POLYPUBLIE
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Étude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques
Auteur: Author:	Cassandra Dion
Date:	2010
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Dion, C. (2010). Étude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/236/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/236/
Directeurs de recherche: Advisors:	Robert Tremblay, & Najib Bouaanani
Programme: Program:	Génie civil

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE NUMÉRIQUE ET EXPÉRIMENTATION DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES PONTS AVEC ISOLATEURS ET AMORTISSEURS SISMIQUES

CASSANDRA DION

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE CIVIL)

JANVIER 2010

© Cassandra Dion, 2010.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

ÉTUDE NUMÉRIQUE ET EXPÉRIMENTATION DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES PONTS AVEC ISOLATEURS ET AMORTISSEURS SISMIQUES

présenté par : DION Cassandra

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph.D., président

M. TREMBLAY Robert, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. BOUAANANI Najib, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. VELEV Nikolay, M.Sc.A., membre

REMERCIEMENTS

Je tiens d'abord à remercier mes directeurs, les professeurs Robert Tremblay et Najib Bouaanani, d'abord pour m'avoir donné l'opportunité de travailler sur ce projet très intéressant de conception des ponts, ensuite pour leur encadrement et leurs conseils qui furent des plus formateurs, tant au point de vue technique que méthodologique.

Je remercie Charles-Philippe Lamarche dont la participation fut essentielle à la réussite du programme expérimental, qui a constitué un défi majeur dans ce projet de recherche. Sa grande expertise et son efficacité ont rendu possible l'atteinte des objectifs.

Je tiens aussi à remercier Martin Leclerc pour sa participation au succès du programme expérimental. Pour ma part, cette collaboration fut des plus enrichissantes, j'ai beaucoup apprécié ses conseils techniques et son attitude qui a créé une atmosphère de travail dynamique et positive. J'en profite aussi pour remercier Patrice Bélanger et Viacheslav Koval pour leur participation dans le programme expérimental.

Je remercie aussi Jean-Philippe Charron et Nikolay Velev qui ont accepté de siéger sur le jury d'examen de ce mémoire.

Je tiens à exprimer ma gratitude envers la compagnie de génie conseil Dessau qui m'a fournit un support financier tout au long de mes études de maîtrise.

Finalement, je tiens à souligner mon infinie reconnaissance pour mes proches, c'est grâce à leur soutien que j'ai pu relever ce défi.

RÉSUMÉ

Alors que les infrastructures de ponts au Québec sont vieillissantes, les prescriptions relatives à la conception parasismique sont de plus en plus sévères dans la norme canadienne sur le calcul des ponts routiers. Dans ce contexte, il devient primordial de développer des techniques de réhabilitation et de conception parasismique rentables et efficaces. Ce mémoire traite de l'isolation sismique et de l'emploi d'autres systèmes de protection parasismique comme une solution envisageable, tant pour les ponts existants que pour les nouveaux ponts. On propose l'utilisation du logiciel SAP2000, simple d'emploi et largement connu, pour exécuter des analyses temporelles non-linéaires permettant de prédire le comportement des ponts équipés avec des systèmes de protection parasismiques. On étudie la réponse des ponts dans leur direction longitudinale. Afin de valider les résultats numériques et d'évaluer la performance des systèmes de protection parasismique, une méthode expérimentale par essais hybrides en temps réel est exécutée. Elle comprend trois séries d'essais, examinant, respectivement, trois ponts équipés avec trois types d'appareils. Le premier pont à l'étude est équipé avec des isolateurs à friction avec systèmes de recentrage automatique, aussi dotés d'une importante capacité de dissipation d'énergie. Ce pont est aussi pourvu d'appareils d'appuis glissants sur ses autres supports, fournissant une capacité additionnelle de dissipation d'énergie. Les deux autres ponts à l'étude sont équipés de deux types innovateurs de systèmes visqueux, soit les amortisseurs visqueux et les transmetteurs de chocs sismiques. Dans un essai hybride, seuls les appareils de protection parasismique sont physiquement testés au laboratoire. Pour un essai hybride en temps réel, le montage expérimental doit aussi comprendre un vérin hydraulique à haute performance, pour imposer les oscillations dynamiques. Le vérin impose, en temps réel, la commande en déplacement dont la valeur est obtenue d'une analyse temporelle non-linéaire exécutée numériquement en parallèle. L'algorithme d'intégration impliqué dans cette méthode expérimentale a été développé récemment à l'École Polytechnique de Montréal. Il s'agit d'une variante à l'algorithme Rosenbrock-W, et l'intégration numérique est effectuée par l'outil Simulink de MathWorks et par l'ordinateur XPC Target. La sous-structure numérique, dans les simulations hybrides en temps réel, est composée des piles du pont étudié et des propriétés additionnelles d'amortissement de la structure. La réponse non-linéaire éventuelle de ces

composantes est considérée dans le modèle de la sous-structure numérique. Plusieurs signaux de sollicitations sismiques différents ont été imposés au cours des essais, et l'influence de la variation de certains paramètres, tels que la rigidité flexionnelle des piles et l'amortissement structural, sur la réponse dynamique du pont a été étudiée. Pour les transmetteurs de chocs sismiques, des simulations de force de freinage imposées par les véhicules ont aussi été effectuées. Cette première série d'essais de ce type à être effectuée au Canada a été réussie et les résultats expérimentaux ont pu être comparés aux prédiction des simulations numériques. Cette comparaison a permis de conclure que de simples modèles numériques sont en mesure de prédire adéquatement les déplacements subis par des structures de ponts équipés avec les systèmes de protection parasismique étudiés. Cette étude a également montré que la réussite des essais hybrides requiert d'effectuer des essais de caractérisation mécaniques pour identifier de manière précise le fonctionnement des équipements parasismique sur différentes plages d'utilisation.

ABSTRACT

With the aging of bridge infrastructures in the province of Quebec and the seismic design provisions becoming progressively more severe with every new edition of the Canadian bridge design code, there is an increased need for innovative techniques to achieve time- and cost-effective seismic retrofit and construction of bridge structures. This paper discusses the application of seismic base isolation and of other seismic protective devices as a solution for new or existing bridges. Simple non-linear time-history analyses performed with the commercially available computer program SAP2000 are proposed to assess the dynamic behavior of seismically protected bridges. The response of the bridge structures is studied along their longitudinal direction. In order to gain experimental validation and to evaluate the performance of the seismic protective devices, real-time dynamic sub-structuring (RTDS) tests were carried out on three bridge structures equipped with three different devices. The first bridge was equipped with seismic isolators with self-centering and friction energy dissipation capabilities. It also included bearing units with sliding interfaces providing additional energy dissipation capacity. The other two bridges were equipped with two innovative viscous seismic protective devices: seismic damping units and shock transmission units. In the RTDS tests, the seismic protective units were physically tested in the laboratory using a high performance dynamic actuator imposing, in real time, the displacement time histories obtained from numerical simulations being run in parallel. The integration scheme used in the test program was the Rosenbrock-W variant, recently developed at École Polytechnique of Montreal, and the integration was performed using the MathWorks's Simulink and XPC target computer environment. The numerical sub-structure included the bridge columns and the additional energy dissipation properties. The nonlinear response of these components was accounted for in the numerical models. The tests were run under various ground motions and the influence of modeling assumptions such as damping and initial stiffness was investigated. For the shock transmission units, vehicle braking load simulations were also carried out. This first test series of this kind to be carried out in Canada was a success, and the test results could be compared to the numerical predictions. The results obtained show that simple numerical modeling techniques can lead to an accurate prediction of the displacement response of bridge structures equipped with the

seismic protective systems studied. The study also showed that successful hybrid testing requires adequate mechanical characterization of the protective systems to accurately identify their response under various loading conditions.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS III

RÉSUMÉ IV

ABSTRACT VI

TABLE DES MATIERES VIII

LISTE DES TABLEAUX XII

LISTE DES FIGURES XIII

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS XVIII

LISTE DES SYMBOLES XIX

LISTE DES ANNEXES XXI

INTRODUCTION 1

Problématique 1

Objectifs de l'étude 2

Méthodologie 3

Contribution personnelle 4

Organisation du mémoire 6

Chapitre 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE 7

1.1 Introduction 7

1.2 Mise en contexte du code canadien sur le calcul des ponts routiers 7

1.3 Principe de l'isolation sismique pour les ponts 10

1.3.1 Isolateurs en élastomère 13

1.3.2 Amortisseurs métalliques 17

1.3.3 Isolateurs à friction avec système de recentrage automatique 20

1.3.4 Amortisseurs visqueux 26

1.3.5 Transmetteurs de chocs sismiques 28

1.4 Essais hybrides en temps réel 31

Chapitre 2 ARTICLE 1: REAL-TIME DYNAMIC SUB-STRUCTURING TESTING OF A BRIDGE EQUIPPED WITH FRICTION-BASED SEISMIC ISOLATORS 36

2.1 Abstract 36

2.2 Introduction 37

2.3 Bridge structure studied 39

2.3.1 Seismic Protective System 39

2.3.2 Bridge structure 40

2.4 Testing program 43

2.4.1 Test setup and protocol 43

2.4.2 RTDS testing, control system and time integration scheme 46

2.5 Numerical models of the bridge 46

2.5.1 Modeling of the numerical substructure of the RTDS tests 46

2.5.2 Numerical model of the seismically protected bridge 49

2.6 Experimental results 50

2.6.1 FSPS characterization 50

2.6.2 RTDS test results and numerical model validation 52

2.6.3 Influence of the friction coefficient of the numerically modeled bearings on bridge response 54

2.6.4 Influence of column effective flexural stiffness on bridge response 56

2.6.5 Influence of the loading rate on bridge response 57

2.7 Conclusion 59

2.8 Acknowlegements 60

2.9 References 61

Chapitre 3 ARTICLE 2: “REAL-TIME DYNAMIC SUB-STRUCTURING TESTING OF VISCOUS SEISMIC PROTECTIVE DEVICES FOR BRIDGE STRUCTURES” 63

3.1 Abstract 63

3.2 Introduction 64

3.3 Seismic protective systems studied 66

3.4 Bridge studied 67

3.4.1 Design of the seismic protective devices 70

3.5 Testing program 71

3.5.1 Testing setup and protocol 71

3.5.2 RTDS testing, control system and time integration scheme 74

3.6 Numerical models 75

3.6.1 Modeling of the numerical substructure of the RTDS tests 75

3.6.2 Numerical model of the seismically protected bridge 76

3.7 Experimental results 77

3.7.1 SDU device 77

3.7.2 STU device 82

3.8 Conclusions 90

3.9 Acknowledgements 92

3.10 References 92

Chapitre 4 DISCUSSION GÉNÉRALE 95

4.1 Introduction 95

4.2 Modélisation numérique des systèmes présentés dans la revue de la littérature 95

4.3 Raffinement des analyses numériques 97

4.4 Caractérisation des systèmes visqueux 98

4.5 Conception parasismique des amortisseurs sismiques 100

4.6 Validation expérimentale 101

CONCLUSION ET RECOMMENDATIONS 106

RÉFÉRENCES 111

ANNEXES 119

LISTE DES TABLEAUX

Table 2-1: Bridge properties 42

Table 2-2: Simulated ground motions.....45

Table 3-1 : Properties of the bridge and seismic protective units 69

Table 3-2 : Synthetic ground motions used.....72

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Illustration des principes d' allongement de la période et d'augmentation de l'amortissement (Skinner, Robinson, & McVerry, 1993) 12

Figure 1.2 : Hystérèses des isolateurs en élastomère : (a) Élastomère fretté (Yoo & Kim, 2002); (b, c et d) Élastomères frettés avec noyaux de plombs d'un diamètre de 27, 37 et 48 mm respectivement (Yoo & Kim, 2002); (e) Élastomère fretté à amortissement élevé (Casarotti, 2004) 16

Figure 1.3 : Amortisseurs métalliques : (a) trois géométries typiques (Priestley, Seible, & Calvi, 1996); (b) assemblage « EDU » et hystérésis (Casarotti, 2004); (c) assemblage « ADAS » et hystérésis (Casarotti, 2004); (d) assemblage « TADAS » et hystérésis (Casarotti, 2004); (e) autre assemblage de types « T » (Priestley, Seible, & Calvi, 1996) 19

Figure 1.4 : Hystérésis de l'isolateur à friction avec ressorts (Guizani, 2007) 21

Figure 1.5 : Variation du coefficient de frottement selon la vitesse, la pression et la température (Casarotti, 2004) 23

Figure 1.6 : Valeur du coefficient de friction pour chacun des trois cycles consécutifs de chargement (Casarotti, 2004) 23

Figure 1.7: Courbes d'hystérésis du téflon non-chargé sous une pression de 30 MPa pour différentes vitesses (Bondonet & Filiatrault, 1997) 24

Figure 1.8 : Variation du coefficient de friction initial selon la vitesse maximale absolue pour différentes valeurs de pression (Bondonet & Filiatrault, 1997) 25

Figure 1.9 : Hystérèses d'un transmetteur de chocs sismiques (Jankowski, Wilde, & Fujino, 2000) 31

Figure 2.1 : Typical Goodco Z-Tech Unidirectional FSPS unit. 40

Figure 2.2 : Bridge studied: (a) Plan view; (b) Bearing properties; (c) Elevation; (d) Deck; (e) Pier. 41

Figure 2.3 : FSPS test setup : a) Schematic view; b) FSPS unit during testing. 44

Figure 2.4 : 5% damped acceleration response spectra of the scaled ground motions. 46

Figure 2.5 : SDOF bridge model: (a) Global model including the numerical and physical substructures; (b) Hysteresis curve of the sliding bearing at abutment A1; (c) Hysteresis response of sliding bearing acting in series with bridge columns at piers P2 to P4; and (d) Hysteresis response of the friction-based isolators at abutment A5.....48

Figure 2.6 : Hysteresis curves obtained from cyclic tests on the FSPS specimen under: (a) Triangular (constant velocity) displacement histories; (b) Sinusoidal displacement histories. 50

Figure 2.7 : Hybrid test results for the isolated bridge under ground motion M7.0-R70-1: (a) Measured and predicted displacement time-histories; (b) Individual FSPS response from RTDS test; and (c) Individual FSPS response from numerical analysis.....53

Figure 2.8 : Time history of the velocity command for ground motion M70-R70-1.....54

Figure 2.9 : Influence of the friction coefficient μ for ground motion M6.0-R30-1 : (a) Displacement feedback for a variation of μ at A1, P2 and P3; (b) Force feedback at P2 for a variation of μ at A1, P2 and P3; (c) Displacement feedback for a variation of μ at P4; (d) Force feedback at P4 for a variation of μ at P4.....55

Figure 2.10 : Influence of the pier effective flexural stiffness under ground motion M6.0-R30-1: (a) Displacement time-histories; (b) Time-histories of shear force in pier P2; (c) Time-histories of shear force in pier P4.....57

Figure 2.11 : Influence of the loading rate on the individual FSPS response for M7.0-R70-1 ground motion from: (a) Pseudo-dynamic test with a time scale of 1/100; (b) Pseudo-dynamic test with a time scale of 1/10; and (c) Displacement time history imposed with a time scale of 1/1 (real time).....58

Figure 3.1: Force in viscous device as a function of velocity considering C = 1.0 kN.s/m.....67

Figure 3.2: Bridge studied: (a) Elevation; (b) Column and deck; (c) Seismic Damping Unit (SDU) or Shock Transmission Unit (STU).....68

Figure 3.3: Test setup for the SDU and STU devices.....71

Figure 3.4: Variation of braking force with respect to time.....74

Figure 3.5: SDOF bridge model: (a) global model; (b) hysteresis of column; (c) hysteresis of STU/SDU device. 76

Figure 3.6: SDU force-displacement relationships from sinusoidal signals from cyclic tests and ADINA numerical simulations: (a) ± 10 mm amplitude at 0.625 Hz; (b) ± 10 mm amplitude at 1.25 Hz; (c) ± 10 mm amplitude at 2.5 Hz. 77

Figure 3.7: Force-velocity relationships characterizing the dynamic response of the SDU device. 78

Figure 3.8: Hybrid test results for SDU under ground motion M7.0-R30-1: (a) Displacement time-histories; (b) SDU Hysteresis curve from hybrid test; (c) SDU Hysteresis curve from SAP2000 numerical analysis. 79

Figure 3.9: Influence of effective flexural stiffness on the column response under ground motion M7.0-R30-1: (a) Displacement time-histories; (b) Time-histories of reaction force in the column. 80

Figure 3.10: CAN/CSA S6-06 design spectrum for Montreal and acceleration response spectra of ground motion M7.0-R30-1. 81

Figure 3.11: Numerical and RTDS test results of SDU-equipped bridge subjected to spectrally matched ground motion M7.0-R30-1. 81

Figure 3.12: Column hysteresis curves for bridge with and without SDU device under spectrally matched ground motion M7.0-R30-1. 82

Figure 3.13: STU force-displacement relationships from sinusoidal signals from cyclic tests and ADINA numerical simulations: (a) ± 10 mm amplitude at 0.625 Hz; (b) ± 10 mm amplitude at 1.25 Hz; (c) ± 11 mm amplitude at 2.5 Hz. 83

Figure 3.14: Force-velocity curve characterizing the dynamic response of the STU device. 83

Figure 3.15: RTDS and numerical similuation results for the STU-equipped bridge subjected to accelerogram M7.0-R100-2: (a) Displacement time-histories; (b) STU Hysteresis curve from hybrid test; (c) STU Hysteresis curve from SAP2000 numerical analysis. 84

Figure 3.16: Hysteresis curves of the column for bridge with and without STU device subjected to ground motion M7.0-R100-2. 85

Figure 3.17: Displacement time histories of the STU subjected to vehicle braking forces. 86

Figure 3.18: Displacement (a) and force (b, c) time histories of the STU subjected to vehicle braking forces with t_d = 0.2 s and t_{total} = 5 s. 87

Figure 3.19: Force-velocity curve characterizing the dynamic response of the STU device at low velocity (a) and high velocity (b). 88

Figure 4.1 : Résultats d'analyses numériques d'un pont équipé avec des amortisseurs visqueux soumis au séisme M7.0-R70-2. 98

Figure 4.2 : Courbe théorique obtenue de la caractérisation de l'amortisseur visqueux comparée aux résultats expérimentaux du spécimen soumis à un chargement cyclique de forme triangulaire d'une amplitude de 20 mm à une fréquence de 1.25 Hz. 99

Figure 4.3 : Courbe théorique obtenue de la caractérisation du transmetteur de chocs sismiques comparée aux résultats expérimentaux du spécimen soumis à un chargement cyclique de forme sinusoïdale d'une amplitude de 10 mm à une fréquence de 2.5 Hz. 99

Figure 4.4: Force dans la pile et dans la culée et déplacement du tablier en fonction du coefficient d'amortissement C_p. 101

Figure 4.5: Déplacement longitudinal maximal du tablier et force maximale dans un des isolateurs à friction de Goodco Z-Tech à la Culée A5. 102

Figure 4.6 : Déplacement longitudinal maximal du tablier et force maximale dans un amortisseur visqueux (SDU) de LCL-Bridge Technology Products à la culée. 103

Figure 4.7 : Déplacement longitudinal maximal du tablier et force maximale dans un transmetteur de chocs sismiques (STU) de LCL-Bridge Technology Products à la culée. 104

Figure A- 1 : Accélérogramme M6.0-R30-1 120

Figure A- 2 : Accélérogramme M6.0-R30-2 121

Figure A- 3 : Accélérogramme M6.0-R50-1 122

Figure A- 4 : Accélérogramme M6.0-R50-2 123

Figure A- 5 : Accélérogramme M7.0-R30-1 124

Figure A- 6 : Accélérogramme M7.0-R30-2 125

Figure A- 7 : Accélérogramme M7.0-R50-1 126

Figure A- 8 : Accélérogramme M7.0-R50-2 127

Figure A- 9 : Accélérogramme M7.0-R70-1 128

Figure A- 10 : Accélérogramme M7.0-R70-2 129

Figure A- 11 : Accélérogramme M7.0-R100-1 130

Figure A- 12 : Accélérogramme M7.0-R100-2 131

Figure B- 1 : Modèle Simulink : Vue d'ensemble 133

Figure B- 2 : Modèle Simulink : Sollicitation extérieure 134

Figure B- 3 : Modèle Simulink : Résolution de l'équation de mouvement 135

Figure B- 4 : Modèle Simulink : Somme des forces 136

Figure B- 5 : Modèle Simulink : Algorithme d'intégration Rosenbrock-W 139

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

ADAS = Added Damping And Stiffness

CSA = Canadian Standard Association

CSI = Computers & Structures, Inc.

EERC = Earthquake Engineering Research Center

FSPS = Friction Seismic Protective System

MTQ = Ministère de Transports du Québec

PGA = Peak Ground Acceleration

PTFE = Polytetrafluoroethylene

RTDS = Real-Time Dynamic Sub-structuring

SCRAMNet = Shared Common RAM Network

SDOF = Single Degree Of Freedom

SDU = Seismic Damping Unit

STU = Shock Transmission Unit

TADAS = Triangular Added Damping And Stiffness

LISTE DES SYMBOLES

C_n = Coefficient d'amortissement de la sous-structure numérique

C_p = Coefficient d'amortissement de la sous-structure physique

C_0 = Estimé initial du coefficient d'amortissement de la structure dans l'algorithme d'intégration Rosenbrock-W

E = Module d'Young

F = Force de résistance d'un SDU ou d'un STU

F_{max} = Force maximale mobilisée par le freinage d'un véhicule sur le tablier du pont

F_y = Limite élastique

I_e = Inertie effective fissurée de la section

I_g = Inertie brute de la section

K = Rigidité

K_n = Rigidité de la sous-structure numérique

K_c = Rigidité initiale de la pile

K_p = Rigidité de la sous-structure physique

K_0 = Estimé initial de la rigidité de la structure dans l'algorithme d'intégration Rosenbrock-W

M = Masse du tablier

M_w = Magnitude du séisme

R = Distance de l'épicentre (Accélérogrammes synthétiques)

R = Rayon de courbure (Pendules à friction)

T = Période de vibration

t_d = Période de temps entre le début du freinage et le moment où la force de freinage atteint F_{max}.

t_{total} = Moment auquel la force de freinage est relâchée

V = Vitesse

W = Charge verticale

α = Constante qui dépend de la viscosité du fluide et des propriétés du piston

Δ_y = Déformation à la limite élastique

μ = Coefficient de friction

ξ = Pourcentage d'amortissement critique

LISTE DES ANNEXES

Annexe A : Accélérogrammes et spectres de réponse……119

Annexe B : Modèle Simulink du pont avec amortisseurs visqueux……..…132

INTRODUCTION

Problématique

Les ponts sont des maillons indispensables au réseau de transport, réseau dont le bon fonctionnement et l'efficacité sont essentiels pour la prospérité économique d'une région. Or, le risque associé aux sollicitations sismiques est particulièrement élevé dans deux régions au Canada, soit le long de la côte du pacifique et, dans l'est du pays, le long de la vallée du fleuve Saint-Laurent et de la rivière des Outaouais. Ce risque représente une menace considérable au bon fonctionnement des structures de pont, en particulier pour les ponts d'urgence et de secours qui doivent demeurer fonctionnels après un séisme.

Une grande proportion des ponts de la province de Québec est estimée avoir dépassé sa durée de vie anticipée. De plus, les normes canadiennes en ce qui a trait à la conception parasismique ont évolué de telle sorte que les charges dues aux tremblements de terre prescrites dans les codes ont graduellement augmenté d'une édition à la suivante depuis les trente dernières années. Ainsi, de nombreux ponts actuellement en service ne répondent plus aux prescriptions de la norme actuelle de calcul des ponts routiers. De plus, la conception parasismique des nouveaux ponts est devenue plus complexe et coûteuse. À la lumière de ces données, il est évident qu'il y a un besoin crucial de choisir de nouvelles solutions de construction et de réhabilitation parasismiques qui sont rentables, efficaces et répondent aux critères des normes actuelles.

Dans ce mémoire, on étudie une solution qui implique l'installation de trois systèmes de protection parasismique pour les ponts : les isolateurs, les amortisseurs et les transmetteurs de chocs sismiques. Un isolateur est un système qui augmente la flexibilité du pont afin d'allonger sa période naturelle de vibration, ce qui, lorsque la structure est située dans une région où la sollicitation sismique a le plus d'énergie dans les hautes fréquences, réduit les forces sismiques induites dans le pont. Plusieurs types d'isolateurs ont également la particularité de dissiper l'énergie induite dans la structure, ce qui contribue à réduire davantage les efforts et les déplacements imposés sous l'effet des sollicitations dynamiques. Un amortisseur est un système qui dissipe une partie de l'énergie sismique induite de façon à réduire les efforts et déplacements mais sans modifier la période de vibration. Un transmetteur de chocs sismiques est un système

qui bloque lorsqu'il est sollicité par des mouvements à haute vitesse. Il peut ainsi répartir les efforts dus aux sollicitations dynamiques sur la structure au droit d'appuis conçus pour permettre les dilatations thermiques. Ces systèmes sont décrits plus en détail dans la revue de littérature au Chapitre 1.

L'isolation sismique est un principe connu depuis le début du 20^{e} siècle, mais il n'a été appliqué en Amérique du Nord qu'au courant des années 80. Aux États-Unis, un premier pont a été isolé avec des appareils en élastomère fretté avec noyau de plomb à San Francisco en 1985. Au Canada, un premier pont a été isolé avec des appareils en élastomère fretté avec noyau de plomb à Richmond en Colombie Britannique en 1990 (EERC Protective Systems, 2009). Au Québec, ce n'est qu'en 2002 qu'un premier pont a été isolé. Ce pont est situé à Alma et les isolateurs étaient des appareils fonctionnant à base de friction (Guizani, 2003). La même année, un pont situé dans la ville de Québec a été équipé avec des amortisseurs et des transmetteurs de chocs sismiques (Loulou, Maillette, & Ladicani, 2003).

Objectifs de l'étude

Pour être en mesure d'appliquer des systèmes de protection parasismique dans plus de projets de conception et de réhabilitation de ponts au Québec, il est nécessaire d'obtenir un excellent niveau de compréhension du fonctionnement de ces systèmes et de pouvoir reproduire ce comportement dans des modèles numériques accessibles aux concepteurs. L'objectif global de ce projet était de développer les connaissances sur la modélisation numérique des ponts équipés avec des systèmes de protection parasismique. Ultimement, l'amélioration de cette expertise sera utile aux ingénieurs de la pratique devant conduire une étude comparative entre les diverses solutions de conception parasismique envisageables, et nécessitant, pour ce faire, des modèles numériques fiables.

Les objectifs spécifiques du projet sont les suivants :

1. Caractériser le comportement dynamique de trois types de systèmes de protection parasismiques : un isolateur à friction avec dispositif de recentrage automatique, un amortisseur visqueux et un transmetteur de chocs sismiques.

2. Développer et valider des modèles numériques simples pouvant prédire le comportement sismique de ponts équipés avec les trois types d'appareils de protection parasismique à l'étude lorsque sollicités par des tremblements de terre représentatifs de l'est de l'Amérique du nord.

Méthodologie

Pour atteindre ces objectifs, le projet a été divisé en 4 étapes :

Premièrement, il a fallut faire une revue de la littérature sur les systèmes de protection parasismique afin de connaître les différents systèmes disponibles sur le marché, comprendre le fonctionnement de chacun, et saisir comment faire la conception parasismique d'un pont équipé de tels systèmes.

Deuxièmement, des essais hybrides en temps réel ont été effectués sur un pont isolé avec des appareils à friction équipés de ressorts permettant le recentrage. Le pont à l'étude est un pont existant sur la voie sud de l'autoroute 20 qui franchit la rivière Nicolet. Ce pont a fait l'objet de travaux réels de réhabilitation parasismique incluant, entre autres, la réfection du tablier et l'installation d'isolateurs à friction. L'isolateur testé dans le cadre de ces essais a été prêté par la compagnie Goodco Z-Tech, de Montréal, Québec. Parallèlement au protocole expérimental, des analyses numériques du pont isolé ont été effectuées à l'aide du logiciel SAP2000 (CSI, 2008), et la performance des modèles a été validée en comparant les résultats numériques avec les résultats expérimentaux.

Troisièmement, la conception parasismique d'un pont fictif équipé avec des amortisseurs visqueux a été réalisée. Des essais de caractérisation ont d'abord été réalisés pour déterminer les propriétés de l'amortisseur étudié. Des analyses numériques du pont ont été exécutées avec le logiciel SAP2000, les amortisseurs ayant été modélisés en utilisant les résultats des essais de caractérisation. Des essais hybrides en temps réel ont ensuite été effectués sur le pont. Les modèles numériques ont ensuite pu être validés en faisant la comparaison avec les résultats expérimentaux. Finalement, en comparant la réponse du pont avec *vs* sans les amortisseurs visqueux, il a été possible d'évaluer la performance des systèmes de protection et de vérifier si le

niveau de performance atteint correspond bien à ce qui était attendu au moment de la conception parasismique.

Quatrièmement, la conception parasismique d'un pont fictif équipé avec des transmetteurs de chocs sismiques a été réalisée. Des essais hybrides en temps réel ont été effectués. La même démarche que dans le cas du pont avec amortisseurs visqueux a été suivie, c'est-à-dire que des analyses numériques du pont ont été exécutées avec SAP2000, puis validées en faisant la comparaison avec les résultats expérimentaux. De la même façon que pour les amortisseurs visqueux, la performance des transmetteurs de chocs sismiques a été évaluée et on a vérifié si le niveau de protection atteint correspond bien à ce qui était attendu au moment de la conception parasismique. Des essais hybrides où on a simulé les sollicitations imposées par le freinage des véhicules sur le pont ont aussi été effectués et les résultats ont été comparés aux prédictions du modèle numérique.

L'amortisseur visqueux et le transmetteur de chocs sismiques testés dans le cadre de ces deux tâches ont été prêtés par la compagnie LCL-Bridge Products Technology, de Montréal, Québec.

Contribution personnelle

Certaines étapes de mon projet de recherche furent le produit d'un travail d'équipe, notamment l'exécution du protocole expérimental ainsi que la rédaction des articles soumis aux revues. Il est ainsi nécessaire de mettre en relief ma contribution personnelle au projet.

Premièrement j'ai effectué une revue de la littérature portant sur l'isolation sismique pour les ponts, d'abord pour m'instruire sur le sujet, mais aussi pour participer à la rédaction d'un document destiné au Ministère des Transports du Québec. Dans ce document, produit conjointement avec les professeurs Robert Tremblay et Najib Bouaanani, j'ai rédigé les chapitres portant sur l'isolation des ponts selon la norme canadienne de calcul des ponts routiers, sur la description détaillée de chacun des systèmes de protection parasismiques disponibles sur le marché, sur des exemples de conception parasismique de ponts isolés et sur une étude paramétrique étudiant l'influence des paramètres de chaque type d'isolateurs et amortisseurs.

Deuxièmement, dans le cadre du programme expérimental sur les trois systèmes de protection sismique étudiés, j'ai préparé les protocoles d'essais et les modèles Simulink des sous-structures numériques et signaux sismiques pour les simulations hybrides. Les montages d'essais utilisés avaient été préalablement conçus, préparés et installés par le personnel du laboratoire. J'ai participé à l'installation et à l'instrumentation des spécimens d'essais. Les essais hybrides sur le pont isolé avec les appareils de Goodco Z-Tech ont été réalisés avec la collaboration de M. Charles-Philippe Lamarche qui a développé cette méthode expérimentale à l'École Polytechnique de Montréal dans le cadre de ses études au doctorat. M. Lamarche m'a initiée à la modélisation de la structure sur Simulink, me fournissant des exemples de modèles structuraux développés dans le cadre de ses travaux, a procédé au branchement du contrôleur hybride au vérin hydraulique, a effectué la mise en route et la calibration du système de chargement et nous avons piloté conjointement la réalisation des essais que j'avais préparés. Pour les essais hybrides sur les ponts protégés avec les amortisseurs visqueux et les transmetteurs de chocs de LCL-Bridge Products Technology, j'ai effectué la conception des ponts fictifs qui ont été considérés, incluant le choix des propriétés requises pour les appareils. Les simulations hybrides sur ces ponts ont été réalisées avec la collaboration de M. Martin Leclerc, ingénieur de projets au laboratoire. Un vérin différent a été utilisé dans cette deuxième série d'essais, et j'ai participé à la calibration du système hydraulique. Cette étape préalable est complexe et délicate, et la réussite des essais dépend de la justesse de la calibration du système hydraulique.

Troisièmement, dans le cadre du programme expérimental, j'ai effectué la caractérisation sur des propriétés des systèmes de protection parasismique à partir des résultats des essais cycliques et des essais hybrides, puis j'ai effectué les analyses purement numériques des trois ponts à l'étude avec le logiciel SAP2000. Une fois le programme expérimental complété, j'ai procédé à la collecte et au traitement des données, puis j'ai fait la comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux.

Quatrièmement, j'ai rédigé une première version des deux articles qui ont été soumis pour possible publication dans des revues scientifiques et qui sont présentés aux Chapitre 2 et Chapitre 3. Ces articles ont été revus et bonifiés par les co-auteurs, principalement au niveau de l'introduction, de la description des structures, de l'organisation du texte et de l'interprétation des résultats. J'ai ensuite effectué plusieurs modifications à ces articles découlant de suggestions apportées par les coauteurs. J'ai aussi rédigé la première version d'un article qui a été soumis

pour possible présentation à la 10e Conférence Canadienne de Génie Parasismique qui aura lieu à Toronto en 2010.

Finalement, j'ai présenté le fruit de mes travaux de maîtrise à plusieurs reprises, soit à des représentants du Ministère des Transports du Québec et des sociétés Goodco Z-Tech et LCL-Bridge Products Technology (trois présentations distinctes), de même qu'à la rencontre annuelle du CEISCE en 2009 (présentation au groupe de chercheurs).

Organisation du mémoire

Le Chapitre 1 présente un résumé de la revue de littérature. Le Chapitre 2 présente un article scientifique ayant été soumis et qui porte sur le pont isolé avec les systèmes à friction de Goodco Z-Tech. Le Chapitre 3 présente un article scientifique ayant été soumis également et qui traite des ponts équipés respectivement des amortisseurs visqueux et des transmetteurs de chocs sismiques de LCL-Bridge Products Technology. Finalement, une discussion sur les résultats obtenus au courant de ce projet de recherche est présentée au Chapitre 4. Les historiques d'accélération ainsi que les spectres d'accélération des sollicitations sismiques utilisées sont présentées à l'Annexe A. Le modèle Simulink utilisé pour conduire les essais hybrides en temps réel est présenté à l'Annexe B.

CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE

1.1 Introduction

Ce chapitre présente un résumé de la revue de la littérature pertinente au sujet à l'étude. Le lecteur trouvera davantage d'informations sur le sujet dans le document en cours de préparation pour le Ministère des Transport du Québec (Dion, Bouaanani, & Tremblay, 2009). D'abord on fait la mise en contexte de la problématique de construction et de la réhabilitation parasismique des ponts selon le code canadien sur le calcul des ponts routiers. Ensuite on explique en quoi consiste l'isolation parasismique et on présente les différents systèmes de protection parasismique présents sur le marché, notamment les systèmes étudiés dans le cadre de ce mémoire de maîtrise, soit les isolateurs à friction avec ressorts, les amortisseurs visqueux et les transmetteurs de chocs sismiques. Finalement on présente la méthode expérimentale utilisée dans le cadre de ces travaux pour tester les ponts équipés avec des systèmes de protection parasismique, c'est-à-dire la méthode d'essais hybrides en temps réel.

1.2 Mise en contexte du code canadien sur le calcul des ponts routiers

Le calcul des charges sismiques a été progressivement introduit dans la norme canadienne de calcul des ponts routiers à partir de l'édition de 1966, mais très peu de détails étaient donnés sur la définition de la charge due aux tremblements de terre, et ce, jusqu'à l'édition de 1988.

En effet, dans la norme de ponts de 1966 (CSA, 1966), l'article 5.1.19 précise que la charge latérale due à un tremblement de terre, dénommée *EQ*, à appliquer au centre de gravité de la structure, et ce dans n'importe quelle direction horizontale, est de 2 % du poids mort de la structure pour un sol ayant une capacité portante d'un minimum de 4 t/pi², de 4 % du poids mort pour un sol ayant une capacité portante de moins de 4 t/pi² et de 6 % du poids mort pour une fondation sur pieux. Il s'agit donc simplement d'une charge statique équivalente.

Dans la norme de 1974 (CSA, 1974), on ne donne aucune donnée sur la valeur de la charge sismique à considérer dans la conception des ponts. On ne fait que mentionner, à l'article 5.1.22, que l'on doit tenir compte des forces sismiques dans les régions où on s'attend à des tremblements de terre.

Dans la norme de 1978 (CSA, 1978), on prescrit à l'article 5.1.21, pour les structures simples, une force statique équivalente à appliquer au centre de gravité de la structure dans une direction horizontale. Cette charge, dénommée Q, est le produit du poids mort de la structure W, d'un coefficient de réponse C, dont la valeur varie entre 0.0 et 0.8 dépendamment de la zone sismique où se situe l'ouvrage à l'étude, et d'un facteur F qui varie de 1.0 à 0.8 dépendamment des conditions d'appui de la structure. Dans le cas des structures plus complexes, on prescrit l'utilisation d'une méthode spectrale où la valeur du coefficient de réponse C est définie par des spectres de réponse qui varient en fonction de la profondeur du roc sous les fondations et de l'accélération maximale au niveau du roc A. On y précise que les spectres de réponse donnés sont basés sur ceux de la Californie, et qu'ils sont donc possiblement conservateurs pour le Canada. On mentionne aussi qu'il est nécessaire de procéder à des analyses dynamiques plus poussées dans certains cas particuliers, comme, par exemple, pour les structures ayant une période naturelle de vibration supérieure à 3.0 secondes ou dans les zones où les conditions géologiques sont inhabituelles. Finalement, on parle très brièvement de la force de résistance minimale à prévoir dans les systèmes de retenue ou systèmes de dissipation d'énergie.

Dans la norme de 1988 (CSA, 1988), on prescrit encore à l'article 5.2.21 l'application d'une méthode statique équivalente pour les structures simples et une méthode d'analyse dynamique si la structure est plus complexe ou se situe sur un site dont les conditions géologiques sont inhabituelles. Dans cette édition, on raffine le calcul de la force statique équivalente : on y introduit le coefficient de risque I, qui vaut 1.3 pour un ouvrage important du réseau routier ou 1.0 pour les autres ouvrages, le coefficient de fondation F, qui varie de 1.0 à 1.5, le coefficient c_v variant en fonction de la zone d'accélération sismique Z_a et la zone de vitesse sismique Z_v. On y introduit aussi le rapport de vitesse v, dont les valeurs doivent être prises dans le Supplément du Code national du bâtiment du Canada de 1985. On ne donne pas plus de précisions sur les méthodes spectrales ou par analyse dynamique, mais on conseille l'utilisation des normes américaines sur la conception parasismique. Quelques indications sont

données quant au calcul des assemblages de retenue destinés à restreindre les déplacements dus aux sollicitations sismiques.

Dans les éditions 2000 (CSA, 2000) et 2006 (CSA, 2006a) de la norme S6, la dernière étant celle actuellement en vigueur, le Chapitre 4 est dédié au calcul parasismique. On y prescrit toujours l'application d'une méthode statique équivalente, dénommée « méthode de la charge uniforme », mais celle-ci n'est applicable qu'aux ponts réguliers d'importance normale ou ponts d'urgence situés dans les zones sismiques faibles ou modérés. On propose des méthodes (dynamiques) spectrales unimodale/multimodale qui sont applicables à la majorité des autres cas. On prescrit aussi l'utilisation de la méthode d'analyse temporelle non-linéaire, dénommée « méthode des diagrammes d'évolution », pour les ponts de secours irréguliers situés dans les zones sismiques modérées et élevées. La charge statique équivalente implique toujours des coefficients relatifs à l'importance de l'ouvrage dans le réseau routier (I) et à la zone et le type de sol où se situe la structure (paramètres A et S). La charge statique équivalente dépend maintenant de la période de vibration de la structure. Elle est aussi fonction d'un facteur de modification de la charge sismique, R, facteur qui dépend de la ductilité de la structure. Le chapitre 4 des normes S6-00 et S6-06 contiennent des règles de conception devant être respectées selon le facteur R retenu. Les mêmes paramètres influencent les forces sismiques obtenues des méthodes d'analyse dynamiques. Finalement, dans ces plus récentes éditions de la norme (2000 et 2006), on consacre une section (4.10) à la conception des structures isolées. Une méthode d'analyse spectrale est proposée pour ces structures.

Pour des conditions similaires, on note que les charges sismiques ont généralement augmenté dans les dernières décennies et les règles visant à obtenir un comportement sismique ductile n'ont été introduites, pour la très grande majorité, que très récemment (2000). Les ponts âgés toujours en service aujourd'hui ne répondent donc pas aux normes actuelles en ce qui concerne la ductilité ou la résistance aux charges sismiques et nécessitent une réhabilitation parasismique, et ces ponts constituent une grande partie du parc d'infrastructure. En effet, un rapport de Gagnon et al. (Gagnon, Gaudreault, & Overton, 2008) affirme qu'au Canada, la moyenne d'âge des ponts a dépassé 57 % de leur durée de vie estimée de 43.3 ans. Au Québec, ce ratio vaut 72%. La majorité des ponts existants au Québec doit donc être réhabilitée, entre autres, au point de vue sismique. En ce qui concerne les nouveaux ponts, la sévérité des normes actuelles donne lieu à des charges sismiques plus élevées et un niveau de complexité de

considérablement accru pour la conception parasismique des structures. Dans ce contexte il est nécessaire de développer des méthodes rentables et efficaces de construction et de réhabilitation parasismique des ponts. L'utilisation de systèmes avancés de protection sismique comme l'isolation sismique, les amortisseurs sismiques ou les transmetteurs de chocs sismiques représente une solution qui est applicable à la fois pour la réhabilitation sismique des ponts existants et pour la construction de nouveaux ponts.

1.3 Principe de l'isolation sismique pour les ponts

Skinner et al. (Skinner, Robinson, & McVerry, 1993) décrivent l'isolation sismique des structures en présentant les principaux systèmes qui existent sur le marché et en suggérant des procédures de conception de structures équipées avec de tels systèmes de protection parasismique. Les isolateurs y sont décrits comme des systèmes qui découplent la structure des mouvements du sol et/ou de ses supports en augmentant la flexibilité de la structure, en d'autres termes en allongeant sa période fondamentale de vibration, tout en fournissant un amortissement approprié. Selon ces auteurs, les isolateurs sont habituellement placés à la base de la structure. Dans la littérature anglophone, on y fait alors référence en utilisant le terme « *base isolation* ». Dans le cas des ponts cependant, qui comprennent généralement des piles qui sont relativement légères comparativement au tablier, les isolateurs sont placés entre le dessus des piles ou des culées et le tablier.

Priestley et al. (Priestley, Seible, & Calvi, 1996) traitent de la conception et de la réhabilitation parasismiques des ponts. Ils consacrent un chapitre de leur livre à l'isolation. Les isolateurs jouent deux rôles sur le comportement dynamique des structures, de façon à assurer leur protection contre les effets des séismes, soit l'allongement de la période et l'augmentation de l'amortissement. Les dommages induits aux structures par l'effet des tremblements de terre sont essentiellement dus à la concordance entre la période naturelle de vibration d'une structure et la période dominante de la secousse sismique. Pour un séisme qui produit des accélérations maximales à de hautes fréquences, l'allongement de la période de vibration de la structure réduit l'amplitude des accélérations qui lui sont transmises (Figure 1.1). Une structure conventionnelle, i.e. non-isolée, mais dont la période fondamentale de vibration est relativement courte, peut

échapper à la zone de contenu fréquentiel où le séisme a le plus de puissance, mais cela est seulement possible si la structure subit suffisamment de dommages pour que sa période de vibration se trouve naturellement allongée pendant la sollicitation dynamique. L'isolation sismique a pour but d'allonger la période de vibration en concentrant les déformations sur le système d'isolation tout en évitant les dommages structuraux. La réponse des éléments d'une structure isolée, mis à part les isolateurs eux-mêmes, devrait alors être linéaire-élastique. Évidemment, l'allongement de la période résulte dans l'augmentation du déplacement de la structure. Ce problème peut être résolu par l'augmentation du taux d'amortissement. Ce faisant, on diminue aussi les accélérations transmises à la structure (Figure 1.1). Plusieurs isolateurs ont une capacité de dissipation d'énergie importante, ce qui donne lieu à un amortissement effectif significatif, comme cela sera discuté plus bas.

Une autre approche consiste à utiliser des amortisseurs sismiques. Ces appareils peuvent être utilisé seuls ou en combinaison avec des isolateurs, Dans le second cas, on obtient aussi l'allongement bénéfique de la période. Les auteurs considèrent qu'une structure isolée doit permettre d'atteindre un taux d'amortissement d'environ 20 à 30% de l'amortissement critique. L'énergie peut être dissipée de trois façons par les systèmes d'isolation et/ou d'amortissement : la viscosité, la friction ou la déformation hystérétique de matériaux. Les auteurs précisent que la forme d'amortissement la plus populaire est celle basée sur la déformation hystérétique de l'acier ou du plomb, car c'est la forme la plus fiable et c'est le concept le mieux maîtrisé par les ingénieurs. Le comportement inélastique des isolateurs et/ou amortisseurs permet, certes, de diminuer les déplacements de la structure, mais crée un déplacement résiduel plus important. C'est pourquoi il est important que l'isolateur ou amortisseur comprenne un mécanisme de recentrage automatique. Dans l'éventualité où le système de recentrage s'avèrerait non-efficace, il serait tout de même plus facile de réparer une structure isolée, dont les déformations sont concentrées dans les isolateurs ou amortisseurs, qu'une structure conventionnelle dont les éléments structuraux seraient déformés dans leur domaine plastique.

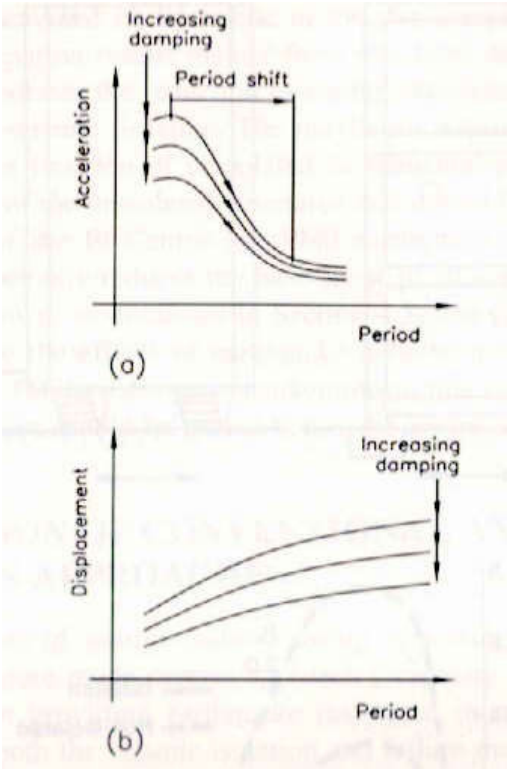

Figure 1.1 : Illustration des principes d' allongement de la période et d'augmentation de l'amortissement (Skinner, Robinson, & McVerry, 1993)

Les systèmes d'isolation et d'amortissement utilisés sur les structures de ponts peuvent être classés dans quatre familles : les appareils en élastomère, les systèmes à base de friction, les amortisseurs métalliques et les amortisseurs visqueux. Un cinquième type de système de protection parasismique doit être classé dans une catégorie distincte, vu son fonctionnement fondamentalement différent. Il s'agit du transmetteur de chocs sismiques.

Dans leur livre, Skinner et al. (1993) présentent un tableau recensant tous les ponts isolés jusqu'en 1993. Un total de 255 pont isolés sont recensés, dont 168 sont en Italie, 49 en Nouvelle Zélande, 21 aux États-Unis, 12 au Japon et 5 en Islande. Faisant référence à ce tableau, Priestley et al. (1996) mettent en évidence le fait que 3 des ponts italiens ainsi que 66 des 87 autres ponts sont isolés avec des isolateurs en élastomère fretté avec noyau de plomb, ce qui démontre que, mis à part en Italie, cet isolateur est le plus populaire. En Italie, on a surtout utilisé la combinaison d'amortisseurs métalliques avec des interfaces de friction. Toujours selon Priestley et al. (1996), les raisons expliquant que les élastomères frettés avec noyau de plomb et la

combinaison des amortisseurs métalliques avec interface de friction dominent le marché, du moins jusqu'en 1993, sont l'économie, la simplicité, la fiabilité et la facilité d'entretien.

Priestley et al. (1996) rapportent qu'il y a très peu de données disponibles sur le fonctionnement en service de systèmes d'isolation et/ou d'amortissement sollicités par de vrais tremblements de terre. Ils rapportent uniquement deux cas concernant des isolateur frettés avec noyau de plomb, mais qui sont malheureusement peu représentatifs : le pont « Sierra Point » à San Francisco sollicité par le séisme de Loma Prieta, mais qui a subi une sollicitation trop faible (accélération au sol de $0.09g$) pour donner des résultats intéressants, et le pont « Te Teko » en Nouvelle Zélande sollicité par le séisme Edgecumbe en 1987 (accélération au sol environ entre 0.3 et $0.35g$), dont le mal-fonctionnement d'un des isolateurs dû à une erreur en cours de construction a causé un endommagement d'une culée.

Mis à part les livres de Skinner et al. (1993) et Priesltey et al. (1996), d'autre auteurs ont rédigé des livres (Christopoulos & Filiatrault, 2006; Constantinou, Soong, & Dargush, 1998; Hanson & Soong, 2001; Naeim, 1989; Soong & Dargush, 1997; Yang, Chang, & Yau, 2003; Yashinsky & Karshenas, 2003; Zhang, 2003) ou revues de littérature et articles (Calvi et al., 2007; Casarotti, 2004; Soong & Spencer Jr, 2002; Symans et al., 2008) décrivant les principes d'isolation et d'amortissement et ont décrit le fonctionnement de ces appareils de protection parasismique. Les brèves descriptions qui suivent des familles d'isolateurs et d'amortisseurs ainsi que du transmetteur de chocs sismiques sont principalement tirées de ces références. On note que d'un les informations sont très semblables d'un document à l'autre. Quelques précisions tirées d'articles spécifiques sont aussi données.

1.3.1 Isolateurs en élastomère

Il existe trois types d'isolateurs en élastomère : l'élastomère fretté, l'élastomère fretté avec noyau de plomb et l'élastomère fretté à amortissement élevé. Tous trois peuvent prendre une forme rectangulaire ou circulaire dans le plan, et sont composés de couches successives d'élastomère et de plaques minces en acier appelées « frettes ». Taylor et al. (Taylor, Lin, EERI, & Martin, 1992) ont écrit une revue de littérature sur les isolateurs en élastomère où les propriétés de ce matériau sont bien définies. Les quatre types d'élastomères les plus utilisés sont le

caoutchouc naturel, le néoprène (polychloroprène), le butyle (polyisobutylène) et le nitrile (butadiène-acrylonitrile). Taylor et al. (1992) mentionnent que le caoutchouc naturel est le plus populaire, suivi du néoprène, car ce sont les deux types les moins coûteux et qui présentent de bonnes propriétés. Le butyle présente les meilleures performances à basse température et remplace donc parfois le néoprène pour de telles conditions. L'élastomère détermine l'amplitude de la rigidité élastique aux forces latérales. Son module de cisaillement est relativement bas, soit de l'ordre de 1.0 MPa (Priestley, Seible, & Calvi, 1996), il permet donc des déformations assez élevées sous les forces sismiques et agit ainsi comme un isolateur. Il est par contre préférable que la résistance latérale soit suffisamment élevée pour limiter les déformations sous les forces normales de service, tel que le vent, à des valeurs acceptables. Les frettes quant à elles, en segmentant l'élastomère, offrent une meilleure résistance à la charge verticale. En effet, lorsque l'élastomère est comprimé verticalement, en supposant que c'est un matériau incompressible, il aura tendance à prendre de l'expansion sur les cotés libres mais les frettes en acier sont alors sollicitées en tension et retiennent cette expansion latérale de l'élastomère. De cette façon, l'écrasement de l'élastomère est diminué et la charge verticale qu'il peut supporter est augmentée. Plus la hauteur totale de l'isolateur est élevée, moins la rigidité latérale est grande, et plus les couches d'élastomère entre les frettes sont minces, plus la résistance à la charge verticale est grande. De façon générale, la rigidité latérale apportée par l'élastomère fretté est de l'ordre de 1 à 2 MN/m (Priestley, Seible, & Calvi, 1996). L'élastomère fretté a un comportement quasi parfaitement linéaire-élastique, tel qu'illustré sur la Figure 1.2 (a), et présente un taux d'amortissement très bas, soit de l'ordre de 5% de l'amortissement critique. C'est pourquoi cet isolateur est souvent jumelé avec un amortisseur. Pour contrer le manque de capacité de dissipation d'énergie des élastomères frettés, les deux autres types d'isolateurs en élastomère ont été développés.

L'élastomère fretté avec noyau de plomb, inventé en avril 1975 par W. H. Robinson (Skinner, Robinson, & McVerry, 1993), est un élastomère fretté, répondant à la description précédente, a centre duquel on perce un trou circulaire vertical dans lequel on insére un cylindre de plomb fixé à la base de l'isolateur. Ce noyau de plomb se déforme lorsque l'isolateur est soumis à un déplacement latéral. Il fournit ainsi une grande capacité de dissipation d'énergie et donne lieu à une plus grande rigidité sous l'effet des forces latérales statiques. Le plomb présente plusieurs avantages qui justifient son choix comme noyau à l'élastomère fretté. Ces avantages

sont décrits ici selon la description faite dans le livre de Skinner et al. (1993) Premièrement, il a une relation force-déplacement presque parfaitement élasto-plastique, et sa limite élastique de plastification en cisaillement, τ, qui vaut environ 10 MPa, est assez basse de sorte qu'un noyau de diamètre raisonnable, soit approximativement le quart du diamètre (ou de la longueur pour un isolateur rectangulaire) de l'élastomère, offre une force de plastification en cisaillement qui concorde bien avec la limite élastique souhaitable du système. Deuxièmement, le plomb a de bonnes propriétés en fatigue durant les cycles de chargement atteignant la déformation plastique, car la température à laquelle ses grains allongés sont capables de se recristalliser à une vitesse intéressante, soit 50% en une heure, est très basse, soit moins de 20 degrés Celsius. À titre de comparaison, la température pour atteindre 50% de recristallisation en une heure pour d'autres métaux est beaucoup plus élevée, soit 150 degrés Celsius pour l'aluminium, 200 degrés Celsius pour le cuivre et 450 degrés Celsius pour le fer. Cela fait en sorte que pour des températures ambiantes de plus de 20 degrés Celsius, un élément de plomb déformé plastiquement pourra bénéficier des processus de recouvrement (soit le processus inverse de l'écrouissage), de recristallisation et de croissance du grain, aussi appelée recristallisation secondaire. Le plomb a donc un comportement quasi parfaitement élasto-plastique, alors que l'élastomère a un comportement linéaire-élastique. La combinaison des deux donne une courbe d'hystérésis élasto-plastique quasi parfaite, tel qu'illustré sur la Figure 1.2 (b, c et d). Du point de départ jusqu'à la limite élastique du plomb, les deux matériaux travaillent en parallèle et lorsque la limite élastique du plomb est dépassée, la pente correspond environ à la rigidité de l'élastomère fretté. La limite élastique de l'isolateur est proportionnelle au diamètre du noyau de plomb.

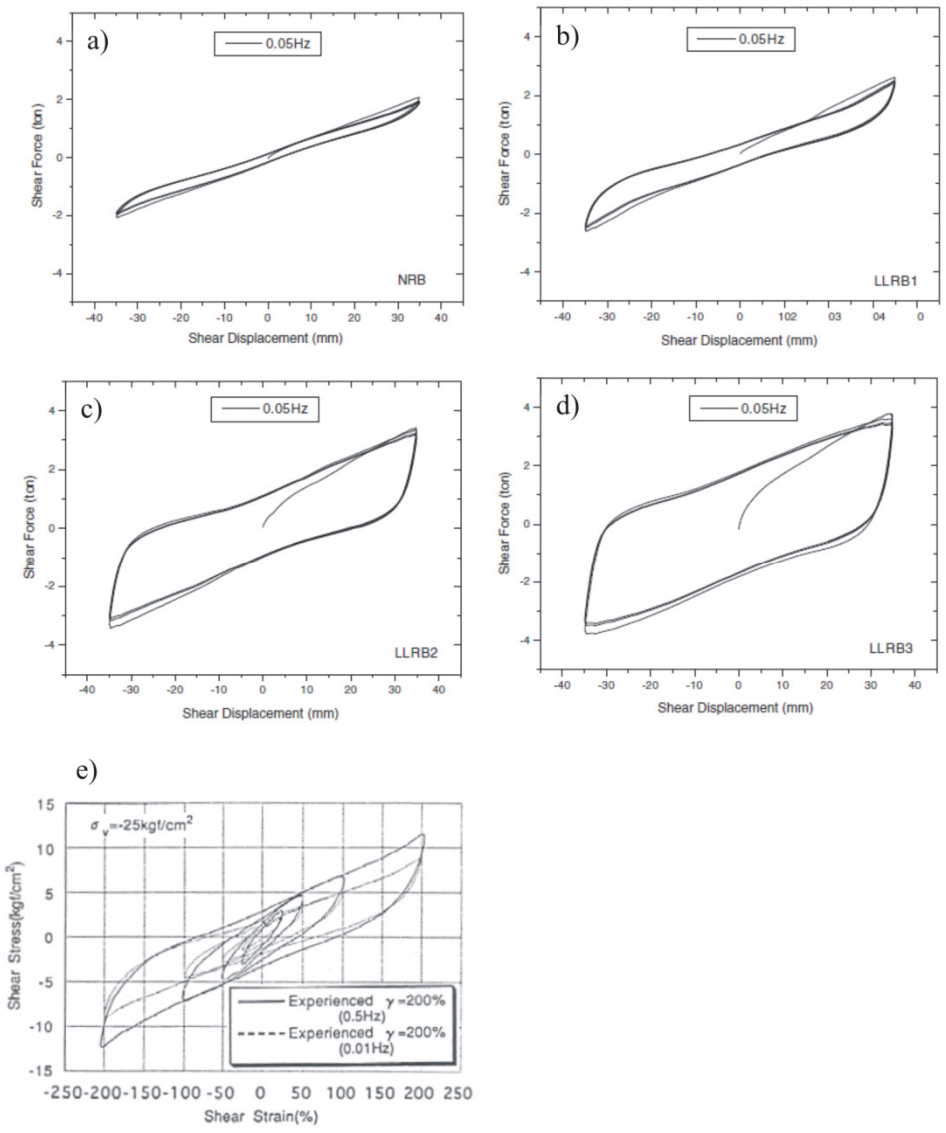

Figure 1.2 : Hystérèses des isolateurs en élastomère : (a) Élastomère fretté (Yoo & Kim, 2002); (b, c et d) Élastomères frettés avec noyaux de plombs d'un diamètre de 27, 37 et 48 mm respectivement (Yoo & Kim, 2002); (e) Élastomère fretté à amortissement élevé (Casarotti, 2004)

Les isolateurs en élastomères frettés à amortissement élevé ont à la fois la capacité d'augmenter la période naturelle de la structure et de dissiper l'énergie de façon à limiter le déplacement. Ces appareils peuvent donc résister à des déformations en cisaillement très grandes, beaucoup plus élevées que les élastomères normaux. L'élastomère à amortissement élevé a un comportement non-linéaire sous les forces latérales, tel qu'illustré sur la Figure 1.2 (e),

c'est-à-dire qu'il a une rigidité latérale initiale pour de petites déformations en cisaillement assez élevée, puis une rigidité qui diminue considérablement pour de grandes déformations : elle peut devenir jusqu'à quatre fois plus petite (Calvi et al., 2007; Casarotti, 2004). Ce comportement non-linéaire de l'élastomère est obtenu par l'ajout de composants chimiques qui changent les propriétés du matériau. Cet isolateur présente un taux d'amortissement de l'ordre de 10 à 16% de l'amortissement critique (Calvi et al., 2007; Casarotti, 2004).

Le lecteur est référé aux articles et rapports cités pour des exemples d'études de cas et autres informations pertinentes sur les élastomères frettés (Dai, Moroni, Roesset, & Sarrazin, 2006; Stanton & Roeder, 1982; Stanton et al., 2008; Yoo & Kim, 2002), les élastomères frettés avec noyaux de plomb (Chaudhary, Abé, & Fujino, 2002; Choi, Nam, Oh, & Cho, 2006; Jangid, 2007; Mori, 1996; Yoo & Kim, 2002) et les élastomères frettés à amortissement élevé (Izuno, Tanzo, & Iemura, 1994; Jankowski, Wilde, & Fujino, 2000; Tanzo, 1992).

1.3.2 Amortisseurs métalliques

Un des mécanismes les plus efficaces de dissipation de l'énergie de déformation induite dans les structures pendant une sollicitation sismique est par la déformation plastique des métaux, plusieurs des systèmes fonctionnant d'après ce principe sont faits en acier doux (Soong & Dargush, 1997; Soong & Spencer Jr, 2002). Dans les structures conventionnelles, la conception parasismique dépend souvent de la déformation plastique des éléments structuraux comme les poutres et les colonnes pour dissiper l'énergie, alors que dans le système décrit ici, on utilise un amortisseur métallique séparé qui ne sert pas d'élément structural en service mais qui dissipe l'énergie des sollicitations sismiques. Il s'agit d'un concept qui a d'abord été introduit dans les années 1970 (Soong & Dargush, 1997).

Pour éviter les problèmes de fatigue et pour pouvoir atteindre des niveaux de déformation élevée, on utilise pour les amortisseurs des aciers doux à ductilité élevée, on conçoit des éléments à section variable de façon que la contrainte soit égale sur chaque section, et on conçoit les connexions de façon à éviter les concentrations de contraintes, particulièrement aux soudures. Il existe trois géométries typiques d'amortisseurs en acier, illustrées sur la Figure 1.3 (a), qui assurent un comportement stable: la poutre de flexion à moment constant, qu'on désigne type

« U », la poutre en porte à faux, qui a souvent une forme évasée, conique par exemple, qu'on désigne type « T », et la poutre de torsion, qu'on désigne type « E ». Le choix du type de géométrie dépend de l'endroit et de l'espace disponible, de la manière qu'il est possible de faire la connexion avec les éléments du pont, et du niveau de déformation qui lui sera imposé. Pour l'isolation sismique de la structure du tablier, le niveau de déformation demandé est en effet élevé et peut se produire dans n'importe quelle direction. C'est pourquoi on crée des amortisseurs qui sont des assemblages de plusieurs amortisseurs de types U, T ou E. Par exemple le système « EDU », aussi appelé « *Crescent moon-shaped steel damper*» dans la littérature anglophone et illustré sur la Figure 1.3 (b), est un assemblage de poutres de types U. Les systèmes « ADAS » (Figure 1.3 (c)), pour « *added damping and stiffness* », ainsi que « TADAS » (Figure 1.3 (d)), pour « *triangular added damping and stiffness* », sont des assemblages de poutres de types T. Ces deux systèmes diffèrent de par leur géométrie et leurs conditions aux extrémités : le système ADAS a une forme de X car ses deux extrémités sont fixes, alors que le système TADAS a une forme triangulaire car une seule de ses extrémités est fixe alors que l'autre est une rotule. De cette façon, tous deux permettent une distribution de contraintes constante sur toute leur hauteur lorsque fléchis. On remarque sur les courbes d'hystérésis des systèmes ADAS et TADAS que la rigidité augmente sous les grandes déformations, ce qui serait dû aux effets couplés des réponses axiales et latérales, effets qui doivent être considérés lors de la conception de tels systèmes (Christopoulos & Filiatrault, 2006). Un autre exemple d'assemblage de poutres de types T est illustré sur la Figure 1.3 (e).

Tel que mentionné précedemment, la dissipation d'énergie de cet amortisseur est créée par la déformation plastique de l'acier. Une grande partie de l'énergie dissipée est transformée en chaleur (Soong & Dargush, 1997), et une petite partie est absorbée pendant les changements de phases associées à l'écrouissage et à la fatigue (Skinner, Robinson, & McVerry, 1993). Pour simplifier la modélisation de tels systèmes, on fait souvent la simplification supposant que la dissipation d'énergie dépend uniquement de l'amplitude de la déformation, et la quantité d'énergie dissipée correspond alors à l'aire à l'intérieur de la courbe d'hystérésis. Soong & Dargush (1997) proposent des modèles incluant l'effet de la vitesse et citent des auteurs qui ont formulé d'autres modèles. Skinner et al. (1993) proposent deux méthodes approximatives pour modéliser la relation force-déplacement des amortisseurs métalliques.

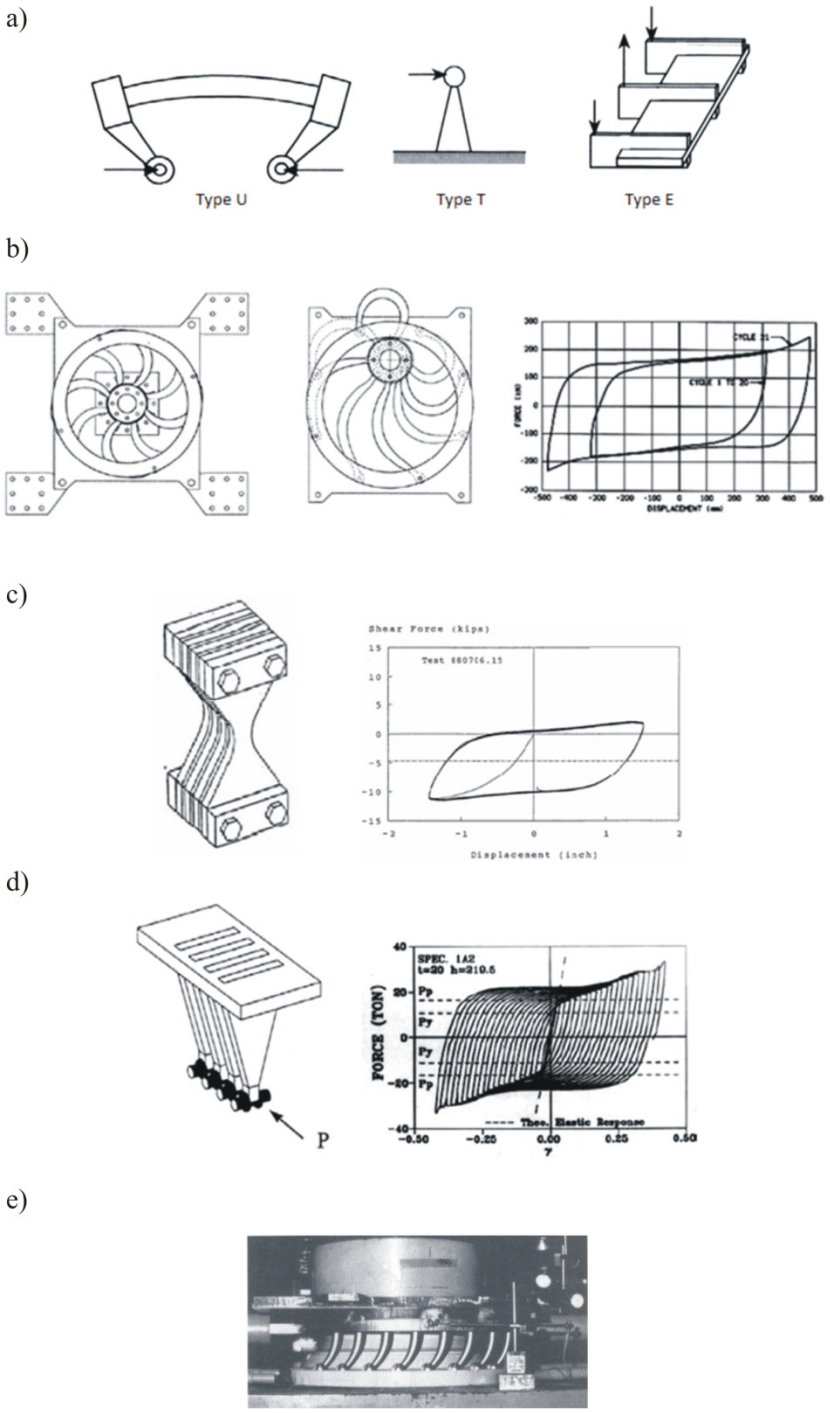

Figure 1.3 : Amortisseurs métalliques : (a) trois géométries typiques (Priestley, Seible, & Calvi, 1996); (b) assemblage « EDU » et hystérésis (Casarotti, 2004); (c) assemblage « ADAS » et hystérésis (Casarotti, 2004); (d) assemblage « TADAS » et hystérésis (Casarotti, 2004); (e) autre assemblage de types « T » (Priestley, Seible, & Calvi, 1996)

1.3.3 Isolateurs à friction avec système de recentrage automatique

Les systèmes à surface horizontale de glissement isolent la structure du tablier des mouvements sismiques en lui permettant de glisser sur ses appuis à au niveau d'une interface offrant peu de résistance en friction. Puisque la friction est faible, la force transmise du tablier aux éléments de fondation, par l'entremise des appuis, est faible. C'est aussi la friction qui offre toute la capacité de dissipation d'énergie du système. Le problème avec un simple système glissant à surface plane est qu'il n'offre aucune capacité de recentrage après la sollicitation sismique et qu'il est difficile de prédire son comportement. Ce problème peut être résolu en ajoutant des ressorts au système ou en donnant une forme sphérique à l'interface de glissement. Cette dernière configuration est connue sous le nom de pendule à friction.

L'isolateur à friction avec ressorts est typiquement composé de deux éléments : une interface de friction composée d'une surface en acier inoxydable et d'une surface en polytetrafluoroethylene (PTFE), ou téflon et de ressorts ayant idéalement un comportement linéaire-élastique. Le PTFE peut être lubrifié ou non, selon le coefficient de friction désiré. Il est aussi possible d'inclure un système de retenue sacrificiel, aussi appelé fusible, qui fait en sorte que l'appui ne subit aucune déformation en dessous d'une certaine force limite, par exemple sous les efforts de dilatation thermique, charges de vent ou force due au freinage de véhicules, mais qui cède à partir d'une certaine force, comme c'est le cas sous une sollicitation sismique. Au Canada, la compagnie Goodco Z-Tech (Goodco Z-Tech, 2009) fabrique ce type d'isolateurs avec des ressorts métalliques. Aux États-Unis, la compagnie RJ Watson (RJ Watson, 2009) les fabrique avec des ressorts en polyéther-uréthane. C'est l'isolateur de la compagnie canadienne qui a été utilisé pour la réhabilitation parasismique du premier pont isolé au Québec en 2002, soit le pont d'Alma sur la route 169 au dessus de la Rivière Grande Décharge et, plus récemment, en 2008, sur le pont passant au dessus de la Rivière Nicolet sur l'autoroute 20 dans la direction de Québec (Guizani, 2007). Cet isolateur peut aussi comprendre un appui en élastomère à la base, qui reprend l'effort vertical tout en permettant les rotations. Dans cet isolateur, l'interface de friction travaille en parallèle avec les ressorts, lui conférant un comportement force-déplacement de type élasto-plastique, ou bilinéaire, tel qu'illustré sur la Figure 1.4. Le comportement force-déplacement, tel que décrit par Guizani (Guizani, 2007), est caractérisé par trois paramètres, soit

la limite élastique, F_y (dénotée Q_d dans la Figure 1.4), la déformation à la limite élastique, Δ_y, et la rigidité une fois la limite élastique dépassée, K, (dénotée k_d dans la Figure 1.4). La limite élastique du système est définie par la résistance de l'interface de friction, et sa valeur est donnée par :

$$F_y = \mu W \tag{1-1}$$

où μ est le coefficient de friction, et W est la force verticale transmise à l'appui. La déformation Δ_y est due au jeu dans le système et sa valeur est proche de zéro. La déformation Δ_y est due à la déformation élastique de l'ensemble de l'isolateur, y compris le jeu pouvant exister entre les composantes, et sa valeur est habituellement proche de zéro. La rigidité K, correspond à la somme des rigidités des ressorts agissant dans la direction de l'isolation, et c'est cette rigidité qui non seulement détermine la valeur de la période isolée de la structure, mais fournie la capacité de recentrage du système après la sollicitation.

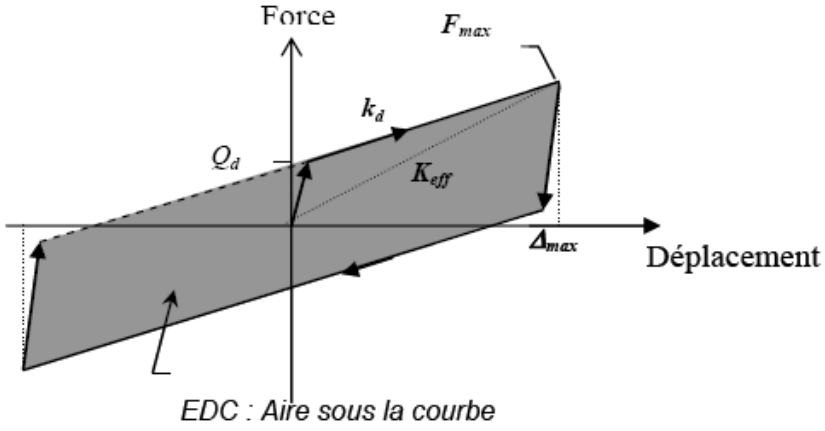

Figure 1.4 : Hystérésis de l'isolateur à friction avec ressorts (Guizani, 2007)

Le pendule à friction est typiquement composé d'une surface concave de forme sphérique, recouverte d'une plaque d'acier inoxydable polie avec un fini miroir, sur laquelle glisse un élément prenant la forme d'une lentille. Cet élément est articulé de façon à rester uniformément en contact avec la surface concave lors du mouvement. Il est recouvert à l'interface d'un matériau offrant peu de résistance en friction, comme le PTFE ou un matériau composite ayant des propriétés similaire, lubrifié ou non lubrifié. Comme dans le cas des isolateurs à friction avec ressorts, la flexibilité latérale est causée par l'interface de glissement, qui peut être lubrifiée à

l'aide d'une graisse de silicone par exemple. La différence de fonctionnement entre les deux types d'isolateurs à friction réside dans la rigidité K. Dans la cas du pendule à friction, le fait que l'interface soit posée sur une surface sphérique fait en sorte que la masse, pour se déplacer latéralement, doit aussi se déplacer verticalement vers le haut, offrant une plus grande résistance au mouvement latéral. La rigidité du pendule à friction est donnée par :

$$K = \frac{W}{R} \tag{1-2}$$

où W est la force verticale transmise à l'appui et R est le rayon de courbure de l'interface de friction concave. La déformation Δ_y est de l'ordre de 3 mm pour les appareils fabriqués par Earthquake Protection Systems (Earthquake Protection Systems, 2003). Une fois le séisme terminé, la masse a tendance à revenir vers sa position la plus basse, d'où un effet de recentrage. Le système peut aussi bien fonctionner avec la surface concave faisant face vers le haut ou vers bas. L'effet d'isolation parasismique est le même dans les deux cas. Il existe toute de même une différence entre les deux configurations qu'il est important de considérer dans la conception des structures de tablier et de fondation. Lorsque la surface concave est orientée vers le haut, le moment égal à W×Δ, où Δ est le déplacement latéral du tablier (effets P-Δ), doit être repris par la pile. Lorsque la surface concave est orientée vers le bas, le moment W×Δ doit être repris par le tablier.

Il existe un autre système d'isolation par friction présentant le même comportement force-déplacement que les systèmes à friction avec ressorts et les pendules. On retrouve en effet dans la littérature des essais qui ont été faits sur des systèmes d'isolation combinant des interfaces de friction travaillant en parallèle avec des appuis en élastomère fretté, que l'on désigne « *resilient sliding isolation* » dans la littérature anglophone (Iemura, Taghikhany, & Jain, 2007).

Pour les isolateurs comprenant une interface de flissement, c'est la friction qui procure toute la capacité de dissipation d'énergie du système. Or, la valeur du coefficient de friction, μ, peut varier en fonction de plusieurs paramètres, notamment la vitesse du mouvement, la température et la pression, tel qu'illustré sur la Figure 1.5. On y remarque que μ diminue lorsque la pression augmente. On y remarque aussi que μ augmente lorsque la température diminue. La température du système est aussi influencée par l'énergie dissipée par le frottement, elle augmente donc avec les cycles de chargement, d'où une diminution du coefficient de frottement

après plusieurs cycles de chargement, tel qu'illustré sur la Figure 1.6. La thèse de Casarotti (2004) présente plusieurs résultats d'essais et plusieurs équations servant à comprendre et à quantifier la variation du coefficient de friction lorsque les paramètres de température, de vitesse et de pression varient, on réfère le lecteur à ce document pour plus de détails.

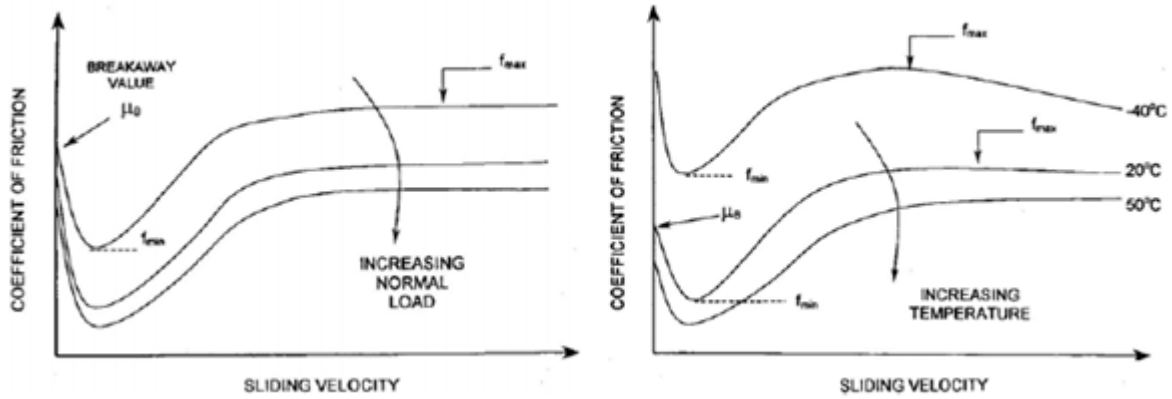

Figure 1.5 : Variation du coefficient de frottement selon la vitesse, la pression et la température (Casarotti, 2004)

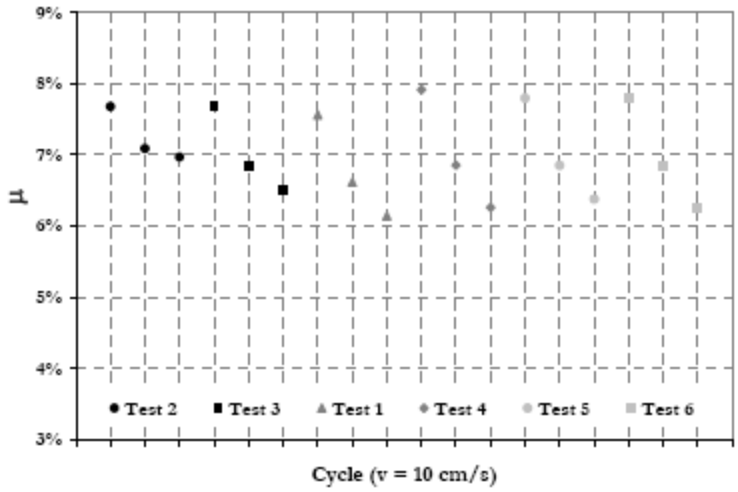

Figure 1.6 : Valeur du coefficient de friction pour chacun des trois cycles consécutifs de chargement (Casarotti, 2004)

Certains auteurs (Eroz & DesRoches, 2008) ont proposé des modèles numériques poussés pour les pendules à friction. Dans ces modèles, on considère un coefficient de friction ainsi qu'une force normale variables. Ils ont ensuite comparé ces résultats avec ceux obtenus en supposant une hystérèse bilinéaire, telle que décrite précédemment. Ces auteurs ont jugé que les modèles bilinéaires ne donnaient pas des résultats conservateurs alors que les modèles avec force normale et coefficient de friction variables étaient plus fiables. Le lecteur est référé à ces travaux pour plus de détails.

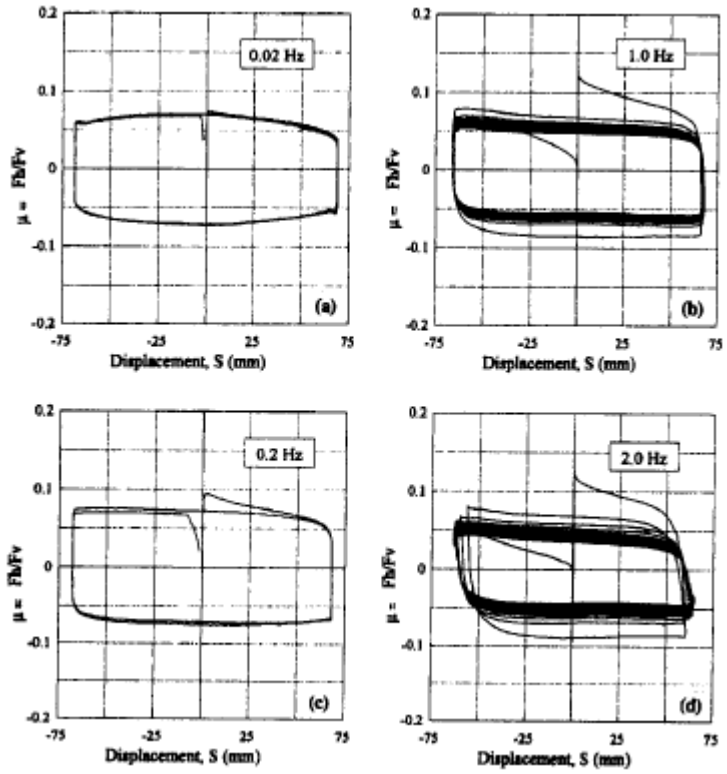

Figure 1.7: Courbes d'hystérésis du téflon non-chargé sous une pression de 30 MPa pour différentes vitesses (Bondonet & Filiatrault, 1997)

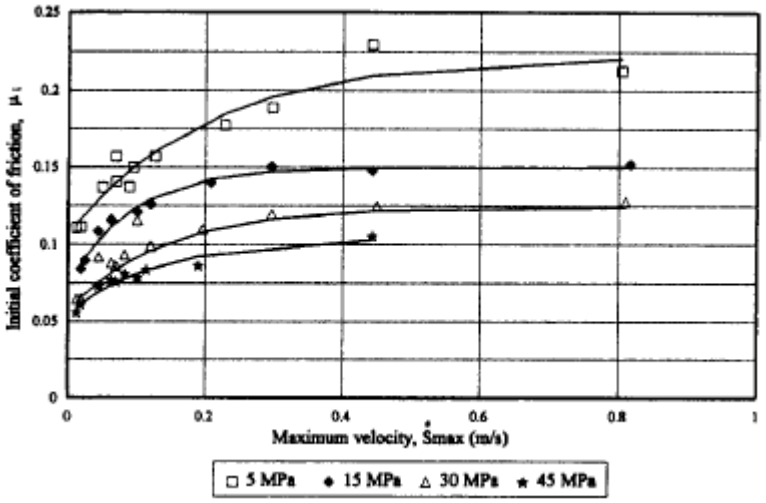

Figure 1.8 : Variation du coefficient de friction initial selon la vitesse maximale absolue pour différentes valeurs de pression (Bondonet & Filiatrault, 1997)

Au cours d'essais effectués au Laboratoire de Structure de l'École Polytechnique (Bondonet & Filiatrault, 1997), on a étudié les réponses sous sollicitation sismique de simples interfaces de friction, afin d'évaluer leur propriétés de friction pour des fréquences supérieures à 1 Hz, puisque le contenu fréquentiel sismique attendu au Québec est supérieur à 1 Hz. Les interfaces de friction sont composées d'une surface en acier inoxydable avec un fini miroir et d'une surface en PTFE, où trois types différents de surfaces en PTFE sont examinés: PTFE vierge, PTFE additionné d'une charge de verre et PTFE additionné d'une charge de carbone. Citons de cette étude deux observations sur la relation entre la vitesse de mouvement et la valeur du coefficient de friction. Premièrement, la valeur du coefficient de friction au décollement, dénommée « μ_i», augmente avec la vitesse, tel que le démontrent la Figure 1.7 et la Figure 1.8. Deuxièmement, au courant d'un même essai comprenant plusieurs cycles de chargement, pour des fréquences supérieures à 1 Hz, la valeur du coefficient de friction va passer de la valeur initiale « μ_i», à une valeur en régime permanent, plus faible, mais entre les deux valeurs, il y a un régime transitoire au courant duquel le coefficient de friction diminue graduellement de cycle en cycle, tel que le démontrent les hystérésis de 1 Hz et 2 Hz de la Figure 1.7. Les auteurs de cette étude ont développé des modèles numériques afin de reproduire ce comportement.

Le lecteur est référé aux articles cités pour des exemples d'études de cas et autres informations pertinentes sur les isolateurs à friction (Ates, Dumanoglu, & Bayraktar, 2005; Dicleli & Mansour, 2003; Ingham, 2003; Kim & Yun, 2007; Mutobe & Cooper, 1999; Zayas & Low, 1999).

1.3.4 Amortisseurs visqueux

Les amortisseurs visqueux ont d'abord été utilisés pour isoler les vibrations des structures aérospatiales, aéronautiques et des structures à vocations militaires, mais c'est seulement depuis les dix dernières années environ que ces amortisseurs sont appliqués dans la conception parasismique (Christopoulos & Filiatrault, 2006; Zhang, 2003). Jusqu'à maintenant, tous les systèmes d'isolation et d'amortissement présentés ont une dissipation d'énergie de type hystérétique, c'est-à-dire qui est proportionnelle à la déformation. L'amortissement visqueux dont il est question maintenant a une dissipation d'énergie proportionnelle à la vitesse. Cette relation avec la vitesse peut être linéaire ou non linéaire. Dans le deuxième cas, le terme de vitesse est affublé d'un exposant différend de 1.0. La relation de la force avec la vitesse permet d'atténuer considérablement les effets des modes supérieurs (qui sont associés à des fréquences et, par conséquent, des vitesses supérieures), mieux que dans le cas des amortissements hystérétiques élevés (Calvi et al., 2007). Ces systèmes ont été populaires surtout aux Etats-Unis, avec des fournisseurs connus notamment aux États-Unis et en Italie (Loulou, Maillette, & Ladicani, 2003). Un fournisseur québécois, *LCL-Ponts*, fabrique maintenant des amortisseurs visqueux et des transmetteurs de chocs sismiques.

L'amortisseur visqueux est composé d'un cylindre rempli d'un fluide visqueux, souvent une huile ou un liquide à base de silicone, à l'intérieur duquel peut aller et venir un piston à double action qui est percé d'une série d'orifices tubulaires parallèles laissant passer le fluide lorsque le piston se déplace (Calvi et al., 2007). La configuration du piston et des orifices varie d'un fabricant à l'autre. La différence de pression entre les deux côtés du piston peut donner lieu à de grandes forces qui résistent aux forces sismiques (Symans et al., 2008). Le comportement de l'appareil est principalement dicté par la viscosité du fluide utilisé et l'ouverture des orifices qui font évacuer le fluide de part et d'autre du piston (Loulou, Maillette, & Ladicani, 2003). Un amortisseur visqueux permet les mouvements lents, tels que ceux induits par les effets du retrait,

du fluage et des dilatations thermiques, de même que les mouvements rapides dus aux forces de freinage et aux secousses sismiques, tout en dissipant l'énergie de ces derniers. La résistance du système aux forces sismiques est donc créée par le cisaillement du fluide lorsqu'il traverse les orifices (Calvi et al., 2007).

Ces systèmes peuvent travailler dans la direction longitudinale du pont. Ils sont alors installés aux joints de dilatation du tablier ou aux éléments de fondation. Ils peuvent aussi être utilisés dans la direction transversale du pont, par exemple pour contrôler la réponse transversale de ponts haubanés, comme dans le cas du pont Rion-Antirion qui relie le Péloponnèse à la Grèce continentale (Calvi et al., 2007). Ils peuvent aussi être employés dans la direction verticale pour contrôler le soulèvement d'une tour ou d'un bâtiment (Poirier, 2008; Tremblay et al., 2008), cette possibilité a d'ailleurs été considérée dans la réhabilitation parasismique du pont au dessus de la rivière Sacramento à Rio Vista en Californie (Abbas, Singh, & Uzarski, 1998). Ce système ne reprend pas de forces verticales et de par la manière dont il est installé sur la structure, il n'est pas nécessaire de soulever le tablier ni interrompre la circulation sur le pont pour son installation, son inspection ou son remplacement.

Ce système présente une force de résistance F qui dépend de la vitesse du mouvement, de la viscosité du fluide et de la grosseur des orifices dans le piston. La valeur de F est donnée par :

$$F = C_{\mathrm{p}} V^{\alpha} \tag{1-3}$$

Où V est la vitesse du piston, C_{p} est le coefficient d'amortissement, et α est une constante qui dépend de la viscosité du fluide et des propriétés du piston. Une constante α de valeur inférieure ou égale à 1 est propre au comportement d'un amortisseur visqueux. On parle d'un amortisseur visqueux linéaire lorsque $\alpha = 1$ et d'un amortisseur visqueux non-linéaire pour $\alpha < 1$. Une valeur de $\alpha > 1$ est propre à un comportement de transmetteur de chocs sismiques, tel que discuté dans la section suivante. Plus la valeur de α est petite, plus la quantité d'énergie dissipée dans un cycle est grande. Les amortisseurs visqueux non-linéaires ont une force qui devient presque constante pour des vitesses élevées, ce qui donne lieu à un système ayant une limite élastique effective et fait en sorte que la force de cisaillement transmise aux piles et culées est limitée. Ceci n'est pas le cas de l'amortisseur visqueux linéaire pour lequel la force augmente avec la vitesse, sans limite.

La dissipation d'énergie de l'amortisseur visqueux est due au mouvement du fluide qui circule à des vitesses élevées, ce qui donne lieu à de la friction entre les particules de fluide et le piston. La friction ainsi développée dissipe de l'énergie sous forme de chaleur, ce qui résulte en une augmentation de la température du fluide. Cette augmentation de température est d'autant plus élevée que l'amortisseur est sujet à des sollicitations de longue durée et à de grands déplacements du piston à l'intérieur du cylindre (Symans et al., 2008).

1.3.5 Transmetteurs de chocs sismiques

Le transmetteur de chocs sismiques ressemble beaucoup à l'amortisseur visqueux, mais son comportement est fondamentalement différent car son rôle n'est pas d'amortir mais de bloquer. En effet, contrairement aux amortisseurs, le transmetteur de choc va encaisser des forces très grandes mais avec un déplacement du piston minime, ce qui fait en sorte que l'énergie dissipée est négligeable (Pritchard, 1996). Dans la direction longitudinale, on l'installe au droit des appuis mobiles du pont. Il se comporte alors comme un appui mobile, c'est-à-dire qu'il ne résiste que très peu aux mouvements lents, permettant donc les déplacements dus aux dilatations thermiques, retrait, fluage mais bloque et se comporte comme un appui fixe sous l'action du vent ou lorsqu'il est sollicité par des mouvements rapides induites par des forces de freinage, des forces sismiques, des impacts accidentels, etc.

Les transmetteurs de chocs sismiques sont particulièrement avantageux pour la réhabilitation des ponts existants, car ces ouvrages, qui ne sont pas conçus pour résister aux forces sismiques élevées prescrites par les normes actuelles, disposent souvent d'éléments de fondation (culées et piles) qui ne sont pas utilisés pour reprendre les forces horizontales en raison de la présences de joints de dilation ou appuis libres requis pour accommoder les déformations thermiques et autres. La mise en place de transmetteurs de chocs sismiques entre le tablier et ces éléments permet de mobiliser la résistance de ces éléments en cas de séismes et ainsi augmenter, parfois de façon considérable, la résistance horizontale globale de la structure (Pritchard, 1996). Le même principe s'applique également aux nouvelles structures.

Déjà en 1965, on appliquait le principe mécanique du transmetteur de chocs avec des systèmes utilisant des gaz ou des huiles. Par exemple, on a installé ce système sur le pont

Oosterschelde aux Pays-Bas, un ouvrage de 5 km de longueur (Pritchard, 1996). Un autre exemple est le pont Kingston, à Glasgow, en Écosse, sur lequel on a installé en 1970 des systèmes à base d'huile. Ces équipements étaient toujours en relativement bon état une vingtaine d'années plus tard (Pritchard, 1996). Pendant ce temps, un nouveau système à base de mastic de silicone était développé aux Etats-Unis, initialement pour des fins d'application dans le domaine de l'exploration spatiale puis, une fois le système jugé efficace, a été adapté et breveté pour des applications sur les ponts (Pritchard, 1996). Un exemple plus récent et local est celui du pont sur la voie sud du Boulevard Henri-Bourassa au dessus de l'autoroute 440 dans la ville de Québec, Québec. Ce pont a été construit au début des années 1970 et la réfection parasismique a été effectuée en 2002 et 2003. On y a installé des transmetteurs de chocs aux appuis mobiles que l'on désirait rendre fixe lors des sollicitations sismiques, de même que des amortisseurs visqueux au droit d'autres appuis afin d'atténuer les forces sismiques et mieux distribuer ces forces sur les divers piliers et culées. Ces équipements ont été fournis par le fabricant *LCL-Ponts* (Loulou, Maillette, & Ladicani, 2003).

Il est aussi possible de fixer un transmetteur de chocs de part et d'autre d'un joint de tablier afin que ce dernier agisse comme un seul bloc, ce qui a été fait par exemple sur le pont ferroviaire « *Docklands Light Railway* » à Londres (Pritchard, 1996). Une autre possibilité est de placer le transmetteur de chocs entre deux portées discontinues adjacentes, ceci permet par exemple de distribuer la force de freinage d'un camion sur tous les appuis et ainsi de diminuer la résistance requise par chaque appui, ce qui a été fait par exemple sur le pont routier « *Tay* » en Écosse (Jankowski, Wilde, & Fujino, 2000; Pritchard, 1996). Pour son étude, Jankowski a testé la performance du transmetteur de chocs sismiques à différentes fréquences, et les hystérèses obtenues sont présentées dans la Figure 1.9. On constate, que pour des mouvements très lents, la force engendrée est presque nulle. On observe qu'en passant de 0.001 à 0.1 Hz la rigidité de l'appareil augmente, mais qu'entre 0.1 et 5 Hz, le comportement force-déplacement ne varie pas considérablement. On remarque aussi que sur une distance d'environ 0.25 mm de part et d'autre de la position centrale du piston, aucune force n'est générée, cela peut être causé par des vides dans le cylindre dû au remplissage imparfait de silicone. Ce vide n'est pas souhaitable car il peut engendrer des impacts et ainsi causer l'amplification dynamique du mouvement de la structure.

Le transmetteur de chocs sismiques est composé exactement des mêmes éléments que l'amortisseur visqueux et il se présente sous la même forme. On a mentionné pour les

amortisseurs visqueux que la résistance du système aux forces sismiques est créée par le cisaillement du fluide lorsqu'il traverse les orifices. Cela est aussi vrai pour les transmetteurs de chocs sismiques, mais ce sont le diamètre des orifices et la viscosité du fluide qui vont déterminer si le système agit comme un amortisseur visqueux ou un transmetteur de chocs sismiques (Loulou, Maillette, & Ladicani, 2003).

La valeur de la force de résistance du transmetteur de chocs sismique est donnée par la même formule que celle présentée pour les amortisseurs visqueux (Équation 1-3). La différence de la valeur de la force obtenue en fonction de la vitesse du mouvement vient de la valeur de l'exposent α, car tel que mentionné précédemment, on utilise habituellement $\alpha > 1$ pour obtenir un comportement de transmetteur de chocs.

En ce qui concerne les transmetteurs de chocs fabriqués par la compagnie québécoise *LCL-Ponts*, qui sont désignés par les lettres « STU », deux particularités du comportement de l'appareil qui leur sont propres valent la peine d'être mentionnées car elles représentent des avantages considérables pour le concepteur. Premièrement, la méthode de remplissage du cylindre avec le fluide fait en sorte qu'il n'y a pas de vide, du moins pas suffisamment pour observer un mouvement sans résistance sur une plage de déplacement autour de la position arrêtée du piston, ce qui fait que le piston réagit de façon plus sensible aux déplacements qui lui sont imposés. Deuxièmement, l'appareil offre une limite de résistance, c'est-à-dire qu'au dessus d'une certaine force, sa réaction n'augmente plus, comme dans le cas des amortisseurs visqueux non linéaires, ce qui permet de limiter la force transmise aux éléments de fondation auxquels l'appareil est fixé. Ce comportement est donc différent des autres transmetteurs de chocs pour lesquels la force augmente sans limite avec la vitesse, comme illustré sur la Figure 1.9.

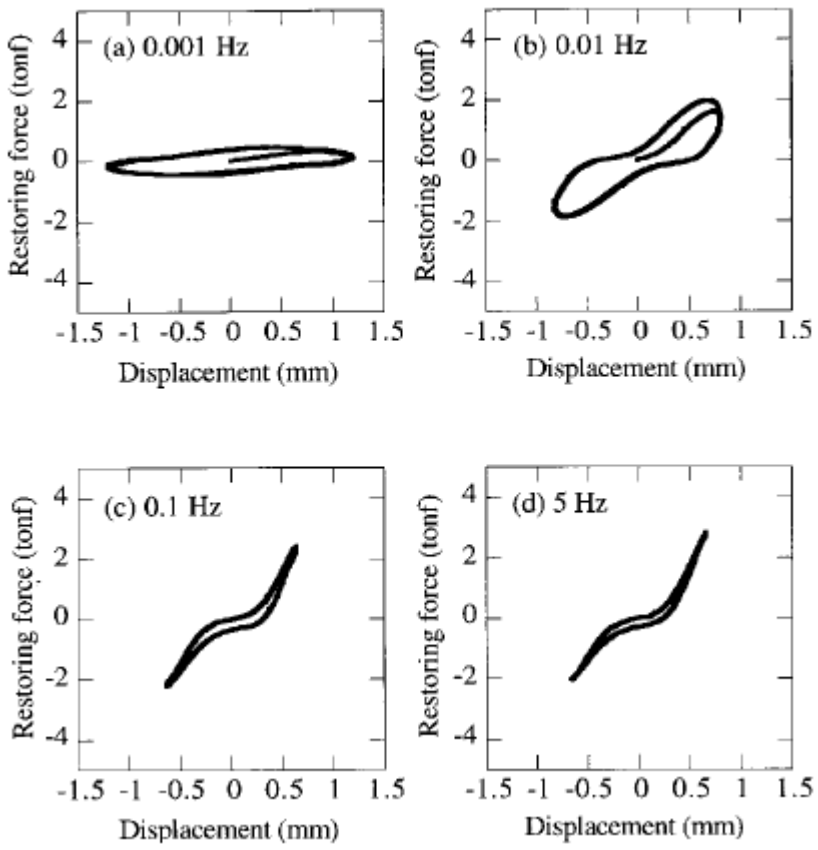

Figure 1.9 : Hystérèses d'un transmetteur de chocs sismiques (Jankowski, Wilde, & Fujino, 2000)

1.4 Essais hybrides en temps réel

Dans le cadre des travaux de recherche traités dans ce mémoire, un protocole expérimental comprenant des essais hybrides en temps réel a été réalisé afin de tester trois ponts équipés de trois systèmes de protection parasismique, soient des isolateurs à friction de Goodco Z-Tech, des amortisseurs visqueux de LCL-Ponts et des transmetteurs de chocs sismiques de LCL-Ponts, respectivement. Un essai hybride en temps réel est une méthode expérimentale basée sur la sous-structuration, où la structure à l'étude est séparée en deux parties : (a) une sous-structure physique qui consiste en l'élément le plus critique, en d'autres termes, l'élément dont la réponse sous sollicitation dynamique est difficile à prédire, et (b) une sous-structure numérique pour modéliser le reste de la structure à l'étude. Le système de contrôle et l'algorithme d'intégration

sont conçus de façon à faire interagir la sous-structure numérique avec la sous-structure physique en temps réel, ceci afin de reproduire le comportement global de la structure soumise à des sollicitations dynamiques. La technique d'essais hybrides en temps réel a été introduite par Nakashima and Takaoka (Nakashima & Takaoka, 1992). Elle représentait une amélioration importante par rapport à la technique d'essais pseudo-dynamiques classiques introduite par Takanashi et al. (Takanashi, Udagawa, Seki, Okada, & Tanaka, 1975). Dans cette dernière méthode, l'essai est réalisé à basse vitesse, permettant ainsi de réaliser les calculs nécessaires à assurer la convergence de l'algorithme d'intégration des équations du mouvement. La méthode ne permet cependant pas de reproduire des phénomènes qui dépendent du taux de chargement ou du taux de déplacement (e.g., coefficient de frottement qui varie avec la vitesse). Les termes de « sous-structuration dynamique en temps réel » ou « d'essais pseudo-dynamique en temps réel » et, dans la littérature anglophone, « *real time hybrid simulation* », « *real time dynamic substructuring* » ou « *real time pseudodynamic testing* » font tous référence à la méthode d'essais hybrides en temps réel.

Tel que discuté dans la thèse de Wei (Wei, 2005), les essais hybrides en temps réel sont très appropriés pour tester des ponts isolés ou équipés avec d'autres systèmes de protection parasismique. En effet, dans un essai pseudo-dynamique conventionnel, seules les forces dynamiques dues à l'inertie des masses et l'amortissement sont reproduites numériquement et la structure à l'étude est souvent physiquement testée en entier au laboratoire. Comme les dommages structuraux dus aux effets des séismes ne sont souvent concentrés qu'en un seul, ou quelques éléments de la structure, il est possible de reproduire facilement et avec précision avec un modèle numérique le comportement du reste de la structure, i.e. les éléments qui ne sont pas endommagés. De cette façon, la méthode expérimentale deviendrait plus efficace car seuls les éléments structuraux subissant de l'endommagement seraient testés. C'est ce qu'on appelle la sous-structuration. Cette technique est particulièrement appropriée lorsqu'il s'agit d'évaluer la performance des isolateurs et autres systèmes de protection parasismique puisque le rôle de ces appareils consiste justement à dissiper de l'énergie et à empêcher que de grands efforts soient transmis à la structure sous l'effet des séismes. Les déformations inélastiques de la structure sont donc concentrées ou, idéalement, limitées à ces appareils. Ainsi, pour les ponts équipés de tels appareils, le tablier, les piles et les culées peuvent être modélisés numériquement, alors que seuls les systèmes de protection parasismique sont physiquement testés au laboratoire. Un autre

avantage à la sous-structuration est que le système peut-être testé en grandeur réelle, éliminant ainsi les effets d'échelle possibles, effets qui peuvent être particulièrement importants lorsque l'on cherche à reproduire le comportement des fluides. Les effets du taux de chargement ou du taux de déplacement sur le comportement de la sous-structure physique peuvent aussi être significatifs. Dans ce cas, il est préférable d'avoir recours à des essais en temps réels. La combinaison de la sous-structuration et du chargement en temps réel donne lieu à des essais hybrides en temps réel. Cette technique a été retenue dans le cadre de ce projet. De plus les spécimens étaient en vraie grandeur de façon à réunir les meilleures conditions visant à reproduire le plus fidèlement possible la réalité.

L'algorithme d'intégration utilisé dans les essais hybrides su projet a été développé à l'École Polytechnique par Lamarche et al. (Lamarche, Bonelli, Bursi, & Tremblay, 2009). Cet algorithme est une variante de la méthode Rosenbrock-W. Il s'agit d'une méthode d'intégration semi-explicite, c'est-à-dire où on résout les équations du mouvement au pas de temps présent en se basant uniquement sur les réponses obtenues dans les pas de temps précédents. Cependant, le pas de temps est divisé en deux, ce qui permet d'améliorer la stabilité et le niveau de convergence de la méthode. Lamarche et al. ont aussi conduit une étude comparative afin de valider la performance de l'algorithme d'intégration. Dans cette étude, on a comparé les résultats d'un essai hybride en temps réel effectué sur un modèle de bâtiment de deux étages aux résultats d'un essai sur table vibrante effectué sur ce même modèle de bâtiment (Lamarche, Tremblay, Léger, Leclerc, & Bursi, 2009). Ils ont aussi comparé les résultats expérimentaux avec les résultats obtenus à partir d'analyses purement numériques. Dans la structure à l'étude, la réponse inélastique était concentrée dans les éléments structuraux du premier étage, et ce sont ces éléments qui ont constitué la sous-structure physique dans les essais hybrides. Une bonne concordance a été obtenue entre les résultats venant des trois types de simulations, ce qui a démontré que la méthode d'intégration peut donner lieu à une bonne prédiction de la réponse d'une structure dont certains éléments présentent un comportement fortement non-linéaire sous sollicitation dynamique. Dans cet article, Lamarche et al. dressent un bref historique du développement de la méthode hybride et citent plusieurs auteurs ayant étudié la performance des algorithmes d'intégration utilisés dans cette méthode expérimentale, notamment en ce qui concerne les algorithmes de type Rosenbrock (Bursi, Gonzalez-Buelga, Vulcan, Neild, & Wagg, 2008; Lamarche, Bonelli, Bursi, & Tremblay, 2009).

Quelques études portant sur des expérimentations par sous-structuration sont citées ci-après.

Des essais pseudo-dynamiques (à vitesse lente) par sous-structuration ont été effectués pour étudier le comportement dynamique d'un pont soumis à une sollicitation sismique non-synchronisée d'un appui à l'autre (Pinto, Pegon, Magonette, & Tsionis, 2004). La structure globale de ce pont comprenait six piles, mais uniquement deux piles ont été construites et physiquement testées au laboratoire, alors que le reste du pont était modélisé numériquement. Dans la simulation, on a considéré un comportement hystérétique non-linéaire pour la sous-structure numérique. Cette étude a démontré le succès de la méthode expérimentale dans le cas d'une structure présentant une réponse non-linéaire, et pour laquelle la sollicitation sismique n'est pas synchronisée d'un appui à l'autre.

Un pont à six travées a été testé par essai hybride rapide (vitesse rapide mais inférieure à la vitesse en temps réel) distribué (Mosqueda, Stojadinovic, Hanley, Sivaselvan, & Reinhorn, 2006). Dans un essai distribué, la sous-structure physique est divisée en plusieurs parties, chacune étant testée dans un laboratoire différent, et la méthode d'intégration fait interagir toutes les différentes parties pour reproduire le comportement global de la structure. Dans le cadre de cet essai, chacune des cinq piles de pont a été testée dans un laboratoire différent, tous situés aux États-Unis, soit à Berkeley, à Boulder, au UIUC, à Buffalo et à Lehigh. L'objectif de cette étude était d'améliorer l'efficacité de la méthode par essais hybrides distribués et d'augmenter son niveau de fiabilité en réduisant, entre autres, les effets de relaxation dans les spécimens physiques, effets qui sont induits lorsque le chargement est arrêté à chaque pas de temps, après avoir imposé le déplacement voulu.

Des essais pseudo-dynamiques par sous-structuration ont été effectués pour un bâtiment de trois étages isolé avec des isolateurs en élastomère fretté (Chung, Yun, Kim, & Seo, 1999). Dans ces simulations, seuls les isolateurs ont été physiquement testés au laboratoire, alors que le reste de la structure du bâtiment était modélisé numériquement. Des essais sur table vibrante ont aussi été effectués sur un modèle réduit du bâtiment isolé, en prenant un facteur d'échelle de 1:0.25, afin de comparer les résultats obtenus des deux types d'essais. Un des objectifs de cette étude était de développer un modèle purement numérique permettant de reproduire le comportement du bâtiment isolé. D'une part, les tests ont démontré que la sous-structuration

pseudo-dynamique a produit des résultats permettant de prédire de manière fiable le comportement du bâtiment isolé soumis à une sollicitation sismique. D'autre part, les auteurs ont conclu qu'un modèle hystérétique de type bilinéaire permettait de reproduire le comportement dynamique de l'isolateur en élastomère fretté.

Des essais hybrides en temps réel ont été effectués à l'Université du Colorado sur des amortisseurs visqueux semi-actifs de type « *Magneto-Reological* » (MR) (Christenson, Lin, Emmons, & Bass, 2008). La structure à l'étude était un cadre en acier de trois étages, comprenant trois amortisseurs MR connectés aux contreventements du cadre à raison d'un amortisseur par étage. Seuls les amortisseurs MR ont été physiquement testés au laboratoire. La sous-structure numérique a été modélisée dans le logiciel Opensees et la méthode d'intégration utilisée est la méthode α de Hilbert-Hughes-Taylor. On a supposé que la sous-structure numérique pouvait avoir un comportement non-linéaire, c'est-à-dire que des rotules plastiques peuvent se former à la jonction de poutres avec les colonnes. Les résultats des simulations hybrides ont été comparés à des résultats de simulations purement numériques et une bonne concordance a été obtenue entre les deux types de simulations. Une autre étude sur la performance des amortisseurs MR a été conduite récemment (Fujitani et al., 2008). On y compare des résultats de simulations hybrides en temps réel aux résultats de simulations sur table vibrante.

CHAPITRE 2 ARTICLE 1: REAL-TIME DYNAMIC SUB-STRUCTURING TESTING OF A BRIDGE EQUIPPED WITH FRICTION-BASED SEISMIC ISOLATORS

Auteurs : Cassandra Dion, Najib Bouaanani, Robert Tremblay et Charles-Philippe Lamarche.

Article soumis à le revue « Journal of Bridge Engineering » le 20 Novembre 2009

2.1 Abstract

This paper presents a real time dynamic sub-structuring (RTDS) test program that was carried out on a bridge structure equipped with seismic isolators with self-centering and friction energy dissipation capabilities. The structure studied also included bearing units with sliding interfaces providing additional energy dissipation capacity. In the RTDS tests, the seismic isolator was physically tested in the laboratory using a high performance dynamic structural actuator imposing, in real time, the displacement time histories obtained from numerical simulations being run in parallel. The integration scheme used in the test program was the Rosenbrock-W variant and the integration was performed using the MathWorks's Simulink and XPC target computer environment. The numerical counterpart included the bridge piers and the additional energy dissipation properties. The nonlinear response of these components was accounted for in the numerical models. The RTDS tests were performed in the direction parallel to the length of the bridge and the deck was assumed infinitely stiff. The effects of various ground motions and the influence of modelling assumptions such as friction and column stiffness were investigated. Finally, the test results were compared to the predictions from dynamic time history analyses performed using commercially available computer programs. The results indicate that simple numerical modeling techniques can lead to accurate prediction of the displacement response of the bridge seismic protective systems studied.

2.2 Introduction

Bridges are critical elements of transportation systems and are essential for economic prosperity. They must therefore be designed to withstand natural hazards such as earthquakes. In Canada, seismic activity exists in highly populated areas along the Pacific west coast in western Canada and along the St-Lawrence and Ottawa River valleys in eastern Canada. Seismic design provisions have been progressively implemented in CSA-S6 Canadian Highway Bridge Design Code starting in 1966 (CSA, 1966) but only minimum earthquake horizontal design loads were prescribed until 1988 (Bruneau, Wilson, & Tremblay, 1996). Additional seismic load requirements for bearings and qualitative ductile detailing provisions for reinforced concrete columns were introduced in 1988, but it is only in 2000 that explicit seismic detailing requirements and capacity design principles were introduced in CSA-S6. Between the 1966 and the latest (CSA, 2006a) editions of CSA-S6, the prescribed seismic design forces have also steadily increased.

A recent study revealed that the average age of bridges and overpasses in Canada had exceeded 57% of their service life of 43.3 years in 2009 (Gagnon, Gaudreault, & Overton, 2008). This proportion reaches a maximum of 72% in the Province of Quebec, indicating that the majority of the existing bridges in the eastern Canada seismic active region may be at risk and require seismic retrofit. Advances in seismic hazard evaluation, the increasing severity and complexity in seismic detailing and the higher seismic design loads prescribed in recent code editions also significantly impact the construction of new bridges. In this context, there is an increased need for innovative techniques to achieve time- and cost-effective seismic retrofit and construction of bridge structures.

Seismic base isolation was introduced in North America in the 1980's (Guizani, 2003). In Canada, seismic isolation for bridge retrofit has been applied in British Colombia since the 1990's (EERC Protective Systems, 2009). In Québec, the first seismically isolated bridge structure was built in Alma in 2002 (Guizani, 2003). Although substantial work has been dedicated to investigate the behavior of seismically isolated bridges over the last 20 years,

experimental and numerical studies are still needed to validate the effectiveness of bridge seismic isolation considering different loading and seismic environments as well as the increasing variety of seismic protective systems.

In this paper, we investigate the seismic response of a four-span bridge equipped with innovative friction-based seismic isolators when subjected to seismic hazard typical of eastern North America. An experimental program consisting of Real-Time Dynamic Substructuring (RTDS) testing of the seismically isolated bridge was conducted. RTDS testing is based on a substructuring technique where the investigated system is split into: (i) a physical substructure consisting of a critical part or component tested experimentally under dynamic forcing, and (ii) a numerical substructure modeling the reaction of the remaining part of the system. To realistically emulate the behavior of the whole system during dynamic excitation, the control strategy and numerical algorithms are conceived so that the physical and numerical substructures interact in real time. A significant advantage of RTDS testing is that the physical substructure can be tested at full scale while including dynamic and hysteretic effects through real time interaction between the physical and numerical substructures. This hybrid technique was first proposed by Nakashima and Takaoka (Nakashima & Takaoka, 1992) as an important improvement of the pseudo-dynamic testing method introduced by Takanashi et al. (Takanashi, Udagawa, Seki, Okada, & Tanaka, 1975). Hybrid simulation has been successfully applied recently to assess the dynamic response of bridges (Pinto, Pegon, Magonette, & Tsionis, 2004; Roy, Paultre, & Proulx, 2009), and structures equipped with seismic protective devices (Christenson, Lin, Emmons, & Bass, 2008; Fujitani et al., 2008). In the present work, special attention is devoted to investigating the effects of high frequency content ground motions typical of Eastern North America on a seismically-isolated bridge structure. Non-linear time-history analyses are carried out in parallel to validate the capability of predicting bridge response with simple numerical models. Using the RTDS testing technique, the sensitivity of the bridge response to changes in the coefficient of friction of the sliding interfaces, bridge column stiffness assumptions and seismic loading rate are also examined.

2.3 Bridge structure studied

2.3.1 Seismic Protective System

The Friction-based Seismic Protective System (FSPS) tested in this project is manufactured by Goodco Z-Tech (Goodco Z-Tech, 2009). Figure 2.1 shows a typical unidirectional unit. It is essentially a bridge bearing that consists of: (i) a stainless steel/ polytetrafluoroethylene (PTFE) sliding interface which provides isolation and energy dissipation, (ii) metallic coil springs which provide elastic stiffness and self centering capacity, and iii) restrainers connecting the fixed and moveable parts. The restrainers are designed to resist longitudinal service loads such as vehicle braking loads. Under strong ground motions, the restrainers break off and the FSPS exhibits bilinear hysteretic behavior characterized by: (i) high initial stiffness associated to deformations of the isolator components, (ii) an elastic limit F_y corresponding to the horizontal force required to trigger sliding at the friction interface, and iii) post-elastic stiffness provided by the coil springs. The device tested in this study was not equipped with restrainers to examine the response of the isolated bridge to strong earthquakes.

The first application of the system was for the bridge in Alma, QC, in 2002. The In 2002, a similar system was recently installed in two other bridges in Quebec: a bridge on Highway 155 over the Petite Bostonnais River, near La Tuque, QC, and a bridge on The Trans-Canada Highway (Highway 20) over the Nicolet River, near St-Leonard d'Aston, QC (Guizani, 2007). The isolation system of the Nicolet River bridge project is examined in this paper. Several authors addressed the energy dissipation capacity of friction bearings or friction pendulum isolators and their sensitivity to ambient temperature, velocity and pressure (Bondonet & Filiatrault, 1997; Calvi et al., 2007; Casarotti, 2004; Dolce, Cardone, & Palermo, 2007; Earthquake Protection Systems, 2003; Ibrahim, 2008; Priestley, Seible, & Calvi, 1996; Zayas & Low, 1999). Limited physical experiments have been conducted, however, to investigate, in real time, the seismic response of such isolators with the interaction with the entire bridge structure.

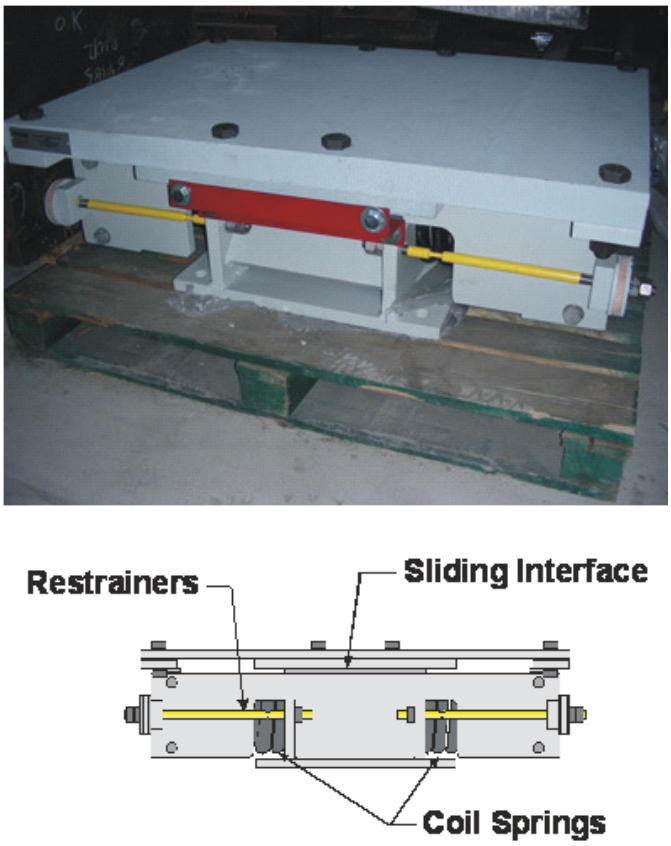

Figure 2.1 : Typical Goodco Z-Tech Unidirectional FSPS unit.

2.3.2 Bridge structure

The structure studied is illustrated in Figure 2.2. It is a four span bridge with a skew angle of 18.4°. The bridge was built in the early 1960's when a second (westbound) lane was added to the Trans-Canada Highway between Montreal and Quebec City. The original deck comprised four parallel steel girders supporting a concrete slab (Figure 2.2 (d)). The girders were continuous over the entire length of the bridge with longitudinal. In the longitudinal direction, the support on Line 3 was fixed. The girders were seating on rockers at all other support points and expansions joints were located at both abutments. The bridge columns are of the reinforced concrete hammerhead wall type as depicted in Figure 2.2 (c) and (e). In 2005, in view of the degradation sustained by the bridge superstructure, the decision was made to replace the entire bridge deck, including the bearings, the girders and the deck slab. The same deck design was retained in the rehabilitated structure but it became clear that the bridge columns and abutments could not

provide the longitudinal seismic force resistance specified in the current CSA-S6 code edition for a lifeline bridge (Highway 20 is a vital East-West transportation link across the Province of Quebec).

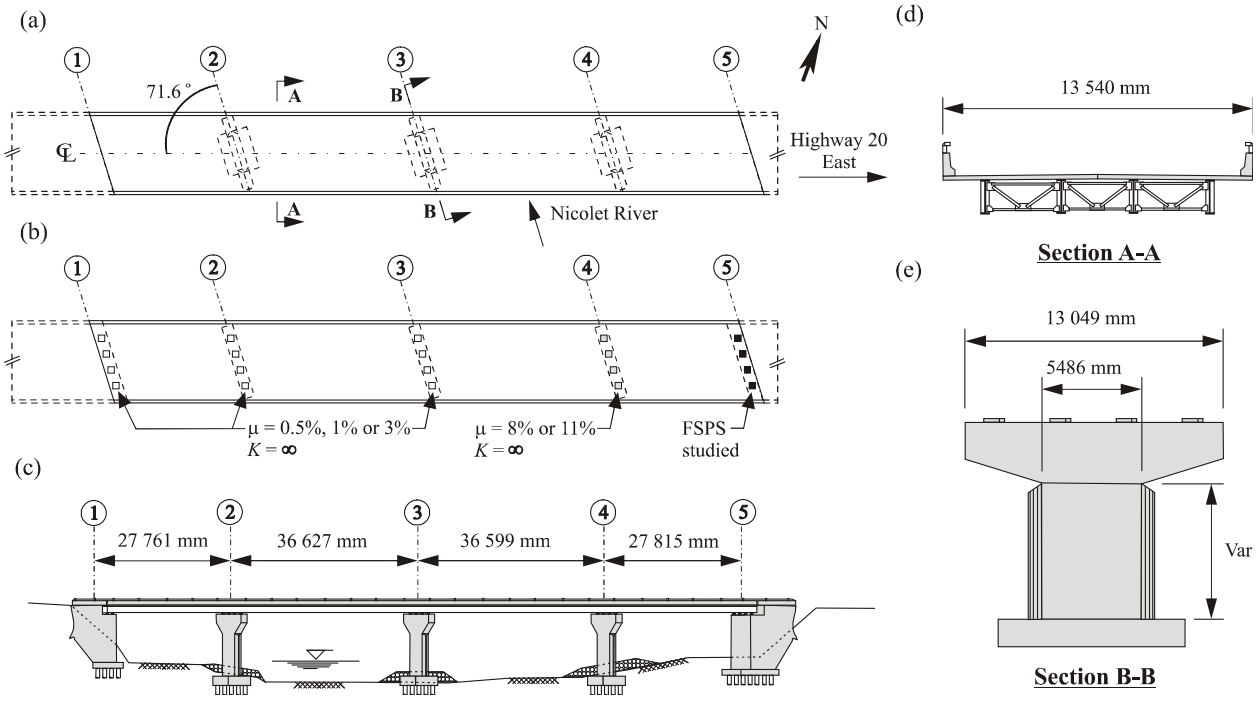

Figure 2.2 : Bridge studied: (a) Plan view; (b) Bearing properties; (c) Elevation; (d) Deck; (e) Pier.

A seismic isolation solution was therefore developed to achieve the high seismic performance level required for lifeline bridges while minimizing the rehabilitation work to the existing columns, abutments and foundation elements. The deck is isolated along both the longitudinal and transverse directions. The system provided in the longitudinal direction is illustrated in Figure 2.2 (b): the girders are each supported on sliding bearing units at the west abutment A1 and piers P2 to P4 while four FSPS units are provided at abutment A5. Polished stainless steel and lubricated virgin PTFE are used at abutment A1 and piers P2 and P3 to obtain low coefficient of friction, μ, typical of standard sliding bearings. Non lubricated and fiber reinforced PTFE material with higher coefficient of friction is used to dissipate energy in the four bearings at pier P4 as well as in the FSPS units at abutment A5. The units at the two abutments incorporate a second sliding interface with low friction characteristics for horizontal movements

in the transverse direction. The longitudinal sliding bearing at piers P1 to P3 are mounted in FSPS units that provide energy dissipation and self-centering capabilities in the transverse direction. In this study, the seismic dynamic response of the bridge structure is examined along the longitudinal direction. In the RTDS simulations, the FSPS units at abutment A5 were physically tested in the laboratory whilst the rest of the bridge structure was numerically modeled.

The bridge deck has a total weight of 1580 t (15,500 kN). This weight is distributed amongst the individual bearing units as given in Table 2-1. The table also gives the flexural stiffness of the bridge columns, which will be discussed later. When following the design procedure and the single-mode method of analysis for seismic isolated bridge structures in CSA-S6, it is found that the design displacement in the longitudinal direction is equal to 47 mm and the fundamental period of the bridge based on the effective linear stiffness of all sliding bearings at the design displacement is approximately 1.8 s[1].

Table 2-1: Bridge properties

Support	Dead load / Bearing unit (kN)	Column horizontal stiffness (kN/mm)
A1	341	-
P2	1030	50.8
P3	1124	74.5
P4	1030	52.5
A5	351	-

[1] L. Guizani. Personal communication.

2.4 Testing program

2.4.1 Test setup and protocol

The test program including cyclic, RTDS and pseudo-dynamic tests and was conducted at the Hydro-Québec Structural Engineering Laboratory at École Polytechnique of Montreal. The objectives were to assess the seismic dynamic performance of the FSPS and validate the numerical models used to predict bridge structures equipped its seismic response. The cyclic tests were carried out to characterize the mechanical properties of the tested FSPS units. RTDS testing is used to simulate the seismic response of the whole bridge structure while accounting for the on-line measured response of the FSPS units. RTDS testing was adopted in the present work to examine the influence of possible nonlinearities or rate dependencies of the FSPS units on the dynamic seismic response of the bridge. The tests were also used to assess the influence of modeling parameter on the bridge response. Finally, the effect of the loading rate on the FSPS behavior was investigated further using the pseudo-dynamic tests. RTDS testing was particularly cost effective for this type of investigation because no structural elements had to be built in the laboratory. Furthermore, the physical substructure consisting only of the seismic protective systems could be easily subjected to numerous simulations to study the influence of varying the configurations and parameters considered for the numerical substructure. A total of 40 RTDS seismic simulations, 8 characterization tests, and 8 pseudo-dynamic tests were conducted on the test FSPS specimen.

The test setup illustrated in Figure 2.3 was used to conduct all the tests. The FSPS was mounted in a load frame and subjected to displacement command imposed by a high performance dynamic actuator with a force capacity of 1000 kN in tension and compression and a total stroke capacity of 750 mm. The actuator is equipped with a built-in displacement transducer as well as a load cell having a rated capacity of 1300 kN. It was powered by a 1360 lpm hydraulic power supply with 150 l surcharge accumulators on both pressure and return lines. The base of the FSPS was fixed to the laboratory strong floor and its the actuator was connected to the FSPS top plate through a horizontal loading plate. A polished stainless steel/lubricated PTFE interface on top of the loading plate allowed the dynamic actuator to move while minimizing the horizontal force

transmitted to the setup. The displacement signal was controlled through the internal LVDT of the dynamic actuator, but external LVDTs were also used to monitor the movements of the setup. A vertical force of 351 kN was imposed on the isolator to replicate the gravity load condition in the bridge at abutment A5 (Table 2-1). The load was applied by four static hydraulic actuators activated with a manual pump.

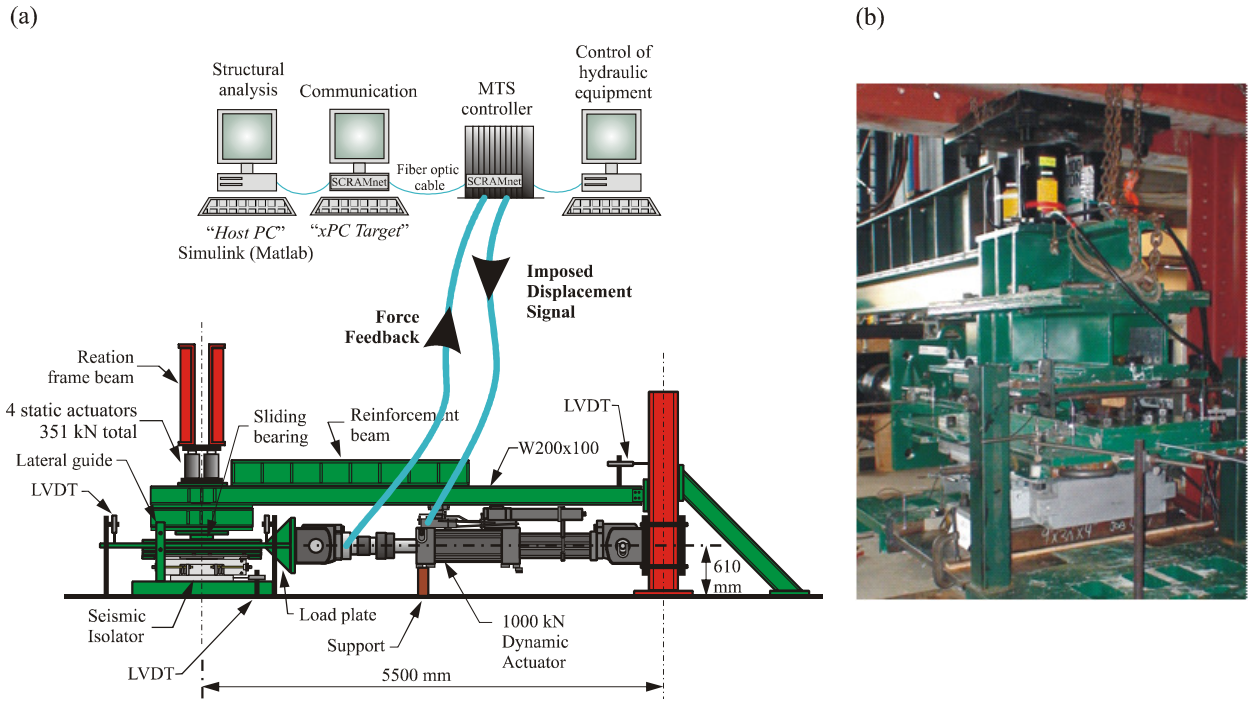

Figure 2.3 : FSPS test setup : a) Schematic view; b) FSPS unit during testing.

For the cyclic tests, harmonic triangular (constant rate) and sinusoidal displacement time-histories with amplitude of ± 40 mm were imposed to the specimen at frequencies varying between 0.02 Hz and 0.5 Hz. For the RTDS and pseudo-dynamic tests, twelve simulated ground motion time histories were used. The records correspond to M_w 6.0 or M_w 7.0 events at site-to-source distances (R) that dominate the seismic hazard for site class C in the region of Montreal, QC, for a probability of exceedance of 2% in 50 years (Tremblay & Atkinson, 2001). The accelerograms were scaled to the 2% in 50 years uniform hazard spectra at the site and were applied along the longitudinal direction of the bridge. The characteristics of these motions, including total duration and scaled PGA, are given in Table 2-2. The computed response spectra

are presented in Figure 2.4. As shown, these motions are characterized by a rich high frequency content which is typical of earthquakes anticipated in Eastern North America.

Table 2-2: Simulated ground motions

Ground Motion	Magnitude M_w	R (km)	PGA (g)	Duration (s)
M6.0-R30-1	6.0	30	0.366	8.89
M6.0-R30-2	6.0	30	0.444	8.89
M6.0-R50-1	6.0	50	0.361	12.41
M6.0-R50-2	6.0	50	0.278	12.41
M7.0-R30-1	7.0	30	0.291	17.04
M7.0-R30-2	7.0	30	0.315	17.04
M7.0-R50-1	7.0	50	0.305	20.55
M7.0-R50-2	7.0	50	0.379	20.55
M7.0-R70-1	7.0	70	0.271	24.08
M7.0-R70-2	7.0	70	0.257	24.08
M7.0-R100-1	7.0	100	0.243	23.08
M7.0-R100-2	7.0	100	0.261	23.08

The data recorded during RTDS and pseudo-dynamic tests can be divided into two groups: theoretical data which is a product of the numerical integration scheme, and physical data, which results from the specimen's reaction. Theoretical data include the numerical substructure's force reaction, the displacement command and the velocity command. Physical data include the displacement and force feedbacks from the specimen. Only the specimen's force and displacement feedbacks are recorded during cyclic tests.

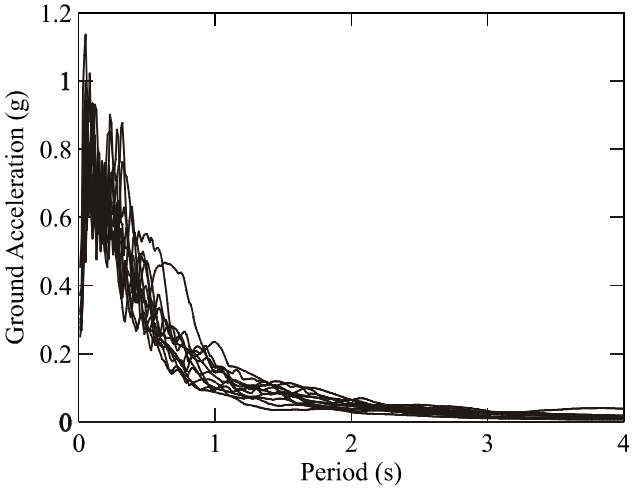

Figure 2.4 : 5% damped acceleration response spectra of the scaled ground motions.

2.4.2 RTDS testing, control system and time integration scheme

In a RTDS test, the physical and numerical substructures interact in real time to simulate the global response of the bridge structure. This hybrid simulation is conducted using a control system consisting of a simulation PC and a control PC as illustrated in Figure 2.3(a). The simulation PC uses an integration scheme implemented in Simulink® (Simulink®, 2007) to solve the equations of motion for the target displacement imposed to the physical substructure at each time step of 1/1024 second. The target displacement is communicated to the target PC, which in turn communicates it to the MTS servo-controller through a SCRAMNet fiber optic local area and shared memory network capable of transferring information at a high frequency rate. The control PC, which communicates in parallel with the servo-controller, is needed to control the hydraulic equipment. The control system uses a variant to the Rosenbrock-W time integration scheme developed by Lamarche et al. (Lamarche, Bonelli, Bursi, & Tremblay, 2009).

2.5 Numerical models of the bridge

2.5.1 Modeling of the numerical substructure of the RTDS tests

The bridge deck is considered infinitely stiff axially and the bridge could then be represented by the Single Degree Of Freedom (SDOF) system shown in Figure 2.5(a). For the

RTDS tests, the numerical substructure consists of the mass M of the bridge deck, the sliding bearings at abutment A1 and at piers P2 to P4, the abutments, and the bridge columns. The abutments were considered as infinitely stiff in the longitudinal direction. All sliding bearings were also assumed infinitely stiff prior to sliding. At the abutment A1, a hysteresis rule based on Coulomb friction behavior was adopted to model the response (Figure 2.5(b)). For this model, the friction resistance, F_y, is evaluated with respect to the direction of movement from:

$$F_y = \begin{Bmatrix} -\mu W if V < 0 \\ \mu W if V > 0 \end{Bmatrix} \tag{2.1}$$

Where μ is the coefficient of friction of the interface, W is the weight on the bearing and V is the velocity of the bridge deck relative to the support. An elastic-perfectly plastic hysteresis rule was programmed to model the response of the bearings at piers P2, P3 and P4 (Figure 2.5(c)). It involves two parameters: (i) the initial stiffness, which corresponds to the stiffness K_c of the bridge column at the pier, and (ii) the friction resistance of the sliding bearing, F_y, as given by Eq. (2.1). The flexural stiffness of the bridge columns in the bridge longitudinal direction was evaluated with consideration of their geometrical configuration and the skew angle of the bridge. An effective cracked moment of inertia equal to 70% of the gross moment of inertia was assumed for the columns. Elastic response for the columns is justified by the fact that the forces delivered by the sliding bearings remain below their yield strength. As shown in Figure 2.2(b) and discussed later, various values were considered for the friction coefficient at the four numerically simulated sliding bearing units. For the low friction units, typical values range from 0.5 to 3% depending on several parameters such as the velocity, the bearing pressure, temperature, and age of the interface (CSA, 2006b). Similarly, a range varying from 8 to 11% was considered for the interface of the units at pier P4 based on experimental data from the supplier.

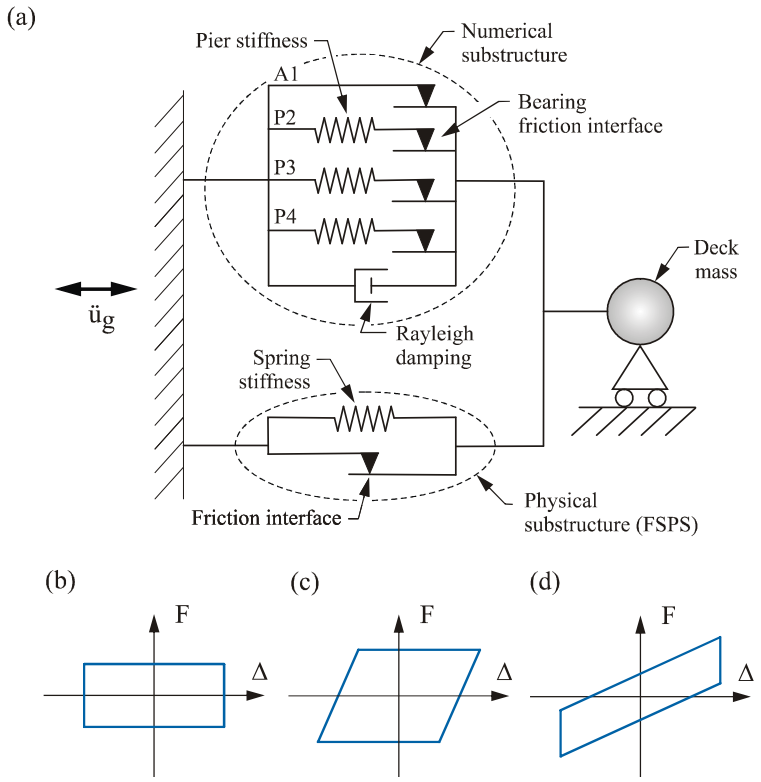

Figure 2.5 : SDOF bridge model: (a) Global model including the numerical and physical substructures; (b) Hysteresis curve of the sliding bearing at abutment A1; (c) Hysteresis response of sliding bearing acting in series with bridge columns at piers P2 to P4; and (d) Hysteresis response of the friction-based isolators at abutment A5.

In addition to the hysteretic damping of the sliding bearings, energy dissipation in the structure has to be incorporated in the numerical model. This is represented by the damping parameter C_n given by:

$$C_n = 2\,\xi\,\sqrt{K\,M} \tag{2.2}$$

Where ξ is the viscous damping factor, K is the stiffness of the numerical structure, and M is the total mass of the bridge deck (1580 t). Mass proportional Rayleigh damping corresponding to 5% of critical damping ($\xi = 0.05$) in the fundamental mode of the structure with a period of 1.8 s associated to the effective longitudinal stiffness of the bridge at the design displacement, i.e., K = 19.2 kN/mm. This condition was deemed representative of the dynamic response of the structure under strong ground motions, when all sliding bearings are activated. During the test program,

the displacements obtained under individual ground motions were found to be generally smaller than the design displacement assumed for the bridge. Hence, the damping value specified in the model also represented a conservative (low) estimate as the effective stiffness in the tests was generally higher than the value used to determine C_n.

As shown in Figure 2.5(a), the physical substructure in the RTDS simulations comprised the four FSPSs located at abutment A5. In the RTDS tests, only one device was physically tested in the laboratory and the force feedback from the actuator load cell was multiplied by four in the simulations. The model of the numerical substructure was implemented in the Simulink algorithm used to conduct the RTDS simulations. Estimates of the stiffness K_0 and damping C_0 of the total structure are required in the Rosenbrock-W variant integration scheme used in the tests. The stability and accuracy of the solution depend on the quality of this estimation. As suggested by Lamarche et al. (Lamarche, Bonelli, Bursi, & Tremblay, 2009) for a similar application, the values of K_0 and C_0 were set equal to the respective stiffness and damping values used for the numerical structure.

2.5.2 Numerical model of the seismically protected bridge

To compare numerical predictions to experimental results, the whole seismically protected bridge SDOF model of Figure 2.5(a) was implemented in the SAP2000 computer program (CSI, 2008). In these purely numerical simulations, all sliding bearings were modeled using the non-linear Plastic Wen link element available in the computer program. The plasticity model of this element is defined by four parameters: (i) an initial stiffness, (ii) a yield strength F_y corresponding to the force required to initiate sliding, as given by Eq. (2-1), (iii) a post yield stiffness ratio, and (iv) a yielding exponent to define the degree of sharpness at yielding. The latter parameter is greater than or equal to unity and it increases with the sharpness at yielding. In the present case, a value of 200 corresponding to a very sharp yielding was adopted for all bearings. At abutment A1 and piers P1 to P4, the initial stiffness, the friction resistance and the post yield stiffness ratio are the same as in the numerical model of the RTDS test algorithm. The four FSPS at abutment A5 exhibit a bilinear response as illustrated in Figure 2.5(d), the post-

yield stiffness being supplied by the coil springs of the FSPSs. In the model, the initial stiffness is set very high as the devices are anchored to the abutment (which is assumed infinitely stiff) and the yield strength and post-yield stiffness values measured in the characterization tests described next were assigned to the model. Mass proportional damping identical to that specified in the RTDS test was introduced in the numerical model.

2.6 Experimental results

2.6.1 FSPS characterization

The coefficient of friction μ and the stiffness of the coil springs K_p of the FSPS specimen were determined from cyclic tests. Harmonic triangular and sinusoidal displacement time-histories with peak displacements of ±40 mm were imposed to the isolator, which corresponds to 85% of the design displacement for the bridge. Figure 2.6 presents the results of tests performed at frequencies of 0.02, 0.125, 0.25 and 0.5 Hz. The latter approximately corresponds to the period of the isolated bridge based on effective stiffness of the sliding bearing units.

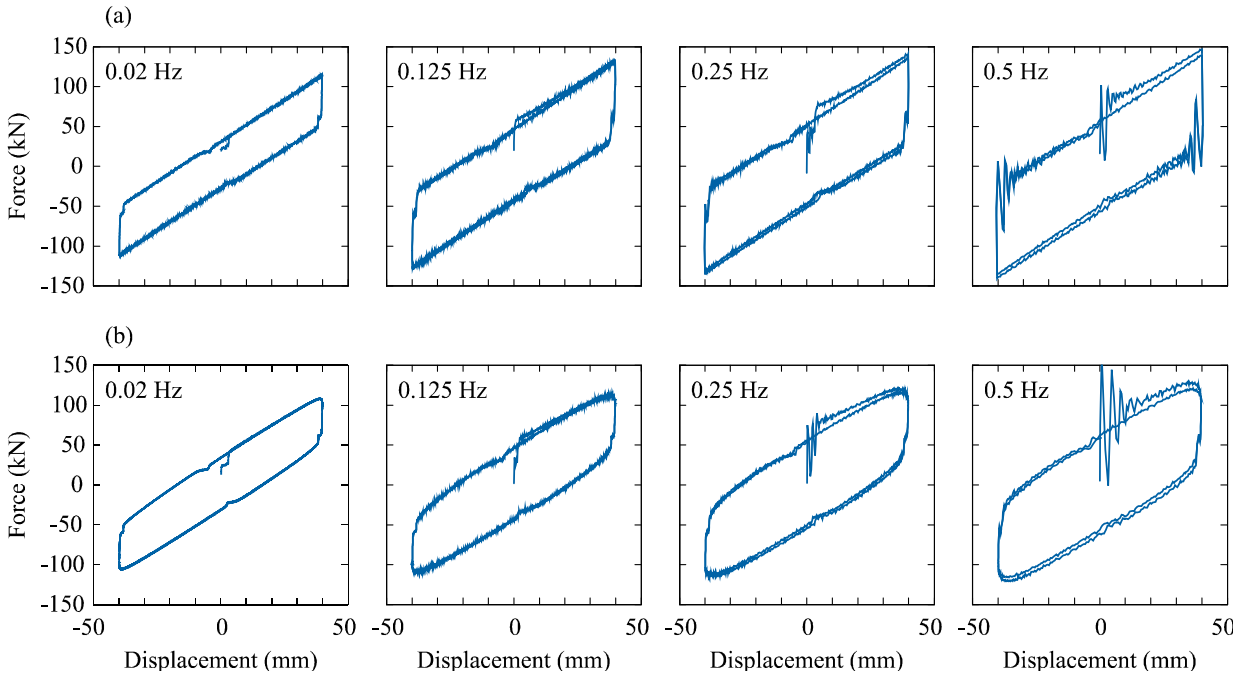

Figure 2.6 : Hysteresis curves obtained from cyclic tests on the FSPS specimen under: (a) Triangular (constant velocity) displacement histories; (b) Sinusoidal displacement histories.

In the tests, the coefficient of friction was found to increase with the displacement rate. Under the triangular histories, μ varied from 0.09 at a velocity of 3.2 mm/s (test at 0.02 Hz) to 0.16 at a displacement rate of 80 mm/s (test at 0.5 Hz). Under the sinusoidal movements, the velocity varies from zero to a maximum at the point of zero displacement, ranging from 5.0 mm/s at 0.02 Hz to 125 mm/s at 0.5 Hz. In the latter case, the coefficient of friction reached 0.18. These results clearly indicate that the coefficient of friction is influenced by the velocity. This is also confirmed by the difference in the shape of the hysteresis under the two types of signal. The tests under constant rate displacements (triangular histories) showed a nearly perfect trapezoidal shape whereas the slip resistance varied in a way similar to the velocity, from a minimum just before or after load reversals to a maximum near the zero deformation position. The coefficient of friction is of key importance in design as it directly affects the level of forces that will be imposed to the foundation elements. Caution should therefore be exercised when selecting the value of μ in numerical analysis of a bridge structure. The choice should preferably be based on experimental data and the bridge response should be bound for the range of expected values of μ.

The test results also showed that the individual FSPS units had a post-yield stiffness of 2 kN/mm, and that this stiffness was not dependant on velocity. When the bridge movements are such that sliding is triggered in all bearing units at the five supports, the total longitudinal stiffness of the bridge therefore reduces to 8.0 kN/mm, assuming that the abutment A5 is infinitely stiff, which leads to a maximum fundamental period of 2.8 s for the isolated structure.

Dynamic amplification in the FSPS response was also observed during the cyclic tests performed at high displacement rates. This occurred at initiation of slip in the first cycle as well as when sliding was triggered after sliding was stopped upon displacement reversal, at the lower right-hand side and upper left-hand side corners of the hysteresis. This phenomenon is partly attributed to the transition between static and dynamic coefficients of friction, or sudden release of the break-away friction force when sliding starts. This is less pronounced under sinusoidal displacement histories as the velocity progressively increases from zero at the beginning of each half-cycle. The hysteresis measured at low rates (e.g., at 0.02 Hz in Figure 2.6) show that small

slippage also occurred during load reversal. The FSPS units in that project incorporated two superimposed guided sliding interfaces to achieve seismic isolation of the bridge in the two orthogonal directions. The small slip movements upon load reversal developed at the interface for transverse bridge movements and correspond to the tolerance left in the guiding system. When high displacement rates are applied immediately after displacement reversal, as was the case under the highest frequency triangular loading history of Figure 2.6(a), the contact between guiding and moveable parts of the unit resulted in localized dynamic response. These aspects of the behavior of the FSPS are useful to understand the seismic hysteretic response obtained from RTDS tests discussed in the following section.

2.6.2 RTDS test results and numerical model validation

RTDS tests were performed on the seismically isolated bridge subjected to the seismic loads described in the test protocol. In parallel, nonlinear time-history analyses were conducted using the purely numerical model developed with the computer program SAP2000. Figure 2.7(a) illustrates the satisfactory agreement between the displacements obtained from RTDS tests and those predicted by pure numerical simulations when the bridge is subjected to a seismic ground motion. In this particular test, μ was set equal to 0.5% at supports A4, P2 and P3, and to 8% at pier P4. In the numerical model, μ = 24% and K_p = 2 kN/mm were used for the FSPS units at A5. Similar good match was observed between the numerical and RTDS results for all 12 ground motions described in Table 2-2. This shows that it is possible to predict the longitudinal displacement demand of the studied seismically isolated bridge using a simple SDOF numerical model and a commercially available computer program.

The hysteretic response obtained from RTDS tests in Figure 2.7(b) shows greater irregularity compared to that in Figure 2.7(c) produced by pure numerical simulation. This behavior is attributed to the variations in slip resistance and the dynamic contact forces that were observed at high velocities. During RTDS tests, the displacement rate at the interface was found to frequently reach and exceed 100 mm/s and to vary from +100 to -100 mm/s in less than one second, as illustrated by the velocity command time-history in Figure 2.8. These numerous and

sudden variations in velocity are due to the dominant high frequency of the ground motions. However, the very good agreement between the displacement time-histories from numerical analyses and experimental results suggests that the global bridge displacement response is not affected much by these local variations in the hysteretic response.

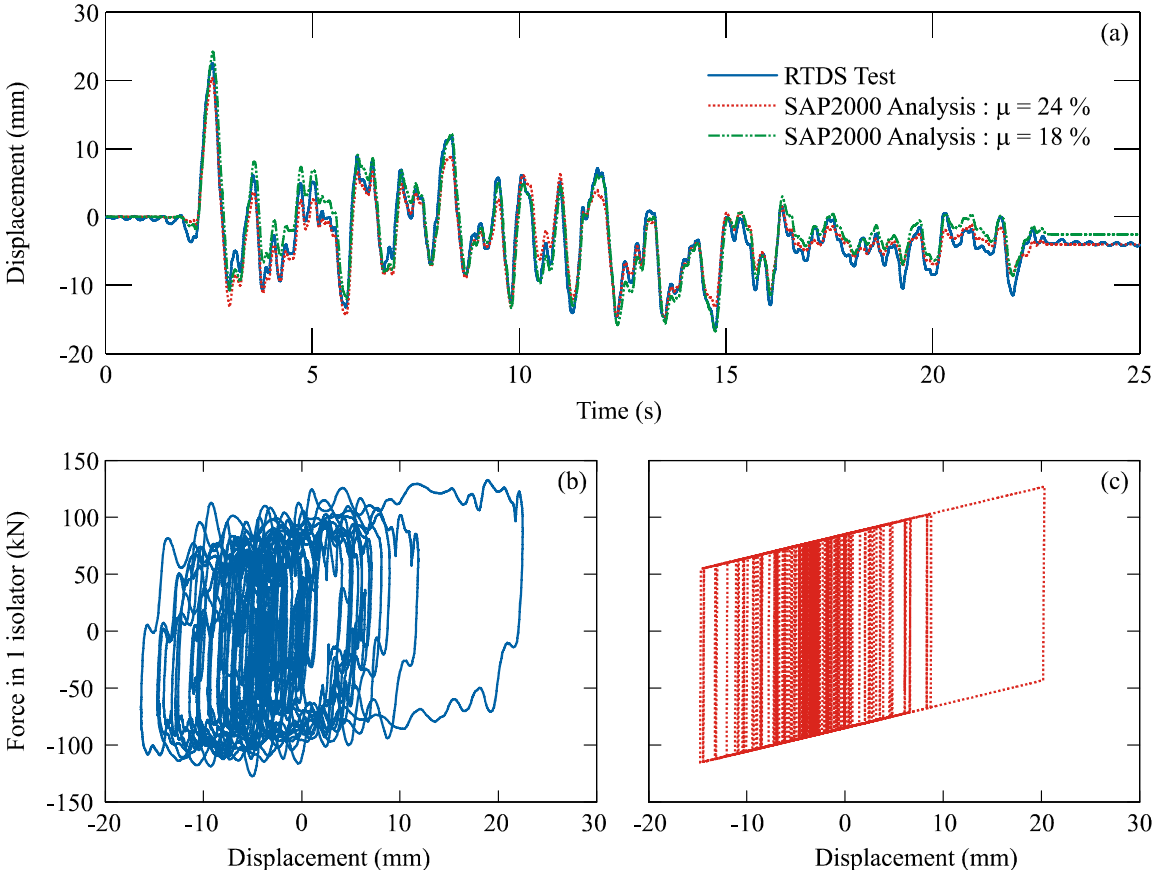

Figure 2.7 : Hybrid test results for the isolated bridge under ground motion M7.0-R70-1: (a) Measured and predicted displacement time-histories; (b) Individual FSPS response from RTDS test; and (c) Individual FSPS response from numerical analysis.

The coefficient of friction μ = 0.24 used for the FSPS in the numerical simulation was chosen to give a frictional resistance comparable to the average value measured in the RTDS test (F_y = 85 kN in Figure 2.7(b)). As illustrated in Figure 2.7(a), the numerical simulation was also performed with a value of 0.18, which corresponds to the value measured in the characterization tests for a peak velocity of 125 mm/s under a sinusoidal signal. That peak velocity is approximately the same as was reached in the test (Figure 2.8). In Figure 2.7(a), the

displacement response with this lower coefficient of friction has not changed much compared to the one obtained from the previous numerical simulation and the RTDS test.

In all RTDS tests, the peak displacement demand on the bridge structure remained in the 20-30 mm range, which is relatively very small. This is less than the assumed design displacement and resulted in a higher effective stiffness, as revealed by a dominant period close to 1.0 s in the bridge response, shorter than the estimated value of 1.8 s. Such small displacement demand essentially results from the fact that most of the energy of the ground motions used was concentrated in the short period range rather that in long periods associated to large ground displacements. As indicated, this ground motion signature is typical of earthquakes anticipated in eastern North America, and a base isolation strategy can therefore be seen as a very effective means of ensuring protection against earthquakes in that region. This is especially true for lifeline or emergency bridge structures as small displacements can be can be easily accommodated by bearing, isolator and expansion joint elements, allowing bridges to be open to traffic soon after a strong ground shaking.

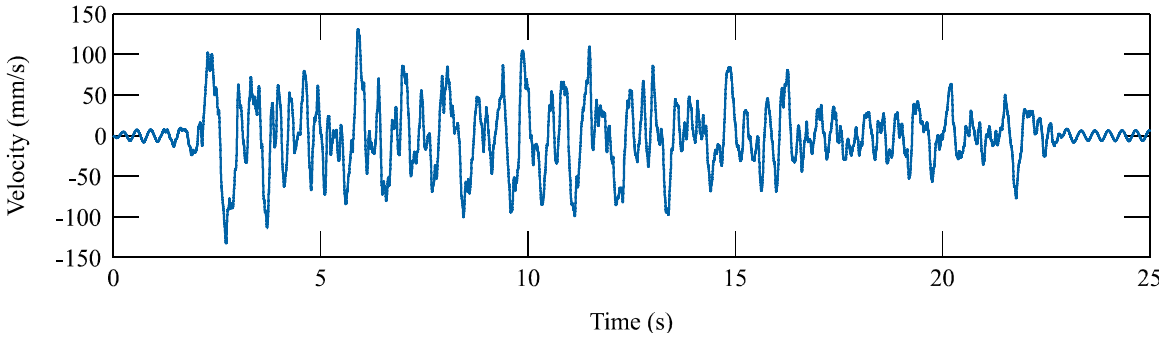

Figure 2.8 : Time history of the velocity command for ground motion M70-R70-1.

2.6.3 Influence of the friction coefficient of the numerically modeled bearings on bridge response

A parametric study to investigate the influence of the coefficient of friction μ assumed for the numerically modeled sliding bearings was performed during RTDS tests under the four ground motions M6.0-R30-1 and -2 and M7.0-R70-1 and -2 of Table 2-2. For the bearings at

abutment A1, and at piers P2 and P3, three different values were used for μ: 0.5 %, 1% and 3%. The former is representative for a new bearing whereas the value of 3% was chosen to represent an aged condition for the friction interface. For the friction energy dissipation interfaces at pier P4, μ was taken equal to 8% and 11%. Figure 2.9 illustrates the RTDS test results for ground motion M6.0-R30-1.

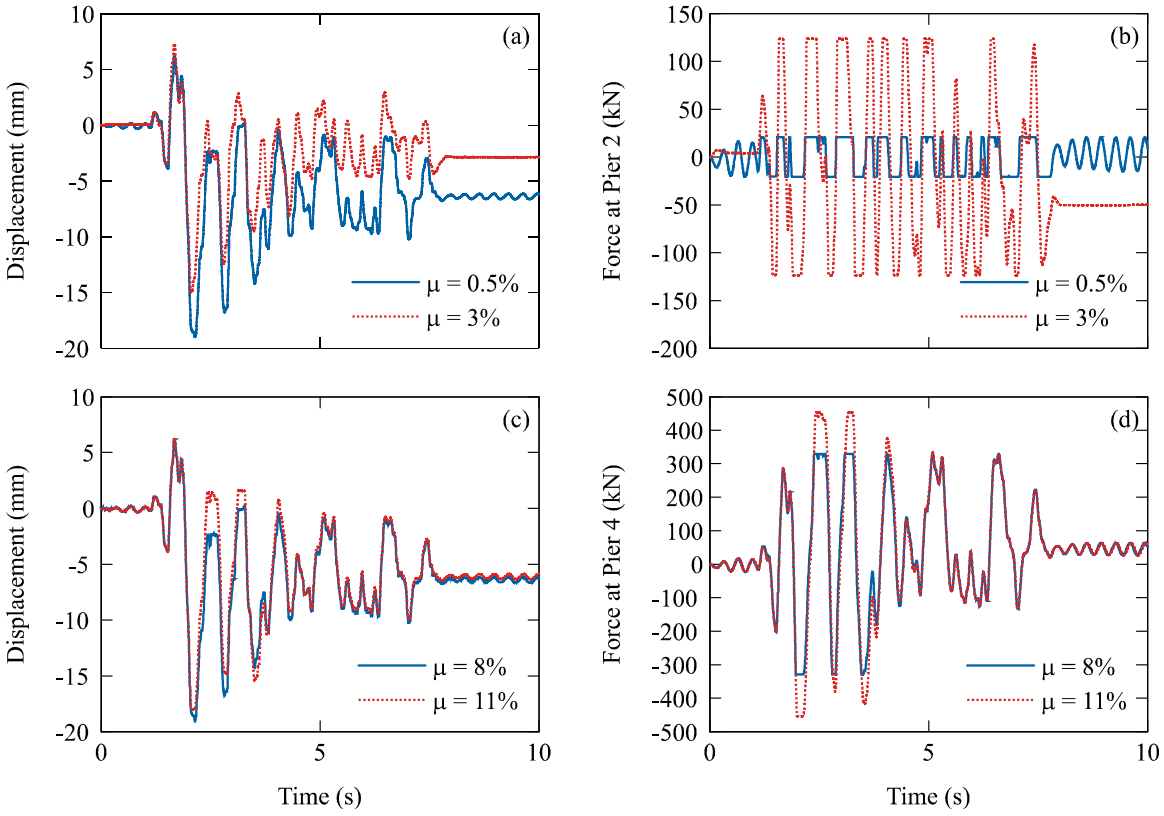

Figure 2.9 : Influence of the friction coefficient μ for ground motion M6.0-R30-1 : (a) Displacement feedback for a variation of μ at A1, P2 and P3; (b) Force feedback at P2 for a variation of μ at A1, P2 and P3; (c) Displacement feedback for a variation of μ at P4; (d) Force feedback at P4 for a variation of μ at P4.

We observe a reduction of the maximum displacement of 4 mm when varying μ from 0.5% to 3% for the sliding bearings at supports A1, P2 and P3, and a slight variation (in the order of 1 mm) when varying μ between 8% and 11% for the friction energy dissipation bearings at support P4. Under the other ground motions examined, similar reductions in bridge peak displacements were observed when increasing the coefficient of friction at abutment A1 and piers

P2 and P3, while the response remained nearly unchanged when modifying the frictional properties at pier P4. As expected, an increase in force corresponding to the increase in coefficient of friction times the weight carried by the bearing units was also observed. These results confirm that all scenarios that can be anticipated over the structure life must be considered when selecting values for the coefficient μ in numerical models for sliding bearings at the design stage. Typically, minimum values of μ should be considered to assess the maximum displacement demand on the bearings and joints whereas maximum expected values of μ will lead to the maximum forces to be resisted by pier, abutment and foundation elements.

2.6.4 Influence of column effective flexural stiffness on bridge response

A second parametric study was conducted through RTDS tests under ground motions M6.0-R30-1 and M7.0-R30-1 to assess the influence of the assumption made when determining the flexural stiffness of the bridge columns (the flexural stiffness is a function of the assumed effective cracked moment of inertia of the column cross-section). In all RTDS tests discussed so far, an effective moment of inertia of 70% of the gross moment of inertia of the columns was considered to account for concrete cracking. Two extreme values are considered herein: a low value of 50% and a high value of 80%, respectively, of the gross moment of inertia. Figure 2.10 shows the results of the RTDS tests under ground motion M6.0-R30-1.

Very small differences are observed in the displacement time histories shown in Figure 2.10(a), suggesting that the response of the bridge is dominantly influenced by the properties of the sliding bearings, rather than the stiffness of the bridge columns. The time-histories of the horizontal shear force in piers 2 and 4 in Figure 2.10(b) and (c), show that the bridge with the stiffest columns has the tendency to attract higher forces, as could be expected. However, the figures also clearly reveal that the force demand on the columns is bounded by the capacity of the sliding bearing units. This behavior certainly represents one of the major advantages of the seismic isolation strategy, i.e., the peak force demand is limited by the capacity of the isolators, and that limit force does not depend on the stiffness or strength of the foundation elements, as is the case in conventional bridge construction.

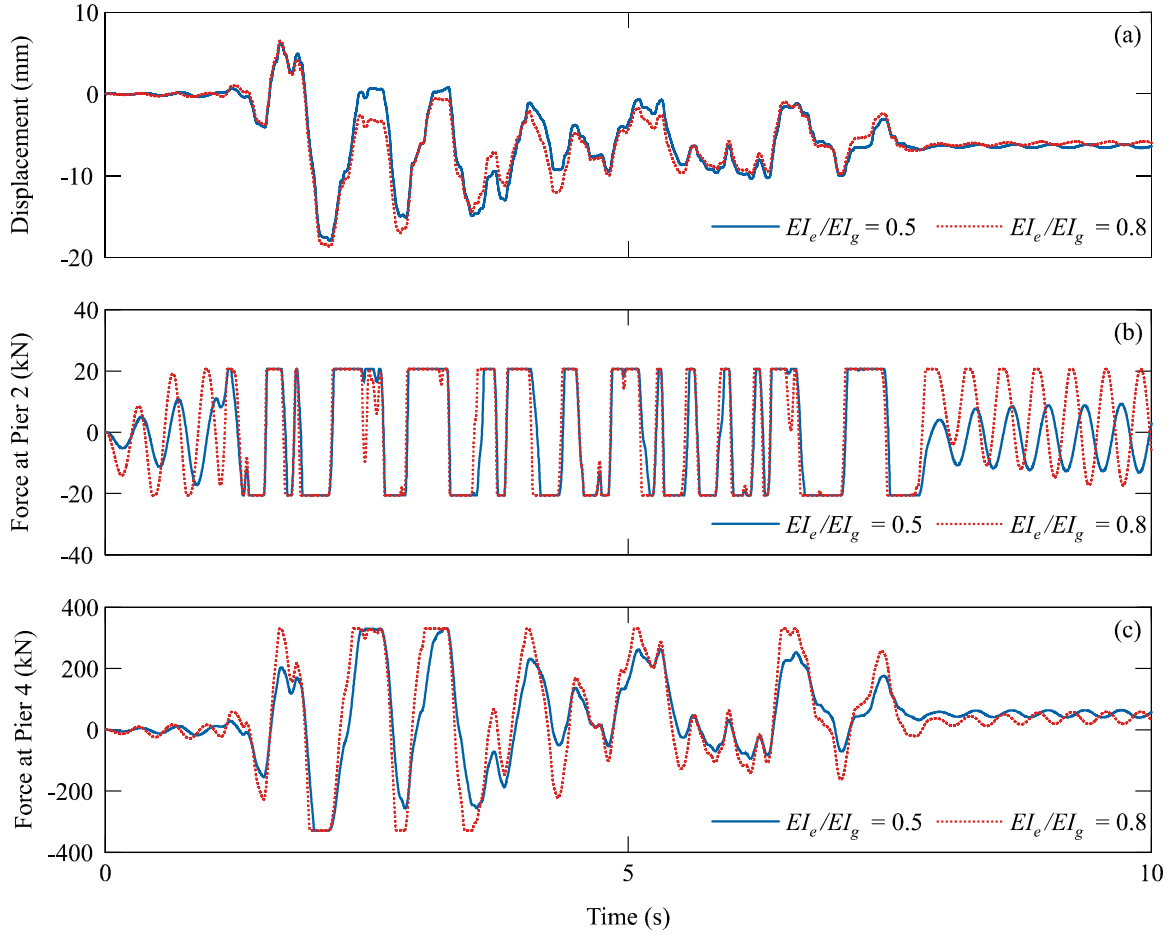

Figure 2.10 : Influence of the pier effective flexural stiffness under ground motion M6.0-R30-1: (a) Displacement time-histories; (b) Time-histories of shear force in pier P2; (c) Time-histories of shear force in pier P4.

2.6.5 Influence of the loading rate on bridge response

As was discussed, the FSPS hysteretic curve obtained from RTDS tests showed some irregularity as opposed to simple numerical model predictions. To further investigate this behavior, pseudo-dynamic tests were performed to identify the effect of loading rate on the response of the FSPS specimen. The pseudo-dynamic tests performed in this study were identical to the RTDS simulations except that a time scale factor was applied in the procedure. Two tests were conducted, one with a time scale of 1/100 and one with a time scale of 1/10. In addition, the displacement time history recorded during the slower of the two tests was imposed to the FSPS but at a rate 100 times faster, thus corresponding to actual loading rate conditions. This last test

permitted to obtain a direct comparison between low and high loading rates under identical displacement time-histories. This series of three tests was performed under two different ground motions and the results for ground motion M7.0-R70-1 are presented in Figure 2.11. The hysteretic response obtained during RTDS test for that same ground motion was illustrated previously in Figure 2.7(b).

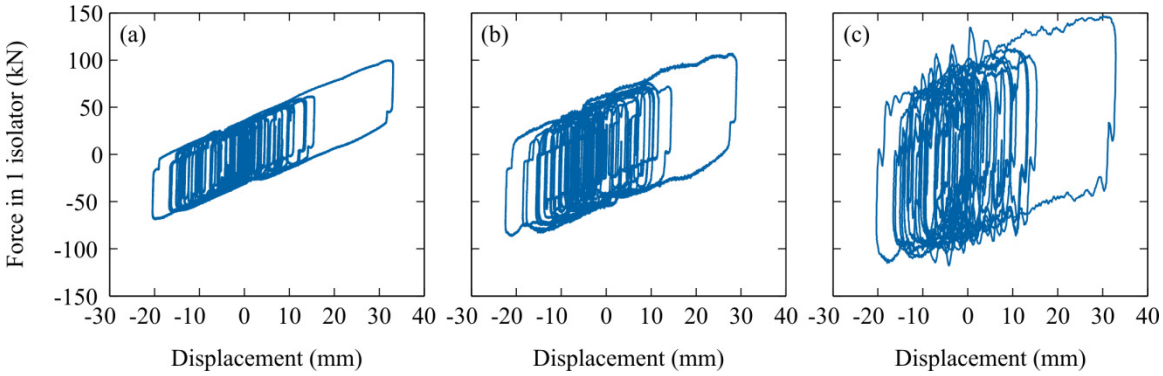

Figure 2.11 : Influence of the loading rate on the individual FSPS response for M7.0-R70-1 ground motion from: (a) Pseudo-dynamic test with a time scale of 1/100; (b) Pseudo-dynamic test with a time scale of 1/10; and (c) Displacement time history imposed with a time scale of 1/1 (real time).

As expected from previous results, a general increase and greater variations in the force response were observed as the imposed loading rate is increased. For the example shown, the comparison between the static test (Time scale = 1/100) and the test under actual loading rate shows an increase of 50% in the force developed by the isolator unit. Comparing the hysteresis in Figure 2.11(a) and Figure 2.7(b) also shows that this increase in frictional resistance of the FSPS unit resulted in a reduction of approximately 10 mm in the peak displacement response, i.e. a reduction of 30% compared to the demand predicted by the static test. These results clearly evidence the need to properly carrying out simulations under actual seismic loading conditions for systems that exhibit rate dependency.

2.7 Conclusion

In this study, an RTDS simulation program was successfully performed to assess the dynamic performance of an actual bridge structure seismically isolated with an innovative Friction-based Seismic Protective System (FSPS). The seismic response of the bridge structure was studied along its longitudinal axis subjected under strong ground motions rich in high frequencies that are expected to occur in eastern North America. In the RTDS simulations, the FSPS unit was physically tested in the laboratory whereas the remaining of the bridge was numerically modeled. Purely numerical simulations were run in parallel to validate the ability to predict the response of this type of seismically isolated structure with simple, readily available analysis computer software. The RTDS tests were also used to investigate the effects of modeling assumptions on the bridge response. Prior to RTDS testing, cyclic tests were performed to characterize the nonlinear response of the test FSPS specimens used in the tests and the measured properties were implemented into the numerical models of the seismically protected bridge. Pseudo-dynamic tests were also carried out to investigate further the influence of the loading rate. All three types of tests could be successfully completed and the main conclusions can be summarized as follows.

The characterization cyclic tests showed that the friction coefficient of sliding interface of the FSPS specimen was influenced by the applied displacement rate, or velocity, with values ranging from 0.09 at 3.2 mm /s to 0.18 at 125 mm/s. Similar rate dependency was measured under actual seismic loading in the pseudo-dynamic tests. Localized dynamic response due to sudden release of the break-away friction forces and contact between guiding and moveable parts upon displacement reversals were also observed in the tests performed under dynamic seismic loading conditions. The RTDS tests showed, however, that these variations did not affect the displacement response of the bridge under seismic ground motions.

The modified Rosenbrock-W variant integration scheme used in the RTDS test program was found to perform very well for simulations conducted at high displacement rates induced by high frequency seismic ground motions. The RTDS test series showed that the seismic

displacement and force demand could be accurately predicted using simple bilinear hysteretic models available in commercial computer analysis software, provided that the mechanical properties of the system are well known. Both the numerical and RTDS simulations confirmed the advantages of the seismic isolation rehabilitation strategy adopted for the bridge studied: limited displacement demand and control of the force demand on the existing foundation elements. The RTDS simulations clearly demonstrated that that force demand is influenced by the frictional characteristics of the sliding bearing and FSPS units. These properties were found to be displacement rate dependant for the FSPS unit and such variation must be accounted for in the design, in addition to other factors influencing frictional properties. The force demand on the bridge columns was influenced by the column stiffness assumed in the simulations but the impact was limited as peak column forces are bounded by the properties of the isolator system. The RTDS and numerical simulations also showed that the longitudinal displacement response of the bridge studied was not influenced significantly by variations of the coefficient of friction of the bearing and FSPS units within anticipated ranges.

2.8 Acknowlegements

The authors wish to acknowledge Goodco Z-Tech for supplying the devices tested in this project. The technical input from Pierre Lapalme of Goodco Z-Tech Inc., Laval, QC, and from Lotfi Guizani, of ALG Groupe-Conseil, Brossard, QC, is very much appreciated. The authors express their appreciation to Viacheslav Koval, of Ecole Polytechnique, for the preparation of the test setup and most valuable assistance during the test program. The engineering consulting firm Dessau is gratefully acknowledged for the financial support granted to the first author during her graduate studies.

2.9 References

Bondonet, G., and Filiatrault, A. (1997). "Frictional response of PTFE sliding bearings at high frequencies." *Journal of bridge engineering*, 2(4), 139-148.

Bruneau, M., Wilson, J. C., and Tremblay, R. (1996). "Performance of Steel Bridges During the 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe, Japan) Earthquake." *Canadian Journal of Civil Engineering*, 23(3), 678-713.

Calvi, G. M., Kawashima, K., Billings, I., Elnashai, A., Nuti, C., Pecker, A., Pinto, P. E., Priestley, M. J. N., and Rodriquez, M. (2007). "FIB bulletin 39 : Seismic bridge desing and retrofit - structural solutions - Chapter 6 : Design for enhanced control of damage." Fédération internationale du béton.

Casarotti, C. (2004). "Bridge isolation and dissipation devices : state of the art review of seismic response and modelling of modern seismic isolation and dissipation devices," University of Pavia and ROSE School, Pavia.

Christenson, R., Lin, Y. Z., Emmons, A., and Bass, B. (2008). "Large-scale experimental verification of semi-active control through real-time hybrid simulation." *Journal of Structural Engineering*, 134(4), 522-534.

CSA. (1966). "Design of Highway Bridges. CSA Standard S6. ." R. Canadian Standards Association, ON., ed.

CSA. (2006a). "Canadian Highway Bridge Design Code. CAN/CSA-S6-06 Standard. ." T. Canadian Standards Association, ON., ed.

CSA. (2006b). "Commentary on CANCSA-S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code."

CSI. (2008). ""SAP2000, Version 12." Computers & Structures Inc., Berkeley, CA. www.csiberkeley.com/."

Dolce, M., Cardone, D., and Palermo, G. (2007). "Seismic isolation of bridges using isolation based on flat sliding bearings." *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5, 491-509.

Earthquake Protection Systems, I. (2003). "Technical characteristics of friction pendulum bearings."

EERC Protective Systems. (2009). "Web site: http://nisee.berkeley.edu/prosys/usbridges.html, Date accessed: May 23rd 2009."

Fujitani, H., Sakae, H., Kawasaki, R., Fujii, H., Hiwatashi, T., and Saito, T. (2008). "Verification of real-time hybrid tests of response control of base isolation system by MR damper comparing shaking table tests." *Proceedings of the SPIE - The International Society for Optical Engineering*, 6932.

Gagnon, M., Gaudreault, V., and Overton, D. (2008). "Age of Public Infrastructure: A Provincial Perspective. Investment and Capital Stock Division." M. o. I. Statistics Canada, Ottawa, ON., http://www.statcan.gc.ca/pub/11-621-m/11-621-m2008067-eng.pdf, ed.

Goodco Z-Tech. (2009). "http://www.goodcoztech.ws/www/v4/eGoodco.ns, Date accessed: May 23 2009."

Guizani, L. "Sur l'isolation sismique des ponts au Canada." *10e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art (In french)*, Québec.

Guizani, L. "Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec : Mise au point." *14e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art (In French)*, Québec.

Ibrahim, R. A. (2008). "Review - Recent advances in nonlinear passive vibration isolators." *Journal of sound and vibration*, 314, 371-452.

Lamarche, C. P., Bonelli, A., Bursi, O. S., and Tremblay, R. (2009). "A Rosenbrock-W method for real time dynamic substructuring and pseudo-dynamic testing." *Earthquake engineering and structural dynamics*, 38(9), 1071-1092.

Nakashima, K. H., and Takaoka, E. (1992). "Development of real-time pseudo dynamic testing." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21(1), 79-92.

Pinto, A. V., Pegon, P., Magonette, G., and Tsionis, G. (2004). "Pseudo-dynamic testing of bridges using non-linear substructuring." *Earthquake engineering and structural dynamics*, 33, 1125-1146.

Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*, John Wiley & Sons, New York.

Roy, N., Paultre, P., and Proulx, J. (2009). "Performance-based seismic retrofit of a bridge bent: design and experimental validation." *Canadian Journal of Civil Engineering, (in press).*

Simulink®. (2007). "The Mathworks, Inc., Natick, MA, USA.".

Takanashi, K., Udagawa, K., Seki, M., Okada, T., and Tanaka, H. (1975). "Nonlinear earthquake response analysis of structures by a computer-actuator on-line system." *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, 229, 77-83.

Tremblay, R., and Atkinson, G. M. (2001). "Comparative Study of the Inelastic Seismic Demand of Eastern and Western Sites." *Earthquake Spectra*, 17(2), 333-358.

Zayas, V. A., and Low, S. S. "Seismic Isolation for Extreme Cold Temperatures." *8th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, 391-396.

CHAPITRE 3 ARTICLE 2: "REAL-TIME DYNAMIC SUB-STRUCTURING TESTING OF VISCOUS SEISMIC PROTECTIVE DEVICES FOR BRIDGE STRUCTURES"

Auteurs : Cassandra Dion, Najib Bouaanani, Robert Tremblay, Charles-Philippe Lamarche et Martin Leclerc.

Article soumis à le revue « Engineering Structures » le 4 Novembre 2009

3.1 Abstract

The paper presents a real-time dynamic sub-structuring (RTDS) test program that was carried out on bridge structures equipped with two innovative viscous seismic protective devices: a seismic damping unit and a shock transmission unit. In the RTDS tests, the seismic protective units were physically tested in the laboratory using a high performance dynamic actuator imposing, in real time, the displacement time histories obtained from numerical simulations being run in parallel. The integration scheme used in the test program was the Rosenbrock-W variant and the integration was performed using the MathWorks's Simulink and XPC target computer environment. The numerical counterpart included the bridge columns and the additional energy dissipation properties. The nonlinear response of these components was accounted for in the numerical models. The tests were run under various ground motions and the influence of modeling assumptions such as damping and initial stiffness was investigated. Finally, the test results are compared to the predictions from nonlinear dynamic time history analyses performed using commercially available computer programs. The results indicate that simple numerical modeling techniques can lead to accurate prediction of the displacement response of bridge structures equipped with the seismic protective systems studied.

3.2 Introduction

Bridges are key elements of transportation systems and are crucial for economic prosperity. They must therefore be designed to withstand natural hazards such as ground motion effects from earthquakes. In Canada, seismic activity in highly populated areas exists along the Pacific west coast in western Canada and along the St-Lawrence and Ottawa River valleys in eastern Canada. Seismic design provisions have been progressively implemented in CSA-S6 Canadian Highway Bridge Design Code starting in 1966 (CSA, 1966) but only minimum earthquake horizontal design loads were prescribed until 1988 (Bruneau, Wilson, & Tremblay, 1996). Additional seismic load requirements for bearings and qualitative ductile detailing provisions for reinforced concrete columns were introduced in 1988, but it is only in 2000 that explicit seismic detailing requirements and capacity design principles were introduced in CSA-S6. Between the 1966 and the latest 2006 (CSA, 2006a) editions of CSA-S6, the prescribed seismic design forces have also steadily increased.

A recent study revealed that the average age of bridges and overpasses in Canada had exceeded 57% of their service life of 43.3 years in 2007 (Gagnon, Gaudreault, & Overton, 2008). That number increases to 72% in the Province of Quebec, the highest in the nation, indicating that the vast majority of the existing bridges in the eastern Canada seismic active region may be at risk and require seismic retrofit. Seismic hazard also significantly impact the construction of new bridge structures as a result of the increasing severity and complexity in seismic detailing and the higher seismic design loads prescribed in recent code editions. In this context, there is an increased need for innovative techniques to achieve time- and cost-effective seismic retrofit and construction of bridge structures.

Although seismic base isolation has been known since the beginning of the 20th century, it was introduced in North America only in the 1980's (Guizani, 2003). In Canada, seismic isolation for bridge retrofit has been applied in British Colombia since the early 1990's (EERC Protective Systems, 2009). In Québec, the first seismically isolated bridge structure was built in Alma in 2002 (Guizani, 2003). The same year, seismic dampers and shock transmission units (or

lock-up devices) were implemented for the first time in a bridge retrofit project in Quebec City (Loulou, Maillette, & Ladicani, 2003). Although substantial work has been dedicated to investigate the behavior of seismically isolated bridges over the last 20 years, experimental and numerical studies are still needed to validate the effectiveness of bridge seismic isolation considering different loading and seismic environments as well as the increasing variety of seismic protective systems.

This paper reports on a study of the dynamic response of a bridge structure located in Montreal, QC, and equipped with innovative seismic damping and shock transmitting systems when subjected to seismic demand typical of eastern North America and to vehicle braking forces. An extensive experimental program consisting of Real-Time Dynamic Substructuring (RTDS) of seismically isolated bridges was conducted. RTDS testing is based on a sub-structuring technique where the investigated system is split into: (i) a physical sub-structure consisting of a critical part or component tested experimentally under dynamic forcing, and (ii) a numerical sub-structure modeling the reaction of the remaining part of the system. To realistically emulate the behavior of the whole system during dynamic excitation, the control strategy and numerical algorithms are conceived so that the physical and numerical substructures interact in real time. A significant advantage of RTDS testing is that the physical sub-structure can be tested at full scale while including dynamic and hysteretic effects through real time interaction between the physical and numerical substructures. This hybrid technique was first proposed by Nakashima and Takaoka (Nakashima & Takaoka, 1992) as an important improvement of the pseudo-dynamic testing method introduced by Takanashi et al. (Takanashi, Udagawa, Seki, Okada, & Tanaka, 1975). Hybrid simulation has been successfully applied recently to assess the dynamic response of bridges (Pinto, Pegon, Magonette, & Tsionis, 2004; Roy, Paultre, & Proulx, 2009), and structures equipped with seismic protective devices (Christenson, Lin, Emmons, & Bass, 2008; Fujitani et al., 2008). In the present work, special attention is devoted to investigating the effects of high frequency content ground motions typical of Eastern North America. We also studied the dynamic response of the shock transmission unit to braking forces; a loading condition that has not been addressed in the literature. Finally, the sensitivity of the RTDS testing results to Rayleigh damping assumptions is investigated.

Nonlinear time-history analyses of the seismically-protected bridges are also carried-out and the purely numerical predictions are validated against the RTDS testing results.

3.3 Seismic protective systems studied

Two innovative seismic protective systems are investigated in this work: (i) a Seismic Damping Unit (SDU), (ii) and a Shock Transmission Unit (STU). Both devices are manufactured by LCL-Bridge Products Technology (LCL-Bridge Products Technology, 2009). They are made of a double-acting piston driving a fluid through a parallel set of tubular orifices, thus producing fluid shear to resist dynamic movement (Calvi et al., 2007). The SDU offers little to no resistance to slow movement, such as thermal expansion, creep and shrinkage, while it reduces dynamic movements due to braking or seismic loads through energy dissipation. The STU also allows slow movement, while offering an increasingly higher resistance to faster movement due to braking or seismic loads. Contrary to most lock-up systems, the STU tested in this work is designed so that the reacting force does not exceed an upper limit and, thereby, control the force demand imposed to the columns or abutments. Both types of devices were used recently to retrofit a bridge over Highway 440 in Quebec (Loulou, Maillette, & Ladicani, 2003).

There is a fair amount of literature about viscous-based devices and the numerical modeling of their dynamic response (Calvi et al., 2007; Casarotti, 2004; Christopoulos & Filiatrault, 2006; Hwang & Tseng, 2005; Jankowski, Wilde, & Fujino, 2000; Loulou, Maillette, & Ladicani, 2003; Pritchard, 1996; Symans et al., 2008; Tremblay et al., 2008). The reacting force F of a viscous damper can be expressed with Eq. (3.1).

$$F = C_{\mathrm{p}} V^{\alpha} \tag{3.1}$$

where C_{p} denotes the damping coefficient, V the velocity of the piston and α a characteristic parameter. Typically, the parameter α varies between 0.1 and 2.0, with $\alpha > 1.0$ for a shock transmission device and $\alpha \leq 1.0$ for a viscous damper. In the latter case, the damper is linear when $\alpha = 1.0$, and nonlinear otherwise. Figure 3.1 shows plots of reacting force F against piston velocity for different values of α. For the STU device investigated in this work, a parameter $\alpha <$

1.0 has to be adopted in view of its force limiting capabilities. This will be discussed further. The two devices have the same exterior appearance and only differ by the design of the internal fluid flow system design. Figure 3.2 (c) shows an elevation view of SDU or STU.

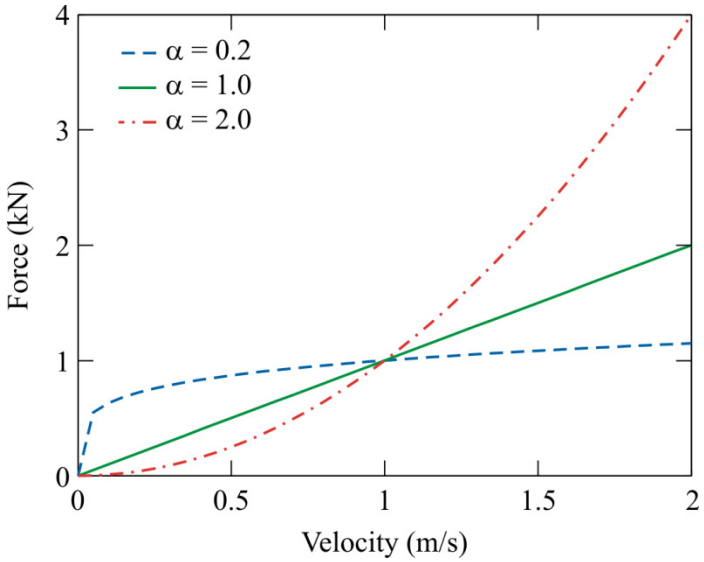

Figure 3.1: Force in viscous device as a function of velocity considering C = 1.0 kN.s/m.

3.4 Bridge studied

A fictitious bridge structure located in Montreal, QC is considered to investigate the seismic performance of the bridge equipped with the seismic protective devices. The bridge is straight and has two spans of 36.7 m each as illustrated in Figure 3.2 (a). The bridge deck consists of four T-shaped reinforced concrete beams and has a total mass of 2560 t. The bridge deck is supported at mid-span by two reinforced concrete hammerhead wall columns placed side by side as illustrated in Figure 3.2 (b). The bridge longitudinal response was examined in this study. Along this direction, the bridge deck is fixed to the columns and free to translate at the two abutments. The abutments are assumed infinitely stiff and two seismic protective devices are introduced between the deck and one of the abutments.

Two different column designs were considered depending on the type of seismic protective device used. For the SDUs, the columns were designed to yield under 0.5 times the elastic

longitudinal seismic load of 5100 kN prescribed in the CAN/CSA S6-06 Canadian Highway Bridge Design Code (CSA, 2006a) and the SDUs were selected to limit the longitudinal bridge deck displacements such that the columns remain elastic under the code seismic demand level. This design would result in no repair costs, no downtime period and reduced construction costs as no seismic ductility detailing would be required for the columns, It is likely that similar or even better performance could have been achieved with a lower yield strength for the columns and SDUs with greater damping capacity, but at the expense of higher force demand on the abutments. The selected combination was deemed to represent a good compromise between these design constraints. Using the RESPONSE 2000 computer program (Bentz, 2000), the columns were found to yield under a total longitudinal horizontal load F_y = 3200 kN. An effective moment of inertia of 42% of the gross moment of inertia of the columns was considered to account for concrete cracking (Bentz, 2000; Priestley, Seible, & Calvi, 1996).

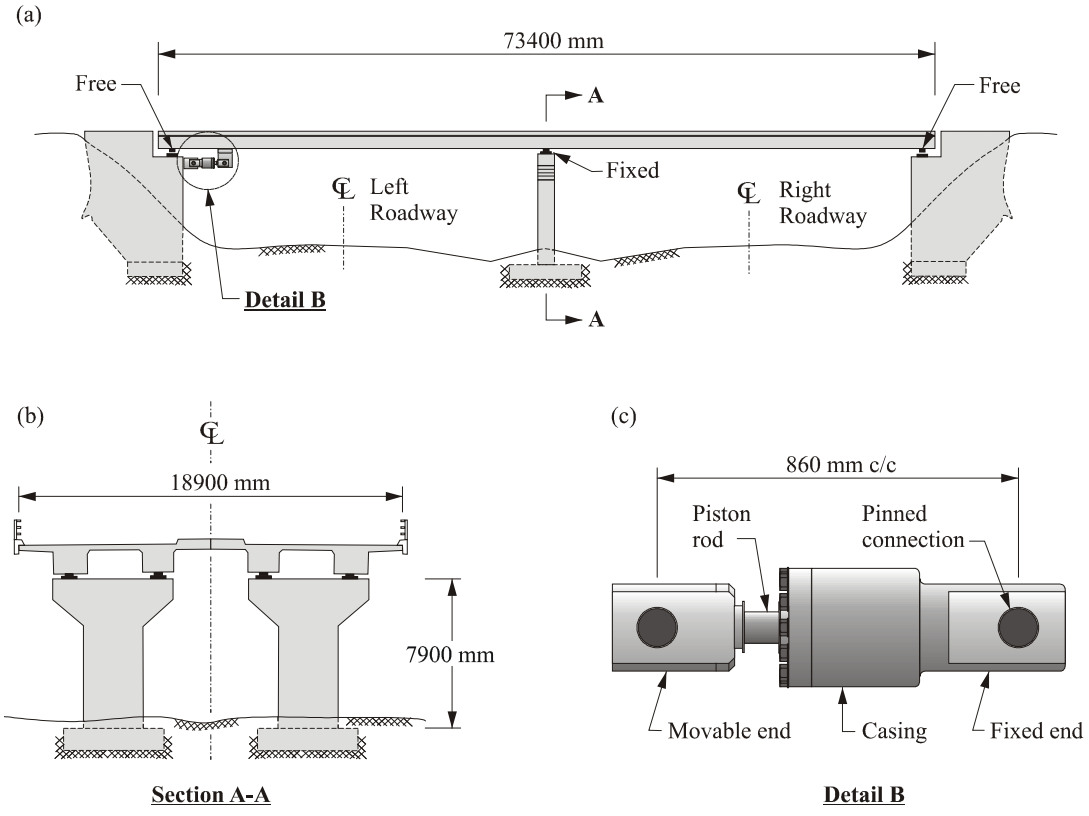

Figure 3.2: Bridge studied: (a) Elevation; (b) Column and deck; (c) Seismic Damping Unit (SDU) or Shock Transmission Unit (STU).

A different hypothetic scenario was considered for the STUs: the devices were assumed to be installed in an existing bridge built in the 1970's. No minimum seismic force requirement was prescribed in the 1974 (CSA, 1974) edition of S6 and the columns' longitudinal yield strength was set equal to 0.02 of the bridge deal load (F_y = 500 kN), as specified in the previous (1966) code edition. An effective cracked moment of inertia equal to 36% of the gross moment of inertia was assumed for the columns, which resulted in a fundamental period of 1.52 s. In the CSA-S6-06 code, the elastic seismic force demand at this period is 4550 kN. The columns would then need to exhibit a ductility capacity of 9 to accommodate the current seismic demand, which is far beyond the ductility capacity of columns built without any special seismic detailing. Hence, the bridge as designed lacks of resistance against both earthquake and braking loads. The STUs were therefore selected to ensure adequate behavior under strong earthquakes and satisfy minimum braking load requirements while limiting the horizontal force demand on the abutment.

Table 3-1 gives the horizontal column stiffness, K_c, the top horizontal load producing yielding of the column, F_y, and the fundamental period of vibration along the longitudinal direction, T, for both column designs. Although the bridge has a symmetrical cross section, the entire bridge structure was included in the simulation models and the bridge properties (stiffness, yield strength) and response parameters that will be presented later are for the whole structure. However, for the seismic protective devices, the properties and force feedback values described in the paper are for a single unit. These values must be multiplied by two when considering their effects on the bridge structure.

Table 3-1 : Properties of the bridge and seismic protective units

Device	K_c (kN/mm)	F_y (kN)	T (s)	C_n (kN.s/m)	K_p (kN/mm)	C_p (kN.s/m)	α ( )
SDU	60.9	3 200	1.29	1250	700	750	0.170
STU	43.5	500	1.52	1050	500	1160	0.147

3.4.1 Design of the seismic protective devices

There is no simplified design method for bridges equipped with viscous devices in the current Canadian bridge design code, as opposed to the case of seismically isolated bridges. One of the objectives of the present work was to investigate the ability of this seismic damping protective system to limit the inelastic demand on the bridge columns. A parametric study was performed wherein the mechanical properties C_p and α of the SDU were varied. In the process, the seismic performance for each design trial was verified through nonlinear time-history analyses for an ensemble of site representative seismic records. The analyses were carried out on a simple model of the bridge using the computer program SAP2000 (CSI, 2008). Detail on this numerical model and the ensemble of seismic records are presented in the next section. The appropriate mechanical properties were chosen with the objective of minimizing the displacements and forces induced in the columns, while distributing the seismic load approximately equally between the columns and the abutment to which the SDUs are connected. The study indicated that the desired response could be achieved using C_p between 600 and 900 kN.s/m (per device) and α between 0.14 and 0.22. With these values, the forces in both the columns and the abutment would be limited to approximately 1200 kN, with a deck displacement of approximately 25 mm, under the site specific ground motion ensemble. Elastic column response was also obtained under ground motions modified to match the CSA-S6-06 elastic design spectrum (spectrum matching). The selected SDU property ranges were communicated to the device supplier for the fabrication of the test specimens.

The procedure for the STU equipped bridge was different. In that case, a STU sample with a nominal force capacity of 650 kN was made available by the device supplier. Only one such device was sufficient to resist the code specified braking load. However, nonlinear dynamic analysis of the bridge under the site specific ground motion ensemble showed that a configuration with two 650 kN capacity STUs was necessary to limit the ductility demand on the columns to 2.0, a limit that was deemed acceptable for columns without special detailing for ductile seismic response. With this design, the horizontal forces on the abutment were limited to approximately 1800 kN under the site specific ground motion ensemble.

3.5 Testing program

3.5.1 Testing setup and protocol

To assess the dynamic performance of the seismic protective systems and validate the numerical models used to predict their seismic response, extensive cyclic and RTDS tests were conducted at the Hydro-Québec Structural Engineering Laboratory at École Polytechnique of Montreal. The cyclic tests were carried out to characterize the mechanical behavior of the seismic devices. During RTDS testing, only the seismic protective system was tested physically, while the bridge columns and deck were modeled numerically. RTDS testing was adopted in the present work because the dynamic behavior of the investigated seismic protective systems is inherently nonlinear and rate-dependent, thus requiring physical testing, while the dynamic response of the bridge columns and deck could be predicted numerically with sufficient reliability. RTDS testing was particularly cost effective because no structural elements had to be built in the laboratory. Furthermore, the physical substructure consisting of the seismic protective systems could be subjected to numerous simulations on bridges to easily investigate the influence of varying the configurations and parameters considered for the numerical substructure.

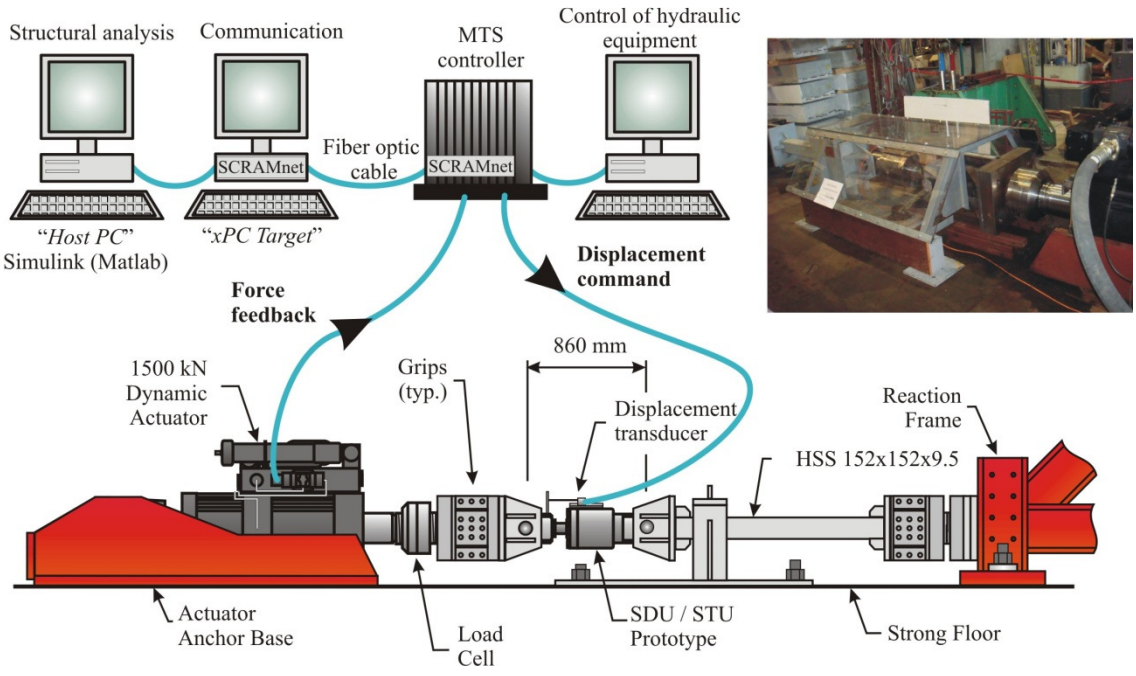

Figure 3.3: Test setup for the SDU and STU devices.

The SDU and STU were subjected to cyclic and RTDS tests using the test setup illustrated in Figure 3.3. The displacement command was imposed to the tested device by use of a high performance dynamic actuator with a 1500 kN capacity in tension and compression and a total stroke capacity of 300 mm. The actuator is equipped with a load cell having a rated capacity of 1700 kN powered by a 1360 lpm hydraulic power supply with 150 l surcharge accumulators on both pressure and return lines. Both ends of the tested device are pin-connected to the setup. The displacement control was provided using an independent displacement transducer directly mounted between the device casing and piston as illustrated in Figure 3.3.

3.5.1.1 Testing protocol for the SDU device

The testing protocol for the SDU device consisted of two test series: (i) dynamic cyclic tests to characterize the SDU through imposed cyclic displacement time histories, and (ii) RTDS simulations on the Deck-SDU-Column system subjected to earthquake loads. For the cyclic tests, sinusoidal and triangular shaped displacement time-histories with amplitudes between ± 2 mm and ± 20 mm were imposed to the specimen at frequencies varying between 0.001 Hz and 2.5 Hz.

Table 3-2 : Synthetic ground motions used.

Ground motion	Magnitude M_w	R (km)	PGA (g)	Duration (s)
M6.0-R30-1	6.0	30	0.366	8.89
M6.0-R30-2	6.0	30	0.444	8.89
M6.0-R50-1	6.0	50	0.361	12.41
M6.0-R50-2	6.0	50	0.278	12.41
M7.0-R30-1	7.0	30	0.291	17.04
M7.0-R30-2	7.0	30	0.315	17.04
M7.0-R50-1	7.0	50	0.305	20.55
M7.0-R50-2	7.0	50	0.379	20.55
M7.0-R70-1	7.0	70	0.271	24.08
M7.0-R70-2	7.0	70	0.257	24.08
M7.0-R100-1	7.0	100	0.243	23.08
M7.0-R100-2	7.0	100	0.261	23.08

For RTDS testing, twelve synthetic accelerograms, listed in Table 3-2 were used. These high frequency content ground motions are typical of Eastern North America. The records correspond to M_w 6.0 or M_w 7.0 events at site-to-source distances (R) that dominate the seismic hazard for site class C in Montreal, Quebec, for a probability of exceedance of 2% in 50 years (Tremblay & Atkinson, 2001). The accelerograms were scaled to the 2% in 50 years uniform hazard spectra at the site and were applied along the longitudinal direction of the bridge. The total durations and scaled PGA's of the ground motions are given in Table 3-2.

3.5.1.2 Testing protocol for the STU device

The testing protocol for the STU device consisted of three test series: (i) dynamic cyclic tests to characterize the STU through imposed cyclic displacement time histories, (ii) RTDS simulations on the Deck-STU-Column system subjected to earthquake loads, and (iii) RTDS simulations on the Deck-STU-Column system subjected to vehicle braking forces. For the cyclic tests, sinusoidal and triangular shaped displacement histories with amplitudes of ± 10 mm or ± 11 mm were imposed at frequencies varying between 0.025 Hz and 2.5 Hz. The RTDS seismic simulations were performed under the twelve aforementioned synthetic accelerograms. The RTDS simulations under vehicle braking loading were performed under a typical time varying force function used in previous studies (Gupta & Traill-Nash, 1980) and depicted in Figure 3.4. The braking force increases linearly up to a maximum force F_{max} during a period of time denoted t_d, is kept at F_{max} until time denoted t_{total}, and then drops to zero after t_{total}. A short ramping time t_d = 0.2 s was adopted in the tests to obtain a small ratio t_d/T (= 0.2/1.52 = 0.13) and significant dynamic amplification response. The force F_{max} was set equal to the braking force specified in CSA-S6-06, i.e., F_{max} = 630 kN. Typically a vehicle would reach a complete stop after a time t_{total} of no more than 5 s (Pritchard, 1996). This value was adopted for the RTDS simulations but additional tests were performed for values of t_{total} of 10 and 20 s to study the STU response to a sustained applied load. As shown in Figure 3.4, the abrupt termination of the braking force in the tests was smoothened when approaching zero to minimize spurious dynamic effects.

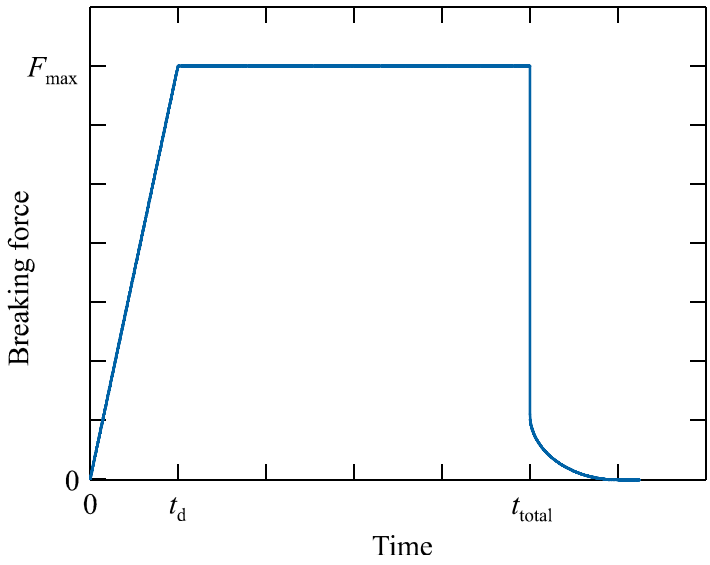

Figure 3.4: Variation of braking force with respect to time.

For both SDUs and STUs, the data recorded during each hybrid test can be divided into two groups: theoretical data which is a product of the numerical integration scheme, and physical data, which results from the specimen reaction. Theoretical data include the force reaction from the numerical substructure, the displacement command and the velocity command. Physical data include the displacement and force feedbacks from the specimen. Only the specimen force and displacement feedbacks were recorded during the cyclic tests.

3.5.2 RTDS testing, control system and time integration scheme

In a RTDS simulation, the physical and numerical substructures interact in real time to simulate the global response of the bridge structure. This RTDS simulation is conducted using a control system consisting of a simulation PC and a control PC, as illustrated in Figure 3.3. The simulation PC uses an integration scheme implemented in Simulink (Simulink®, 2007) to solve the equations of motion for the target displacement imposed to the physical substructure at each time step of 1/1024 second. The target displacement is communicated to the target PC which, in turn, communicates it to the MTS servo-controller through a SCRAMNet fiber optic local area and shared memory network capable of transferring information at a high frequency rate. The control PC, which communicates in parallel with the servo-controller, is needed to control the

hydraulic equipment. The control system uses a variant to the Rosenbrock-W time integration scheme developed by Lamarche et al. (Lamarche, Bonelli, Bursi, & Tremblay, 2009).

3.6 Numerical models

3.6.1 Modeling of the numerical substructure of the RTDS tests

The deck of the bridge is assumed infinitely stiff axially and the bridge can then be represented by the Single Degree of Freedom (SDOF) system shown in Figure 3.5 (a). In the RTDS tests, the numerical substructure consists of the bridge columns and the mass of the deck, M. The stiffness of the two columns, K_n, varies assuming the bilinear hysteresis rule illustrated in Figure 3.5 (b). This bilinear curve involves the three following parameters: (i) the bridge longitudinal initial stiffness, K_c, obtained with the effective cracked moment of inertia of the columns, (ii) the yield strength of the column as a function of reinforcement ratio, F_y, and (iii) the post-yield stiffness ratio which was assumed equal to 5%. Mass proportional Rayleigh damping equal to 5% of critical damping was assumed to take into account energy dissipation in the bridge. This is represented by the damping parameter C_n of the numerical substructure:

$$C_n = 2\,\xi\,\sqrt{K\,M} \tag{3.2}$$

where the viscous damping factor $\xi = 0.05$, $K = K_c$, and M is the mass of the bridge deck. The C_n values are given in Table 3-1 for each of the two bridges. As shown in Figure 3.5 (a), the physical substructure comprises the two SDU or STU devices. As illustrated in Figure 3.3, only one device was physically tested in the laboratory and the force feedback from the actuator load cell was multiplied by two in the model.

The model of the numerical substructure was implemented in the Simulink algorithm used to conduct the RTDS simulations. Estimates of the initial stiffness K_0 and damping C_0 of the emulated structure are required in the Rosenbrock-W variant integration scheme used in the tests. The accuracy of the results depends on the quality of this estimation. As suggested by Lamarche et al. (Lamarche, Bonelli, Bursi, & Tremblay, 2009) for a similar application, the values of K_0 and C_0 were set equal to K_c and C_n, respectively.

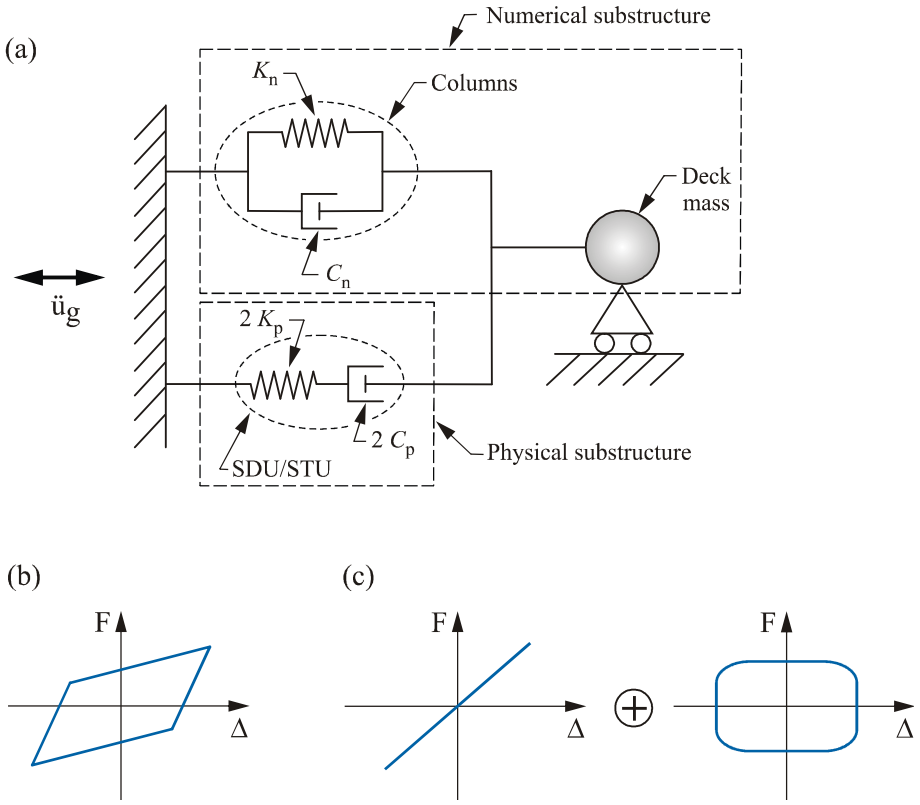

Figure 3.5: SDOF bridge model: (a) global model; (b) hysteresis of column; (c) hysteresis of STU/SDU device.

3.6.2 Numerical model of the seismically protected bridge

In order to compare numerical predictions to experimental results, the whole seismically protected bridge SDOF model of Figure 3.5 (a) was implemented in the SAP2000 computer program. The column is modeled as a nonlinear Plastic Wen link element available in SAP2000. This element is defined by the same three parameters as in the case of the bilinear hysteresis rule implemented for RTDS testing algorithm and a fourth parameter describing the degree of sharpness at yielding. That parameter was assigned a large value (200) to simulate very sharp yielding. The damping property C_n was identical to that included in the RTDS Simulink model. The STU and SDU devices were numerically modeled using the damper link element available in SAP2000. That element contains a dashpot acting in series with a linear elastic spring (Figure 3.5 (c)). This damper link element is defined by three parameters: (i) the stiffness K_p of the linear

elastic spring, (ii) the damping coefficient C_p, and (iii) the damping exponent α. The stiffness of the spring, K_p, accounts for the deformations that develop in the casing and the connections of the devices upon loading. The three parameters were obtained from the cyclic characterization tests.

3.7 Experimental results

3.7.1 SDU device

3.7.1.1 Specimen characterization

Examples of force-displacement hysteretic curves obtained for a single SDU during sinusoidal shaped cyclic tests are illustrated in Figure 3.6. The velocity time-histories were obtained from the experimentally measured displacements by numerical differentiation. The parameters C_p = 750 kN.s/m and α = 0.17 were determined from a best fit of Eq. (3.1) to the measured force feedback *vs* velocity plot as illustrated in Figure 3.7. The SDU apparent initial stiffness K_p = 700 kN/mm per device was determined from the hysteresis curves of Figure 3.6.

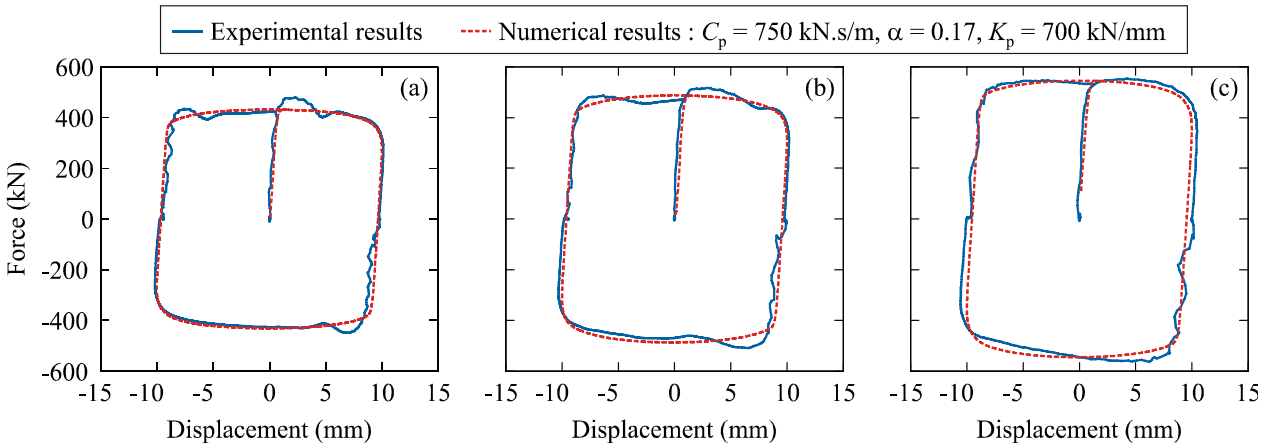

Figure 3.6: SDU force-displacement relationships from sinusoidal signals from cyclic tests and ADINA numerical simulations: (a) ± 10 mm amplitude at 0.625 Hz; (b) ± 10 mm amplitude at 1.25 Hz; (c) ± 10 mm amplitude at 2.5 Hz.

The ability to reproduce the measured SDU responses using Eq. (3.1) was verified by applying the sinusoidal displacements imposed during the tests to a nonlinear damper element whose behavior is defined with Eq. (3.1) in the ADINA finite element program (ADINA, 2008). As shown in Figure 3.6, the numerical predictions with the selected values of C_p, α and K_p match well the test data.

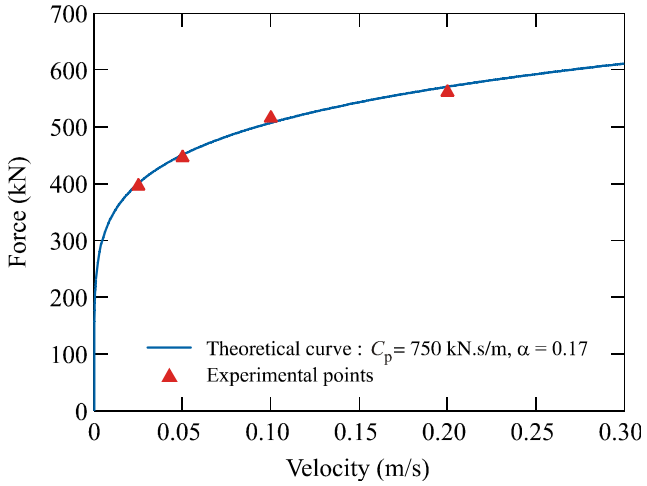

Figure 3.7: Force-velocity relationships characterizing the dynamic response of the SDU device.

3.7.1.2 Results of RTDS testing of the SDU-equipped bridge and numerical model validation

RTDS simulations of the Deck-SDU-Column system were carried out under the twelve synthetic accelerograms. In Figure 3.8, the dynamic responses of the bridge subjected to ground motion M7.0-R30-1 from RTDS and purely numerical simulations are compared. In the SAP2000 model, the SDU parameters are those obtained from the specimen characterization tests and excellent match is generally observed between the two simulations. Similar agreement was obtained under the other ground motions in Table 3-2. This shows that it is possible to predict the longitudinal displacement demand on bridge structures equipped with nonlinear supplemental damping devices using a simple SDOF numerical model and a commercially available computer program.

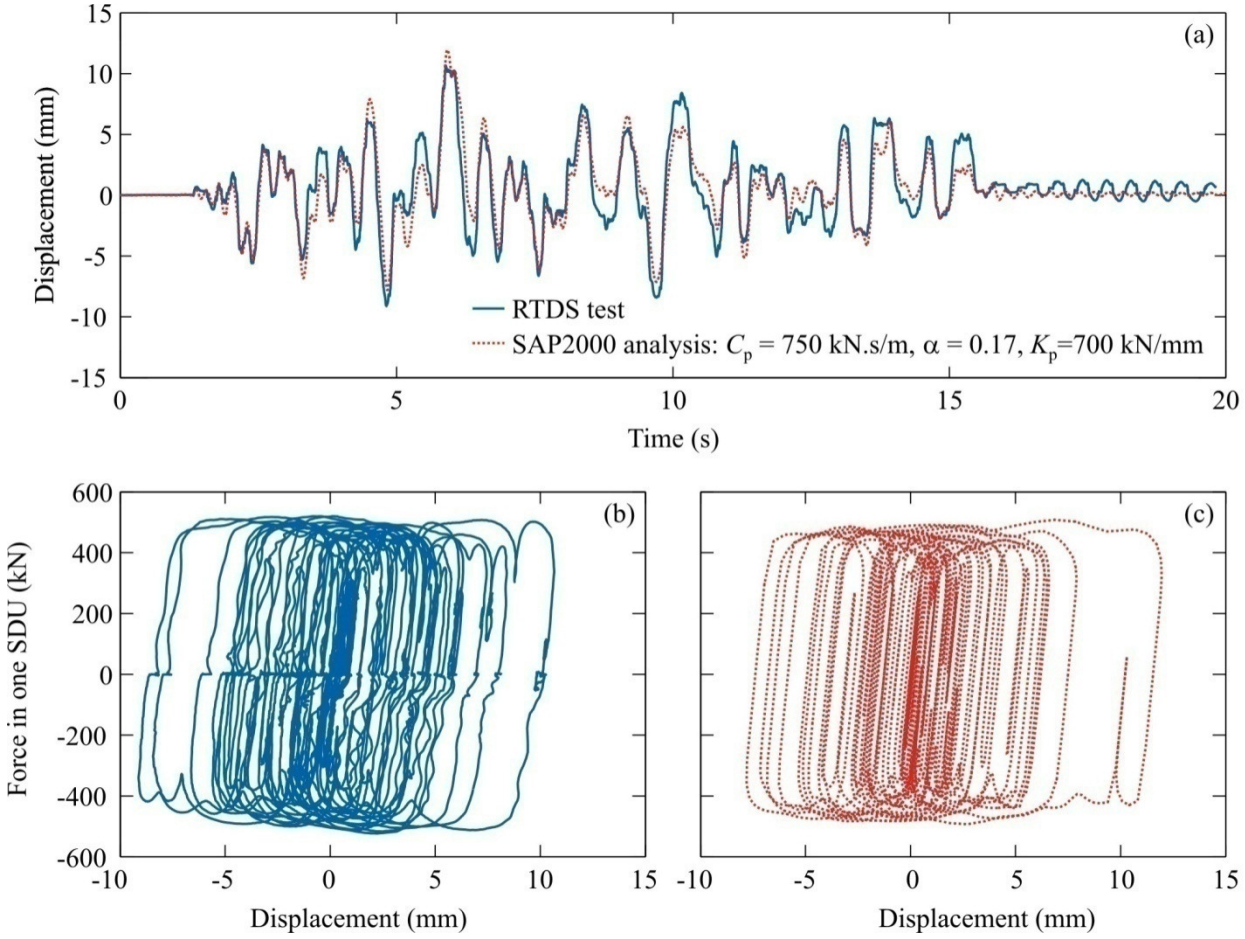

Figure 3.8: Hybrid test results for SDU under ground motion M7.0-R30-1: (a) Displacement time-histories; (b) SDU Hysteresis curve from hybrid test; (c) SDU Hysteresis curve from SAP2000 numerical analysis.

3.7.1.3 Influence of column effective flexural stiffness

The RTDS simulations described previously were conducted assuming a bridge longitudinal stiffness determined using an effective cracked moment of inertia equal to 42% of the column gross moment of inertia. Additional RTDS tests were conducted with effective cracked moment of inertia $I_e = 0.3I_g$ and $0.8I_g$ for the column, where I_g denotes the column gross moment of inertia, to evaluate the sensitivity of bridge seismic response to the assumed column flexural stiffness. Figure 3.9 illustrates the RTDS results obtained under ground motion M7.0-R30-1. The column stiffness directly affects the maximum lateral forces to be resisted by the column and, as could be expected, a stiffer column attracted larger forces. As opposed to the case

of seismically isolated bridge structures where the yield resistance depends primarily on the isolator properties, the yield resistance of damped bridge structures is provided by the columns and care should be exercised to obtain realistic estimates of the column stiffness that account for the column axial load and reinforcement ratio. Inadequate stiffness estimates at the design stage may therefore lead to inelastic response in the column under actual ground motion.

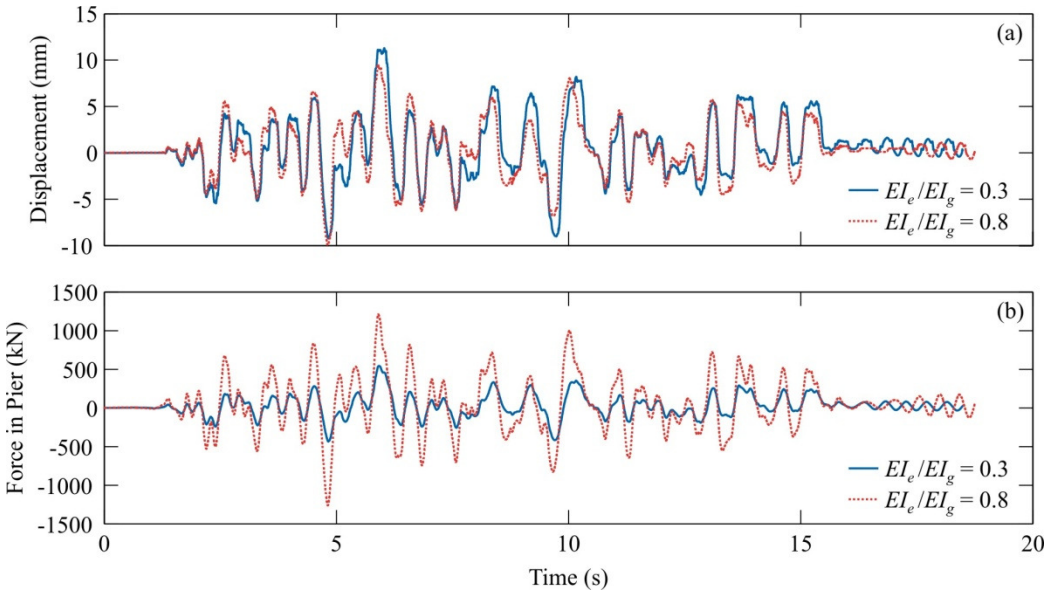

Figure 3.9: Influence of effective flexural stiffness on the column response under ground motion M7.0-R30-1: (a) Displacement time-histories; (b) Time-histories of reaction force in the column.

3.7.1.4 Evaluation of the device performance

The bridge columns of the SDU equipped bridge remained elastic in the RTDS simulations performed under the 12 accelerograms of Table 3-2, which is in accordance with the design objectives. A maximum displacement of 21 mm, to which corresponds a maximum force in the columns of 1280 kN, was observed under ground motion M7.0-R70-1. The ground motions were then modified by frequency-domain spectral matching with the CSA-S6-06 elastic design spectrum to more closely represent the prescribed code seismic demand for Montreal. The acceleration response spectra of the original and spectrally matched M7.0-R30-1 ground motion time histories are compared in Figure 3.10 to the code design spectrum. The same trend was observed for the other accelerograms and higher demand was therefore expected under the spectrally matched.

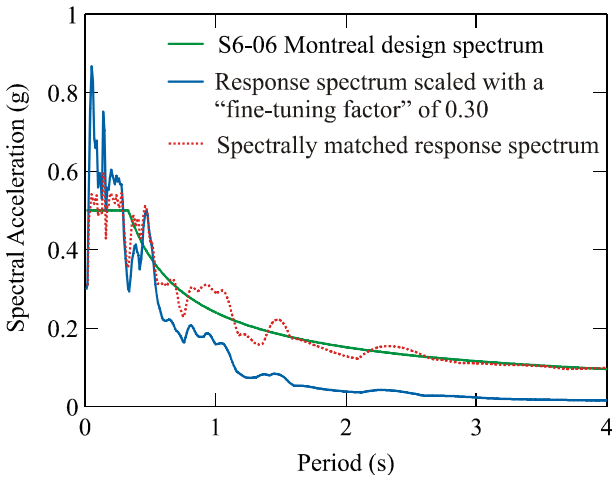

Figure 3.10: CAN/CSA S6-06 design spectrum for Montreal and acceleration response spectra of ground motion M7.0-R30-1.

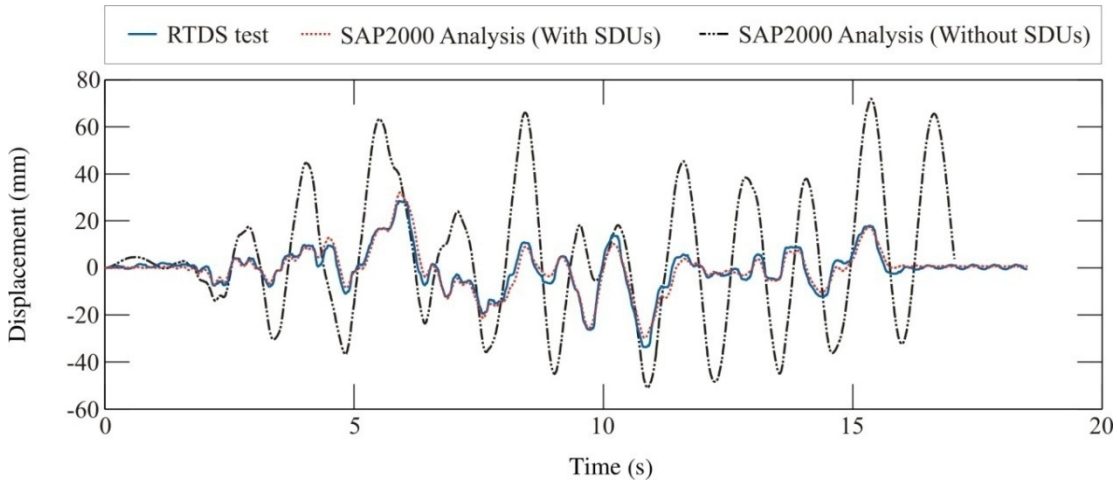

Figure 3.11: Numerical and RTDS test results of SDU-equipped bridge subjected to spectrally matched ground motion M7.0-R30-1.

Figure 3.11 shows the displacement time-histories obtained from RTDS simulation under the spectrally-matched M7.0-R30-1 accelerogram. The SAP2000 predictions with and without the SDUs under this ground motion are also shown. The corresponding hysteresis curves of the bridge with and without SDUs are illustrated in Figure 3.12. For the bridge without SDUs, the spectrally-matched M7.0-R30-1 accelerogram produced yielding of the columns with a ductility demand of 1.45. The presence of the SDUs reduced the displacement demand and yielding of the

column was prevented, as targeted. Again, excellent match can be observed between the numerical and RTDS simulation results.

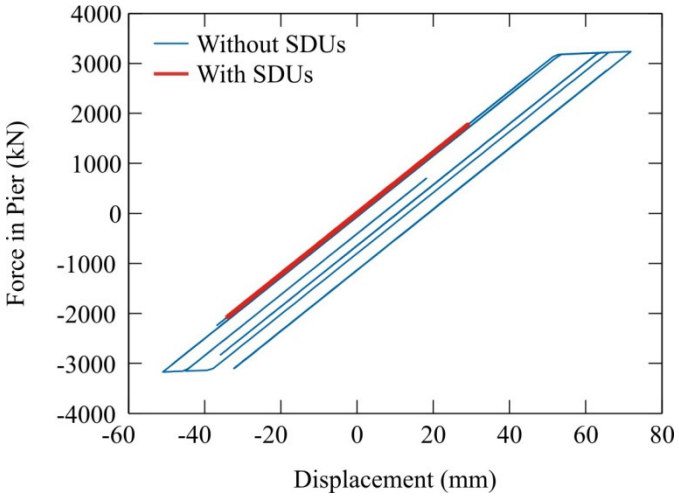

Figure 3.12: Column hysteresis curves for bridge with and without SDU device under spectrally matched ground motion M7.0-R30-1.

3.7.2 STU device

3.7.2.1 Specimen characterization

The mechanical properties C_p, α and K_p of the STU device were determined using the same procedure as for the SDU device. Hysteresis curves obtained from the cyclic tests are illustrated in Figure 3.13, and the force-velocity curve determined from these tests is illustrated in Figure 3.14. The results from ADINA analyses using the measured mechanical properties are also illustrated in Figure 3.13. Contrary to typical lock-up devices used in bridge applications, the STU system examined in this study was found to exhibit a behavior similar to a damper unit, with forces eventually reaching a maximum value upon increasing velocities. This has the advantage of limiting the forces imposed to the bridge structure and the foundations in case of large dynamic demand.

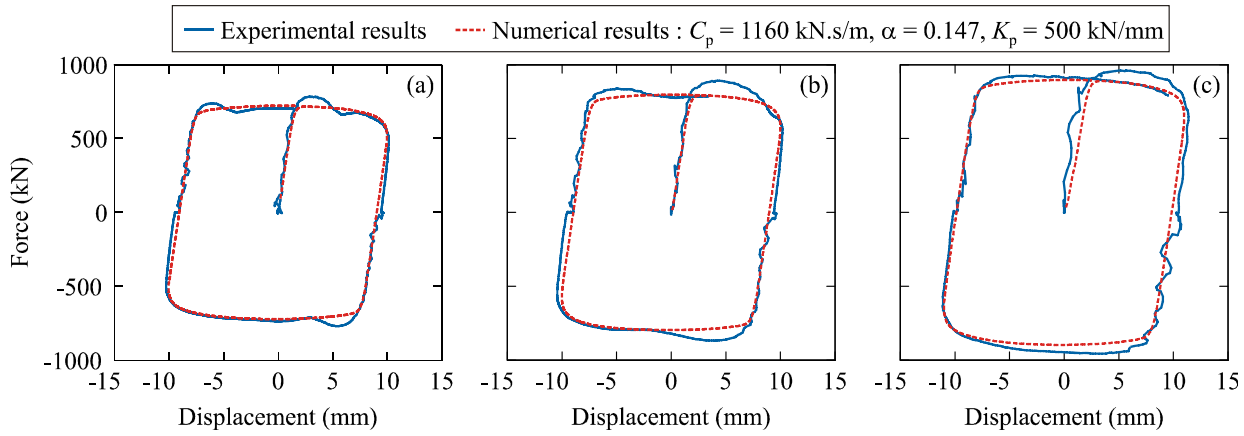

Figure 3.13: STU force-displacement relationships from sinusoidal signals from cyclic tests and ADINA numerical simulations: (a) ± 10 mm amplitude at 0.625 Hz; (b) ± 10 mm amplitude at 1.25 Hz; (c) ± 11 mm amplitude at 2.5 Hz.

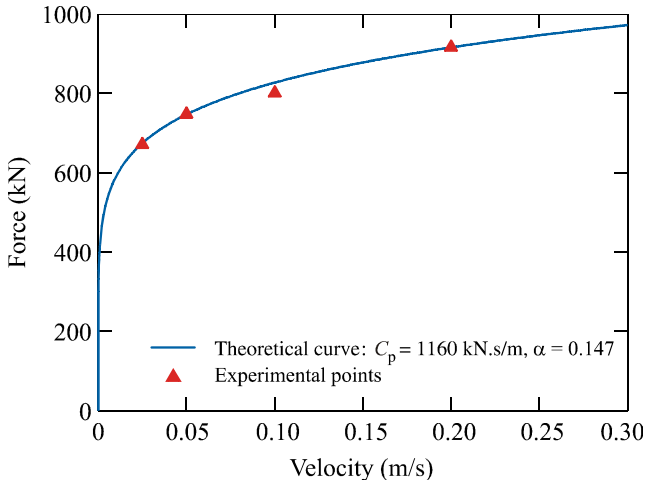

Figure 3.14: Force-velocity curve characterizing the dynamic response of the STU device.

3.7.2.2 Results of RTDS testing of the STU-equipped bridge and numerical model validation

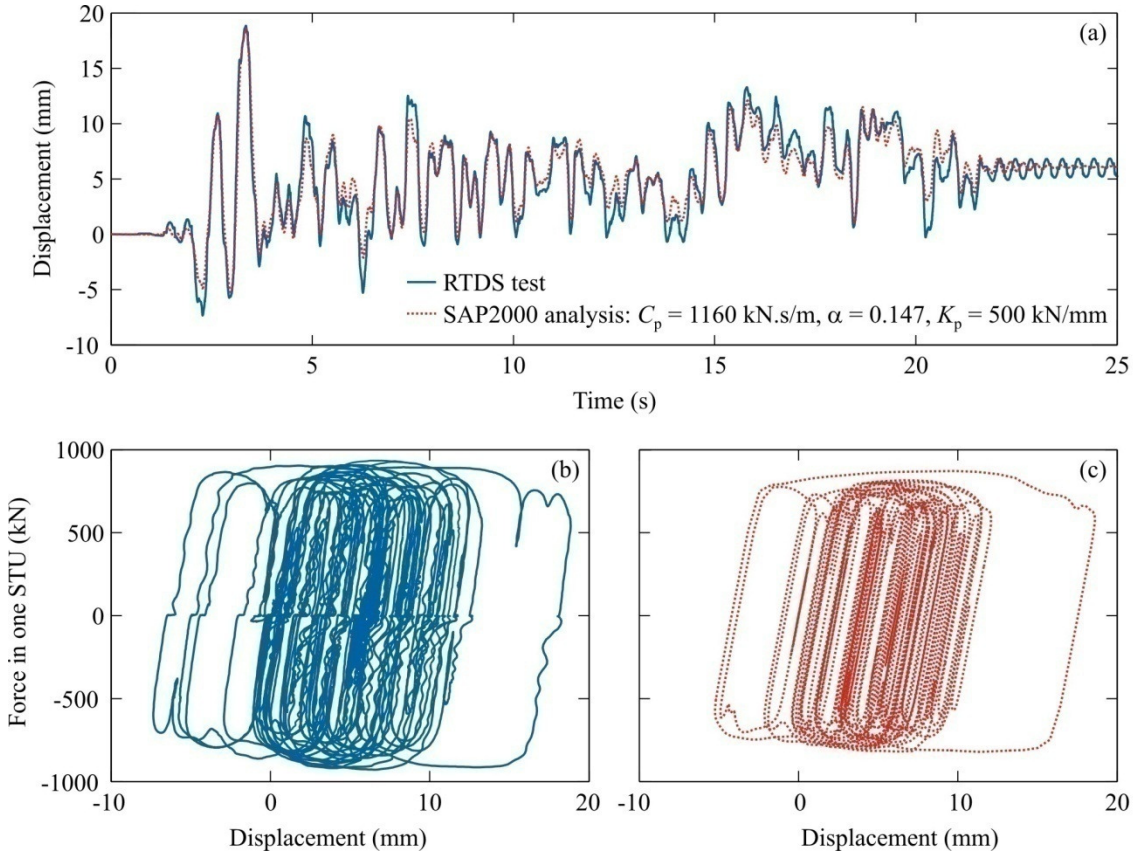

Figure 3.15: RTDS and numerical similuation results for the STU-equipped bridge subjected to accelerogram M7.0-R100-2: (a) Displacement time-histories; (b) STU Hysteresis curve from hybrid test; (c) STU Hysteresis curve from SAP2000 numerical analysis.

RTDS simulations of the Deck-STU-Column system were carried out under the aforementioned 12 ground motion records and the results were compared to those obtained from purely numerical simulations on SAP2000 models. Figure 3.15 compares the two responses when the bridge was subjected to the M7.0-R100-2 ground motion. As was the case for the SDU device, good match was generally observed between the numerical and hybrid simulation results for the 12 ground motions, confirming that simple SDOF models can be used to adequately predict the seismic longitudinal response of bridges equipped with highly nonlinear protective systems provided that the properties of these systems are well known.

3.7.2.3 Evaluation of STU dynamic performance

The capacity to reduce the displacement ductility demand on the bridge column with the STU device was also verified experimentally in the RTDS test program. From the preliminary analyses performed with the SAP2000 model, it was found that among the 12 ground motions in Table 3-2, the M7.0-R100-2 record produced the largest displacements on the bridge equipped with STUs. This ground motion induced a ductility demand of 3.25 on the columns of the bridge without STUs. The RTDS simulation of the bridge equipped with STUs demonstrated that this ductility demand was reduced to 1.5 under the same ground motion, as illustrated by the hysteresis curves of the columns in Figure 3.16. This behavior is in accordance with the design objective of limiting the ductility demand on the columns below 2.0.

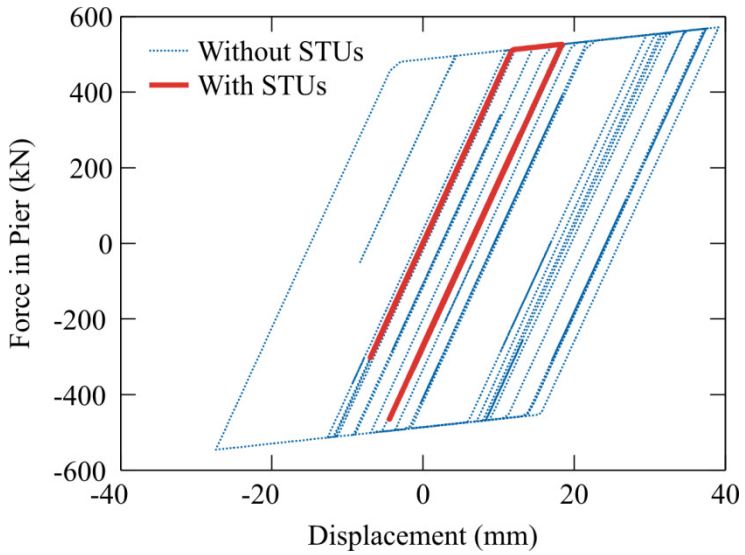

Figure 3.16: Hysteresis curves of the column for bridge with and without STU device subjected to ground motion M7.0-R100-2.

3.7.2.4 Bridge behavior under vehicle braking forces

As mentioned previously, the STU investigated in this work is designed to lock up when subjected to dynamically applied loading while limiting the reacting force transmitted to the bridge substructure. In this context, it was of interest to study if that device could resist a finite time duration dynamic longitudinal braking load without experiencing excessive displacements. The braking force described in Figure 3.4 with t_d = 0.2 s, F_{max} = 630 kN and total durations, t_{total},

respectively equal to 5, 10, and 20 s was applied to the bridge during three distinct RTDS simulations. Figure 3.17 shows displacement time-histories recorded during these tests.

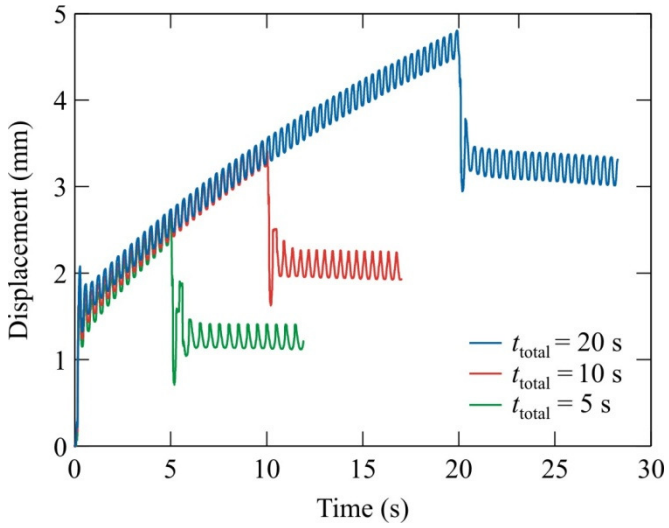

Figure 3.17: Displacement time histories of the STU subjected to vehicle braking forces.

Although the maximum displacements grow proportionally with the duration t_{total}, they remain relatively small, with a maximum of 4.8 mm for the 20 s lasting braking load case. Figure 3.18 shows response parameters obtained from the RTDS test and SAP2000 numerical simulations for the case with t_{total} = 5 s. As illustrated in Figure 3.17 and Figure 3.18, the braking force produces a dynamic amplification of the demand on the bridge between 0 s and t_d, as was expected due to the small t_d/T ratio. The amplified dynamic load is resisted by the STU devices together with other components reacting to the imposed braking load: inertia force generated by the mass of the bridge deck, resistance of the bridge columns as the STUs deform, and damping forces. After time t_d, the oscillations due to dynamic amplification are damped and the braking force is then equivalent to a static load until time t_{total}. During that period of time, the braking load is distributed between the columns and the STUs. When the braking load is suddenly released, at time t_{total}, dynamic amplification is induced once again, until the oscillations are damped and then the test is stopped. It can be observed on Figure 3.17 and Figure 3.18, that during the RTDS simulations, the oscillations after dynamic amplification are not damped, which will be explained later.

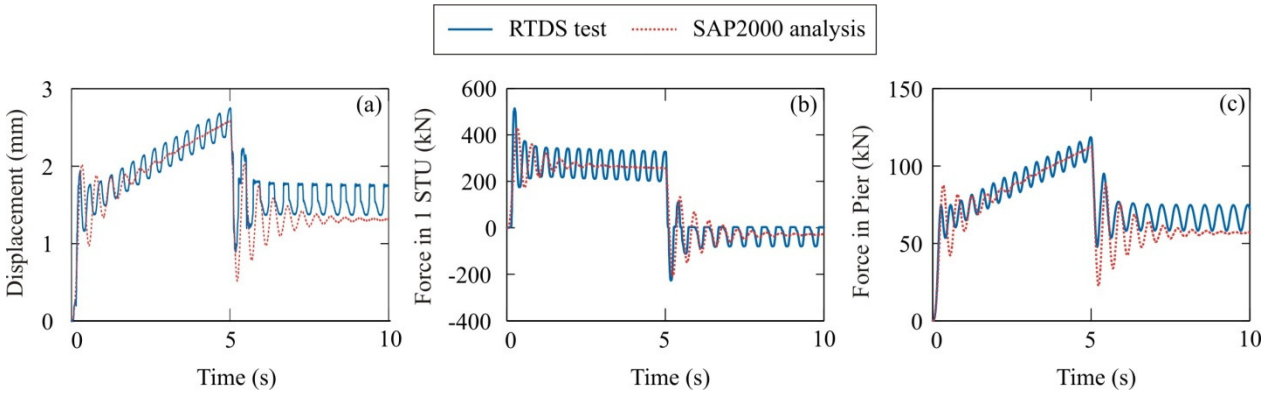

Figure 3.18: Displacement (a) and force (b, c) time histories of the STU subjected to vehicle braking forces with t_d = 0.2 s and t_{total} = 5 s.

Numerical analyses of the seismically protected bridge were conducted using the SAP2000 model described previously to verify the ability to predict the test displacements. Initial analyses using the K_p, C_p and α properties from the cyclic tests in the numerical model resulted in poor predictions of the measured force and displacement responses in the braking tests. Under sudden large force demand, as is the case under braking forces, it was observed that the system locks up and the velocities are much smaller than the velocities applied in the cyclic tests (or imposed under seismic induced loading). While Eq. (3.1) predicted well the STU force at velocities above 0.025 m/s with the parameters obtained from the characterization tests (Figure 3.14), and good prediction was obtained under seismic loading, it failed to do so at lower velocities corresponding to the response under braking force. An additional cyclic test series was therefore performed at lower displacement rates to obtain a new set of parameters that better represents the response at low velocity: K_p = 225 kN/mm, C_p = 4265 kN.s/m and α = 0.337. Figure 3.19 compares the force-velocity curves determined from cyclic tests conducted for the low and high velocity ranges. When using Eq. (3.1), it is clear that two different sets of parameters are needed to characterize the STU response in the two velocity ranges. The numerical prediction obtained using the parameters determined at low velocity is compared to the RTDS simulation results in Figure 3.18 for t_d = 0.2 s and t_{total} = 5 s. Excellent match was obtained with these parameters.

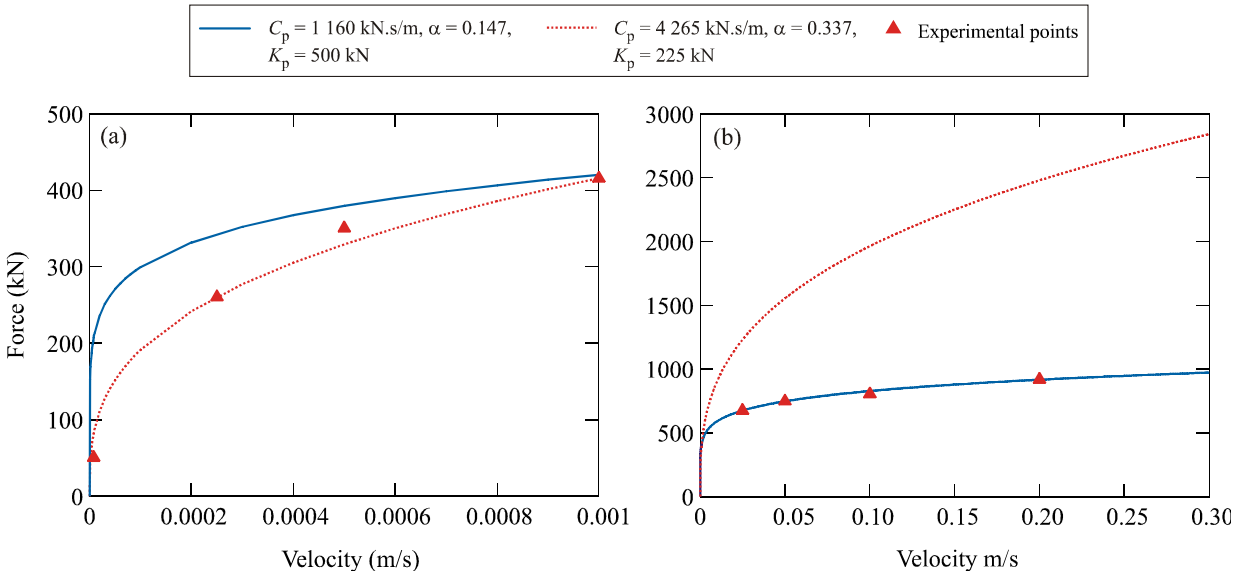

Figure 3.19: Force-velocity curve characterizing the dynamic response of the STU device at low velocity (a) and high velocity (b).

Examination of the oscillatory response upon application and removal of the braking load revealed that it has a period of 0.45 s, which corresponds to the period of vibration of the bridge structure when the concrete columns act in parallel with the two STUs each having a flexural stiffness at low velocity K_p = 225 kN ($K = K_c + 2K_p$ = 43.5 + 2 x 225 = 494 kN/mm). This demonstrates that the STU devices can be considered as locked up at low velocities and, thereby, contribute to the effective stiffness of the bridge. The same oscillatory response can be observed at the end of the seismic tests (Figure 3.15), confirming this behavior when the piston of the STU is halted. It is noted that the effective Rayleigh damping of the structure reduces from 5% to 1.5% when considering the total stiffness K = 494 kN/mm in Eq. (3.2). If 5% Rayleigh damping is felt more representative of the bridge behavior, a value of C_n = 3550 kN.s/m obtained with K = 494 kN/mm and ξ = 0.05 should be implemented in the model when examining the response of the bridge with locked up STU devices.

When performing RTDS simulations at such high displacement rates, a delay compensated command has to be introduced in the actuator control loop to compensate for inherent time delays in the hydraulic system's response. If these time delays are not properly

compensated, spurious oscillatory responses as those observed in Figure 3.17 and Figure 3.18 are typically encountered. Similar spurious oscillations have been reported in the past (Lamarche, Bonelli, Bursi, & Tremblay, 2009). The RTDS experiments presented in this study were performed using the Feed Forward compensation scheme proposed by Jung et al. (Jung & Shing, 2006). The high frequency response exhibited in Figure 3.17 and Figure 3.18 does not decrease due to damping, as opposed to what was predicted by analysis and intuitively expected. In fact, poor delay compensated applied displacements introduce spurious energy into the system that counteracts the dissipative effect induced by viscous damping, thus resulting in a nearly undamped oscillatory response. These oscillations were found to be of small amplitude and not to detrimentally affect the overall bridge response and inelastic demand, as confirmed by comparing the test results with the purely numerical simulations. However, this suggests that it is recommended to use more effective delay compensation techniques, referred to as adaptive delay compensation schemes, to more accurately predict the demand on the STUs (Bonnet, Williams, & Blakeborough, 2007; Darby, Williams, & Blakeborough, 2002; Lamarche, Bonelli, Bursi, & Tremblay, 2009; Lamarche, Tremblay, Léger, Leclerc, & Bursi, 2009).

The study showed that STU devices of the type examined herein can deform when subjected to a braking load of a magnitude less than the device nominal force capacity. In the particular example studied, the maximum displacement experienced by the STU was well within the device's displacement limit restricted by the piston stroke. This may not be the case in other applications and it is recommended that STU deformations under braking loads be considered at the design stage. Failure to verify this limit state could lead to damage to the device, together with impact loading on the bridge with possible damage to the structure. This may not be as critical for STU systems that exhibit a stiffening response ($\alpha > 1.0$). For the seismic design of these devices, however, the additional stiffness from the STUs, as observed here when the test unit has locked up, must be accounted in the calculation of the period used to assess the seismic demand. For the bridge studied herein, the shorter (0.45 s) period would have resulted in an elastic seismic force demand of 10230 kN according to CSA-S6-06, twice as large as the 4550 kN demand for the un-retrofitted bridge, had the STU system tested not exhibited a force limiting behavior.

3.8 Conclusions

In this work, an RTDS simulation program was successfully performed to assess the dynamic performance of a two-span straight bridge structures equipped with two innovative seismic damping units (SDU) and shock transmission units (STU). The response of the bridge structures was studied along its longitudinal direction and the structures were subjected to strong ground motions rich in high frequencies that are expected to occur in Eastern North America. Purely numerical simulations were run in parallel with the tests for comparison purposes. RTDS tests were used to investigate the effects of different modeling assumptions and validate the numerical predictions of the nonlinear time-history response of seismically protected bridges. Prior to RTDS testing, the devices were characterized through cyclic dynamic testing. The obtained mechanical properties were included in the numerical substructure used for the RTDS tests as well as into the finite element models of the seismically protected bridges.

The characterization tests showed that the behavior of the STU and SDU specimens can be predicted well with the basic force-velocity relationship for nonlinear viscous dampers, provided that the properties are well known. For the STU devices, however, two sets of mechanical properties needed to be defined depending on the velocity range of interest: one set for high velocity applications, as was the case under seismic ground motions, and another set for low velocities under vehicle braking forces. The STU devices were also found to exhibit a softening response under increasing velocities, similar to the damper units, thus allowing control of the maximum forces to be imposed on the structure. The study showed that the longitudinal displacement response of SDU/STU-equipped bridge structures can be numerically reproduced with simple SDOF models including nonlinear viscous damper elements currently available in commercially available computer programs such as the SAP2000 program.

The study showed that the two devices studied can be effectively used to enhance the seismic response of new and existing bridge structures. In both cases, the displacement and the force demand on the columns could be reduced while controlling the forces being imposed to the abutments to which the devices were connected. The STU system proved to also be effective in

resisting longitudinal vehicle braking force. The current Canadian bridge code for highway bridges does not provide any guidance for the design of bridges equipped with supplemental damping devices or shock transmission units. In this study, a trial and error based design strategy involving nonlinear dynamic analyses was used to determine the devices' mechanical properties or the amount and size of pre-designed devices that are required to achieve a desired target bridge performance. For future practical purposes, it would be extremely useful to develop simplified methods that could be used for preliminary designs or decision making in day-to-day design practice environment.

The dynamic response of the bridge with STUs in the RTDS tests under vehicle braking forces was found to be governed by the total longitudinal stiffness of the system, i.e., the apparent stiffness of the STU devices acting in parallel with that of the columns. The STU devices still experienced some deformation under this constant loading and it is recommended that the expected deformation demand be evaluated using dynamic analysis and considered in the design of the stroke capacity of the units. The aforementioned total bridge stiffness should be considered in such dynamic analysis. However, uncertainties exist on the appropriate damping properties to be specified in the analysis and information on this aspect could be obtained in future in-situ test programs. This deformation limit state may not be as critical for STU devices exhibiting stiffening properties under increasing velocities. For these devices, it would be necessary to use the total stiffness including the STU's stiffness in the determination of the bridge period and resulting design seismic loads.

The modified Rosenbrock-W variant integration scheme used in the test program worked well for these RTDS simulations conducted at high displacement rates. Further work is needed to develop more effective delay compensation strategies that would eliminate, or at least mitigate, the non-decaying oscillatory response that was observed during the tests.

3.9 Acknowledgements

Partial funding for the project was provided by the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada. The authors wish to express their appreciation to LCL-Bridge Products Technology, Inc. for supplying the devices used in the test program. The technical input from Mrs. Marie-Hélène Archambault of LCL-Bridge is also acknowledged. The engineering consulting firm Dessau, from Laval, QC, is also gratefully acknowledged for the financial support granted to the first author during her graduate studies. The writers also wish to express their appreciation to Patrice Bélanger and Viacheslav Koval, at the Structures Laboratory of École Polytechnique de Montréal for their invaluable assistance.

3.10 References

ADINA. (2008). "ADINA Solids & Structures." ADINA R & D, Inc." Watertown, MA."

Bentz, E. (2000). "Response 2000 Reinforced concrete sectional analysis, University of Toronto."

Bonnet PA, Williams MS, Blakeborough A. "Compensation of actuator dynamics in real-time hybrid tests". Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part I: Journal of Systems and Control Engineering 2007; 221(2):251–264.

Bruneau, M., Wilson, J. C., and Tremblay, R. (1996). "Performance of Steel Bridges During the 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe, Japan) Earthquake." Canadian Journal of Civil Engineering, 23(3), 678-713.

Calvi, G. M., Kawashima, K., Billings, I., Elnashai, A., Nuti, C., Pecker, A., Pinto, P. E., Priestley, M. J. N., and Rodriquez, M. (2007). "FIB bulletin 39 : Seismic bridge desing and retrofit - structural solutions - Chapter 6 : Design for enhanced control of damage." Fédération internationale du béton.

Casarotti, C. (2004). "Bridge isolation and dissipation devices : state of the art review of seismic response and modelling of modern seismic isolation and dissipation devices," University of Pavia and ROSE School, Pavia.

Christenson, R., Lin, Y. Z., Emmons, A., and Bass, B. (2008). "Large-scale experimental verification of semi-active control through real-time hybrid simulation." Journal of Structural Engineering, 134(4), 522-534.

Christopoulos, C., and Filiatrault, A. (2006). Principles of passive supplemental damping and seismic isolation, IUSS Press, Pavia.

CSA. (1966). "Design of Highway Bridges. CSA Standard S6. ." R. Canadian Standards Association, ON., ed.

CSA. (1974). "Design of Highway Bridges. CSA Standard S6. ." R. Canadian Standards Association, ON., ed.

CSA. (2006). "Canadian Highway Bridge Design Code. CAN/CSA-S6-06 Standard. ." T. Canadian Standards Association, ON., ed.

CSI. (2008). ""SAP2000, Version 12." Computers & Structures Inc., Berkeley, CA. www.csiberkeley.com/."

Darby AP, Williams MS, Blakeborough A. "Stability and delay compensation for real-time substructure testing", Journal of Engineering Mechanics (ASCE) 2002; 128(12):1276–1284.

EERC Protective Systems. (2009). "Web site: http://nisee.berkeley.edu/prosys/usbridges.html, Date accessed: May 23rd 2009."

Fujitani, H., Sakae, H., Kawasaki, R., Fujii, H., Hiwatashi, T., and Saito, T. (2008). "Verification of real-time hybrid tests of response control of base isolation system by MR damper comparing shaking table tests." Proceedings of the SPIE - The International Society for Optical Engineering, 6932.

Gagnon, M., Gaudreault, V., and Overton, D. (2008). "Age of Public Infrastructure: A Provincial Perspective. Investment and Capital Stock Division." M. o. I. Statistics Canada, Ottawa, ON., http://www.statcan.gc.ca/pub/11-621-m/11-621-m2008067-eng.pdf, ed.

Guizani, L. (2003). "Sur l'isolation sismique des ponts au Canada." 10e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art (In french), Québec.

Gupta, R. K., and Traill-Nash, R. W. (1980). "Vehicle braking on highway bridges." Journal of the engineering mechanics division, 116(4), 641-658.

Hwang, J. S., and Tseng, Y. S. (2005). "Design formulations for supplemental viscous dampers to highway bridges." Earthquake engineering and structural dynamics, 34, 1627-1642.

Jankowski, R., Wilde, K., and Fujino, Y. (2000). "Reduction of pounding effects in elevated bridges during earthquakes." Earthquake engineering and structural dynamics, 29, 195-212.

Jung, R. Y., Shing, P. B. (2006). "Performance evaluation of a real-time pseudodynamic test system". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25(4), 333–355.

Lamarche, C. P., Bonelli, A., Bursi, O. S., and Tremblay, R. (2009). "A Rosenbrock-W method for real time dynamic substructuring and pseudo-dynamic testing." Earthquake engineering and structural dynamics, 38(9), 1071–1092.

Lamarche, C. P., Tremblay, R., Léger, P., Leclerc, M., Bursi, O. S. (2009) "Comparison between real-time dynamic substructuring and shake table testing techniques for nonlinear seismic applications". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, (accepted for publication).

LCL-Bridge Products Technology. (2009). Web site: http://www.lcl-bridge.com/lud.html, Date accessed: May 23 2009.

Loulou, R., Maillette, P., and Ladicani, K. (2003). "Technologies parasismiques dans la réfection d'un pont à Québec." 10e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Université Laval, Québec.

Nakashima, K. H., and Takaoka, E. (1992). "Development of real-time pseudo dynamic testing." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 21(1), 79-92.

Pinto A.V, Pegon P, Magonette G, Tsionis G. (2004) "Pseudo-dynamic testing of bridges using non-linear substructuring". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 33, 1125–1146

Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*, John Wiley & Sons, New York.

Pritchard, B. P. (1996). "The use of shock transmission units in bridging." *Proceedings of the institution of civil engineers - Structures and buildings*, 116(1), 82-95.

Roy, N., Paultre P., and Proulx J. (2009) "Performance-based seismic retrofit of a bridge bent: design and experimental validation". Canadian Journal of Civil Engineering, (in press).

Simulink®. (2007). "The Mathworks, Inc., Natick, MA, USA.".

Symans, M. D., Charney, F. A., Whittaker, A. S., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., Johnson, M. W., and McNamara, R. J. (2008). "Energy dissipation systems for seismic applications : current pratice and recent developments." *Journal of Structural Engineering*, 134(1), 3-21.

Takanashi, K., Udagawa, K., Seki, M., Okada, T., and Tanaka, H. (1975). "Nonlinear earthquake response analysis of structures by a computer-actuator on-line system." *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, 229, 77-83.

Tremblay, R., and Atkinson, G. M. (2001). "Comparative Study of the Inelastic Seismic Demand of Eastern and Western Sites." *Earthquake Spectra*, 17(2), 333-358.

Tremblay, R., Poirier, L.-P., Bouaanani, N., Leclerc, M., René, V., Fronteddu, L., and Rivest, S. "Innovative Viscously Damped Rocking Braced Steel Frames." *Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, Paper No. 05-01-0527.

CHAPITRE 4 DISCUSSION GÉNÉRALE

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, on traite de certains aspects qui n'ont pas été présentés dans les articles scientifiques des Chapitres 3 et 4, mais dont il importe de discuter afin de démontrer l'atteinte des différents objectifs fixés au départ de ce projet de recherche. Les aspects de modélisation numérique, de caractérisation des spécimens, de conception parasismique des ponts et systèmes de protection parasismique et de validation expérimentale sont ainsi abordés.

4.2 Modélisation numérique des systèmes présentés dans la revue de la littérature

Ce projet de recherche a été initié suite à une demande du Ministère des Transports du Québec (MTQ) qui désirait obtenir une revue exhaustive de la littérature sur les systèmes de protection parasismique pour les ponts, incluant les isolateurs, amortisseurs et transmetteurs de chocs sismiques. Une attention particulière devait être portée sur la possibilité d'utiliser ces systèmes au Québec. Un résumé de cette revue de la littérature est présenté au Chapitre 1 de ce mémoire. Dans le cadre de ce travail destiné au MTQ, on a effectué une étude paramétrique sur l'influence des paramètres de conception d'isolateurs et d'amortisseurs sur le comportement dynamique des ponts. Cette étude paramétrique a permis d'explorer les possibilités de modélisation numérique des systèmes de protection parasismiques. Les analyses numériques effectuées dans le cadre de cette étude paramétrique ont été exécutées avec le logiciel SAP2000.

Or, dans le cadre de ce mémoire, seulement trois types d'appareils de protection parasismique ont testés physiquement pour valider les modèles numériques développés avec le logiciel SAP2000, soit l'isolateur à friction avec ressorts métalliques assurant le recentrage automatique, l'amortisseur visqueux et le transmetteur de chocs sismiques. À partir des résultats expérimentaux obtenus pour ces trois appareils, et des résultats de l'étude paramétrique effectuée pour le MTQ, il est cependant possible de commenter sur la possibilité de modélisations numériques des autres types d'appareils de protection parasismique disponibles sur le marché.

Ainsi, l'isolateur à friction avec ressorts a été modélisé avec l'élément « Plastic » de Wen dans SAP2000 en supposant un comportement hystérétique de type bilinéaire. Tel que mentionné dans la revue de littérature, plusieurs autres isolateurs et amortisseurs peuvent être modélisés en supposant un comportement bilinéaire : pendules à friction, isolateurs en élastomère fretté avec noyau de plomb, isolateurs en élastomère fretté à amortissement élevé et amortisseurs métalliques. Diverses combinaisons d'appareils, comme celle d'une interface de friction agissant en parallèle avec un élastomère fretté, présente aussi un comportement bilinéaire. Il serait donc envisageable de modéliser ces appareils avec l'élément « Plastic » de Wen dans SAP2000. Par contre, il est important de mentionner que, même si certains de ces systèmes ont réellement un comportement quasi parfaitement bilinéaire, tel que l'élastomère fretté avec noyau de plomb, la relation bilinéaire ne représente pour la plupart des ces systèmes qu'une simplification du comportement non-linéaire réel. D'autres éléments sont disponibles dans le logiciel SAP2000 qui pourraient être utilisés pour représenter certains de ces isolateurs et amortisseurs, mais n'ont pas été vérifié dans cette étude, soit les éléments « Multilinear Plastic », « Rubber Isolator » et « Friction isolator ».

En ce qui concerne les appuis comprenant une interface de friction, plusieurs auteurs cités dans la revue de littérature au Chapitre 1, et les résultats expérimentaux présentés au Chapitre 2 démontrent bien l'influence de la vitesse du mouvement sur l'amplitude de la friction générée. Malheureusement, aucun des éléments disponibles dans SAP2000 n'offrent la possibilité de faire varier la valeur du coefficient de friction en fonction de la vitesse du mouvement. Les résultats du Chapitre 2 ont démontré que cette lacune n'a pas eu une influence significative sur la prédiction numérique des déplacements du pont isolé à l'étude, mais cela ne signifie pas que les éléments SAP2000 donneront toujours des résultats aussi satisfaisants ou conservateurs. Pour le calcul des forces imposées à la structure, on peut cependant faire l'ajustement des forces obtenues de l'analyse par le rapport entre les coefficients de frottement supposé dans l'analyse et attendu selon la vitesse prévue.

En ce qui concerne les systèmes visqueux, les résultats présentés au Chapitre 3 ont démontré une bonne concordance entre les résultats numériques et expérimentaux. Par contre, les transmetteurs de chocs sismiques, tels qu'ils sont présentés dans la littérature, c'est-à-dire ayant une valeur au paramètre de viscosité α supérieure à 1, n'ont pas été étudiés dans nos travaux. En effet, le transmetteur de chocs sismiques étudié avait la particularité de présenter une résistance

limite, ce qui lui confère plutôt un comportement ressemblant à celui de l'amortisseur visqueux. Ila donc été modélisé comme un amortisseur visqueux dans SAP2000, c'est-à-dire avec un exposant $\alpha \leq 1$. La possibilité de modélisation de transmetteurs de chocs sismiques plus « classiques », n'a donc pas été étudiées.

Finalement, seuls des accélérogrammes produits par des séismes de l'est de l'Amérique du Nord ont été utilisés dans le cadre de nos travaux. Par contre, il est permis de croire que la démonstration qui a été faite de la capacité de reproduire correctement le comportement dynamique des trois ponts présentés dans les Chapitre 2 et Chapitre 3 à l'aide d'un logiciel facile d'utilisation et largement connu, en l'occurrence SAP2000, reste valable peu importe la zone sismique à l'étude.

4.3 Raffinement des analyses numériques

Afin de valider la caractérisation des systèmes visqueux traités au Chapitre 3, des analyses numériques avec le logiciel d'éléments finis ADINA (ADINA, 2008) ont été effectuées. Ce logiciel a été choisi à défaut de pouvoir utiliser SAP2000, qui ne permet pas d'imposer un historique de déplacement cyclique. Ceci a permis d'explorer les possibilités de modélisation numérique des systèmes de protection parasismique avec ce logiciel. Un modèle à un seul degré de liberté représentant la pile à comportement bilinéaire agissant en parallèle avec les amortisseurs visqueux a été analysé dans ADINA. Les résultats obtenus présentent une excellente concordance avec les résultats numériques obtenus avec SAP2000, tel qu'illustré sur la Figure 4.1. Afin de raffiner la modélisation numérique des ponts équipés avec des systèmes parasismiques, il serait intéressant dans le futur d'explorer les capacités du logiciel ADINA ou d'autres logiciels similaires plus sophistiqués, afin, par exemple, d'examiner la possibilité de modéliser une interface de friction avec un coefficient de frottement variable en fonction de la vitesse, le mouvement bidirectionnel d'un pendule à friction, le freinage d'un camion de façon plus détaillée en incluant l'action de chacun des pneus, etc.

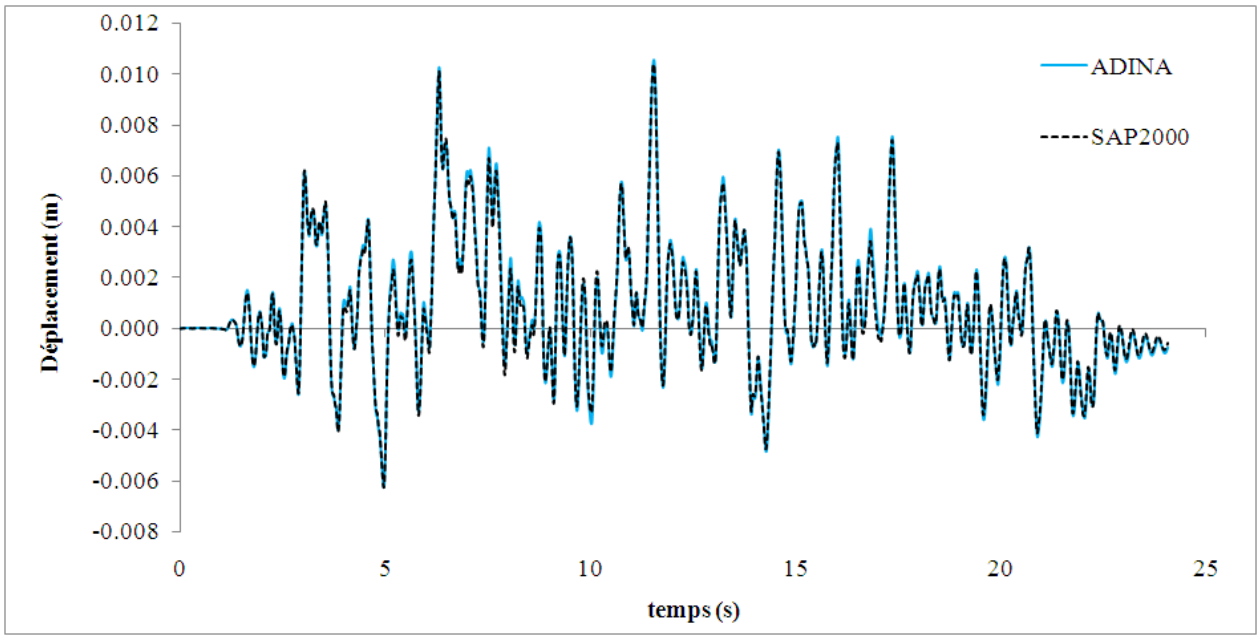

Figure 4.1 : Résultats d'analyses numériques d'un pont équipé avec des amortisseurs visqueux soumis au séisme M7.0-R70-2.

4.4 Caractérisation des systèmes visqueux

L'article scientifique présenté au Chapitre 3 présente les courbes de la force en fonction de la vitesse obtenues avec les paramètres caractérisant le mieux les comportements dynamiques de l'amortisseur visqueux et du transmetteur de chocs sismiques testés au laboratoire. On ne présente cependant pas en détails la façon dont ces courbes ont été obtenues. Dans ce paragraphe, on illustre des exemples de comparaison entre les courbes, que l'on qualifie de « théoriques », et les forces en fonction des vitesses obtenues expérimentalement. On y observe que les courbes théoriques ont une excellente concordance avec les courbes expérimentales, cequi démontre que les paramètres utilisés pour modéliser numériquement les systèmes visqueux sont appropriés.

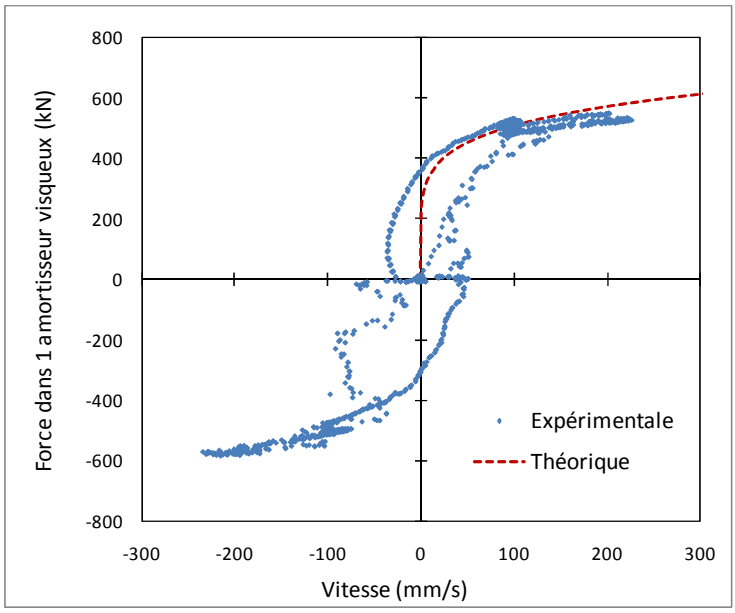

Figure 4.2 : Courbe théorique obtenue de la caractérisation de l'amortisseur visqueux comparée aux résultats expérimentaux du spécimen soumis à un chargement cyclique de forme triangulaire d'une amplitude de 20 mm à une fréquence de 1.25 Hz.

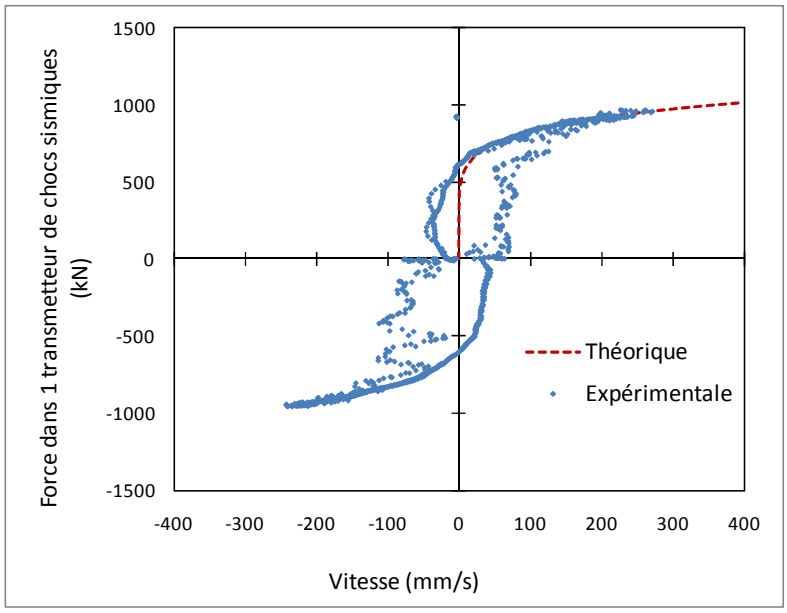

Figure 4.3 : Courbe théorique obtenue de la caractérisation du transmetteur de chocs sismiques comparée aux résultats expérimentaux du spécimen soumis à un chargement cyclique de forme sinusoïdale d'une amplitude de 10 mm à une fréquence de 2.5 Hz.

4.5 Conception parasismique des amortisseurs sismiques

Les travaux présentés au Chapitre 3 ont permis d'étudier la conception parasismique des ponts équipés avec des amortisseurs. Une méthode itérative a été adoptée car, contrairement aux cas de ponts isolés, la norme Canadienne sur le calcul des ponts routiers ne donne aucune méthode directe permettant de faire la conception des ponts équipés avec amortisseurs. Les propriétés des amortisseurs était modifiée graduellement jusqu'à l'atteinte d'un comportement acceptable en termes de forces et déplacements maximum. Cette méthode impliquait donc la réalisation de plusieurs analyses numériques temporelles non-linéaires, analyses qui sont coûteuses en temps, surtout si on se trouve à l'étape d'une conception préliminaire.

La Figure 4.4 présente les résultats de l'étude paramétrique effectuée pour la conception parasismique du pont équipé avec deux amortisseurs visqueux (SDU). Pour chaque accélérogramme utilisé dans le programme expérimental (Table 2-2 et Table 3-2), et pour plusieurs valeurs du coefficient d'amortissement C_p et du paramètre de viscosité α, une analyse numérique temporelle non-linéaire a été effectuée avec le logiciel SAP2000. La Figure 4.4 présente les résultats pour $\alpha = 0.17$ uniquement. Pour chaque valeur de C_p, on retrouve un nuage de points représentant les déplacements du tablier obtenus pour chaque accélérogramme, et les forces dans la pile, qui sont proportionnelles au déplacement du tablier. On retrouve aussi les forces dans la culée, qui sont le résultat de la somme des forces dans les deux appareils SDU, mais la force maximale atteinte dans un SDU étant défini par la viscosité du système et la vitesse du mouvement, cette valeur demeure presque constante pour chaque accélérogramme. La force horizontale reprise par la pile, telle qu'obtenue de la méthode statique de la norme CSA-S6 avec un facteur $R = 2.0$, sans amortisseurs, est aussi indiquée sur la figure. Un objectif visé par l'ajout des amortisseurs était de réduire la force dans la pile sous ce niveau de façon à réduire les dommages dans la pile. Cette étude paramétrique a démontré que pour une valeur de C_p totale pour deux SDU située entre 1200 et 1800 kN-s/m, la force dans la pile et le déplacement du tablier atteignent leurs valeurs minimales, soit environ 25 mm et 1200 kN respectivement, et la répartition des efforts entre la pile et la culée est assez équitable.

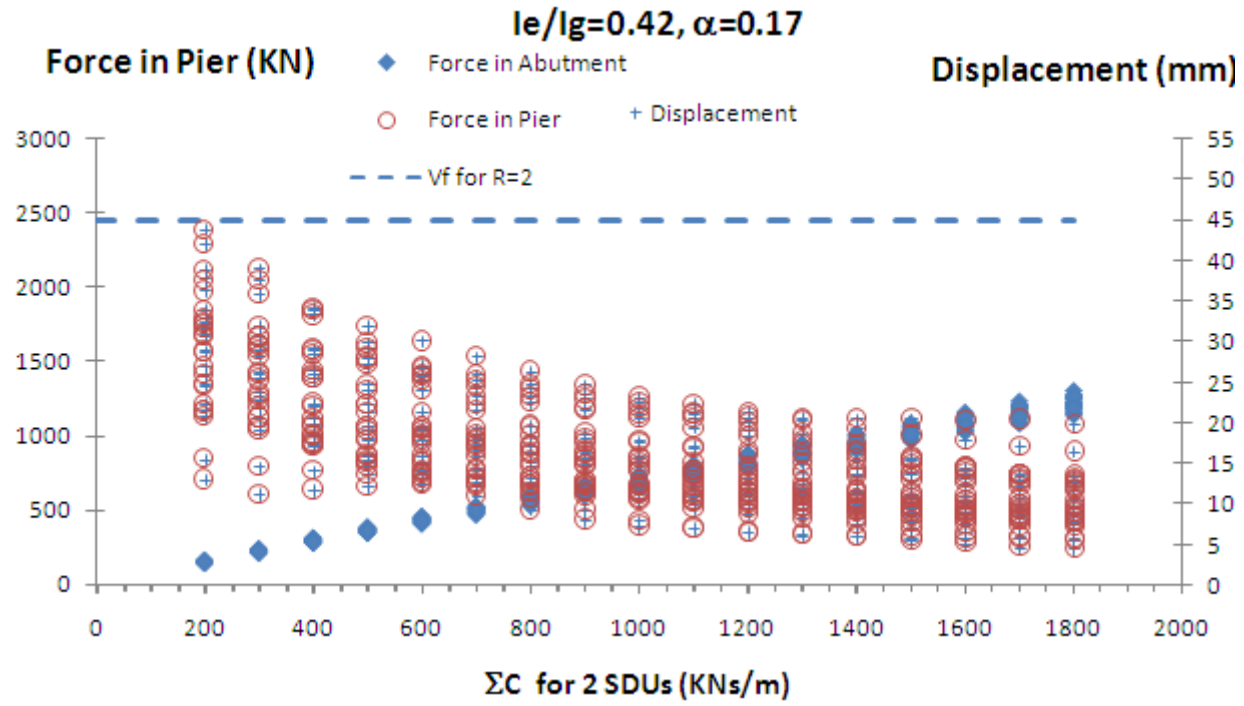

Figure 4.4: Force dans la pile et dans la culée et déplacement du tablier en fonction du coefficient d'amortissement C_p.

Quoique la méthode par essais et erreurs qui a été adoptée ait donné des résultats satisfaisants, ces travaux ont démontré la nécessité de développer une méthode d'analyse directe simplifiée pour la norme Canadienne, semblable à la méthode spectrale prescrite dans le cas des ponts isolés, pour la conception parasismique des ponts équipés avec des amortisseurs.

4.6 Validation expérimentale

Seuls certains résultats expérimentaux ont été présentés dans les articles scientifiques des Chapitre 2 et Chapitre 3. Au total, 8 essais cycliques et 49 essais hybrides ont été effectués avec l'isolateur à friction, 10 essais cycliques et 31 essais hybrides avec l'amortisseur visqueux et 9 essais cycliques et 26 essais hybrides avec le transmetteur de chocs sismiques. L'ensemble des résultats obtenus sont présentés dans deux rapports scientifiques (Dion, Tremblay, & Bouaanani, 2009a, 2009b). Ces rapports traitent de façon détaillée du protocole expérimental, des montages,

de la modélisation des sous-structures numériques ainsi que des résultats. Quelques résultats sont néanmoins présentés dans ce qui suit.

La Figure 4.5 présente les déplacements longitudinaux de pointe de même que la force maximum dans un des isolateurs à friction de Goodco Z-Tech situés à la culée A5 pour les 12 séismes étudiés. Ces résultats ont été obtenus avec un coefficient de friction $\mu = 0.5\%$ aux appuis A1, P2 et P3, $\mu = 8\%$ à l'appui P4, et en posant le moment d'inertie effectif des piles égal à 70% du moment d'inertie de la section brute. Pour l'ensemble de ces simulations, le déplacement du tablier est resté bien en dessous du déplacement limite de conception qui avait été fixé à 50 mm.

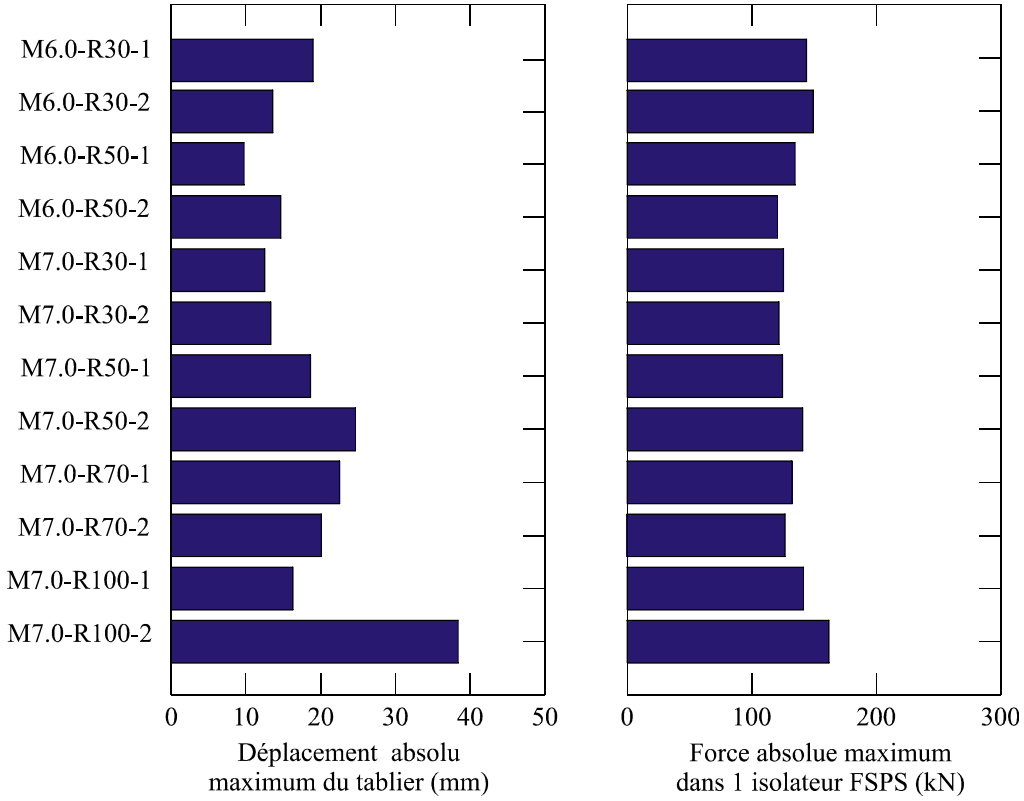

Figure 4.5: Déplacement longitudinal maximal du tablier et force maximale dans un des isolateurs à friction de Goodco Z-Tech à la Culée A5.

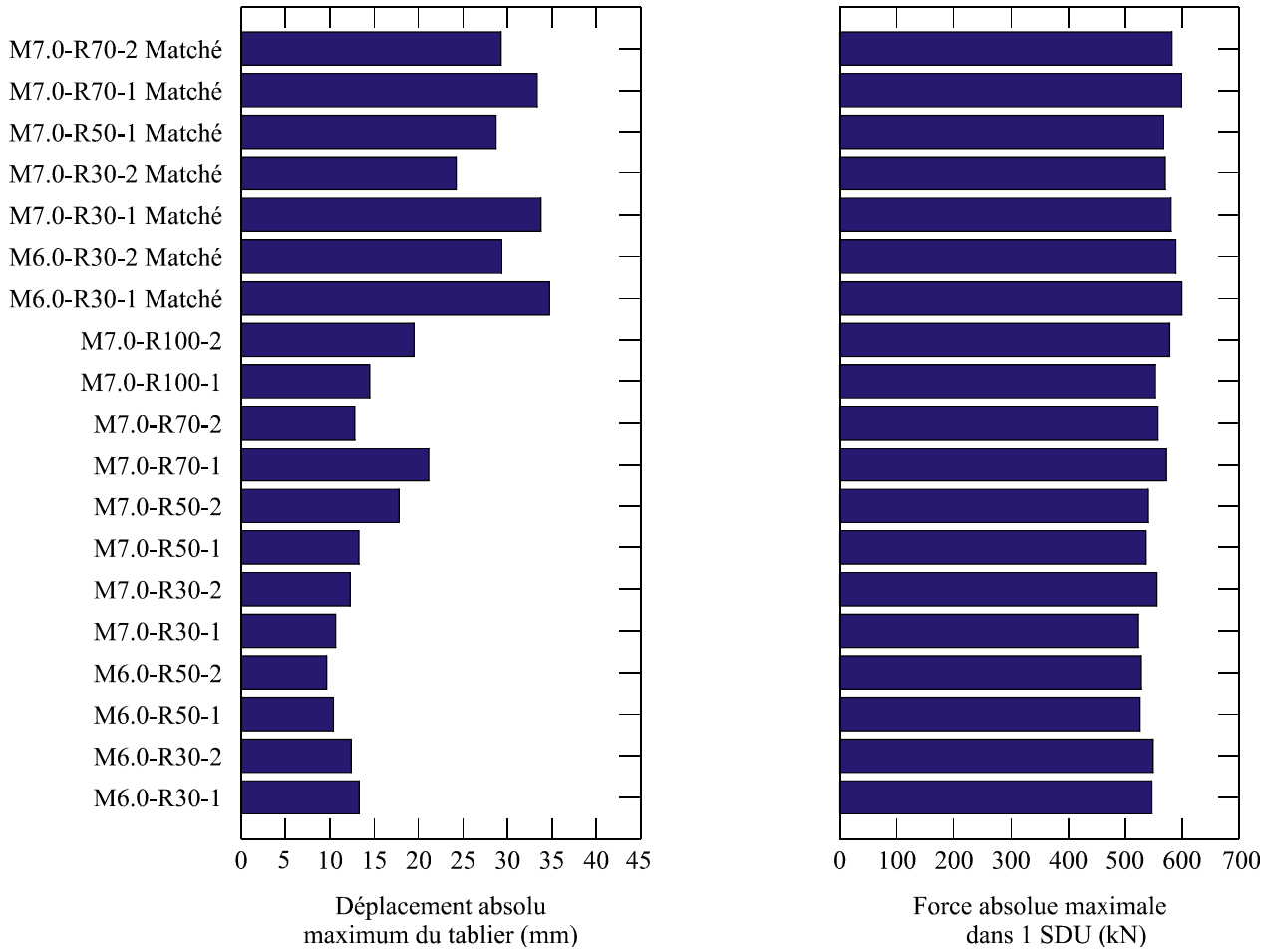

Figure 4.6 : Déplacement longitudinal maximal du tablier et force maximale dans un amortisseur visqueux (SDU) de LCL-Bridge Technology Products à la culée.

La Figure 4.6 présente les mêmes paramètres pour le pont équipé avec les amortisseurs visqueux (SDU) de LCL-Bridge Technology Products à la culée pour les 12 séismes calibrés étudiés ainsi que les 7 séismes ayant subi un étalonnage spectral « *spectral matching* ». La force indiquée est la force dans l'un des deux amortisseurs du pont. Les résultats sont présentés pour les essais hybrides effectués en supposant un moment d'inertie effectif des piles égal à 42% du moment d'inertie de la section brute. Ce pont a été modélisé avec une pile ayant une limite élastique de 3200 kN, à laquelle correspond un déplacement d'environ 52 mm. Pour l'ensemble de ces simulations, incluant le cas des accélérogrammes modifiés pour s'harmoniser au spectre de conception, le déplacement du tablier est resté inférieur à cette limite de 52 mm, ce qui signifie que la pile du pont n'a pas subi de déformation inélastique. De plus, pour les 12 séismes calibrés,

le déplacement du tablier n'a pas dépassé 25 mm, tel que prévu dans l'étude paramétrique décrite précédemment (Figure 4.4). Comme montré sur la figure, la force dans chaque amortisseur visqueux a atteint un maximum d'environ 600 kN, pour tous les séismes, d'où une force horizontale totale transmise à la culée de 1200 kN, ce qui correspond bien à la valeur prévue dans l'étude paramétrique (Figure 4.4) pour C_p = 1500 kN. Les résultats de ces simulations hybrides en temps réel démontrent donc que les critères de conception parasismique du pont équipé avec deux amortisseurs visqueux ont été respectés.

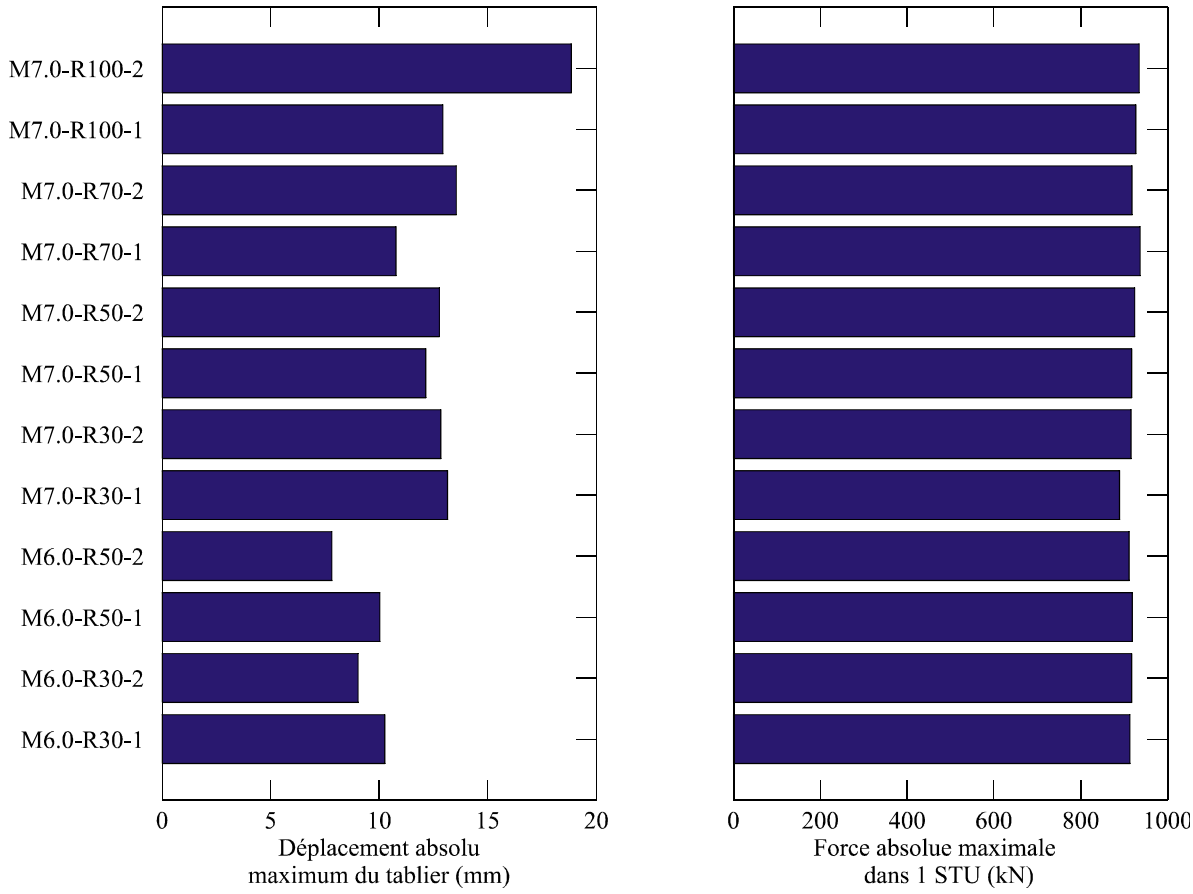

Figure 4.7 : Déplacement longitudinal maximal du tablier et force maximale dans un transmetteur de chocs sismiques (STU) de LCL-Bridge Technology Products à la culée.

La Figure 4.7 présente des résultats de simulations hybrides en temps réel sur le pont équipé avec les transmetteurs de chocs sismiques (STU) pour les 12 séismes calibrés étudiés. Pour ces essais, on a posé le moment d'inertie effectif des piles égal à 36% du moment d'inertie de la

section brute. La limite élastique de la pile du pont équipé avec les transmetteurs de chocs sismiques a été fixée à 500 kN, à laquelle correspond un déplacement d'environ 12 mm. Dans plusieurs des cas illustrés sur cette figure, le déplacement du tablier ne dépasse pas cette limite, et pour les autres cas, il ne dépasse jamais 24 mm, ce qui signifie que la demande en ductilité dans la pile demeure inférieure à 2.0, ce qui est jugé acceptable. De plus, la force dans chaque transmetteur de chocs sismiques a atteint un maximum d'environ 900 kN pour chaque séisme, d'où une force horizontale totale maximum de 1800 kN transmise à la culée. Les résultats des simulations hybrides en temps réel démontrent donc que les critères de conception parasismique du pont équipé avec deux transmetteurs de chocs sismiques ont été respectés.

Le programme expérimental réalisé dans le cadre de ce projet a été complété en adoptant la technique d'essais hybrides en temps réel développée par Lamarche et al. (2009a). Cette technologie d'essais est en plein essor, et elle s'est avérée très efficace dans le cadre de ces travaux. En effet, cette nouvelle technique a permis : (i) d'effectuer des dizaines de simulations sur un même spécimen, sans endommager ce dernier, (ii) d'étudier des structures complètes, et à grandeur réelle, (iii) de tester plusieurs configurations de ponts, car la sous-structure numérique peut être modifiée de façon infinie, rapidement et sans utilisation de matériaux supplémentaires, (iv) d'étudier le comportement des ponts protégés en temps réel, une condition essentielle dans le cas des trois systèmes parasismiques étudiés, car ils ont tous un comportement non-linéaire variable en fonction de la vitesse du mouvement.

Cette opportunité de travailler avec cette méthode expérimentale complexe et novatrice a permis à aux chercheurs impliqués de se familiariser davantage avec cette technologie et, par conséquent, de renforcer l'expertise du groupe dans ce domaine. Grâce aux nombreux avantages qu'elle présente, et l'expertise développée au laboratoire, la méthode d'essais hybrides en temps réel pourra fort probablement être appliquée dans d'autres études du comportement des ponts avec isolateurs ou amortisseurs, voire même, éventuellement, dans des essais de qualifications des systèmes de protection parasismique.

CONCLUSION ET RECOMMENDATIONS

Ce mémoire traite de la modélisation numérique des ponts pourvus de systèmes de protection parasismique. Trois types différents d'appareils ont été étudiés, soient les isolateurs composés d'une interface de friction travaillant en parallèle avec des ressorts métalliques assurant le recentrage automatique de l'isolateur, les amortisseurs visqueux et les transmetteurs de chocs sismiques. Un programme expérimental composé principalement de simulations hybrides en temps réel a été réalisé avec succès. Ce programme a permis d'étudier le comportement dynamique des ponts équipés avec chacun de ces trois types d'appareils de protection parasismique. La réponse dynamique a été étudiée uniquement dans la direction longitudinale des ponts. Toutes les structures à l'étude ont été soumises à des sollicitations sismiques à haut contenu fréquentiel représentant l'aléa sismique de la région de Montréal. La structure équipée avec des transmetteurs de chocs sismiques a également été soumise à des sollicitations dynamiques représentant un véhicule freinant sur le tablier du pont.

Des analyses purement numériques ont été réalisées avec le logiciel SAP2000 parallèlement au programme expérimental pour fins de comparaison. Les résultats expérimentaux produits par les essais hybrides en temps réel ont permis de valider les résultats des analyses numériques temporelles non-linéaires. Préalablement aux essais hybrides, les systèmes étudiés ont été caractérisés à l'aide de séries d'essais où on a imposé des historiques de déplacements cycliques ayant différentes fréquences et amplitudes. Les propriétés mécaniques déduites de ces essais de caractérisation ont ensuite été utilisées pour la modélisation des sous-structures numériques des simulations hybrides ainsi que pour les modélisations purement numériques avec le logiciel SAP2000.

Des conclusions détaillées pour chaque système ont été présentées dans les articles scientifiques au Chapitre 2 et au Chapitre 3 et ne sont pas répétées ici. En regard des objectifs fixés au départ, on peut tirer les conclusions générales suivantes de ce projet de recherche:

- Les simulations hybrides en temps réel ont permis de fournir des données expérimentales représentant le comportement dynamique des ponts équipés avec les trois types d'appareils testés. En effet, l'algorithme de type Rosenbrock-W

utilisé dans les essais a bien fonctionné dans les trois cas, ce qui est particulièrement satisfaisant compte tenu des mouvements du sol à hautes fréquences qui étaient considérées. Tel que discuté dans le Chapitre 3, il est recommandé, pour de futures applications de cette méthode de contrôle, de développer une meilleure technique de compensation des délais, de façon à éliminer ou, du moins, atténuer le phénomène des oscillations induites lors des sollicitations dynamiques à cause de l'erreur sur la correction des délais.

- De façon générale, une excellente concordance a été obtenue entre les résultats expérimentaux et les prédictions numériques. Il est donc possible de prédire le comportement dynamique dans la direction longitudinale des ponts équipés avec les trois types d'appareils de protection parasismique étudiés à l'aide d'analyses numériques effectués sur un simple modèle à un seul degré de liberté avec un logiciel facile d'utilisation et connu des ingénieurs de la pratique tel que SAP2000. Que les ponts soient équipés d'isolateurs à friction ou de systèmes visqueux, la validité des prédictions purement numériques dépend cependant intimement de l'exactitude des propriétés des appareils utilisés dans les modèles. Il est par conséquent recommandé de procéder à des essais cycliques physiques de caractérisation sur les appareils et ce, à des vitesses de chargement représentant adéquatement les vitesses attendues lors des sollicitations sismiques ou dynamiques considérées.

- La conception des amortisseurs sismiques et transmetteurs de chocs sismiques pour les ponts fictifs étudiés a été effectuée par une méthode itérative car il n'existe pas de méthodes directes simplifiées dans la norme CSA-S6 pour ce type d'appareils. La procédure consistait à faire varier graduellement les propriétés des appareils, obtenir les déplacements et forces dans la structure pour chaque cas à l'aide d'analyse temporelles dynamiques non-linéaires et, finalement, de retenir les paramètres donnant une combinaison acceptable (optimum) de forces et de déplacements. Malgré que cette méthode soit plutôt laborieuse, les analyses et essais hybrides ont démontré qu'elle permet au final d'obtenir un comportement dynamique sismique des ponts qui répond bien aux critères de conception qui avaient été fixés au départ. Pour faciliter l'application de tels systèmes dans de

futurs projets, il serait souhaitable de développer des méthodes directes simplifiées permettant la conception des structures équipées d'amortisseurs ou de transmetteurs de chocs sismiques, comme c'est le cas pour les structures isolées.

- La conception du système d'isolation sismique du pont équipé d'isolateurs à friction avait été réalisée au préalable par d'autres. Les analyses et essais hybrides réalisés sur le pont isolé ont permis de vérifier que le critère de déplacement maximal admissible qui avait été fixé (50 mm) n'a pas été dépassé et ce, pour tous les signaux de sollicitation sismique étudiés.
- Finalement, trois types fondamentalement différents de systèmes de protection parasismique ont été étudiés dans le cadre de ce mémoire, soit un isolateur, un amortisseur et un transmetteur de chocs. Ces systèmes ont des modes de fonctionnement distincts et il est impossible d'affirmer qu'un système est préférable aux autres dans toutes les situations. De l'étude de leurs propriétés et de leur comportement, il est par contre possible de déduire dans quelles situations chacun des systèmes est le plus approprié :
    - Pour les isolateurs sismiques, qui produisent un allongement de la période naturelle de vibration de la structure, sont surtout préférables dans les cas où la structure est située dans une région où les sollicitations sismiques ont le plus d'énergie dans les hautes fréquences, c'est-à-dire des mouvements de sols de faible amplitude (isolateurs de faibles dimensions) mais susceptible des produire des accélérations et forces élevées, accélérations et forces qui sont filtrées par les isolateurs. Dans le cas où les mouvements sismiques du sol ont leur maximum d'énergie dans les basses fréquences, l'utilisation d'isolateurs sismiques est mois efficace en raison des grands déplacements relatifs qu'il faut accommoder, et peut même s'avérer néfaste si la période naturelle de vibration de la structure isolée concorde avec la période dominante du séisme. Pour les ponts neufs, les isolateurs se substituent aux appareils d'appui conventionnels qui auraient du être utilisés autrement, ce qui représente un avantage économique. Pour la

réhabilitation de ponts existants, l'utilisation d'isolateurs requiert de remplacer les appareils par des isolateurs.

- Les amortisseurs, quant à eux, ne modifient pas la période de vibration de la structure, mais ils contribuent à diminuer les déplacements et les efforts engendrés dans la structure. Ainsi, ils sont intéressants peu importe la fréquence dominante des séismes. Pour la réhabilitation sismique de ponts existants, il est donc intéressant d'envisager l'ajout d'amortisseurs plutôt que le renforcement structural des appuis. Contrairement, aux isolateurs, on peut ajouter des amortisseurs à une structure sans remplacer les appareils d'appui. On peut cependant utiliser les amortisseurs en combinaison avec les isolateurs sismiques, que ce soit pour les ponts neufs ou existants.

- Les transmetteurs de chocs sont utiles pour distribuer les efforts engendrés par une sollicitation dynamique sur plusieurs appuis. En effet, les ponts sont habituellement conçus de façon que le tablier soit fixé à un seul appui dans la direction longitudinale, ceci pour ne pas introduire de contraintes dues, par exemple, aux dilatations thermiques ou au fluage. C'est donc ce seul appui qui doit reprendre la totalité des efforts longitudinaux induits dans le pont. Or, un transmetteur de chocs offre une faible résistance aux mouvements lents (dilatation thermique, fluage, etc.), mais bloque lorsque soumis à des sollicitations dynamiques. Ce système est ainsi très approprié dans le cas de réhabilitation sismique d'un pont existant qui, à plusieurs égards serait toujours en relativement bon état, mais dont le seul appui fixé en translation longitudinale au tablier ne peut reprendre seul les efforts sismiques ou de freinage tel que définis dans les normes en vigueur. Le même constat s'applique dans le cas de la conception parasismique d'un pont neuf, car il peut s'avérer très coûteux de transmettre toutes les charges horizontales à un seul appui, il serait ainsi probablement économique de distribuer ces charges sur plusieurs éléments porteurs, même si cela signifie qu'il faut augmenter la résistance de ces derniers. En conclusion, il est essentiel, dans tous les cas de construction et de réhabilitation

parasismique d'envisager toutes les solutions possibles, d'en faire la comparaison, et de choisir celle qui s'avère la plus logique, efficace et économique.

REFERENCES

Abbas, H., Singh, S. P., & Uzarski, J. (1998). Seismic evaluation and retrofit of Sacramento River Bridge at rio Vista. *6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle*.

ADINA. (2008). ADINA Solids & Structures." ADINA R & D, Inc." Watertown, MA.

Ates, S., Dumanoglu, A. A., & Bayraktar, A. (2005). Stochastic response of seismically isolated highway bridges with friction pendulum systems to spatially varying earthquake ground motions. *Engineering Structures, 27*, 1843-1858.

Bentz, E. (2000). *Response 2000 Reinforced concrete sectional analysis, University of Toronto*.

Bondonet, G., & Filiatrault, A. (1997). Frictional response of PTFE sliding bearings at high frequencies. *Journal of bridge engineering, 2*(4), 139-148.

Bonnet, P. A., Williams, M. S., & Blakeborough, A. (2007). Compensation of actuator dynamics in real-time hybrid tests. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part I: Journal of Systems and Control Engineering, 221*(2), 251-264.

Bruneau, M., Wilson, J. C., & Tremblay, R. (1996). Performance of Steel Bridges During the 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe, Japan) Earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering, 23*(3), 678-713.

Bursi, O. S., Gonzalez-Buelga, A., Vulcan, L., Neild, S. A., & Wagg, D. J. (2008). Novel coupling Rosenbrock based algorithms for real-time dynamic substructure testing. *Earthquake engineering and structural dynamics, 37*(3), 339-360.

Calvi, G. M., Kawashima, K., Billings, I., Elnashai, A., Nuti, C., Pecker, A., et al. (2007). *FIB bulletin 39 : Seismic bridge desing and retrofit - structural solutions - Chapter 6 : Design for enhanced control of damage*: Fédération internationale du béton.

Casarotti, C. (2004). *Bridge isolation and dissipation devices : state of the art review of seismic response and modelling of modern seismic isolation and dissipation devices.* University of Pavia and ROSE School, Pavia.

Chaudhary, M. T. A., Abé, M., & Fujino, Y. (2002). Investigation of atypical seismic response of a base-isolated bridge. *Engineering Structures, 24*, 945-953.

Choi, E., Nam, T. H., Oh, J. T., & Cho, B. S. (2006). An isolation bearing for highway bridges using shape memory alloys. *Materials Science and Engineering A, 438-440*, 1081-1084.

Christenson, R., Lin, Y. Z., Emmons, A., & Bass, B. (2008). Large-scale experimental verification of semi-active control through real-time hybrid simulation. *Journal of Structural Engineering, 134*(4), 522-534.

Christopoulos, C., & Filiatrault, A. (2006). *Principles of passive supplemental damping and seismic isolation*. Pavia: IUSS Press.

Chung, W. J., Yun, C. B., Kim, N. S., & Seo, J. W. (1999). Shaking table and pseudodynamic tests for the evaluation of the seismic performance of base-isolated structures. *Engineering Structures, 21*(4), 365-379.

Constantinou, M. C., Soong, T. T., & Dargush, G. F. (1998). *Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit*. New York: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER).

CSA. (1966). *Design of Highway Bridges. CSA Standard S6.* .

CSA. (1974). *Design of Highway Bridges. CSA Standard S6.* .

CSA. (1978). *Design of Highway Bridges. CSA Standard S6.* .

CSA. (1988). *Design of Highway Bridges. CSA Standard S6.* .

CSA. (2000). *Canadian Highway Bridge Design Code. CAN/CSA-S6-06 Standard.* .

CSA. (2006a). *Canadian Highway Bridge Design Code. CAN/CSA-S6-06 Standard.* .

CSA. (2006b). *Commentary on CANCSA-S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code*.

CSI. (2008). *"SAP2000, Version 12." Computers & Structures Inc., Berkeley, CA.* www.csiberkeley.com/.

Dai, W., Moroni, M. O., Roesset, J. M., & Sarrazin, M. (2006). Effect of isolation pads and their stiffness on the dynamic characteristics of bridges. *Engineering Structures, 28*, 1298-1306.

Darby, A. P., Williams, M. S., & Blakeborough, A. (2002). Stability and Delay Compensation for Real-Time Substructure Testing. *Journal of engineering mechanics, 128*(12), 1276-1284.

Dicleli, M., & Mansour, M. Y. (2003). Seismic retrofitting of highway bridges in Illinois using friction pendulum seismic isolation bearings and modeling procedures. *Engineering Structures, 25*, 1139-1156.

Dion, C., Bouaanani, N., & Tremblay, R. (2009). *Systèmes de protection sismique des ponts - Introduction et revue de la littérature. Rapport de recherche No. SR-09-08*: Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique, Montréal, Canada, 229 p. (en préparation).

Dion, C., Tremblay, R., & Bouaanani, N. (2009a). *Real time hybrid simulation of a bridge structure equipped with Goodco Z-Tech seismic isolators. Research Report No. SR-09-06*. Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique, Montreal, Canada.

Dion, C., Tremblay, R., & Bouaanani, N. (2009b). *Real time hybrid simulation of bridge structures equipped with seismic damper units and shock transmission units produced by LCL-Bridge Technology Products. Research Report No. SR-09-07*. Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique, Montreal, Canada.

Dolce, M., Cardone, D., & Palermo, G. (2007). Seismic isolation of bridges using isolation based on flat sliding bearings. *Bulletin of Earthquake Engineering, 5*, 491-509.

Earthquake Protection Systems, I. (2003). *Technical characteristics of friction pendulum bearings*. Consulté le, tiré de.

EERC Protective Systems. (2009). Web site: http://nisee.berkeley.edu/prosys/usbridges.html, Date accessed: May 23rd 2009. Consulté le.

Eroz, M., & DesRoches, R. (2008). Bridge seismic response as a function of the Friction Pendulum System (FPS) modeling assumptions. *Engineering Structures*.

Fujitani, H., Sakae, H., Kawasaki, R., Fujii, H., Hiwatashi, T., & Saito, T. (2008). Verification of real-time hybrid tests of response control of base isolation system by MR damper comparing shaking table tests. *Proceedings of the SPIE - The International Society for Optical Engineering, 6932*.

Gagnon, M., Gaudreault, V., & Overton, D. (2008). *Age of Public Infrastructure: A Provincial Perspective. Investment and Capital Stock Division*.

Goodco Z-Tech. (2009). http://www.goodcoztech.ws/www/v4/eGoodco.ns, Date accessed: May 23 2009. Consulté le.

Guizani, L. (2003). Sur l'isolation sismique des ponts au Canada. *10e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art (In french)*, *Québec*.

Guizani, L. (2007). Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec : Mise au point. *14e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art (In French)*, *Québec*.

Gupta, R. K., & Traill-Nash, R. W. (1980). Vehicle braking on highway bridges. *Journal of the engineering mechanics division, 116*(4), 641-658.

Hanson, R. D., & Soong, T. T. (2001). *Seismic design with supplemental energy dissipation devices, Monograph 8*. Oakland: Earthquake Engineering Research Institute (EERI).

Hwang, J. S., & Tseng, Y. S. (2005). Design formulations for supplemental viscous dampers to highway bridges. *Earthquake engineering and structural dynamics, 34*, 1627-1642.

Ibrahim, R. A. (2008). Review - Recent advances in nonlinear passive vibration isolators. *Journal of sound and vibration, 314*, 371-452.

Iemura, H., Taghikhany, t., & Jain, S. K. (2007). Optimum design of resilient sliding isolation system for seismic protection of equipments. *Bulletin of Earthquake Engineering, 5*, 85-103.

Ingham, T. J. (2003). Analysis of the Million Dollar Bridge for seismic retrofit. *Computers and structures, 81*, 673-679.

Izuno, K., Tanzo, W., & Iemura, H. (1994). Earthquake response of bridge pier retrofitted with seismic isolators. *2nd International Conference on Earthquake Resistant Construction Design*, *Berlin, Allemagne* (Vol. 2, pp. 619-626).

Jangid, R. S. (2007). Optimum lead–rubber isolation bearings for near-fault motions. *Engineering Structures, 29*, 2503-2513.

Jankowski, R., Wilde, K., & Fujino, Y. (2000). Reduction of pounding effects in elevated bridges during earthquakes. *Earthquake engineering and structural dynamics, 29*, 195-212.

Jung, R. Y., & Shing, P. B. (2006). Performance evaluation of a real-time pseudodynamic test system. *Earthquake engineering and structural dynamics, 35*, 789-810.

Kim, Y. S., & Yun, C. B. (2007). Seismic response characteristics of bridges using double concave friction pendulum bearings with tri-linear behavior. *Engineering Structures, 29*, 3082-3093.

Lamarche, C. P., Bonelli, A., Bursi, O. S., & Tremblay, R. (2009). A Rosenbrock-W method for real time dynamic substructuring and pseudo-dynamic testing. *Earthquake engineering and structural dynamics, 38*(9), 1071-1092.

Lamarche, C. P., Tremblay, R., Léger, P., Leclerc, M., & Bursi, O. S. (2009). Comparison between real time dynamic substructuring and shake table testing techniques for nonlinear seismic applications. *Earthquake engineering and structural dynamics, (accepted for publication).*

LCL-Bridge Products Technology. (2009). *Web site: http://www.lcl-bridge.com/lud.html, Date accessed: May 23 2009*. Consulté le.

Technologies parasismiques dans la réfection d'un pont à Québec. Université Laval, Québec. (2003).

Mori, A. (1996). Compression behaviour of bridge bearings used for seismic isolation. *Engineering Structures, 18*(5), 351-362.

Mosqueda, G., Stojadinovic, B., Hanley, J., Sivaselvan, M., & Reinhorn, A. (2006). Fast hybrid simulation with geographically distributed substructures. *17th Analysis and Computation Specialty Conference*, *St. Louis, Missouri*.

Mutobe, R. M., & Cooper, T. R. (1999). Nonlinear analysis of a large bridge with isolation bearings. *Computers and structures, 72*, 279-292.

Naeim, F. (1989). *The seismic design handbook*: Thomson publishing.

Nakashima, K. H., & Takaoka, E. (1992). Development of real-time pseudo dynamic testing. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 21*(1), 79-92.

Pinto, A. V., Pegon, P., Magonette, G., & Tsionis, G. (2004). Pseudo-dynamic testing of bridges using non-linear substructuring. *Earthquake engineering and structural dynamics, 33*, 1125-1146.

Poirier, L.-P. (2008). *Viscously damped controlled rocking response for cost effective seismic design of steel structures.* École Polytechnique de Montréal, Montréal.

Priestley, M. J. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. New York: John Wiley & Sons.

Pritchard, B. P. (1996). The use of shock transmission units in bridging. *Proceedings of the institution of civil engineers - Structures and buildings, 116*(1), 82-95.

RJ Watson. (2009). RJ Watson Inc. Bridge & Structural Engineered Systems - Sliding Isolation Disk Bearings. http://www.rjwatson.com/disk_bearings/isolation_disk_bearings/. Consulté le.

Roy, N., Paultre, P., & Proulx, J. (2009). Performance-based seismic retrofit of a bridge bent: design and experimental validation. *Canadian Journal of Civil Engineering, (in press).*

Simulink®. (2007). *The Mathworks, Inc., Natick, MA, USA.*

Skinner, R. I., Robinson, W. H., & McVerry, G. H. (1993). *An introduction to seismic isolation*. Chichester: John Wiley & Sons.

Soong, T. T., & Dargush, G. F. (1997). *Passive energy dissipation systems in structural engineering*. Chichester: John Wiley & Sons.

Soong, T. T., & Spencer Jr, B. F. (2002). Supplemental energy dissipation : state-of-the-art and state-of-the-practice. *Engineering Structures, 24*, 243-259.

Stanton, J. F., & Roeder, C. W. (1982). *Elastomeric bearings design, construction and materials - NCHRP Report no. 248*. Seattle: National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council.

Stanton, J. F., Roeder, C. W., Mackenzie-Helnwein, P., White, C., Kuester, C., & Craig, B. (2008). *NCHRP Report 596 - Rotation limits for elastomeric bearings*. Seattle: Departement of civil and environmental engineering University of Washington.

Symans, M. D., Charney, F. A., Whittaker, A. S., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., Johnson, M. W., et al. (2008). Energy dissipation systems for seismic applications : current pratice and recent developments. *Journal of Structural Engineering, 134*(1), 3-21.

Takanashi, K., Udagawa, K., Seki, M., Okada, T., & Tanaka, H. (1975). Nonlinear earthquake response analysis of structures by a computer-actuator on-line system. *Transactions of the Architectural Institute of Japan, 229*, 77-83.

Tanzo, W. (1992). Substructured hybrid loading tests of high-damping rubber seismic isolators for inelastic earthquake response of bridge structures. *World Conference on Earthquake Engineering*, *Rotterdam, Pays-Bas* (pp. 2233-2236).

Taylor, A. W., Lin, A. N., EERI, M., & Martin, J. W. (1992). Performance of elastomers in isolation bearings : a literature review. *Earthquake Spectra, 8*(2), 279-303.

Tremblay, R., & Atkinson, G. M. (2001). Comparative Study of the Inelastic Seismic Demand of Eastern and Western Sites. *Earthquake Spectra, 17*(2), 333-358.

Tremblay, R., Poirier, L.-P., Bouaanani, N., Leclerc, M., René, V., Fronteddu, L., et al. (2008). Innovative Viscously Damped Rocking Braced Steel Frames. *Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering*, *Beijing, China, Paper No. 05-01-0527*.

Wei, Z. (2005). *Fast hybrid test systems for substructure evaluation.* University of Colorado, Boulder.

Yang, Y. B., Chang, K. C., & Yau, J. D. (2003). Chapter 17 : Base isolation In CRC-Press-LLC (éd.), *Earthquake Engineering Handbook*. tiré de.

Yashinsky, M., & Karshenas, M. J. (2003). *Fundamentals of seismic protection for bridges, Monograph 9*. Oakland: Earthquake Engineering Research Institute (EERI).

Yoo, B., & Kim, Y. H. (2002). Study on effects of damping in laminated rubber bearings on seismic responses for 1/8 scale isolated test structure. *Earthquake engineering and structural dynamics, 31*, 1777-1792.

Zayas, V. A., & Low, S. S. (1999). Seismic Isolation for Extreme Cold Temperatures. *8th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, *Vancouver* (pp. 391-396).

Zhang, R. (2003). Chapter 9 : Seismic Isolation and supplemental energy dissipation. In CRC-Press-LLC (éd.), *Bridge Engineering Handbook*. tiré de.

ANNEXE A – ACCÉLÉROGRAMMES ET SPECTRES DE RÉPONSE

Cette annexe présente l'ensemble des accélérogrammes utilisés au Chapitre 2 et au Chapitre 3 de ce mémoire. Pour chacun, l'historique d'accélération de l'accélérogramme calibré pour Montréal est présenté. L'historique d'accélération de l'accélérogramme ayant subit un « spectral matching » par la méthode fréquentielle, est aussi présenté lorsqu'il a été utilisé. Les spectres de réponse de ces deux accélérogrammes sont ensuite comparés au spectre de dimensionnement pour Montréal, tel que définit dans la norme de pont S6-06 (CSA, 2006a).

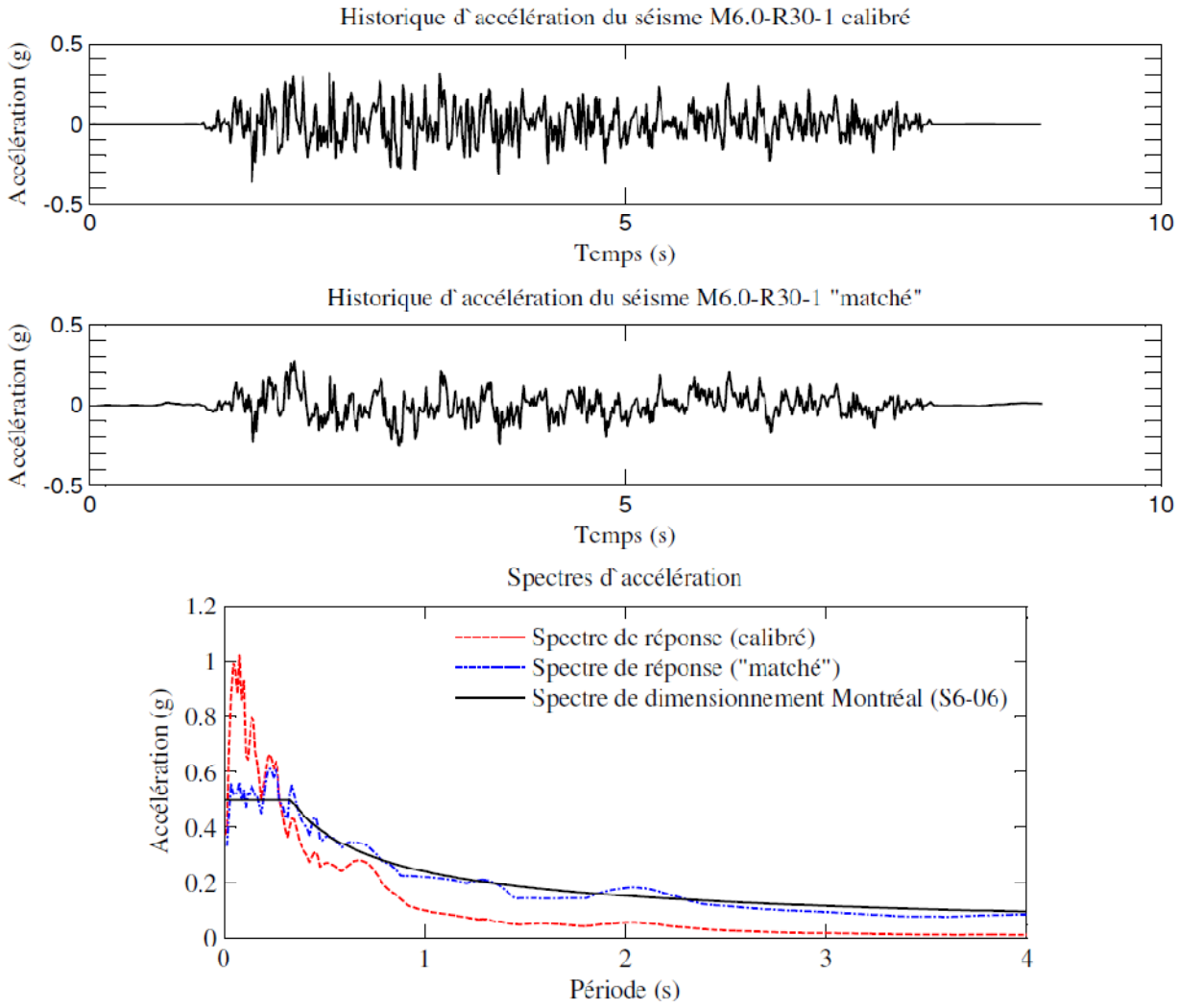

Figure A- 1 : Accélérogramme M6.0-R30-1

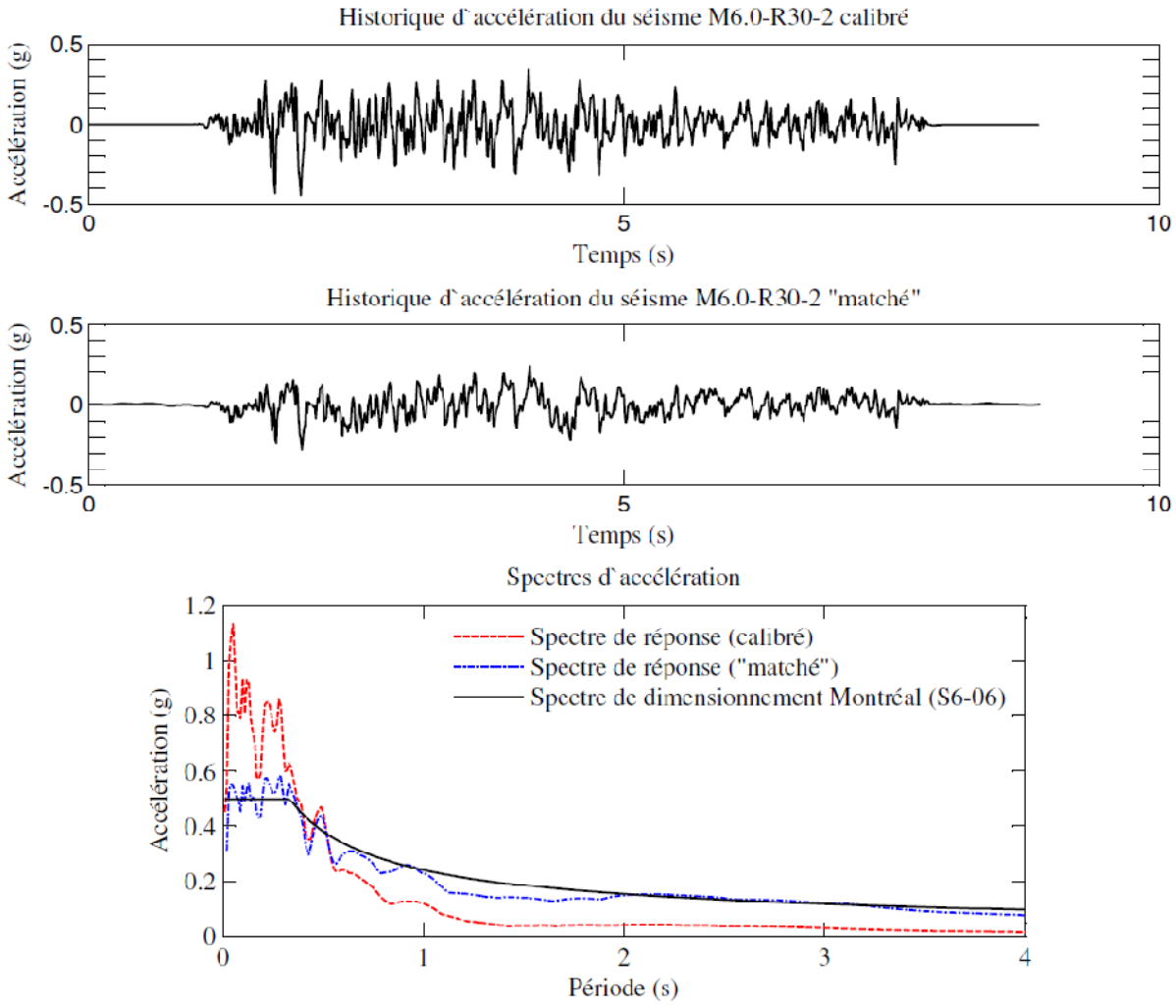

Figure A- 2 : Accélérogramme M6.0-R30-2

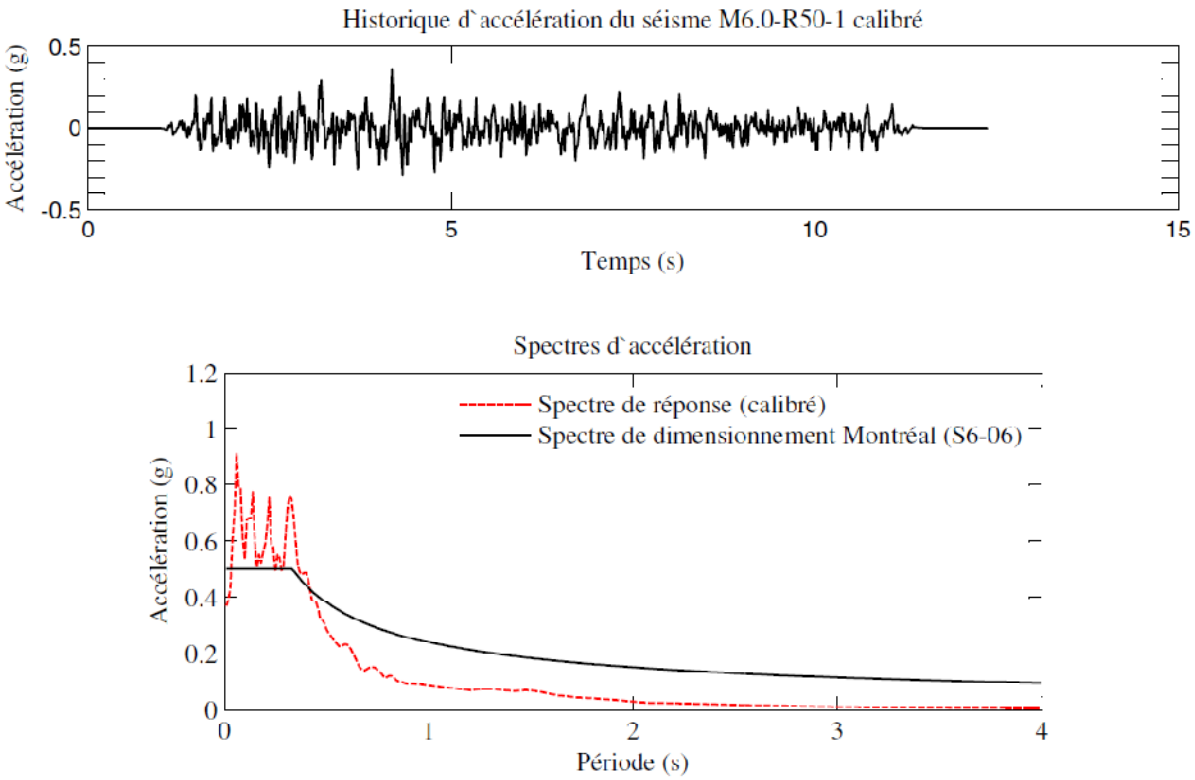

Figure A- 3 : Accélérogramme M6.0-R50-1

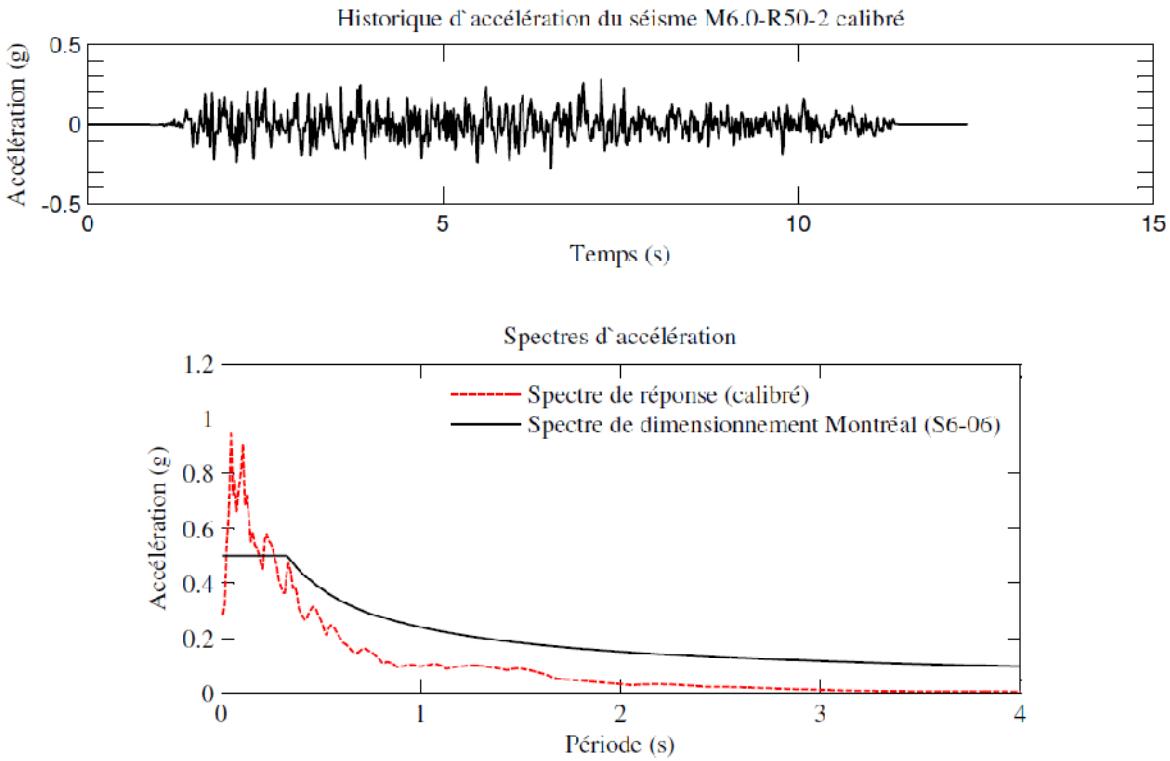

Figure A- 4 : Accélérogramme M6.0-R50-2

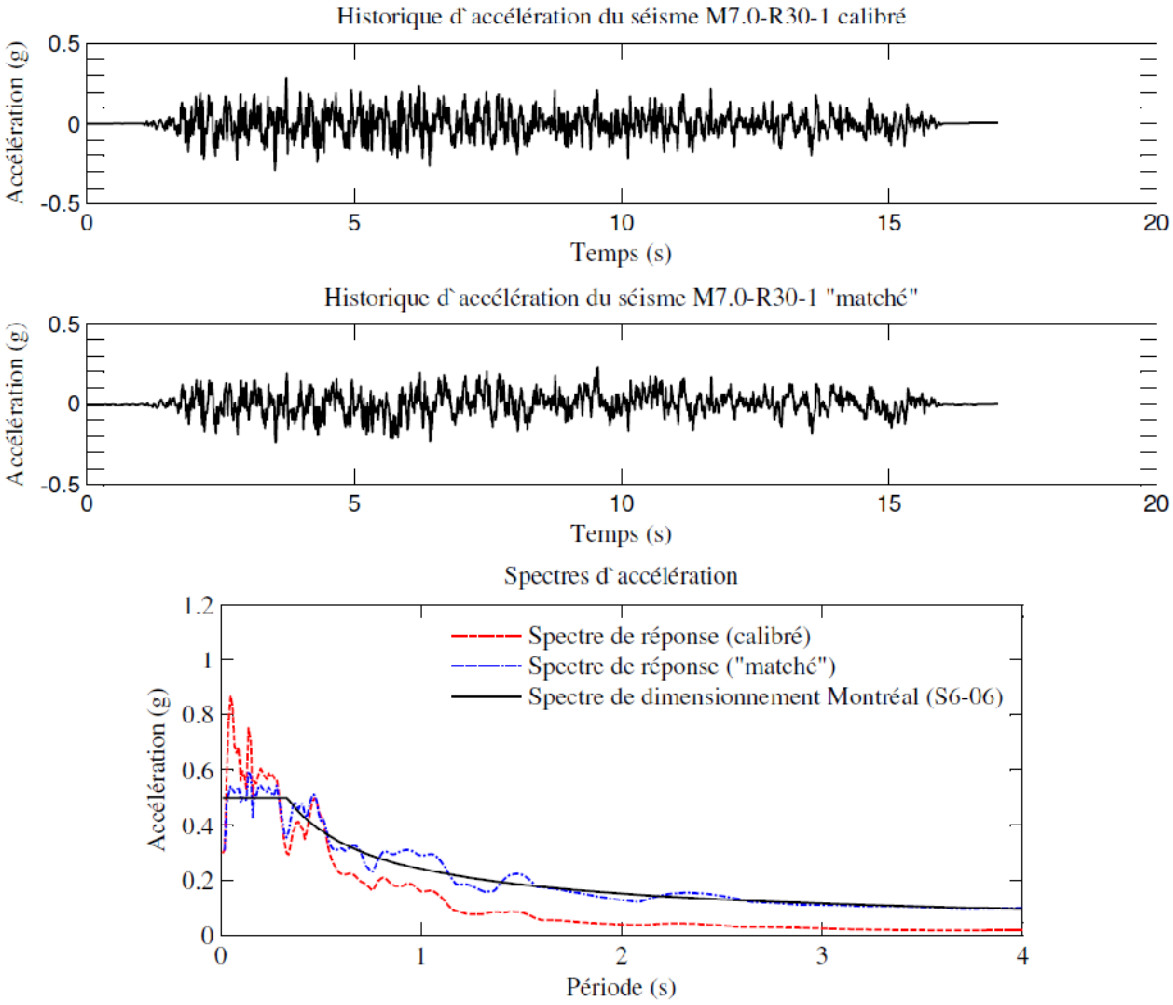

Figure A- 5 : Accélérogramme M7.0-R30-1

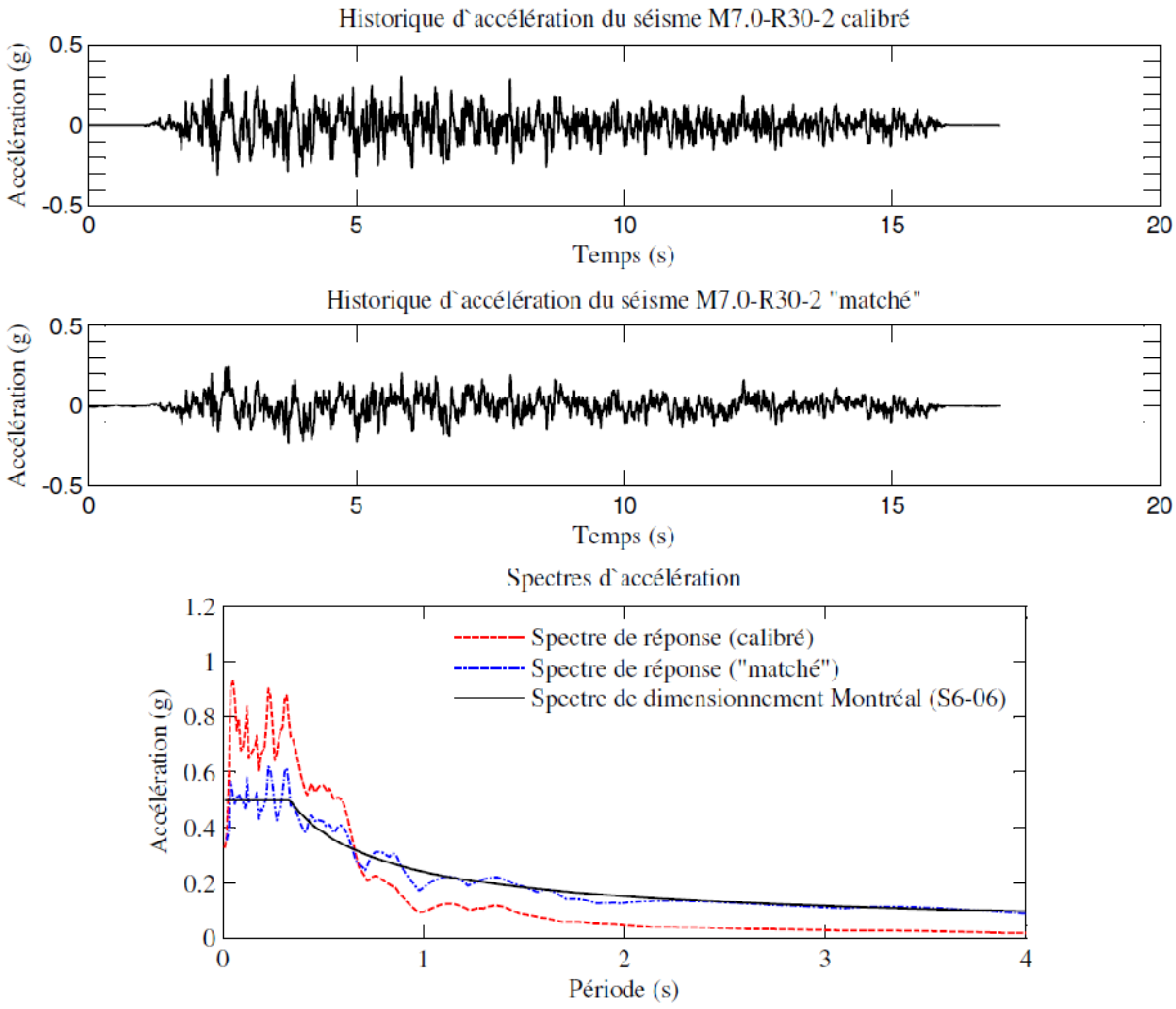

Figure A- 6 : Accélérogramme M7.0-R30-2

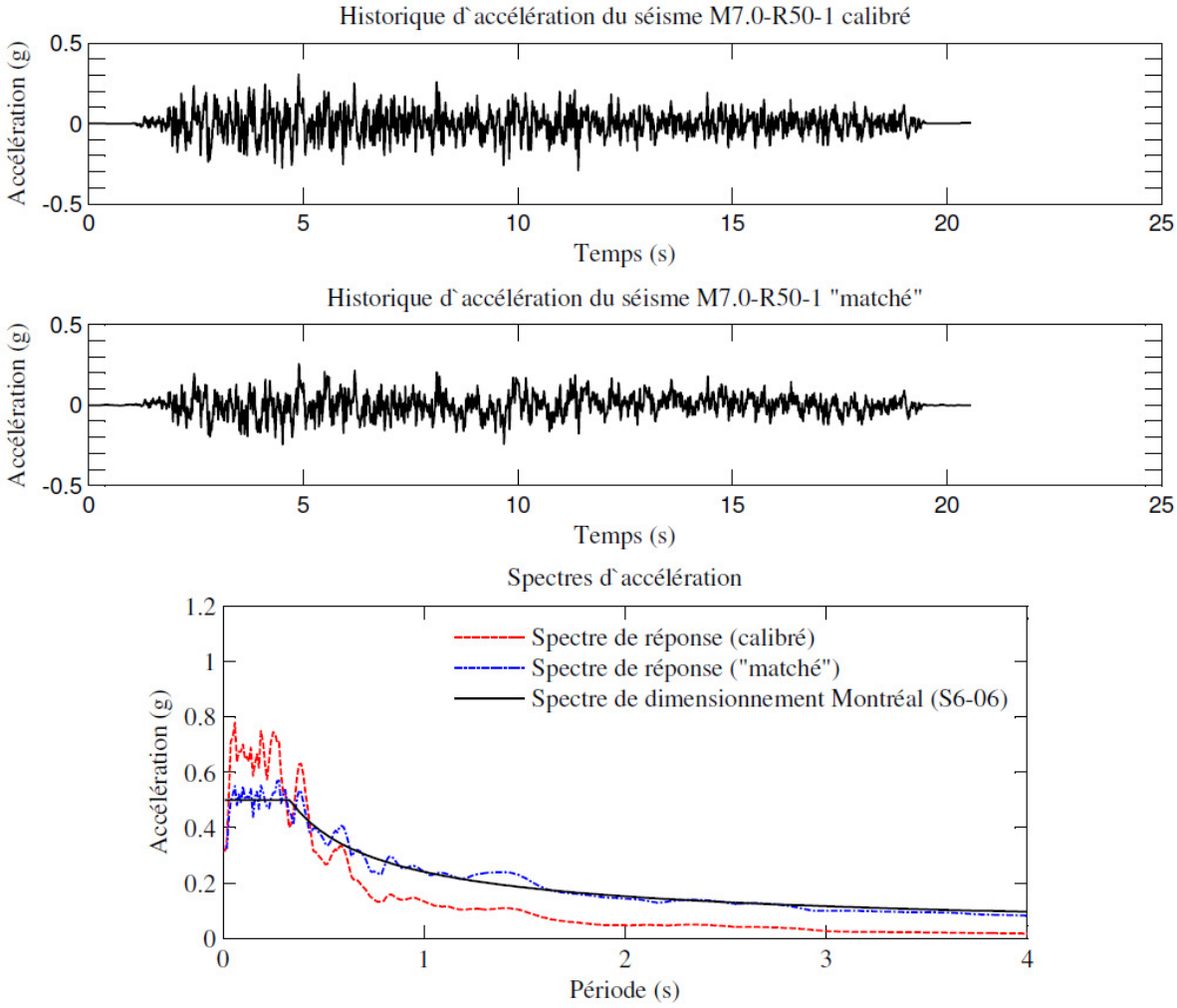

Figure A- 7 : Accélérogramme M7.0-R50-1

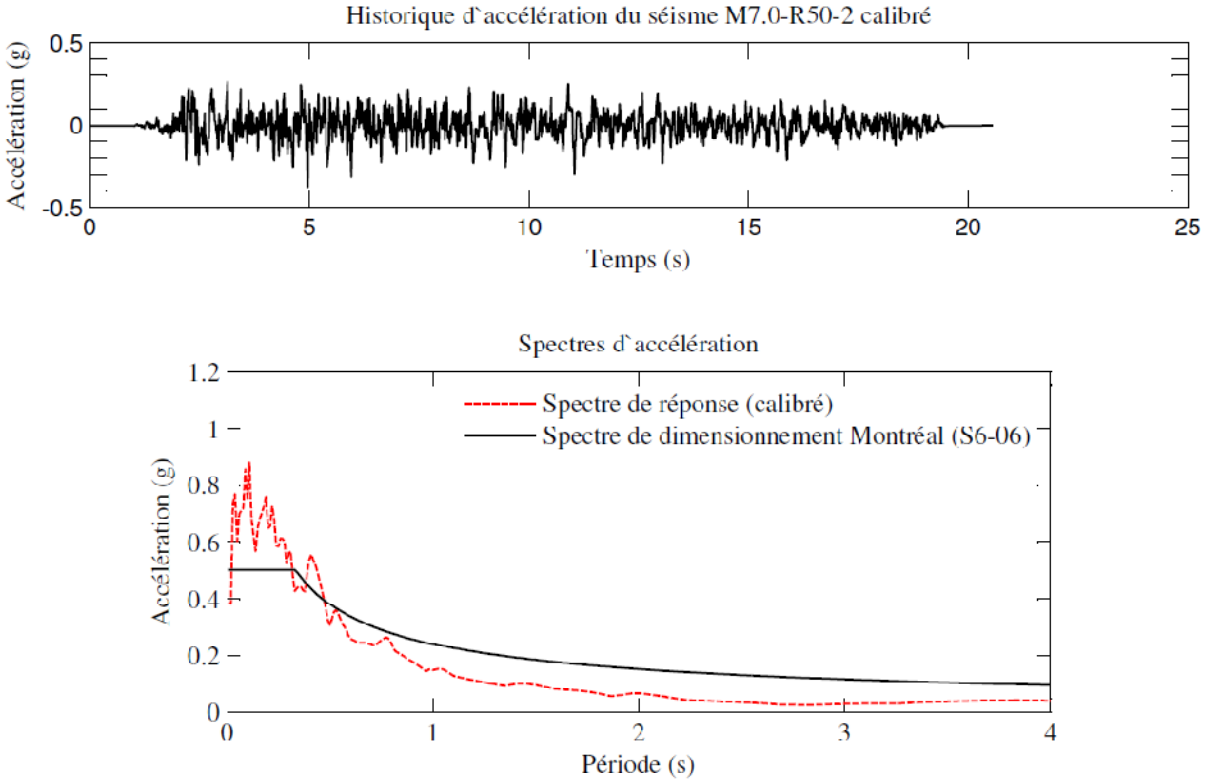

Figure A- 8 : Accélérogramme M7.0-R50-2

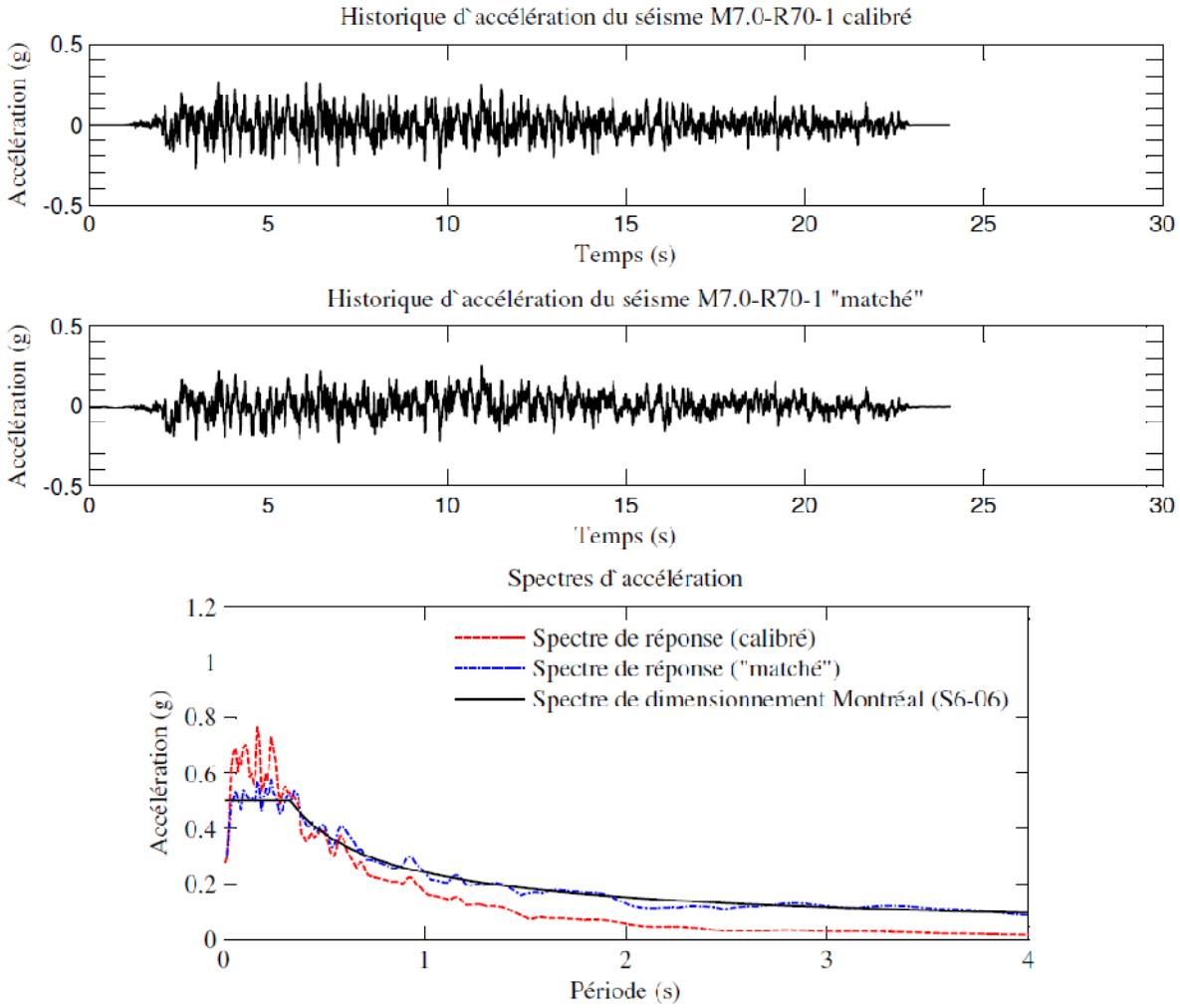

Figure A- 9 : Accélérogramme M7.0-R70-1

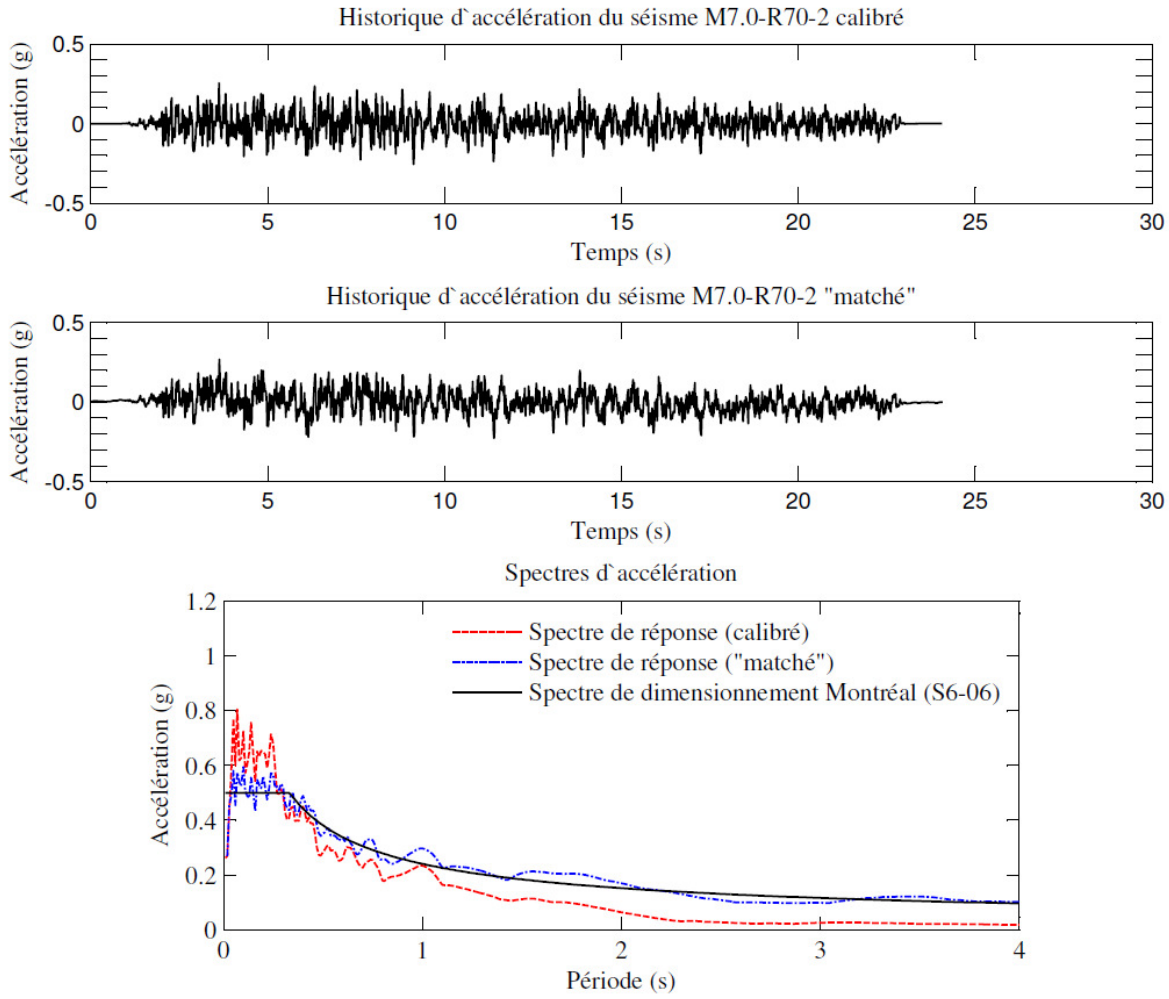

Figure A- 10 : Accélérogramme M7.0-R70-2

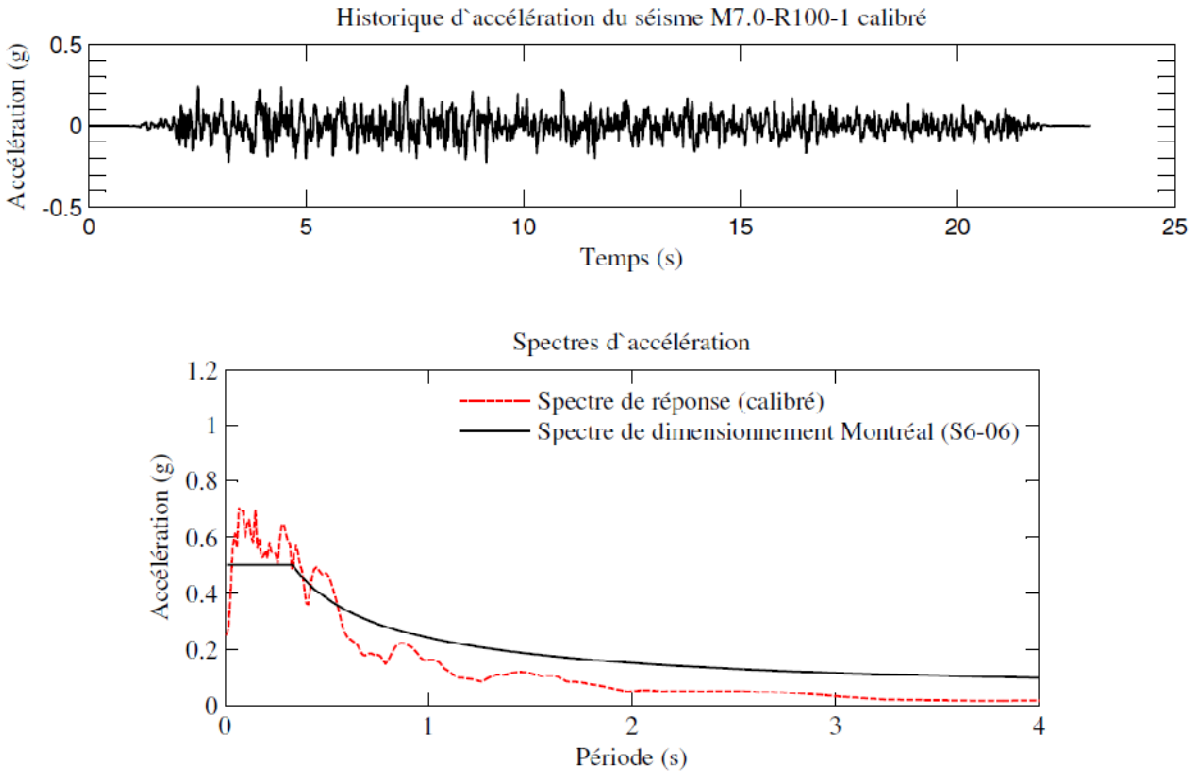

Figure A- 11 : Accélérogramme M7.0-R100-1

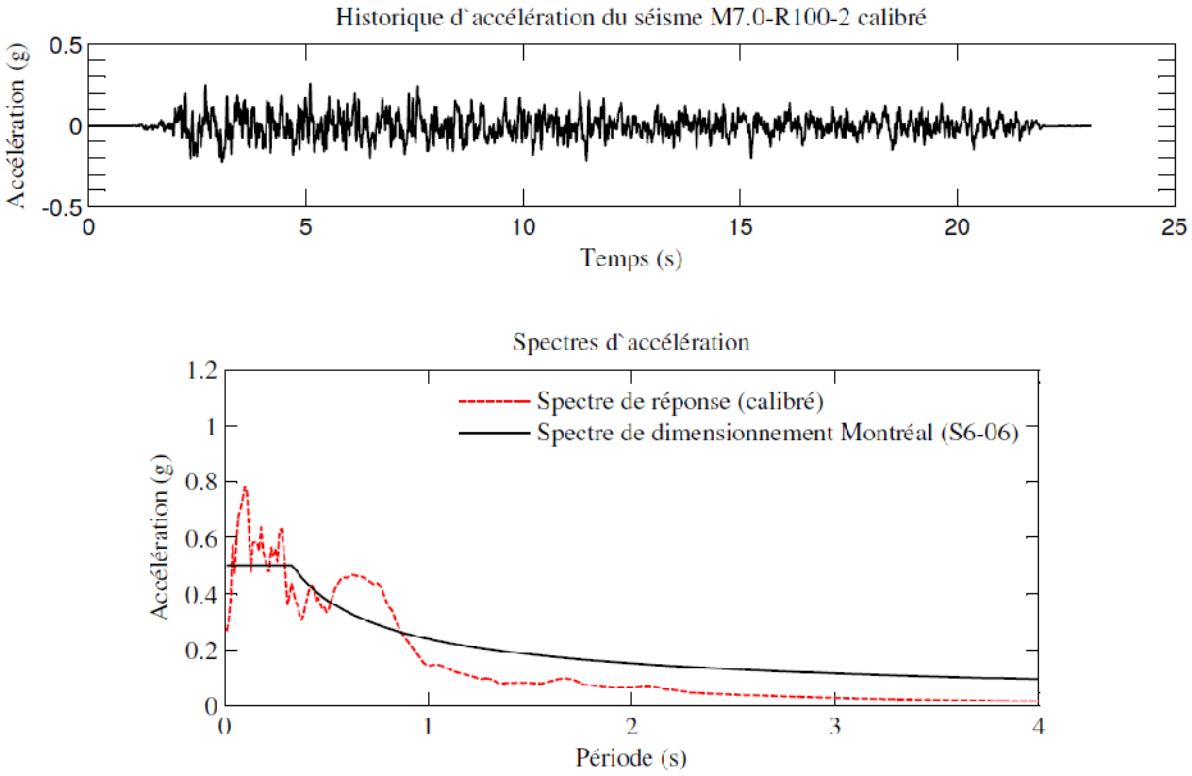

Figure A- 12 : Accélérogramme M7.0-R100-2

ANNEXE B – MODÈLE SIMULINK DU PONT AVEC AMORTISSEURS VISQUEUX

Dans cette annexe, nous présenterons le modèle Simulink utilisé pour effectuer les simulations hybrides en temps réel du pont muni de deux amortisseurs visqueux. Ce pont a été décrit au Chapitre 3, mais rappelons qu'il s'agit d'un pont à deux travées, où la pile est fixée en translation longitudinale au tablier, et où les deux amortisseurs visqueux sont fixés entre le tablier et l'une des deux culées, et que le mouvement a été étudié dans la direction longitudinale du pont uniquement. Il ne s'agit pas ici de faire une explication exhaustive du fonctionnement de l'outil de programmation Simulink, mais simplement de présenter comment il a été utilisé dans le cadre de mes travaux et de donner un bon aperçu du modèle à un éventuel utilisateur désirant faire des simulations hybrides en temps réel en utilisant ce modèle particulier.

La Figure B- 1 présente la vue d'ensemble du modèle Simulink. Il s'agit de blocs, chacun contenant des fonctions programmées par les utilisateurs du modèle, ou des éléments déjà programmés dans le logiciel. Les liens reliant les blocs entre eux servent à acheminer les différentes données de sortie résultant de chacune des fonctions vers le bloc où elle sera une donnée d'entrée, et ainsi de suite. Le modèle a été créé par M. Charles-Philippe Lamarche, et, pour l'utiliser, j'ai ajusté les valeurs des variables d'entrée ainsi que le modèle de la sous-structure numérique en fonction de mes besoins.

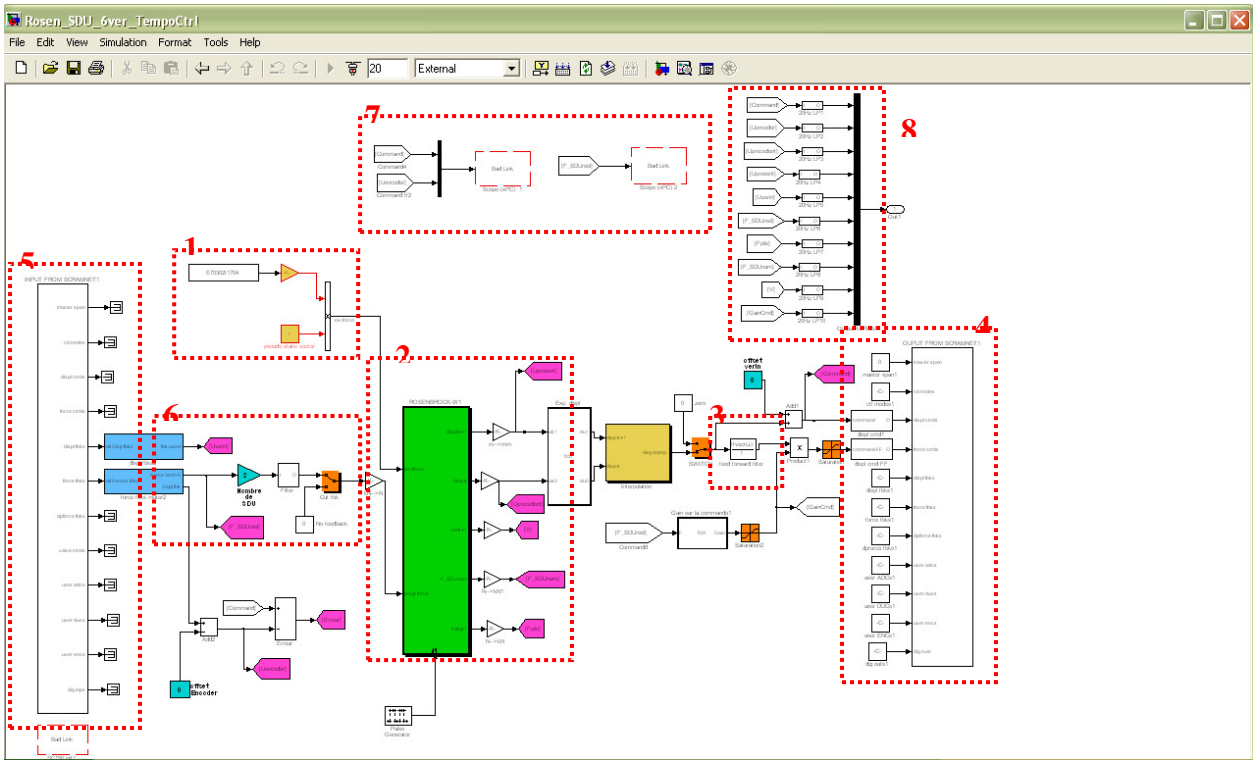

Figure B- 1 : Modèle Simulink : Vue d'ensemble

Des encadrés pointillés ont été tracés afin de regrouper des groupes de blocs. Nous décrirons maintenant le rôle de chacun de ces groupes de blocs.

1. La sollicitation extérieure, qui en l'occurrence, est un séisme, est définie avec le bloc intitulé « E70302t1704 », tel qu'illustré sur la Figure B- 2. C'est un bloc de type « Source » qui permet d'aller chercher le vecteur préalablement défini dans le « Workspace » Matlab. Ce vecteur contient l'historique des accélérations au sol en fonction de l'accélération gravitationnelle « g ». Le bloc intitulé « K » sert à multiplier le vecteur d'accélération par « g ». Le bloc intitulé « r » multiplie l'accélération par la masse.

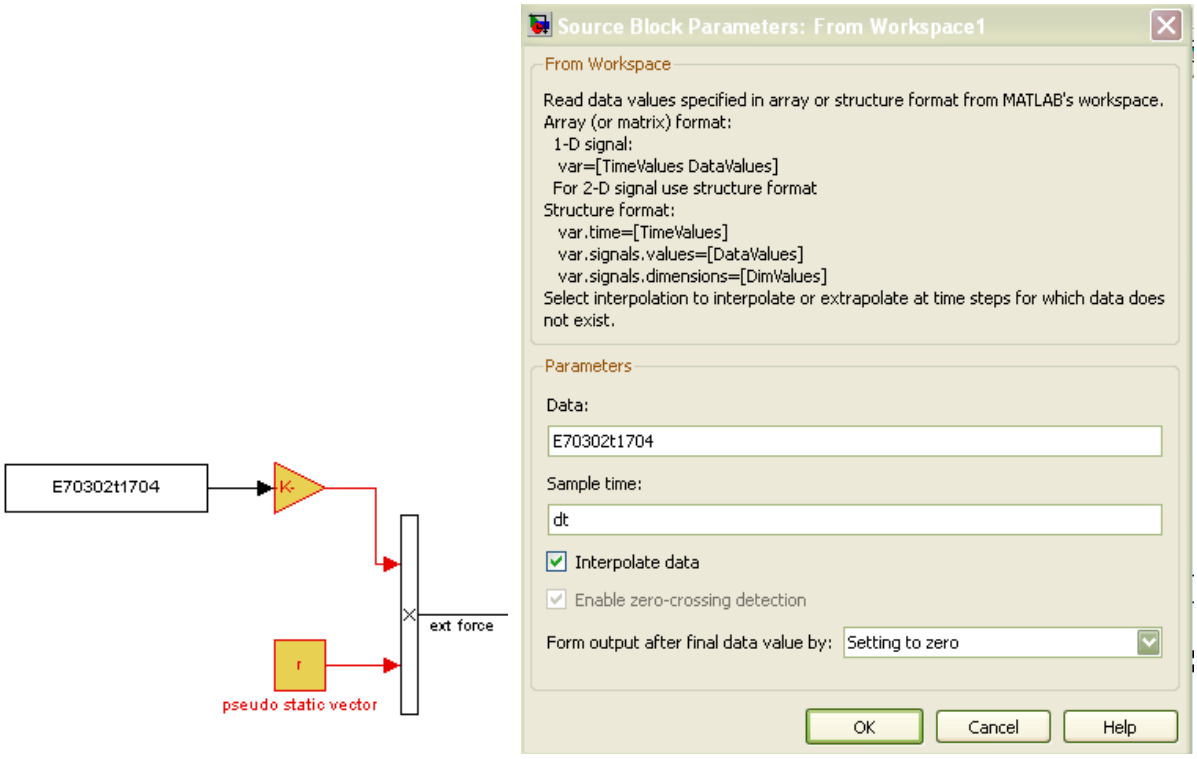

Figure B- 2 : Modèle Simulink : Sollicitation extérieure

2. Le bloc intitulé « Rosenbrock-W1 » illustré sur la Figure B- 3, contient l'algorithme d'intégration Rosenbrock-W qui résout l'équation de mouvement et donne ainsi la valeur du déplacement résultant au DDL, et ce à chaque pas de temps de l'analyse. Cette information est transmise au vérin qui impose le déplacement au spécimen, soit dans ce cas, l'amortisseur visqueux. La cellule de charge du vérin mesure la force de résistance présentée par le spécimen et renvoie cette information à l'algorithme d'intégration qui peut ainsi résoudre l'équation de mouvement au prochain pas de temps de l'analyse. Notons qu'au tout premier pas de temps de la simulation, le vérin n'a encore effectué aucun mouvement, et nous n'avons donc pas de mesure expérimentale de la force de résistance du spécimen. Or, il est nécessaire d'avoir une estimation de cette valeur pour résoudre l'équation de mouvement au premier pas de temps. Il est donc primordial d'avoir une estimation adéquate des propriétés mécaniques du spécimen afin de faire une évaluation juste de sa force de résistance au premier pas de temps. Les propriétés

mécaniques sont connues grâce à des essais de caractérisation du spécimen. La performance de l'algorithme d'intégration dépend étroitement de la justesse de l'estimation des propriétés mécaniques du spécimen.

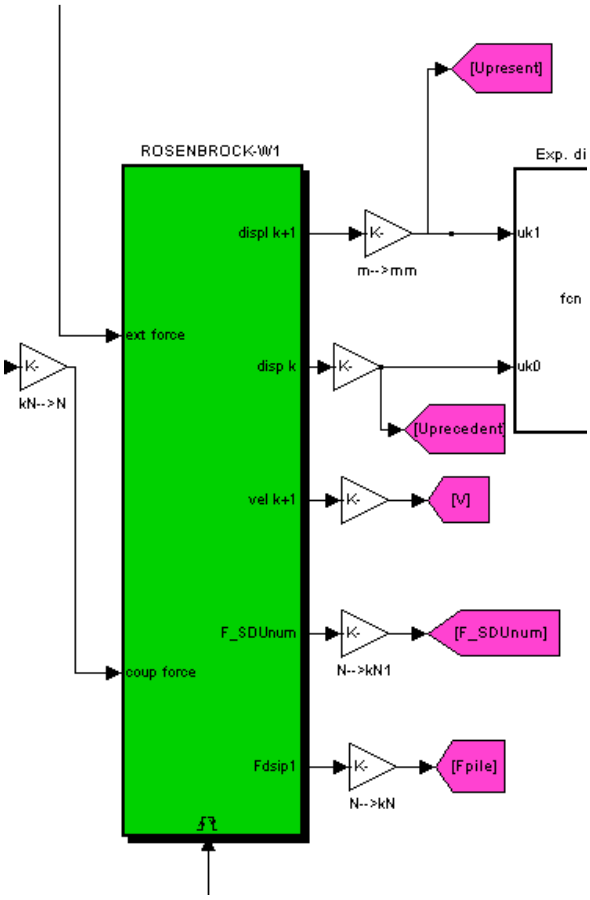

Figure B- 3 : Modèle Simulink : Résolution de l'équation de mouvement

En « double-cliquant » sur le bloc vert intitulé « Rosenbrock-W », on retrouve le schéma illustré sur la Figure B- 4. C'est ici que la sous-structure numérique est modélisée, soit la pile du pont. La fonction définissant le comportement bilinéaire de la pile, intitulée « BILIN MATERIAL-PILE » a aussi été programmée par M. Charles-Philippe Lamarche, et elle est présentée ci-après. Notons que le bloc intitulé « AMORTISSEUR VISQUEUX » n'est pas utilisé lors de la simulation

hybride. Il a été programmé afin de modéliser numériquement l'amortisseur numérique et ainsi pouvoir faire une analyse purement numérique du pont avec amortisseurs dans Simulink. Cela a été utile lors de la préparation des simulations hybrides afin de valider que les différentes données d'entrée du modèle avaient été définies correctement. La somme des forces (pile, amortissement de Rayleigh, inertie, force extérieure et amortisseur visqueux) est faite, puis le résultat est acheminé au nouveau bloc intitulé « Rosenbrock W », dans lequel est programmé l'algorithme Rosenbrock W (Lamarche, Bonelli, Bursi, & Tremblay, 2009), tel qu'illustré sur la Figure B- 5.

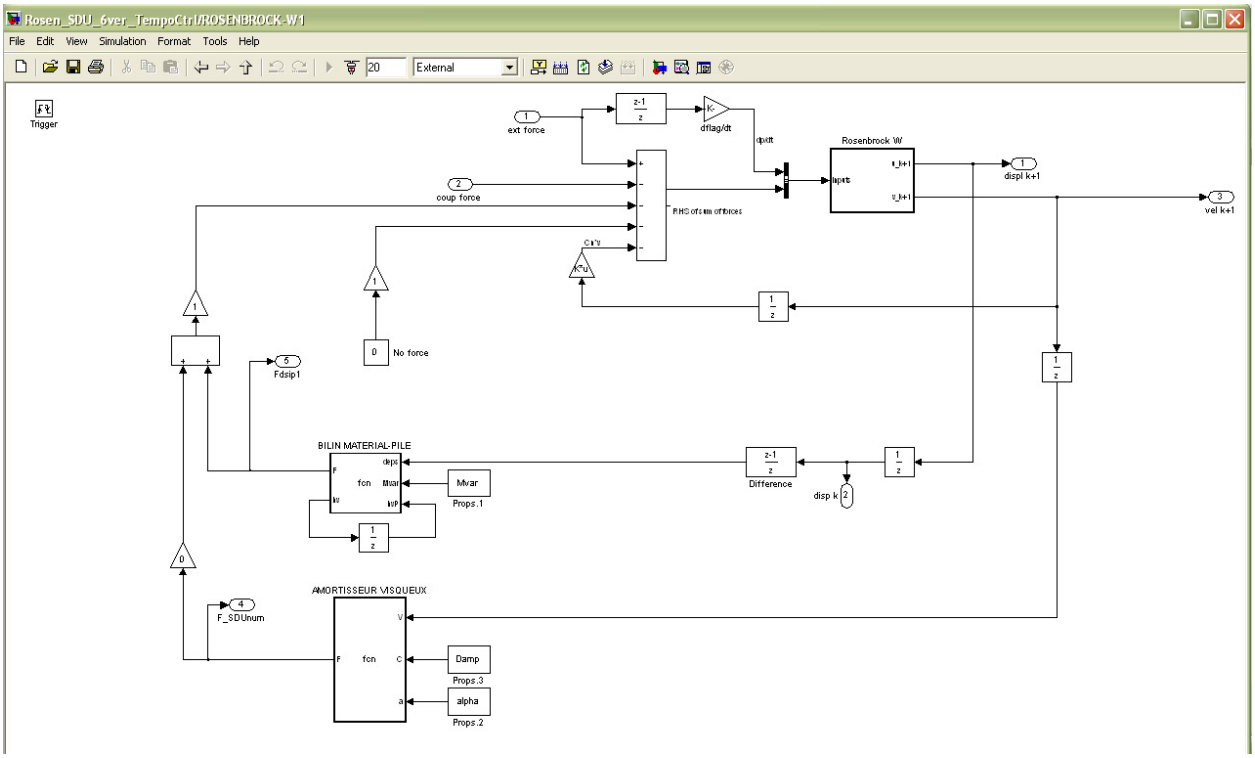

Figure B- 4 : Modèle Simulink : Somme des forces

Fonction « BILIN MATERIAL-PILE »

```
function [F,hv]  = fcn(deps,Mvar,hvP)
% This block supports an embeddable subset of the MATLAB language.
% See the help menu for details.

hv=hvP;

fy=Mvar(1);
E=Mvar(2);
b=Mvar(3);

epsP=hvP(1);
sigP=hvP(2);
eps0=hvP(3);

epsy=fy/E;
epsc=epsP+deps;
epsR=epsc-eps0;

if (epsR>=epsy && deps<0)          % load rev. + to -
    eps0=epsP-epsy;
    epsR=epsc-eps0;
elseif (epsR<=-epsy && deps>0)     % load rev. - to +
    eps0=epsP+epsy;
    epsR=epsc-eps0;
end

if (epsR>=epsy && deps>=0)
    sig=fy+b*E*(epsc-epsy);
elseif (epsR<=-epsy && deps<=0)
    sig=-fy+b*E*(epsc+epsy);
else
    sig=sigP+E*deps;
```

```
end

hv(1)=epsc;
hv(2)=sig;
hv(3)=eps0;
F=sig;
```

Fonction « AMORTISSEUR VISQUEUX »

```
function F    = fcn(V,C,a)
% This block supports an embeddable subset of the MATLAB language.
% See the help menu for details.

if(V>=0)
    F = C*abs(V)^a;

else
    F = -1*C*abs(V)^a;

end
```

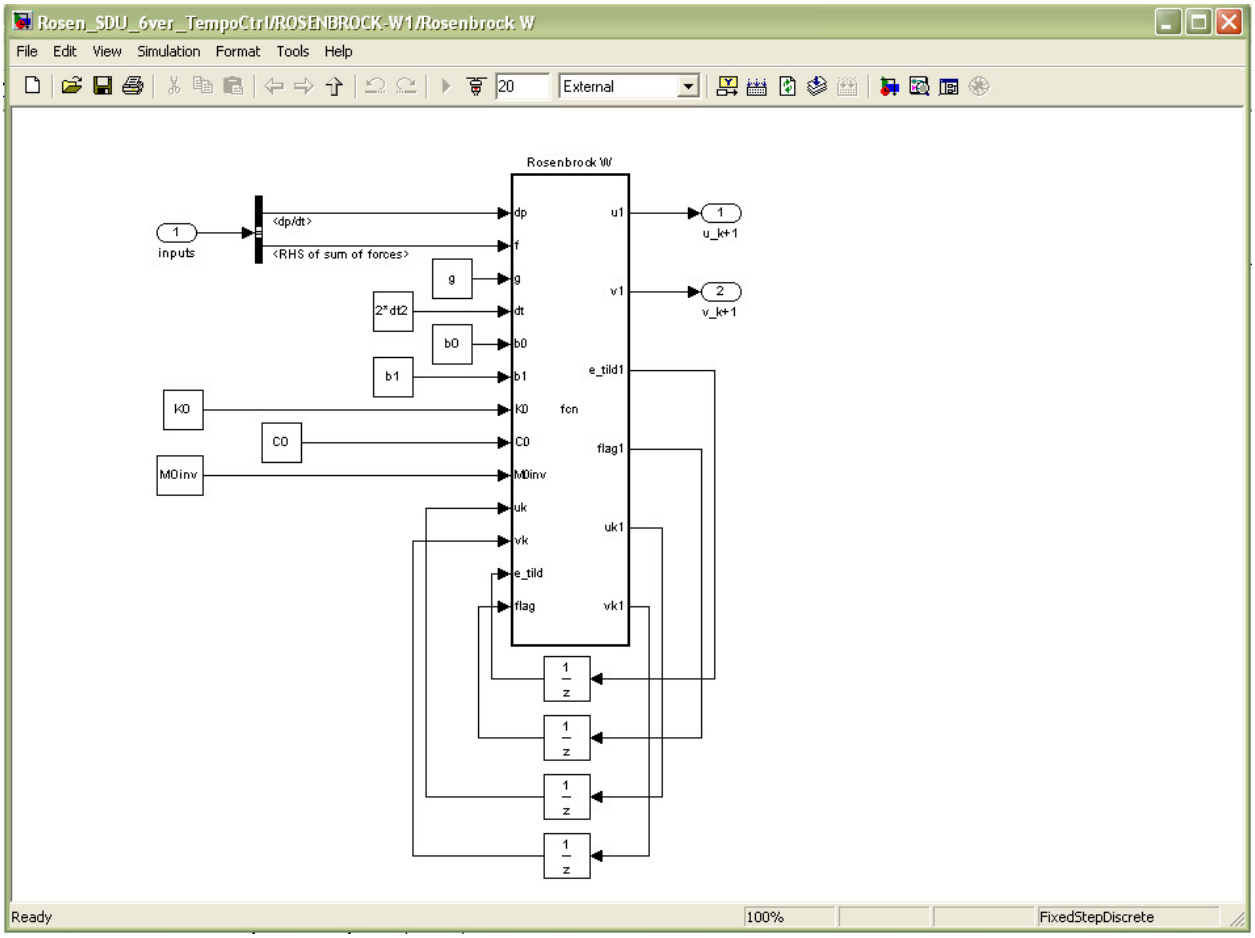

Figure B- 5 : Modèle Simulink : Algorithme d'intégration Rosenbrock-W

Fonction « Rosenbrock W »

```
function                    [u1,v1,e_tild1,flag1,uk1,vk1]                    =
fcn(dp,f,g,dt,b0,b1,K0,C0,M0inv,uk,vk,e_tild,flag)
% This block supports an embeddable subset of the MATLAB language.
% See the help menu for details.

if flag==0
    e_tild1 = dt.*M0inv*(f + g.*dt.*(dp-K0*vk));
    d_tild1 = dt.*(vk+g.*e_tild1);
    u1 = uk + d_tild1./2;
```

```
    v1 = vk + e_tild1./2;
    uk1=uk;
    vk1=vk;
    flag1=1;
else
    e = dt.*M0inv*(f + (g.*b0.*dt.*K0+g.*C0)*e_tild);
    d = dt.*(vk+b1.*e_tild+g.*e);
    u1 = uk + d;
    v1 = vk + e;
    uk1 = u1;
    vk1 = v1;
    e_tild1=zeros(size(uk,1),1);
    flag1=0;
end
```

---

3. Avant d'être acheminée vers le vérin, la valeur de déplacement au DDL doit être traitée par une fonction de transfert afin de compenser pour l'erreur qui sera engendrée par le retard du vérin.
4. La valeur de déplacement est acheminée au vérin à l'aide du réseau de fibres optique « SCRAMNet ».
5. La force de résistance présentée par le spécimen est réacheminée dans le modèle Simulink.
6. Puisqu'un seul spécimen est physiquement présent dans le laboratoire, la force de résistance doit être multipliée par le nombre d'appareils présent sur le pont, soit 2 dans le cas du pont avec amortisseurs visqueux.
7. Certaines données (ex : force de résistance du spécimen, déplacement du vérin, etc.) sont affichées sous forme de graphique est temps réel au courant des simulations hybrides.
8. Toutes les données que l'on désire enregistrer au courant d'une simulation sont acheminées dans une matrice qui pourra ensuite être récupérée dans le « Worspace » Matlab.

Finalement, toutes les valeurs des variables du modèle Simulink sont définies dans un seul fichier d'entrée, présenté ci-après. Ce fichier contient toutes les informations relatives aux propriétés de la sous-structure numérique, l'estimation des propriétés mécaniques du spécimen, les variables de l'algorithme d'intégration Rosenbrock-W, etc. Cette fonction doit être exécutée dans Matlab pour appeler le modèle Simulink, et ensuite commencer les simulations hybrides en temps réel.

Fonction : Définition des variables de la simulation

```
%-------------------------------------------------------------------------%
%                        User specified information                       %
%-------------------------------------------------------------------------%
% time step of the actuator control system
clc
dt=1/1024; % Controller

load('E70302t1704.mat') %  Seisme Montreal 2% en 50 ans



dt2=1*dt;        % integration
tau=0.06       % group delay compensation (second)
subdiv=dt2/dt;

offset=0;

gain=1.0;
dissip=1.;

% Value of gamma used | g>=1/4 | proposed: g=1/4, g=1/2, g=1-sqrt(2)/2
g= 1/2;

%-------------------------------------------------------------------------
%                      SDU : AMORTISSEUR VISQUEUX
```

```
%                     SOUS SOLICITATION SISMIQUE
%-------------------------------------------------------------------------

% Numerical mass

M=2558919.;                              % kg

%Caracteristiques du comportement bilineaire de la pile

                %PARAMERES VARIABLES
%-----------------------------------------------------
Mvar(1)= 3176000.;                       % N : Fy

Mvar(2)=  60.9  *10^6 ;                 % N/m : K1

Mvar(3)=  0.05;                          % b : K2/K1
%-----------------------------------------------------

hvP=zeros(1,3);

%Caracteristiques du SDU modelise numeriquement -
%-------------------------------------------------------------------------
Damp= 850  *  10^3;    % N.s/m Coefficient d'amortissement

alpha = 0.22 ;               % exposant pour l'amortissement non-lineaire
%-------------------------------------------------------------------------

% Rigidité numerique estimee

Kn= Mvar(2);             % Rigidite initiale de la pile modelisee

% Estimated initial experimental stiffness and damping matrices

Kp= 0.;                   % N/m Rigidite de l'amortisseur visqueux nulle
```

```
Cp= 2.*  700  *  10^3;    % N*s/m Amortissement de l'appareil selon
                          % essais cycliques ...

xi=0.05;  %Damping ratio first mode

% pseudo static vector
r=diag(M)

% flag for the use of the derivative of the external force: 1=0n, 0=off
dflag=0;

% Number of dofs
dof=size(r,1);

%-------------------------------------------------------------------------%
%!do not change! calculation of the intagration constants: !do not change!%
%-------------------------------------------------------------------------%

b0=2.*g-1/2;
b1=1/2-g;

Minv=M^-1;
K0=Kn+Kp

DYN=M^-1*K0;
S = svd(DYN);
w1=S(1)^0.5;
f1= w1/(2*pi)
T1=1/f1

Cn = xi*2*(K0*M)^0.5;
C0=Cn+Cp

M0=M +(g.*2.*dt2).*C0+(g.*2.*dt2).^2.*K0
M0inv=M0^-1;
```

```
ff=tau/dt;


%ffvect=[ 1+ff -ff ];
 ffvect=[ 1+ff+ff^2/2  -ff-ff^2  ff^2/2 ];
%     ffvect=[     1+11/6*ff+ff^2+1/6*ff^3              -3*ff-5/2*ff^2-1/2*ff^3
3/2*ff+2*ff^2+1/2*ff^3  -1/3*ff-1/2*ff^2-1/6*ff^3 ];


freqz(ffvect,[1],1024,2000)


open 'Rosen_SDU_6ver_TempoCtrl.mdl'
```