POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Analyses numérique et expérimentale du comportement sismique des contreventements berçants gravitaires en acier

PAUL MOTTIER

Département des génies civil, géologique et des mines

Thèse

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophae Doctor*

Génie Civil

Juillet 2020

© Paul Mottier, 2020.

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Cette thèse intitulée:

Analyses numérique et expérimentale du comportement sismique des contreventements berçants gravitaires en acier

Présentée par **Paul MOTTIER**

en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophae Doctor*

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

Pierre LÉGER, président
Robert TREMBLAY, membre et directeur de recherche
Colin ROGERS, membre et codirecteur de recherche
Patrick PAULTRE, membre
Pierre QUENNEVILLE, membre externe

DÉDICACE

À Papi et Mami Loup

Lorsque deux nobles cœurs se sont vraiment aimés
Leur amour est plus fort que la mort elle-même
Cueillons les souvenirs que nous avons semés
Et l'absence après tout n'est rien lorsque l'on s'aime

Secteur des Hurlus, septembre 1915

- Guillaume Apollinaire, *Poèmes à Lou*

À Michel, qui, lui, aurait dû être Docteur.

REMERCIEMENTS

Je souhaite remercier en premier lieu Robert Tremblay, avec qui j'ai eu le plaisir de travailler les cinq dernières années. J'ai beaucoup appris grâce à lui, tant techniquement que personnellement, et je lui suis très reconnaissant de m'avoir transmis autant de son savoir et de ses méthodes de travail, qui sont à l'origine de cette thèse. L'ensemble des opportunités que j'ai eues grâce à cette collaboration a fortement contribué à faire de moi la personne que je suis aujourd'hui. Merci de la grande confiance que vous m'avez accordée, et de votre soutien dans les périodes plus difficiles. Merci également à Colin Rogers, qui a été le co-directeur de l'ensemble de ce projet. Ses conseils avisés et son expertise technique ont été des atouts tout au long de cette aventure.

Je souhaite remercier ensuite les professeurs Pierre Léger, Patrick Paultre et Pierre Quenneville d'avoir accepté de présider et de composer le jury d'examen. Un grand merci au professeur Lydell Wiebe, qui m'a accueilli au sein de son groupe de recherche pour un stage doctoral, et de l'expérience duquel j'ai pu fortement bénéficier. Merci au professeur Najib Bouaanani, son aide pour l'exécution des analyses numériques de la fin de cette thèse. Merci au CEISCE pour le soutien financier apporté à cette thèse.

Chris, toi qui as eu la patience d'être mon voisin de bureau depuis les 2 dernières années, merci de ton soutien constant, sur tous les plans, et en particulier pendant la fin de cette thèse, dans une époque si particulière pour nous tous. Merci de ton amitié, simplement. Tu m'es très précieux. Bon courage pour la fin de ton projet!

Ce projet repose sur deux projets expérimentaux d'envergure, dont le succès n'a pu être possible que grâce au professionnalisme et à la gentillesse de l'équipe du Laboratoire de Structures de Polytechnique Montréal. En particulier, Martin Leclerc, Patrice Bélanger, et Cédric Androuët. Pour sa présence et sa gentillesse, son écoute et ses attentions, un très grand merci à Julie Dallaire. Un grand merci à Fabien Lagier, enfin.

Merci aux nombreux collègues que j'ai croisés pendant ce doctorat, de Montréal à Hamilton, et qui lui ont donné cette saveur particulière : Aude, Mélo, Antho, Édouard, Oli et Mathilde, Paul, Taylor, Jeff et Dan, Josh. Un grand merci en particulier à Sylvain, pour ses nombreuses relectures et ses conseils, et à Papi.

En dehors du bureau, j'ai également la chance d'être très bien entouré. Merci à mes colocs d'hier, Élo, Sylvain, Thomas et Yann, et d'aujourd'hui, pour leur présence constante, dans les bons comme dans les moins bons moments. Ma famille d'origine est loin, et je me sens privilégié de vous avoir eus autour de moi. Jo, bravo pour ton admission à l'OPQ ; Rosa, courage pour ce nouveau Bacc. Tanguy, tu sais ce que je te souhaite. Merci aux amis des scouts, en particulier Julie et PAM, et Pitch. Merci à Sophie, pour le théâtre.

Merci à ma famille, vous qui m'avez donné votre force à chaque instant, malgré cette grande flaque qui nous sépare.

Merci enfin, Chat, à toi, pour ta présence de tous les jours. Merci pour tes encouragements, pour tes post-it et pour tout le reste. Merci à cet avion qui nous a fait nous rencontrer.

RÉSUMÉ

Cette thèse porte sur le comportement sismique de structures en acier contreventées par l'utilisation de cadres berçants gravitaires. En particulier, elle porte sur les conséquences que l'utilisation de contreventements berçants gravitaires peut avoir sur la réponse sismique des structures ainsi dimensionnées. L'utilisation de contreventements berçants gravitaires est une méthode de conception parasismique relativement récente qui consiste à laisser les colonnes de la baie contreventée se soulever de leurs fondations lorsque la structure est sollicitée par un tremblement de terre. Ce faisant, les efforts de cisaillement induits par le séisme transmis aux membrures de la structure sont réduits. Le recentrage de la structure est assuré par l'action des charges gravitaires supportées par le cadre. Cependant, le soulèvement de ces charges gravitaires lors des phases de bercement mobilise verticalement d'importantes masses, qui activent de fait des modes de vibration verticaux de la structure contreventée, modifiant ainsi la réponse sismique de la structure. Dans ce contexte, cette thèse se consacre à l'étude de l'effet de l'activation des modes verticaux sur la réponse sismique des structures contreventées par cadres berçants gravitaires.

Tout d'abord, cette thèse présente une étude expérimentale réalisée sur table sismique. Cette étude se porte sur la réponse sismique d'un cadre berçant gravitaire reproduit à l'échelle ½ étudié dans un contexte de réhabilitation sismique. Les tests ont pour objectif l'étude des efforts additionnels dus aux impacts induits par les cycles de bercement au niveau de la compression axiale dans les colonnes ainsi que du moment et du cisaillement dans les poutres connectées au cadre berçant. Les effets des modes supérieurs de vibration dans les efforts dans les colonnes et dans les diagonales sont également étudiés. Les essais ont permis de mettre en évidence des augmentations significatives des efforts dans les poutres, dues aux impacts des colonnes avec leurs fondations. De grands efforts dus aux modes supérieurs de vibration ont également été observées dans les diagonales du deuxième étage du spécimen de test. Un modèle numérique, permettant de modéliser de manière précise les efforts dans les membrures du contreventement, est enfin développé et présenté.

Ensuite, un second programme expérimental, portant plus spécifiquement sur les forces et les accélérations induites par les impacts dans les colonnes et dans les poutres des structures berçantes, est présenté. Les tests sont effectués sur un spécimen de test à l'échelle représentant une colonne berçante d'un bâtiment de deux étages. Deux poutres, représentants les poutres de l'étage et du toit,

et supportant des charges de gravité représentatives des charges mortes sont fixées à la colonne berçante. Lors des essais, la colonne berçante est soulevée de sa fondation de différentes hauteurs représentatives de soulèvements observés lors de cycles de bercement, puis relâchée sans vitesse ni rotation initiale. Les résultats ont permis de mettre en évidence que, immédiatement après les impacts de la colonne sur sa fondation, les efforts dans les poutres et la colonne ont été amplifiés d'un facteur allant jusqu'à 8.9 fois leur valeur statique, tandis que des pics d'accélération jusqu'à 10 g ont été mesurés dans les poutres. Pour autant, aucun dommage structurel ni aucune déformation résiduelle n'ont été observés à l'issue des tests au niveau des membrures, des assemblages ou de la fondation.

Dans un troisième temps, une étude numérique sur l'influence de la modélisation des masses verticales dans l'étude de structures contreventée par cadre berçant gravitaire est présentée. Les réponses sismiques de deux modèles numériques équivalents, l'un modélisant les masses verticales dans la structure, l'autre non, sont analysées et comparées. La hauteur des structures étudiées varie de 1 à 5 étages. Les réponses des structures à l'étude sont étudiées à l'aide d'analyses temporelles non linéaires pour des signaux sismiques représentatifs de l'Ouest canadien. L'objectif principal de l'étude est de comparer les déplacements maximums inter-étages obtenus dans les deux modèles, mais aussi de pouvoir quantifier l'influence des masses verticales sur les amplitudes des demandes de cisaillement à la base et de réaction verticale à la base des colonnes. Les résultats ont permis de mettre en évidence que la prise en compte des masses verticales mobilisées lors des cycles de bercement induit des déplacements inter-étages plus faibles, mais de plus grands efforts dans les membrures. L'analyse des résultats obtenus démontre que cette augmentation des efforts est due à la réponse de la structure associée aux modes de vibration verticaux, activés lors des cycles de bercement. Les résultats ont enfin mis en évidence que l'influence des modes verticaux sur la réponse globale de la structure tend néanmoins à s'atténuer en comparaison des effets des modes supérieurs de vibration horizontaux, à mesure que le nombre d'étages de la structure augmente.

Dans un dernier temps, une étude numérique est proposée afin de rassembler l'ensemble des connaissances acquises. 22 bâtiments sont dimensionnés, avec diverses combinaisons de facteur de modification de réponse sismique R, de hauteur (2, 4 et 8 étages), de sismicité (Est ou Ouest canadien), de classe de sols (C ou E) et de positionnement de la baie contreventée au sein de la structure (intérieure ou extérieure). Dans tous les cas à l'étude, deux configurations de poutres

secondaires sont étudiées (placées parallèlement ou perpendiculairement au contreventement). L'influence de la composante verticale des signaux sismiques sur la réponse sismique des cadres berçants gravitaires, ainsi que l'énergie dissipée par glissement des assemblages boulonnés poutres-colonnes ont également été étudiés. Des analyses dynamiques incrémentales tronquées sont conduites afin de générer les courbes de fragilités des structures étudiées. L'analyse des résultats obtenus montre que les déplacements latéraux maximum peuvent être correctement anticipés. Cependant, les efforts axiaux dans les poutres et les colonnes sont amplifiés par les forces d'inertie induites par le déplacement vertical des systèmes de planchers et de toit. Les courbes de fragilités permettent de démontrer une performance acceptable au sens de la norme FEMA P695.

ABSTRACT

The implementation of rocking systems is considered as an efficient way to design resilient buildings or to retrofit seismically deficient ones, as it reduces the amount of lateral seismic forces applied to the building. In a controlled-rocking braced frame system, the columns of the braced frames are designed to uplift from their foundations. Re-centring capacity of the building may be provided by adding vertical post-tensioning elements, the gravity loads supported by the braced frames or by a combination of these elements. When the self-centring capacity is solely conferred by the tributary gravity loads of the frames, these systems are referred to as gravity-controlled rocking braced frames. However, the uplift of the braced frames induces the uplift of the floor framing systems, which represent a significant mass moving vertically. Vertical modes of vibration of the structure are hence activated, and thus significantly modifying the overall seismic behaviour of the rocking braced frame structures. This thesis is consequently devoted to the study of the seismic behaviour of gravity-controlled rocking braced frames, with focus to the influence of the movement of the vertical masses.

First, a shake-table test program that was conducted to investigate the seismic behaviour of a half-scale two-storey gravity-controlled rocking braced steel frame building is described. In the test program, the specimen represented a gravity-controlled rocking frame that had been proposed for seismic retrofit in a previous study. The focus of the tests was on axial loads in columns and additional bending moments and shear demands in the beams due to column impact upon rocking. Axial loads from higher mode response in braces and columns of the frame are also examined. The tests revealed significant increases in beam forces due to column impacts, and large axial forces due to the second vibration mode response were measured in the second storey braces. A numerical model has been developed to accurately predict the measured force demands.

Then, a second test program is presented. It was conducted to investigate force and acceleration demands in beams and columns caused by column impacts at the base of gravity-controlled rocking steel braced frames. The tests were performed on a full-scale column of a rocking braced frame of a prototype two-storey building. A roof beam and a floor beam supporting representative gravity loads were connected to the test column. During the tests, the column was dropped from an initial uplifted position and the column vertical displacement response was recorded before and after the impact, together with vertical accelerations and member forces induced in the columns and the

beams. The tests showed that following the impacts, the force demands in columns and beams were increased up to a factor of 8.9 times the static value, and that peaks of vertical acceleration up to 10 g in the beams were measured. However, no major structural damage or residual deformation was noticed after the test, whether in the frame members or in the foundation.

Then, a comparative study between the seismic responses obtained with two different numerical analysis approaches used to model the overall response of rocking braced frames subjected to ground motions is described. The key difference between the two models aforementioned is the ability to model and capture the effects on the vertical masses uplifted by the frame during rocking. Nonlinear analyses are then performed using ground motions representative of the seismic hazard in Vancouver, BC, to compare the responses of the two numerical models. Focus is put on the drift demands, as well as on the vertical base reactions and the horizontal base shear. For single-storey frame, the results showed overall similar drift histories, but the model with vertical masses experienced smaller peak drift values than the one without vertical masses. Larger force demands were, however, observed in the G-CRBF model due to the response associated to the structure vertical vibration mode when one column is uplifted. The results also showed that these differences still exist in multi-storey rocking frames but the effects of the vertical masses on the overall response of G-CRBFs tend to be relatively less significant as the number of storeys is increased.

Finally, a numerical study is performed to gather all the previously acquired knowledge. The study presents an examination of the seismic response of GCBRF structures, including the response of the roof and floor framing systems. Twenty-two buildings were designed for this study, with various combinations of building heights (2-, 4-, and 8-storeys), building locations (Eastern and Western Canada), site classes (soil C and E), and location of the braced frame within the building (interior or exterior bays). For each design, two framing configurations (secondary beams parallel or perpendicular to the braced frames) were also studied. Non-linear response history analyses were performed using representative ground motions selected and scaled according to the National Building Code of Canada requirements. The effect of the vertical component of the ground motion and the energy dissipated through friction at the beam-to-column connections were also of focus. Truncated incremental dynamic analyses were performed to generate collapse fragility curves for the studied structures. The results show that the peak drifts can be accurately predicted. Peak axial loads are increased due to the vertical inertia forces induced upon rocking. The fragility curves

generated show that the performance associated with the risk of overturning is acceptable according to the criteria of FEMA P695.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ VI

ABSTRACT IX

TABLE DES MATIÈRES XII

LISTE DES TABLEAUX XVIII

LISTE DES FIGURES XX

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XXVI

LISTE DES ANNEXES XXXIV

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Contexte et enjeux 1

1.2 Questions soulevées par l'utilisation des cadres berçants gravitaires (CBG) 6

1.2.1 Formulation des questions 6

1.2.2 Effet de la mobilisation verticale des masses des planchers d'étage et de toit 7

1.3 Problématique 11

1.4 Objectifs 12

1.5 Méthodologie 13

1.5.1 1ère étape : Revue critique de la littérature 13

1.5.2 2e étape : Programme d'essais sur simulateur sismique d'un CBG de deux étages 13

1.5.3 3e étape : Réalisation d'un programme d'essais sur une structure en acier de 2 étages à l'échelle pour caractériser les effets des chocs dus au bercement 18

1.5.4 4e étape : Stage doctoral à l'université McMaster : création d'un modèle numérique OpenSees et validation du concept pour des bâtiments neufs 21

1.5.5 5e étape : Étude de l'influence des masses verticales sur le comportement sismique des cadres berçants 22

1.5.6 6e étape : Étude globale du comportement sismique et de la fiabilité des CBG 23

1.6 Contributions originales 24

CHAPITRE 2 REVUE CRITIQUE DE LA LITTÉRATURE 27

2.1 Cadres berçants 27

2.1.1 Généralités 27

2.1.2 Comportement théorique des cadres berçants 29

2.1.3 Études expérimentales sur les cadres berçants en acier 33

2.1.4 Études numériques sur les cadres berçants. 36

2.1.5 L'influence des modes supérieurs 37

2.1.6 Utilisation de cadres berçants : le cas des structures de faible hauteur 38

2.1.7 Méthodes de dimensionnement 39

2.2 Impacts et chocs 43

2.2.1 Définition d'un choc et équation d'onde 43

2.2.2 Réponse dynamique d'un système élémentaire soumis à un choc 45

2.2.3 Application aux structures berçantes gravitaires 47

2.3 Accélérations verticales dans les structures 50

2.3.1 Influence des accélérations verticales du sol 50

2.3.2 Normes en vigueur 52

2.3.3 Modélisation numérique des chocs 53

2.3.4 Applications aux structures berçantes gravitaires 55

2.4 Analyses probabilistes : évaluation de fiabilité des CBG 57

2.4.1 Processus de génération d'une courbe de fragilité 59

2.4.2 Courbes de fragilité : application aux structures berçantes 66

CHAPITRE 3 ORGANISATION GÉNÉRALE DE LA THÈSE INDIQUANT LA COHÉRENCE DES ARTICLES PAR RAPPORT AUX OBJECTIFS DE LA RECHERCHE .. 67

CHAPITRE 4 ARTICLE I: SHAKE TABLE TEST OF A 2-STOREY STEEL BUILDING SEISMICALLY RETROFITTED USING GRAVITY-CONTROLLED ROCKING BRACED FRAME SYSTEM 72

4.1 Abstract 72

4.2 Introduction 73

4.3 Experimental Program 77

4.3.1 Test specimens 77

4.3.2 Instrumentation 82

4.3.3 Test Program 83

4.4 Properties of the Rocking Frame 87

4.5 Observed seismic response 90

4.5.1 Response of the Structure 91

4.6 Trends observed in the rocking frame response 96

4.7 Numerical simulations of the Experiments 99

4.8 Conclusions 102

4.9 Acknowledgments 104

4.10 References 104

CHAPITRE 5 ARTICLE II: FULL-SCALE TESTING OF COLUMN IMPACT AND ITS EFFECTS FOR ROCKING STEEL BRACED FRAMES 109

5.1 Abstract 109

5.2 Introduction 110

5.3 Test Program 112

5.3.1 Experimental Setup 112

5.3.2 Instrumentation 114

5.3.3 Testing Protocol 115

5.4 Column Impact Tests 116

5.4.1 Column Response 117

5.4.2 Beam Response 118

5.4.3 Overall Response of Frame Members 120

5.4.4 Demands on the foundation 121

5.4.5 Demands on the beam-to-column connections 121

5.5 Conclusion 121

5.6 Acknowledgments 122

5.7 References 122

CHAPITRE 6 ARTICLE III:GRAVITY-CONTROLLED ROCKING BRACED FRAMES: COMPARISON BETWEEN RESPONSES FROM BRACED FRAME AND SDOF MODELS 124

6.1 Abstract 124

6.2 Introduction 126

6.3 Definition of the numerical models 127

6.4 Response to example ground motion: comparison between SDOF and G-CRBF 130

6.5 Response to ground motion suite 136

6.6 Comparison for multi-storey buildings 137

6.7 Conclusion 141

6.8 Acknowledgements 143

6.9 References 143

CHAPITRE 7 ARTICLE IV: SEISMIC DESIGN AND BEHAVIOUR OF GRAVITY-CONTROLLED ROCKING BRACED FRAME BUILDINGS: AN OVERVIEW 145

7.1 Abstract 145

7.2 Introduction 146

7.3 Design of the Prototype Buildings 148

7.4 Numerical Modelling 157

7.5 Response History Analysis 159

7.5.1 Overall Response 159

7.5.2 Influence of R_{eff} 167

7.5.3 Influence of the Seismicity 169

7.5.4 Influence of the Site Class 169

7.5.5 Influence of the Braced Frame Location 170

7.6 Complementary Analyses 171

7.6.1 Effects of the Vertical Component of the Ground Motions 171

7.6.2 Effect of the Energy Dissipated at Beam-to-Column Connections 173

7.7 Incremental Dynamic Analysis and Collapse Risk Assessment 173

7.8 Conclusions 175

7.9 Acknowledgments 178

7.10 References 178

CHAPITRE 8 DISCUSSION : RELATION ENTRE COMPLEXITÉ DU MODÈLE NUMÉRIQUE ET ÉVALUATION DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DES CADRES BERÇANTS GRAVITAIRES 182

8.1 Modélisation des essais d'impacts 182

8.2 Étude dynamique incrémentale : prise en compte de la non-linéarité des matériaux 184

8.2.1 Modifications apportées au modèle numérique. 184

8.2.2 Mise en contexte 184

8.2.3 Résultats de l'analyse dynamique incrémentale non linéaire 186

8.2.4 Discussion 186

CHAPITRE 9 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 188

9.1 Synthèse des travaux présentés 188

9.1.1 Rappel de la démarche mise en place 188

9.1.2 Effet des chocs induits par les colonnes et des accélérations verticales du sol sur la structure du bâtiment 189

9.1.3 Influence des masses verticales sur le comportement sismique des cadres berçants gravitaires 190

9.1.4 Performance et fiabilité des cadres berçants gravitaires 191

9.1.5 Conclusions additionnelles 191

9.2 Recommandations 192

9.2.1 Influence des masses verticales 192

9.2.2 Dissipation d'énergie 193

9.3 Perspectives de travaux futurs 193

9.3.1 Analyse tridimensionnelle 193

9.3.2 Analyse du comportement des assemblages boulonnés 194

9.3.3 Génération de courbes de fragilité 194

RÉFÉRENCES 195

ANNEXES 208

LISTE DES TABLEAUX

Table 4.1 Details of the ground motions signals used in the seismic tests 84

Table 4.2 Measured and predicted natural periods (s) for the tested specimens.....88

Table 5.1 Peak response parameters from column impact tests.....120

Table 6.1 Characteristics and scaling factors of the selected crustal ground motion records.....130

Table 6.2 Periods of vibration (s) of the two studied numerical models 138

Table 7.1 Properties of the structures studied (per frame) 149

Table 7.2 Analysis Results 163

Tableau B.1 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol C, 2étages.....217

Tableau B.2 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol C, 4 étages.....220

Tableau B.3 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol C, 8 étages.....223

Tableau B.4 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol E, 2 étages.....226

Tableau B.5 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol E, 4 étages.....229

Tableau B.6 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol E, 8 étages.....232

Tableau B.7 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Montréal, sol C, 2 étages.....235

Tableau B.8 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Montréal, sol C, 4 étages.....236

Tableau B.9 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Montréal, sol C, 8 étages.....237

Tableau B.10 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Montréal, sol E, 2 étages.....238

Tableau B.11 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Montréal, sol E, 4 étages.....239

Tableau B.12 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Montréal, sol E, 8 étages.....240

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Schéma de principe des deux types de cadres berçants : a) CBG; b) CBPT 2

Figure 1.2 Schéma conceptuel des cadres berçants gravitaires – tiré de (Mottier P. , 2017).....3

Figure 1.3 Efforts induits dans une structure berçante de deux étages ; comparaison entre une base fixe et une base berçante ; Structure de deux étages étudiée sur sol dur (classe C) à Vancouver, CB – Tiré de (Mottier P. , 2017). 5

Figure 1.4 Effet de la localisation du CBG sur les baies influencées par les cycles de bercement : a) contreventement placé à l'extérieur de la structure; b) contreventement placé à l'intérieur de la structure 7

Figure 1.5 Dommages typiques constatés après les séismes de Northridge et Kobé - tiré de (Papazoglou & Elnashai, 1996).....9

Figure 1.6 Montage expérimental réalisé ; configuration avec les masses annexes connectées (configuration Montréal) : a) Illustration schématique ; b) Photographie 16

Figure 1.7 Présentation des différents moyens de dissipation d'énergie : a) Friction; b) Ressorts à friction Ringfeder ©; c) Barre d'acier plastifiant en traction;.....17

Figure 1.8 Spécimen de test d'études d'impacts ; a) Représentation schématique ; b) Photographie 20

Figure 1.9 Représentation schématique des modèles numériques 3-D utilisés : a) Modèle SAP; b) Modèle Opensees 23

Figure 2.1 a) Schéma de principe d'un cadre berçant gravitaire d'un étage ; b) Courbe d'hystérésis force-déplacement, effets P-Delta négligés ; c) Force F_s de b à c ; d) Force F_s de c à e. 30

Figure 2.2 Schéma de principe d'un cadre berçant gravitaire de 3 étages : a) illustration; b) Diagramme de corps libre; c) Courbes d'hystérésis. - tiré de (Mottier, Tremblay, & Rogers, 2017).....31

Figure 2.3 Schéma de principe d'un cadre berçant à post-tension de 3 étages : a) Illustration; b) Diagramme de corps libre; c) Courbes d'hystérésis.....33

Figure 2.4 Illustration des trois premiers modes de vibration d'une structure dont la masse et la rigidité sont linéairement réparties. – Tiré de (Wiebe & Christopoulos, 2009).....38

Figure 2.5 Illustrations conceptuelles de la différence entre des chocs de masses ponctuelles : choc élastique ; choc mou - (Kœchlin, 2007) 44

Figure 2.6 Comparaison des efforts axiaux dans les colonnes d'un cadre à moments résistants soumis ou non à des accélérations verticales du sol – tiré de (Wu & Marshall, 2017).....51

Figure 2.7 Effets de la composante verticale de l'accélération sur les efforts de compression dans les colonnes : a) accélération du séisme; b) soulèvement de la colonne; c) compression dans la colonne. 54

Figure 2.8 Comparaison des spectres d'accélération des composantes horizontales et verticales des séismes de type *crustal* étudiés pour la région de Vancouver, CB, avec les domaines de période des poutres de plancher et de toit – tiré de (Mottier P. , 2017) 55

Figure 2.9 - Contenu fréquentiel des accélérations verticales induites par les chocs lors du bercement; a) Contenu fréquentiel de 0 à 150 Hz; et b) Vue détaillée de la plage de fréquence de 0 à 8Hz.....57

Figure 2.10 : Analyse dynamique incrémentale : (a) Exemples de résultats pour identifier les valeurs IM associées avec le mécanisme de rupture « effondrement » pour chaque accélérogramme de la suite de séisme à l'étude; (b) Augmentation cumulative du nombre de ruptures observées en fonction de IM et fonction de fragilité estimée (tiré de Baker, 2015) 60

Figure 2.11 Analyse dynamique incrémentale tronquée : (a) Exemples de résultats ; (b) Augmentation cumulative du nombre de ruptures observées en fonction de IM et fonction de fragilité estimée (tiré de Baker, 2015).....62

Figure 2.12 Analyse à amplitude multiple : (a) Exemples de résultats ; (b) Augmentation cumulative du nombre de ruptures observées en fonction de IM et fonction de fragilité estimée (tiré de Baker, 2015).....63

Figure 3.1 Schéma représentant l'organisation générale de la thèse.....68

Figure 4.1 Prototype two-storey building studied by Mottier et al.: a) Structure with retrofitted rocking braced frames; b) Histories of the brace and column axial loads and the roof drift for

the existing and rocking braced frames (GCRBF with friction ED); c) Histories of the bending moments and shears in the first-storey beam and of the column uplift for the GCRBF with friction ED elements.....75

Figure 4.2 Theoretical responses of the studied energy dissipation devices.....76

Figure 4.3 Rocking brace frame specimen with construction and instrumentation details: a) Rocking frame elevation (from North); b) Half plan views of the floor and roof structures.78

Figure 4.4 Test Setup: a) Test specimen with gravity frame on the shake table; b) 3D view of the test specimen and the seismic weight system for the Montreal location. 79

Figure 4.5 Construction details: a) Beam-to-column shear tab connections at the floor level (view from top); b) Elevation of the rocking column base (ED not shown – see Figure 4.6). 81

Figure 4.6 Details of the ED devices and measured rocking frame hysteretic responses: a) Friction (F); b) Friction Springs (FS); and c) Yielding Bar (YB).....82

Figure 4.7 5 % damped acceleration spectra of the scaled ground motion records used in the shake-table tests. 86

Figure 4.8 Time history responses from pull-release tests on the test frame for the Montreal configuration with: a) Fixed-base columns; b) Rocking-base columns (uplift = 47mm). 89

Figure 4.9 Response of the specimen to VE43 ground motion (Vancouver-configuration).....93

Figure 4.10 Responses of the rocking frame in the Vancouver configuration under the VE43 ground motion for the three ED systems: a-c) Base shear *vs* roof displacement responses; d-f) Columns vertical reaction *vs* roof displacement responses. 94

Figure 4.11 Effects of the ED devices; Energy Dissipation for 8 ground motions.....95

Figure 4.12 Roof lateral displacement and floor beam shear time histories for 4 representative ground motions and the three ED mechanisms 96

Figure 4.13 Variation of key response parameters with column uplift amplitude for the frame with friction ED devices in Montreal 97

Figure 4.14 Variation of key response parameters with column uplift amplitude for the frame with friction ED devices in Vancouver. 98

Figure 4.15 Numerical model built to replicate the experimental results; a) Montreal-configuration; b) Fundamental vibration modes 100

Figure 4.16 Comparisons between predicted and measured responses of the frame with friction EDs in the Montreal-configuration under MC* ground motion 102

Figure 5.1 Vertical acceleration and member force demands from the uplift and impact of columns of a GCRBF for a two-storey building in Vancouver, Canada; (a) Structure studied; b) Response history of vertical accelerations and forces under one ground motion (Mottier et al., 2018) 111

Figure 5.2 Test setup: (a) Elevation view; (b) Detail of beam-to-mass connections; (c) Detail of the column guides; and (d) Detail of the GCRBF column base plate and foundation. 113

Figure 5.3 Details of the test specimen: (a) Beam-to-column connection; (b) Base of the uplifted GCRBF column; and (c) Uplift trigger mechanism of the rocking column. 114

Figure 5.4 Test setup: a) Instrumentation of the specimen; b) Overall view of the test setup. 115

Figure 5.5 a) First mode beam frequencies from characterization tests; b) Peak response parameters from column impact tests (normalized w.r.t. 145 mm uplift test values) 116

Figure 5.6 Response history of the test specimen subjected to 125 mm uplift. 119

Figure 6.1 Building Plan View 129

Figure 6.2 Numerical models used for the 1-storey building analyses: a) 2-D G-CRBF with vertical masses; b) Equivalent SDOF system. 130

Figure 6.3 Comparison of the response history analysis results from the G-CRBF and the SDOF models: a) Ground motion; b) Column uplift; c) Roof drift; d) & h) Base shear; e) Brace axial load; f) & g) Column axial load; i) Base shear *vs.* roof drift hysteresis. 132

Figure 6.4 Influence of the vertical masses in the two G-CRBF models: a) & e) Column uplift; b) & f) Column base vertical velocity; c) & g) Base shear; d) & h) Inertia force from the horizontal mass. 135

Figure 6.5 Relative G-CRBF / SDOF response of the models to a suite of ground motions; a) Roof displacement; b) Horizontal base shear; c) Vertical base reaction. 136

Figure 6.6 Multi-storey analyses numerical models, 2-storeys configuration: a) G-CRBF model; b) G-CRBF-NM model.....137

Figure 6.7 Response history analysis results in the multi-storey configuration: comparison between the response of the G-CRBF and G-CRBF-NM models: a) Ground motion; b) Column uplift; c) Roof drift; d) & g) Base shear; e) & f) Column axial load; h) Base shear *vs.* roof drift hysteresis. 140

Figure 6.8 Results of the multi-storey analyses performed on G-CRBF and G-CRBF-NM models for the 11 selected ground motions: a) Ratio between G-CRBF and G-CRBF-NM results; b) Ratio to static results 141

Figure 7.1 a) Structure plan view, design gravity loads and braced frame elevations of the buildings studied; and b) NBC 2015 Design Spectrum, $S(T)$. 151

Figure 7.2 Peak storey drifts and peak horizontal accelerations for Buildings: a) VC2I-R8; b) VC4E-R8; and c) ME8E-R4. 160

Figure 7.3 Overall results for all G-CRBFs: a) Ratios between observed maximum storey drifts and predicted storey drifts; b) Evolution of maximum storey drifts as a function of frame base rotation from column uplift; and c) Normalized peak horizontal accelerations. 161

Figure 7.4 Peak axial forces in the braced frame braces and columns, and peak moments at mid span of the out-of-plane beams in Buildings: a) VC2I-R8; b) VC4E-R8; c) and Design ME8E-R4. 162

Figure 7.5 Ratio of the peak axial loads to design axial loads in: a) braces; b) columns at the floor levels; and c) columns at the roof level.....166

Figure 7.6 Ratio of the peak axial loads to design axial loads, vertical masses included: a) in the Braces ; b) in the Columns at the floor levels; and c) in the Columns at the roof level.....166

Figure 7.7 Evolution of key parameters as a function of the peak dynamic moments in out-of-plane beams for all buildings: a) $S_{5GM}(T_{u,2})$; b) $S(T_1)$; c) Peak dynamic shears; d) Column Uplifts. 167

Figure 7.8 Influence of R_{eff} on: a) Brace axial loads; b) Column axial loads; c) Mid-span moments in the out-of-plane beams; d) Storeys drifts; and e) Peak horizontal accelerations. 168

Figure 7.9 Influence of the building height: comparison of the response behaviour of buildings MCE-R3.5 and VCE-R8 for 2-, 4- and 8-storey buildings : a) Brace axial loads; b) Column axial loads; c) Mid-span moments in the out-of-plane beams; d) Storey drifts; e) Peak horizontal accelerations 169

Figure 7.10 Influence of the site class on: a) Brace axial loads; b) Column axial loads; c)Mid-span moment in the out-of-plane beams; d) Storey drifts; e) Peak horizontal acceleration a_h 170

Figure 7.11 Influence of braced frame location on: : a) Brace axial loads; b) Column axial loads; c) Mid-span moment in the out-of-plane beams; d) Storey drifts; and e) Peak horizontal accelerations 171

Figure 7.12 Results from complementary analyses: a) Influence of the vertical component of the ground motions (results with and without vertical ground motions are represented with solid and dotted lines, respectively); and b) Influence of the friction in bolted beam-to-column connections. 172

Figure 7.13 Schematic description of the generation process of the fragility curves 174

Figure 7.14 Collapse fragility curves: a) Influence of the value of R_{eff}; b) Influence of the seismicity and the building height; c) Influence of the site class. 175

Figure 8.1 Comparaison des résultats des essais d'impact : soulèvement de 125 mm obtenus expérimentalement et numériquement. 183

Figure 8.2 Comparaisons entre les intensités d'effondrement associées au risque de renversement et les amplitudes des efforts axiaux dans les diagonales et dans les colonnes de la baie contreventée 185

Figure 8.3 Comparaison des résultats de l'analyse dynamique incrémentale menée avec les modèles élastique et non linéaire : a) Évolution des déplacements inter-étage ; b) Courbes de fragilité 186

Figure A.1 : Plan d'usine des pièces du montage expérimental d'étude des impacts..... 208

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

La liste des sigles et abréviations présente, dans l'ordre alphabétique, les sigles et abréviations utilisés dans le mémoire ou la thèse ainsi que leur signification. En voici quelques exemples :

2D	Deux Dimensions
ACMR	*Adjusted Collapse Margin Ratio*
ADI / IDA	Analyse dynamique incrémentale
ADIT / TIDA	Analyse dynamique incrémentale tronquée
ASCE	American Society of Civil Engineering
ATC	*Applied Technology Council*
CBG / G-CRBF	Cadre berçant gravitaire / Rocking Braced Frame
CBPT	Cadre berçant à posttension
CCGP/CCEE	Conférence Canadienne de Génie Parasismique
CERC	*Canterbury Earthquake Royal Commission*
CMR	*Collapse Margin Ratio*
CNBC / NBCC	Code National du Batiment Canadien/ National Builing Code of Canada
CNRC / NRCC	Conseil National de Recherche Canada
CQC	Combinaison Quadratique de Charges
CSA	*Canada Standards Association*
DAF	*Dynamic Amplification Factor*
DBE	*Design Based Earthquake*
ED	*Energy Dissipation*
EPS	Études Probabilistes de Sureté

F	*Friction*
FEMA	*Federal Emergency Management Agency*
FRQNT	Fonds de Recherche Nature et Technologies du Québec
FS	*Friction Spring*
HSS	*Hollow Structural Section*
IM	*Intensity Magnitude*
MCE	*Maximumn Considered Earthquake*
PT	Post-tension
RSA	*Response Spectrum Analysis*
SCGC/CSCE	Société Canadienne de Génie Civil
SDOF	*Single-Degree-Of-Freedom*
SF1	Facteur d'échelle numéro 1
SF2	Facteur d'échelle numéro 2
SRSS	*Square Root Sum of Square*
STESSA	*STEel STructures in Seismic Areas*
WCEE	*World Conference on Earthquake Engineering*
YB	*Yielding Bar*

$_{.m}$	.modèle
$_{.p}$	.prototype
A	Aire de la section

c	Célérité de l'onde propagée
$C_{Colonne}$	Effort dans la colonne
$C_{Diag,É}$	Effort dans la diagonale à l'étage
$C_{Diag,T}$	Effort dans la diagonale au toit
C_{Pr}	Résistance probable
C_R	Coefficient d'estimation des déplacements (Zhang et al., 2018)
D_r	Déplacement maximal s'appliquant sur le composant non structurel
e	Coefficient de restitution d'impact
E	Module de Young
$F_{1,i}$	Forces sismiques induites à chaque étage de la structure en supposant une réponse de cette dernière selon le premier mode de vibration
f_i	Contribution du mode i
F_p	Force sismique verticale s'appliquant sur le composant non structurel
F_s	Force d'activation du dispositif de dissipation d'énergie
F_S	Valeur de la force d'activation du dispositif de dissipation d'énergie par friction
$F_{sismique}$	Force latérale sismique
F_{slip}	Résistance au glissement d'un boulon
F_x	Force latérale sismique, à l'étage x
F_y	Limite élastique du matériau

H	Hauteur du cadre berçant
$H_{mid,x}$	Hauteur moyenne de l'étage x
h_x	Hauteur de l'étage x
I	Inertie de la section
IM	Amplitude de la sollicitation sismique appliquée lors de l'analyse dynamique non linéaire
L	Largeur de la baie contreventée du cadre berçant
L_b	Largeur des baies adjacentes
M_{ED}	Moment induit par le dispositif de dissipation d'énergie
M_{GC}	Moment induit par les forces de gravité
$M_{o,min}$	Moment de renversement imposé au cadre berçant du fait des forces sismiques
M_{PT}	Moment induit par les forces de posttension
M_R	Moment de Renversement
M_{RSA}	Moment à la base obtenu par analyse par spectre de réponse
$M_{R,PT}$	Moment de Renversement d'un CBPT
m_v	Masse verticale consistante
$m_{v,\ girder}$	Masse verticale consistante due à la poutre hors plan
$m_{v,edge}$	Masse verticale consistante due à la poutre de rive
M_w	Magnitude

N	Nombre total d'étage de la structure contreventée
$P_{gb,x}$	Force tributaire du bâtiment à l'étage x, due à la gravité
$P_{gc,x}$	Force tributaire de la colonne à l'étage x, due à la gravité
P_{grav}	Force due à la gravité
PL	Plaque
P_T	Force d'activation du câble de posttension
P_y	Force d'écrasement de la colonne
$P\text{-}\Delta$	Effet p-delta
θ	Moyenne de la loi log-normale représentant la courbe de fragilité
R	Distance de la station d'enregistrement à l'épicentre du séisme
R	Facteur de modification de réponse sismique
R^2	Coefficient de détermination de la pente
r_{Br}	Ratio de la valeur maximale de l'effort axial mesuré dans les diagonales, divisé par la valeur d'effort de dimensionnement
$r_{Col,Floor}$	Ratio de la valeur maximale de l'effort axial mesuré dans les colonnes, aux étages, divisé par la valeur d'effort de dimensionnement
$r_{Col,Roof}$	Ratio de la valeur maximale de l'effort axial mesuré dans les colonnes, au toit, divisé par la valeur d'effort de dimensionnement
R_E	Réaction verticale à la base des colonnes due aux efforts sismiques
R_{eff}	Valeur effective du facteur de modification de réponse sismique

$R_{vc,max}$	Réaction verticale à la base de la colonne du CBG
R_{ξ}	Facteur de modification des efforts lié à l'amortissement
$S(T)$	Réponse spectrale de l'accélération de calcul exprimée sous forme de rapport à l'accélération de la pesanteur, pendant une période T
$S_{5GM}(T_{u,2})$	Valeur moyenne de l'accélération spectrale des 5 signaux sismiques ayant induits les 5 plus grandes demandes de moments dans les poutres hors-plan
$S_a(T)$	Réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5 %, exprimée par rapport à l'accélération de la pesanteur pendant une période T
S_{acc}	Facteur d'échelle d'accélérations horizontales
$\hat{S}_{CT}$	Valeur estimée de l'amplitude médiane induisant la rupture de la structure étudiée lors de l'analyse dynamique non linéaire
S_F	Facteur d'échelle de forces
S_W	Facteur d'échelle de poids sismique
S_{XS}	Valeur du spectre de réponse pour les courtes périodes
T_1	Première période fondamentale de vibration de la structure
T_2	Deuxième période fondamentale de vibration de la structure
T_3	Troisième période fondamentale de vibration de la structure
T_c	Période associée au mode de vibration fondamental vertical de la colonne
$T_{u,h,i}$	Période associée au i-ème mode de vibration fondamental horizontale du CBG après soulèvement
$T_{u,v}$	Période associée au mode de vibration fondamental vertical du CBG après soulèvement

V	Cisaillement à la base
V_r	Valeur théorique maximale du cisaillement à la base, calculée par équilibre statique
V_{s30}	Vitesse de propagation des ondes sismiques
W_P	Poids du composant considéré
$W_{trib,x}$	Poids sismique tributaire du cadre berçant à l'étage x
W_x	Poids sismique de l'étage x
α	Facteur d'échelle des longueurs
β	Facteur d'échelle des contraintes
β	Ratio de dissipation d'énergie
β_{DR}	Dispersion de la loi log-normale due aux incertitudes liées à la méthode de dimensionnement des structures étudiées
β_{MDL}	Dispersion de la loi log-normale due aux incertitudes liées aux hypothèses de modélisation utilisées lors de la construction du modèle numérique utilisé lors de l'analyse dynamique non linéaire
β_{RTR}	Dispersion de la loi log-normale relative à la variabilité des accélérogrammes utilisés pour mener l'analyse dynamique non linéaire
β_{TD}	Dispersion de la loi log-normale due aux incertitudes liées aux résultats expérimentaux obtenus pour calibrer le modèle numérique utilisé lors de l'analyse dynamique non linéaire
β_{TOT}	Dispersion de la loi log-normale représentant la courbe de fragilité
γ	Facteur d'échelle du temps

$\Delta_{max,est}$	Déplacements anticipés estimés à l'aide de la méthode de Zhang et al. (2018)
Δ_y	Déplacement latéral obtenu par analyse linéaire élastique
ξ	Coefficient d'amortissement
ρ	Densité du matériau
$\varphi(x,t)$	Fonction d'onde
Ω	Coefficient de sur-résistance
ω_{dead}	Charge linéaire due aux charges mortes
ω_{wall}	Charge linéaire due aux charges du mur

LISTE DES ANNEXES

Annexe A : Plan d'usine des pièces du spécimen expérimental conçu pour étudier les effets de l'impact.....208

Annexe B : Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude présentée au Chapitre 7 217

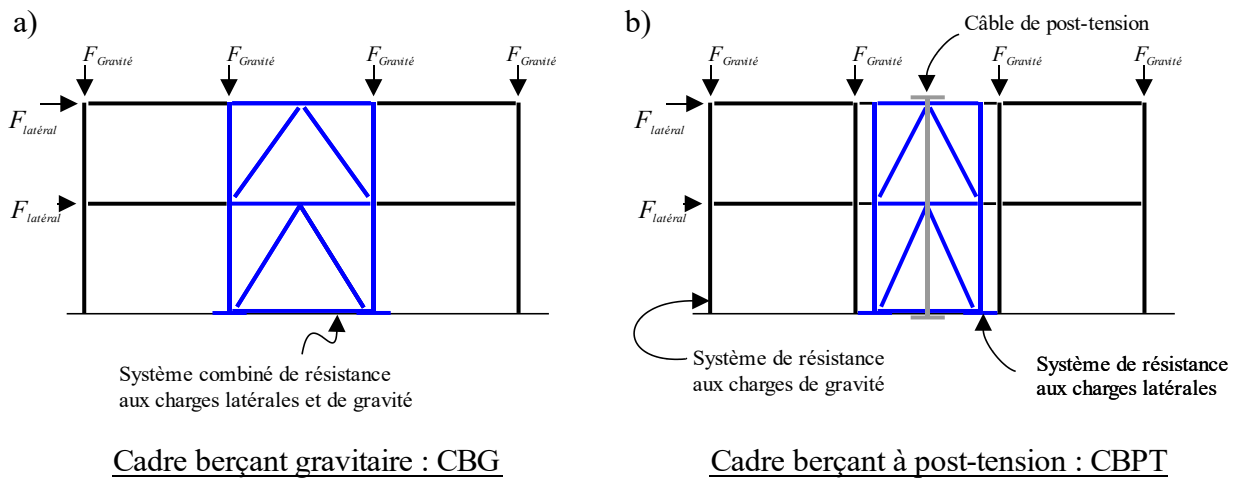
CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte et enjeux

La protection sismique des bâtiments est une démarche qui a commencé à être envisagée au Canada et dans le monde au cours du XXe siècle (Mitchell, et al., 2010). Les progrès des connaissances sur les mécanismes généraux de la sismicité et sur le comportement des structures soumises à des sollicitations sismiques ont permis de proposer une approche plus complète et des solutions techniques mieux adaptées pour que les structures touchées par des tremblements de terre puissent y résister, en protégeant la vie de leurs occupants. Au fur et à mesure des diverses éditions du Code National du Bâtiment canadien, CNBC (CNRC, 2015), les moyens de prendre en compte les forces latérales induites par un séisme se sont complexifiés, permettant de proposer des systèmes efficaces pour y résister. Les normes ont évolué et de nouvelles dispositions ont été introduites, toujours dans le but principal de sauver des vies humaines.

Cependant, la seule sauvegarde des vies humaines n'est plus suffisante aujourd'hui : les dégâts matériels causés par les séismes sont parfois tels que la réparation post-désastre n'est pas envisageable (Fréour, 2011). Le cas du séisme de Christchurch, qui a eu lieu en 2011 en Nouvelle-Zélande, est l'exemple même des conséquences désastreuses, tant au niveau humain que matériel, que peuvent avoir un séisme de nos jours (CERC, 2012) (Business Desk, 2013) . Cet exemple, pris parmi d'autres, a conduit à vouloir développer la résilience des structures face aux séismes. Des nouvelles méthodes de conception sont par conséquent à l'étude pour concevoir des bâtisses résistantes aux séismes et rapidement réutilisables après (Hogg, 2015).

Pour augmenter la résilience des structures, plusieurs pistes sont envisageables. L'une d'entre elles est de réduire les efforts sismiques auxquels les membrures sont soumises plutôt que de renforcer les membrures de la bâtisse considérée (Housner, 1963). Cette approche permet de changer le paradigme de la mise aux normes des bâtiments. L'utilisation de cadres berçants combine à la fois la réduction des efforts dans les membrures et la simplicité de mise en place. Deux catégories de cadres berçants se distinguent alors : les cadres berçants gravitaires (CBG) et les cadres berçants à post-tension (CBPT) (Wiebe, Sidwell, & Gledhill, 2015). La Figure 1.1 présente un schéma conceptuel de ces deux catégories.



Cadre berçant gravitaire : CBG

Cadre berçant à post-tension : CBPT

Figure 1.1 Schéma de principe des deux types de cadres berçants : a) CBG; b) CBPT

Un cadre berçant est un système de résistance aux charges latérales, dans lequel les colonnes sont conçues pour pouvoir se soulever de leurs fondations. Lors d'un séisme, l'effort de cisaillement à la base auquel il est soumis induit un soulèvement des colonnes, alternativement (un côté, puis l'autre) : le cadre « berce » sur ses appuis, tel qu'illustré à la Figure 1.2. Les efforts induits dans la structure sont alors limités par la capacité de la structure à résister au bercement. Dès lors que la structure berce, la rigidité du cadre berçant devient négligeable, et il n'y a plus d'effort directement induit par la sollicitation sismique dans la structure (Housner, 1963). Il faut cependant conférer à la structure un système de recentrage, c'est-à-dire un mécanisme qui tend à faire retourner la structure berçante dans ses configuration et position initiales. Des systèmes de dissipation d'énergie peuvent par ailleurs être ajoutés pour contrôler (et réduire) l'amplitude des soulèvements des colonnes et par conséquent les déplacements de la structure (Eatherton & Hajjar, 2008).

Ainsi que le montre la Figure 1.1, les cadres berçants peuvent être couplés au système de résistance aux charges de gravité, ou bien découplé de celui-ci.

Les CBG, présentés à la Figure 1.1a, sont couplés au système de résistance aux charges gravitaires : ils assurent également la résistance aux efforts verticaux. Dans ce cas, le recentrage est alors garanti par les charges de gravité qui sont supportées par le cadre berçant. Dans le cas des structures en acier, les CBG peuvent être aisément implémentés en détachant les boulons à la base des colonnes.

Dans le cas inverse où le cadre berçant est découplé du système de résistance aux charges gravitaires, les forces latérales sont les seules sollicitations auxquelles il doit résister. Un second

système de membrures est conçu pour résister aux charges verticales de gravité, et les deux systèmes de cadre sont présents dans la structure ainsi dimensionnée (voir Figure 1.1b). Le recentrage doit alors être garanti par un système additionnel. Dans la majorité des cas, des câbles de post-tension sont employés (Roke, Sause, Ricles, & Gonner, 2009). On parle alors de cadres berçants à post-tension, CBPT. D'autres systèmes sont toutefois disponibles et détaillés dans le Chapitre 2.

L'utilisation des CBG est particulièrement intéressante dans le cas des structures de faible hauteur, car elle permet d'éviter le dimensionnement d'un coûteux système de câbles de post-tension, et de découplage des systèmes de résistance aux charges latérales et verticales (Mar, 2010). Par ailleurs, les effets des modes supérieurs (détaillés en section 2.1.5) sont plus limités dans des structures de hauteur réduite. Par conséquent, le moment de renversement induit par les efforts sismiques est moindre (Wiebe L. , Christopoulos, Tremblay, & Leclerc, 2013), et les charges de gravité supportées par le cadre peuvent être suffisantes pour garantir le recentrage du bâtiment (Mottier, Tremblay, & Rogers, 2017). Les CBG sont à la fois faciles à mettre en œuvre et économiques, ce qui permet à un plus grand nombre de bâtisses d'être réhabilitées. La Figure 1.2 présente un schéma conceptuel d'un cadre berçant gravitaire appliqué à une structure de trois étages : en cas de séisme, les forces $F_{sismique}$ induites par le séisme dans la structure induisent un soulèvement des colonnes du cadre. Les charges de gravités P_{grav} supportées par le cadre tendent à le faire revenir dans sa position initiale. Afin de limiter ses déplacements latéraux, des dissipateurs d'énergie (ED) sont installés dans la structure (ici, à la base des colonnes).

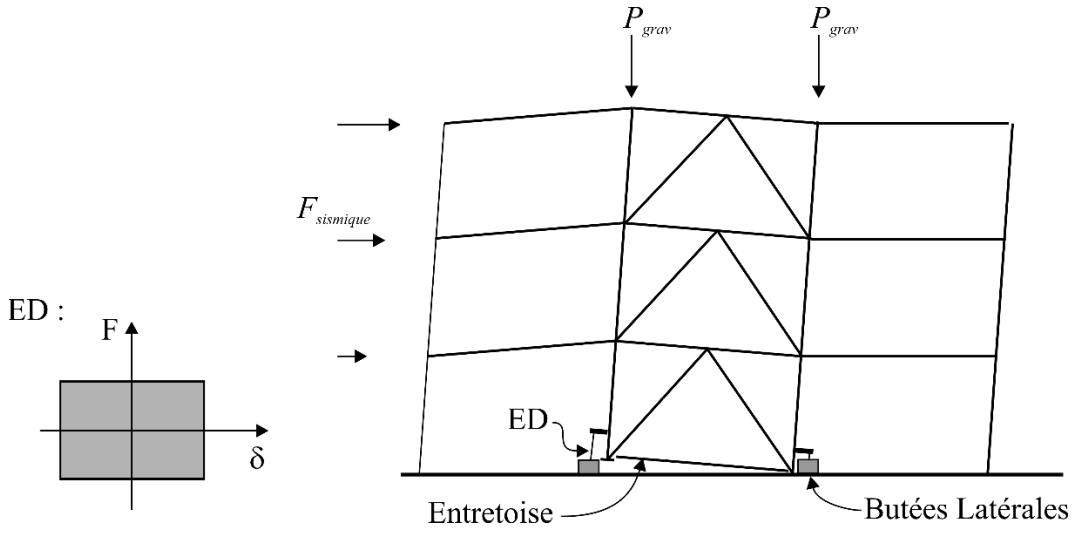


Figure 1.2 Schéma conceptuel des cadres berçants gravitaires – tiré de (Mottier P. , 2017).

Le fait que les structures berçantes soient déconnectées de leurs fondations lors des cycles de bercement permet de limiter les efforts induits dans la structure : les réactions verticales à la base des colonnes ainsi que le cisaillement dans la structure sont en effets théoriquement bornés. Ce phénomène est détaillé en section 2.1. Une étude réalisée par Mottier et al. (2017) a initié les travaux sur les CBG et a prouvé au moyen d'analyses numériques l'efficacité de l'utilisation des CBG comme solution de réhabilitation sismique pour des bâtisses sismiquement déficientes conçues selon les codes et normes des années 1980 (CSA, 1978) (CNRC, 1980), au regard de la norme ASCE 41-13, servant actuellement de référence en termes de réhabilitation sismique. Considérant des bâtisses situées dans des zones modérément et fortement sismiques au Canada, l'étude, réalisée numériquement à l'aide du logiciel *SAP2000* (CSI, 2019), a prouvé que l'implantation des cadres berçants permettait de réduire conséquemment les efforts induits dans la structure (jusqu'à 70% selon les membrures et les configurations de sol des bâtisses étudiées). Cette étude a enfin démontré que les niveaux de performance obtenus grâce à l'utilisation de CBG étaient proches de bâtiments neufs.

La Figure 1.3 (Mottier P. , 2017) présente, dans le cas d'une structure de 2 étages dimensionnée selon les codes et normes des années 1980 les efforts induits par un séisme dans les diagonales du toit C_{Diag_T}, dans celle de l'étage $C_{Diag_É}$, et dans la colonne $C_{Colonne}$. Les résultats permettent de constater que les efforts sont effectivement considérablement réduits lorsque la structure berce d'une part, mais aussi que les membrures de la structure sont alors sollicitées en deçà de leur résistance probable C_{Pr}. De ce fait, les modifications nécessaires pour réhabiliter la structure sont diminuées. Par ailleurs, bien que les bases des poteaux du contreventement puissent se soulever des fondations, les déplacements de la structure ne dépassent pas les limites autorisées par la norme ASCE 41-13 pour la majorité des dispositifs non structuraux (2% h_s de déplacement latéral). Ainsi, les structures réhabilitées atteignent des niveaux de performance structurels permettant l'occupation immédiate (Mottier, Tremblay, & Rogers, 2017).

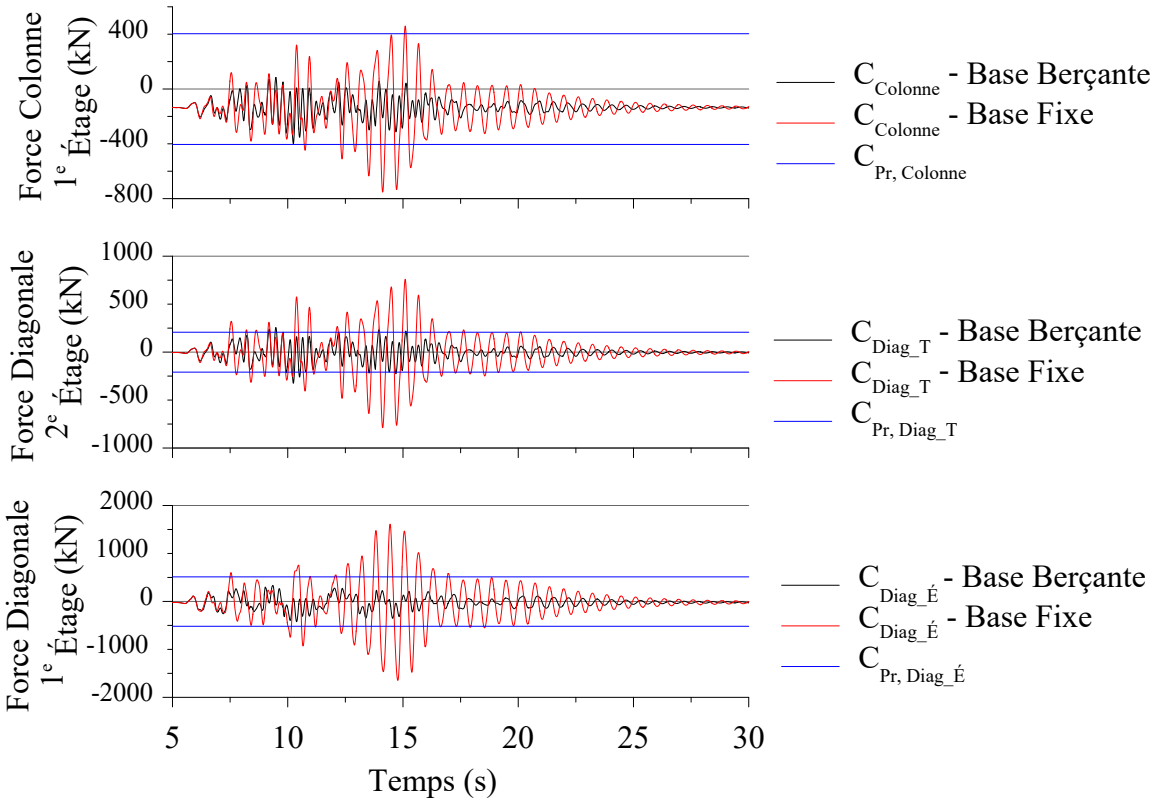


Figure 1.3 Efforts induits dans une structure berçante de deux étages ; comparaison entre une base fixe et une base berçante ; Structure de deux étages étudiée sur sol dur (classe C) à Vancouver, CB – Tiré de (Mottier P. , 2017).

Les conclusions de cette étude doivent encore être généralisées. Il s'agit d'étudier de manière plus précise les effets induits par l'implantation de cette solution de réhabilitation. Les modélisations utilisées doivent également être raffinées (notamment la définition des éléments). L'étude de Mottier et al. (2017), qui initiait les recherches sur l'usage de contreventement berçant gravitaire en tant que solution de réhabilitation sismique, modélisait de façon simplifiée la structure du contreventement berçant, l'interface de contact ainsi que les assemblages entre les colonnes et les planchers. Les conclusions de l'étude de Mottier et al. doivent enfin être validées par des résultats expérimentaux.

1.2 Questions soulevées par l'utilisation des cadres berçants gravitaires (CBG)

1.2.1 Formulation des questions

La solution de l'implantation de CBG pour des structures de faible hauteur (de 1 à 3 étages) s'est montrée, à l'issue d'analyses numériques, être une piste prometteuse pour réduire les efforts induits dans les structures de manière économique. Cependant, leur utilisation soulève des questions auxquelles il est important de répondre avant de souhaiter démocratiser l'usage de cette solution de conception au Canada :

- Quelle est l'influence de la mobilisation verticale des masses de plancher et de toit sur le comportement général de la structure?
- Quels sont les effets des accélérations verticales induites dans la structure par les impacts répétés des colonnes berçantes contre la fondation, lors d'un séisme? Ces effets sont-ils compatibles avec l'objectif initial de protection sismique des bâtiments que l'implantation de ces cadres berçants voulait atteindre ?
- Les mouvements verticaux des planchers induits par les cycles de bercement lors d'un séisme et les forces d'inertie qui en découlent peuvent-ils compromettre l'intégrité de la structure et la sécurité des occupants?
- Ces forces d'inertie peuvent-elles modifier la performance et diminuer la résilience des structures contreventées par cadres berçants gravitaires ?

Les réponses à ces questions, que cette thèse vise à fournir, permettront de statuer sur l'efficacité des CBG en tant que solution de conception parasismique résiliente des bâtiments. Advenant que les conclusions permettent d'attester cette efficacité, la rédaction d'un guide de conception pour les structures contreventées par CBG pourra alors être envisagée dans le but de fournir aux ingénieurs praticiens une nouvelle méthode pour concevoir des structures antisismiques de manière résiliente et économique.

Les questions précédemment posées permettent d'identifier l'axe de recherche principal de cette thèse, soit la caractérisation de l'influence des masses verticales sur le comportement sismique des structures contreventées par CBG;

La compréhension de ce phénomène, et des conséquences qui en découlent, permettra alors de statuer sur la résilience des structures contreventées par CBG et sur les paramètres qui peuvent affecter cette résilience.

L'axe de recherche identifié est détaillé dans la section 1.2.2.

1.2.2 Effet de la mobilisation verticale des masses des planchers d'étage et de toit

Il est important de pouvoir caractériser l'influence des masses verticales que représentent les planchers et le toit sur le comportement général de la structure berçante. La Figure 1.4 présente les baies dans lesquelles les masses verticales seront mobilisées lors des cycles de bercement, ainsi que l'influence de l'emplacement du contreventement sur leur nombre.

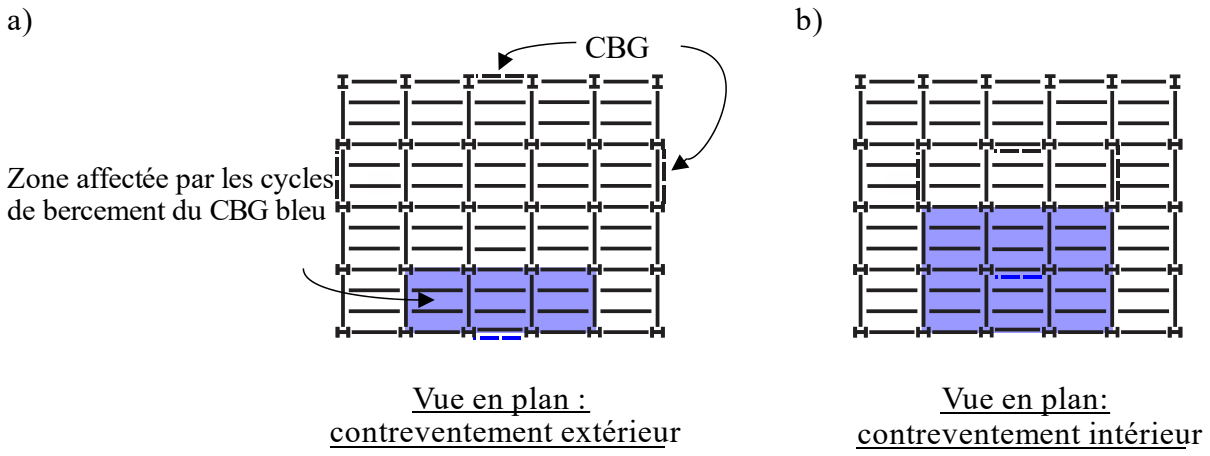


Figure 1.4 Effet de la localisation du CBG sur les baies influencées par les cycles de bercement : a) contreventement placé à l'extérieur de la structure; b) contreventement placé à l'intérieur de la structure

Du fait du couplage entre les systèmes de résistance aux charges de gravité et aux charges latérales, les masses verticales mobilisées lors des cycles de bercement sont considérables : elles représentent trois baies dans le cas où le contreventement est placé sur l'extérieur de la structure et six baies dans le cas où le contreventement est placé à l'intérieur de la structure.

Mobilisation des masses verticales, du fait du comportement de la structure

Comme toutes les structures, lorsqu'un CBG est soumis à une sollicitation sismique, des accélérations horizontales et verticales sont induites dans la structure (Chopra, 2007). Lorsque ces

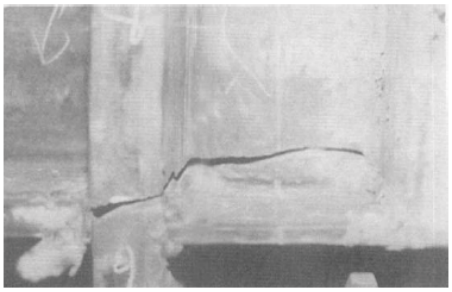
accélérations mobilisent les masses mentionnées, des forces d'inertie significatives sont engendrées. Les résultats de l'étude de Mottier et al. (2017) ont permis de conclure que :

- les amplitudes des accélérations horizontales induites lors d'un séisme dans une structure contreventée par CBG ne diffèrent pas particulièrement des accélérations mesurées dans des structures classiques;
- les accélérations verticales induites par le comportement de la structure (soulèvement, chocs) dans le cadre berçant gravitaire sont conséquentes : les moyennes des valeurs maximales peuvent aller jusqu'à 3 g dans certaines configurations.

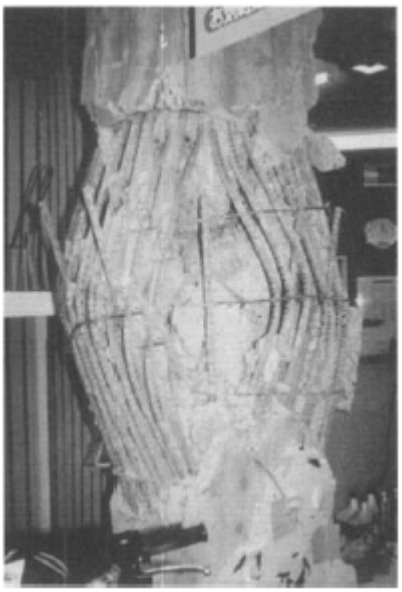
D'après Mottier et al. (2017), ces accélérations verticales peuvent causer des efforts conséquents dans les colonnes du cadre berçant (jusqu'à 50% d'augmentation des efforts induits par les charges de gravité) et dans les poutres supportées par le cadre berçant. Les travaux de Huckelbridge (Huckelbridge, 1977) ont permis de mettre en évidence des accélérations de courtes durées, mais intenses, générées dans les poteaux à la suite des chocs avec les fondations. Ces accélérations ont induit des augmentations des efforts de compression dans les colonnes, mais aussi de cisaillement dans les poutres, au travers des assemblages.

Influence des masses verticales combinée à la composante verticale du séisme

Les composantes verticales des accélérations sismiques sont connues pour être néfastes pour les structures (Bozorgnia, Mahin, & Brady, 1998). Par le passé, leurs effets ont été constatés lors de nombreux séismes, comme celui de Kalamata (Grèce, 1993), Northridge (Californie, 1994) ou Kobé (Japon, 1995). Lors de ces séismes, dans lesquels de fortes accélérations verticales au sol ont été relevées (jusqu'à 1.18g pour le séisme de Northridge), une augmentation des cas des ruptures par compression des colonnes a été constatée, là où des ruptures de flexion étaient attendues (Papazoglou & Elnashai, 1996). Un grand nombre de ruptures de connexion poteaux-poutre a également été constaté. Des exemples de ces ruptures sont illustrés en Figure 1.5. Dans ces cas, les signatures des séismes ont permis de mettre en évidence le rôle particulièrement destructeur des accélérations verticales.



a) Rupture typique de connexion poteaux-poutre – Northridge, 1994



b) Rupture de colonne par compression excessive – Kobé, 1995

Figure 1.5 Dommages typiques constatés après les séismes de Northridge et Kobé - tiré de (Papazoglou & Elnashai, 1996)

Les études d'Iyengar (Iyengar & Shinozuka, 1972) et de Wu (Wu H. , 2016) confirment l'influence forte que peuvent avoir les composantes verticales des accélérations sismiques. Elles mettent notamment en avant la sensibilité des poutres de planchers, en particulier aux efforts d'inertie induits par les accélérations verticales (moments de flexion additionnels à mi portée des poutres).

Lors de l'utilisation des CBG, il est donc nécessaire de s'assurer que les accélérations induites par les chocs dans la structure ne sont pas de nature à endommager les membrures du contreventement. Il est ainsi nécessaire de s'intéresser aux conséquences que peut avoir la mobilisation des masses des systèmes de planchers et de toit sur le comportement de la structure contreventée berçante gravitaire.

Influence des masses verticales sur les assemblages

Lors du bercement, au niveau des assemblages, le soulèvement du poteau cause une modification de l'angle entre le poteau et la poutre qui induit alors une rotation dans l'assemblage. Par ailleurs, les accélérations verticales induites par les chocs lors des cycles de bercement induisent également une amplification des efforts tranchants devant être transmis par les assemblages. Les assemblages sont donc amenés à être davantage sollicités en cisaillement. Enfin, les moments de flexion supplémentaires induits dans les poutres par les accélérations verticales causent aussi des rotations supplémentaires aux assemblages poutres-poteaux.

Si le comportement des assemblages poteaux-poutre (et par conséquent les rotations maximales admissibles par ces assemblages) dépend d'un nombre de facteurs considérables - tels la présence ou non de dalle de plancher, la profondeur de cette éventuelle dalle, le nombre et la disposition des boulons dans la connexion, le ratio profondeur/portée de la poutre connectée, etc. (Leon, 1998)) - les études cycliques du comportement des assemblages poteaux-poutres usuels en acier ont permis d'obtenir des ordres de grandeur de rotation admissibles. Ainsi, les performances d'assemblages avec des cornières doubles ont fortement diminué pour des rotations supérieures ou égales à 0,025 radian. (Astaneh, Nader, & Malik, 1989). L'étude d'assemblages par plaque de gousset en cisaillement simple a mis en évidence que la plastification débute généralement autour de 1,8 % à 2,0 % de déplacement relatif (ce qui équivaut à des rotations de l'ordre de 0,018 à 0,020 radian) (Astaneh-Asl, McMullin, & Call, 1993). Dans le cas de ces assemblages, l'effet composite de la dalle participe à la résistance en cisaillement jusqu'à des rotations de l'ordre de 0,04 radian pour lesquelles l'endommagement de la dalle est trop important (Liu & Astaneh-Asl, 2000).

Si l'on néglige les déformations élastiques, les assemblages des poutres au poteau d'un cadre berçant subiront des rotations égales à L/L_b fois le déplacement inter-étage subi par le cadre berçant, où L est la largeur du cadre et L_b est la portée des poutres assemblées au poteau. Ainsi, on peut anticiper des rotations de l'ordre de 0.02 radian au niveau des assemblages poutres colonnes situés au sein d'un cadre berçant subissant un déplacement inter-étage de 2% lorsque l'espacement des poteaux est le même dans les deux directions. Cette valeur tend à montrer que les dommages aux assemblages seraient limités. Dans les baies adjacentes à la baie contreventée, des rotations deux fois plus grandes sont attendues, puisque les colonnes s'inclineront également. Il y a donc lieu de vérifier le comportement des assemblages poutres-colonnes lorsque le poteau se soulève sous un

bercement cyclique dans un CBG pour s'assurer que le niveau d'endommagement sera limité sous ces conditions de sollicitation qui sont différentes de celles qui ont été considérées dans les études consultées.

1.3 **Problématique**

L'utilisation de CBG comme solution de résistances aux charges latérales dans la conception ou la réhabilitation de structure s'est montrée être efficace en termes de réduction des sollicitations dues aux séismes dans les membrures du contreventement (Mottier, Tremblay, & Rogers, 2017). Cependant, plusieurs aspects liés à l'utilisation de cette solution technique n'ont pas encore été étudiés dans la littérature. Il est donc impossible de conclure de manière définitive sur l'efficacité de l'utilisation des CBG sans avoir étudié l'effet de la mobilisation des masses verticales lors des cycles de bercement ni sans avoir validé expérimentalement l'ensemble des résultats obtenus (tant en termes de réduction des efforts que des effets des accélérations verticales). Une analyse plus précise des paramètres influençant la performance sismique des CBG est nécessaire, afin de pouvoir produire des courbes de fragilité pour ce type de structure.

Ainsi, cette thèse cherche à répondre à la problématique suivante :

L'utilisation de contreventement par cadres berçants gravitaires comme système de résistance aux charges latérales permet-elle d'obtenir des niveaux de performance satisfaisants dans le cas des structures en acier de faible hauteur ?

Les questions sous-entendues par cette problématique peuvent alors être détaillées comme suit :

- Les résultats numériques obtenus dans les études du comportement sismique des contreventements berçants gravitaires peuvent-ils être validés expérimentalement ?
- Comment caractériser les effets des chocs induits par les colonnes lors du bercement d'un cadre berçant gravitaire ?
- Quelle est l'influence de la mobilisation des masses verticales des systèmes de planchers et de toit lors des cycles de bercement d'un contreventement berçant gravitaire sur le comportement général de la structure ?

- Comment se comportent les planchers continus de la structure lors des soulèvements dus aux cycles de bercement, mais aussi lorsqu'ils sont soumis aux accélérations verticales de chocs ?
- Quels paramètres affectent de manière significative la performance des cadres berçants gravitaires ?

1.4 Objectifs

La finalité de cette thèse est de compléter les connaissances existantes sur le comportement sismique des cadres berçants gravitaires, dans le but de faire de ce système une solution efficace pour le dimensionnement et la réhabilitation sismique des structures de bâtiments en acier.

Trois objectifs principaux découlent de cela. Ils peuvent être détaillés de la façon suivante :

1. Caractériser les effets des chocs induits par les colonnes lors du bercement et des accélérations verticales du sol sur la structure du bâtiment :
    a. Obtenir des données expérimentales réalistes sur le comportement sismique d'un cadre berçant gravitaire ;
    b. Obtenir des données expérimentales réalistes sur les chocs entre les colonnes du CBG et leur fondation lors des cycles de bercement.
2. Caractériser l'influence des masses verticales sur le comportement sismique d'un CBG.
    a. Comprendre comment les masses verticales modifient la réponse sismique d'un CBG ;
    b. Caractériser le comportement des systèmes de poutres principales et secondaires de planchers lors des cycles de bercement du CBG .
3. Évaluer le niveau de performance et la fiabilité offerts par les CBG.

À l'issue de cette thèse, des recommandations axées sur la conception des cadres berçants gravitaires sont formulées.

1.5 Méthodologie

Pour atteindre les objectifs fixés pour cette thèse, il est envisagé de suivre une approche à la fois numérique et expérimentale :

- Des programmes expérimentaux sont mis en place pour valider le comportement des structures berçantes gravitaires et pour caractériser le comportement des systèmes poteaux-poutres lors des phases de bercement.
- Une étude numérique est réalisée en parallèle des essais pour confronter les résultats obtenus. Il s'agit d'étendre les constats expérimentaux et de présenter une conclusion objective, exhaustive et novatrice sur la solution de réhabilitation de structures par la méthode de cadres berçants gravitaires. Cette étude inclut également la description du comportement des dalles de planchers lors de cycles de soulèvement, et leur contribution au comportement sismique des CBG.
- Pour finaliser les résultats, les apprentissages issus des études expérimentales et numériques sont utilisés afin de générer des courbes de fragilité pour les cadres berçants gravitaires.

La méthodologie mise en place prend la forme d'étapes successives. Cette section détaille les étapes mentionnées, dans l'ordre chronologique dans lequel elles sont réalisées.

1.5.1 1ère étape : Revue critique de la littérature

Une revue critique de la littérature est menée pour présenter un état de l'art des connaissances scientifiques actuelles sur le comportement des cadres berçants, gravitaires et à post-tension, ainsi que sur les domaines connexes liés à l'étude des cadres berçants gravitaires que sont les impacts et les accélérations verticales dans les structures, mais aussi les études de fragilités.

1.5.2 2e étape : Programme d'essais sur simulateur sismique d'un CBG de deux étages

La deuxième étape du projet consiste en la réalisation d'un programme d'essais sur simulateur sismique sur des modèles de CBG de 2 étages. Cette deuxième étape constitue une validation expérimentale des résultats de l'étude numérique menée par Mottier et al. (2017). Un spécimen à l'échelle ½ d'un bâtiment en acier de deux étages est étudié au Laboratoire de structures de

Polytechnique Montréal. Ce spécimen est représenté à la Figure 1.6. Ce bâtiment a été conçu selon les codes et normes datant de 1980 de façon à représenter le CBG de deux bâtiments, l'un situé à Montréal, QC, l'autre à Vancouver, CB. Les membrures de ce modèle ont été choisies pour respecter les lois de similitude en termes d'efforts, de contraintes, de longueur, de périodes et d'accélérations. Les facteurs d'échelle qui ont été utilisés sont détaillés ci-dessous. Le terme *modèle* et l'indice *m* se rapportent au modèle expérimental étudié ; le terme *prototype* et l'indice *p* se rapportent au prototype modélisé, c'est à dire à la structure réelle que le modèle représente.

$$\alpha = \frac{L_m}{L_p} \; ; \; \beta = \frac{\sigma_m}{\sigma_p} \; ; \; \gamma = \frac{t_m}{t_p} \qquad \text{(Éq 1.1)}$$

Le facteur α a été posé égal à 0,5 (échelle ½) en considérant les limites physiques imposées par le simulateur sismique de l'école, en termes de masses et de moment de renversement, notamment. Ainsi, la hauteur du prototype est de 4,50 m et sa masse totale représente 15,7 tonnes d'acier.

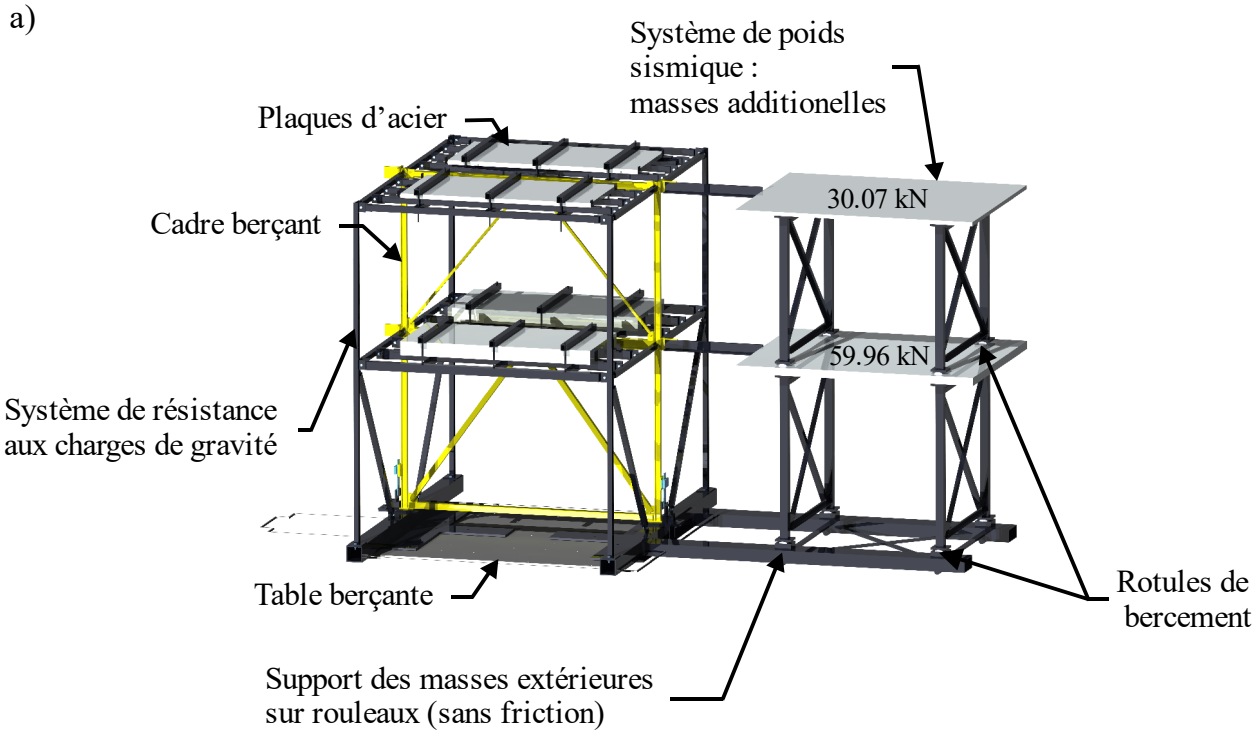
Le facteur β a été posé égal à 1, du fait de l'utilisation des mêmes matériaux (acier de nuance G40.21) dans le modèle et dans le prototype. Le facteur γ est posé égal à 0,3. Ces choix ont pour conséquence d'avoir au sein du modèle les valeurs suivantes pour les nombres adimensionnés suivants :

- S_{acc} : rapport d'accélérations horizontales = $0{,}5/0{,}3^2 = 5{,}55556$;
- S_F : rapport de forces = $1{,}0 \times 0{,}5^2 = 0{,}25$;
- S_W : rapport de poids sismique = $1{,}0 \times 0{,}5 \times 0{,}25^2 = 0{,}045$.

Un seul spécimen du modèle a été testé (aucune déformation plastique n'a été observée à l'issue des tests, ainsi que cela avait été anticipé). L'adaptation de ce spécimen en fonction de la localité simulée s'est faite au travers de l'utilisation de masses annexes (configuration Montréal) ou non (configuration Vancouver) (voir Figure 1.6 a). Ainsi, le modèle a été conçu de façon à pouvoir représenter le CBG de deux bâtiments en modifiant le poids sismique monté sur le système. La variation de charges de neiges entre les deux localités a été négligée. Les séismes utilisés lors des essais ont été mis à l'échelle selon les lois de similitude. Ils ont été sélectionnés pour être représentatifs des localités des deux configurations étudiées. Le spécimen a été soumis à des séismes représentatifs de l'est (configuration Montréal) et de l'Ouest canadien (configuration

Vancouver). Pour Vancouver, l'influence des sols a également été considérée puisque des séismes représentatifs de sols durs (type C) et mous (type E) ont été utilisés.

a)



b)

Figure 1.6 Montage expérimental réalisé ; configuration avec les masses annexes connectées (configuration Montréal) : a) Illustration schématique ; b) Photographie

L'étude de ce modèle a pour objectif de mettre en lumière le phénomène de bercement : des capteurs de déplacement ont été installés à la base des colonnes pour caractériser le mouvement vertical du contreventement pendant les sollicitations sismiques. Il s'agit également de quantifier l'influence des modes supérieurs de vibrations (horizontaux et verticaux) dans le comportement des CBG. Des jauges de déformations permettent d'analyser l'évolution des efforts dans chacune des membrures du contreventement pendant le séisme. Grâce à l'instrumentation basée sur des accéléromètres, cette étude permet également d'avoir des données sur les accélérations subies par le contreventement lors des phases de bercement. Ces données seront utilisées dans la suite du projet, bien qu'elles aient été générées sur des interfaces de contact acier-acier. Cette étude porte également sur les planchers de l'étage et du toit, tous deux modélisés ici par des plaques d'acier, en termes d'accélérations verticales et de déplacement. Cette modélisation simple a été choisie de façon à pouvoir observer les vibrations et la réponse dynamique des planchers. L'objectif de ces mesures est d'obtenir des données sur les accélérations verticales subies, mais aussi sur la propagation de ces accélérations et des ondes de choc au travers des systèmes de connexion poteaux-poutres.

L'influence des moyens de dissipation d'énergie utilisés à la base des colonnes du contreventement est enfin étudiée. Trois dispositifs de dissipation d'énergie différents sont utilisés : un dispositif de dissipation par friction, un dispositif de dissipation par plastification et un système de ressorts commercialisé par la compagnie RingFeder ©. Ils sont illustrés en Figure 1.7

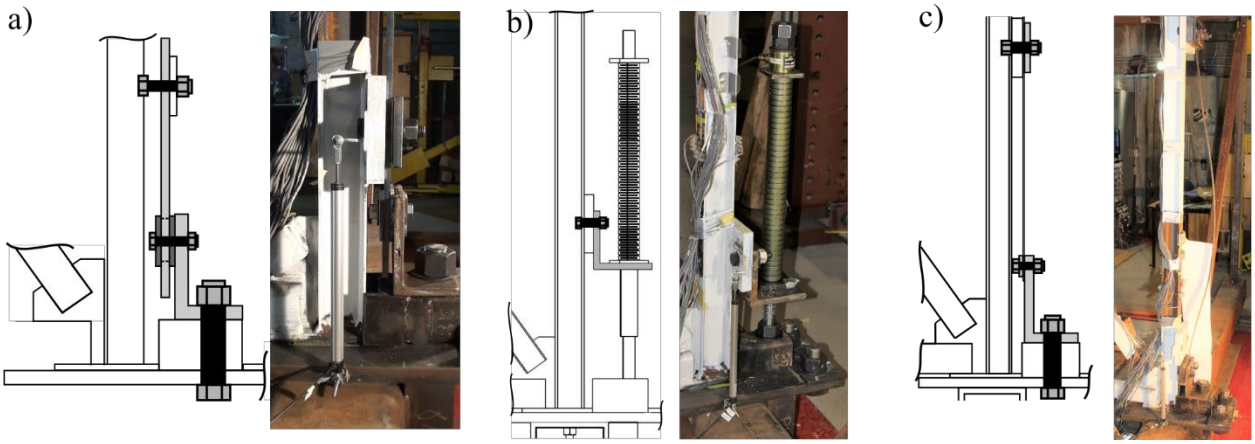


Figure 1.7 Présentation des différents moyens de dissipation d'énergie : a) Friction; b) Ressorts à friction Ringfeder ©; c) Barre d'acier plastifiant en traction;

En résumé, la deuxième étape permet de mettre en évidence expérimentalement le comportement d'un CBG. L'article I, présenté au Chapitre 4, présente les conclusions tirées de cette étape.

Les plans d'usines ayant servi à la construction des pièces constitutives de l'ensemble du spécimen expérimental sont présentés en annexe de (Mottier P. , 2017).

1.5.3 3e étape : Réalisation d'un programme d'essais sur une structure en acier de 2 étages à l'échelle pour caractériser les effets des chocs dus au bercement

La troisième étape de cette thèse consiste en des essais à échelle 1:1 ayant pour objectif de caractériser précisément les chocs entre les colonnes gravitaires et leurs fondations, ainsi que leurs conséquences. Ces essais sont réalisés en laboratoire sur une structure de deux étages, inspirée d'un bâtiment industriel existant localisé dans la région de Montréal. Le spécimen, en deux dimensions, représente une baie adjacente à la baie contreventée berçante gravitaire. Le spécimen est présenté en Figure 1.8. Des masses de béton sont mises en place pour représenter les charges de gravité appliquées à l'étage et au toit. Une des deux colonnes est fixée au sol, tandis que l'autre peut être soulevée de sa position initiale à l'aide d'une grue. C'est cette colonne qui représente la colonne du contreventement berçant gravitaire. Lors des essais, cette colonne est soulevée de sa fondation d'une hauteur similaire à celle atteinte usuellement lors d'un cycle de bercement.

Plusieurs cycles de soulèvement sont effectués, avec des amplitudes différentes pour couvrir les valeurs usuelles de bercement. Un système de déclencheur permet de laisser choir la colonne sur sa fondation, sans lui conférer de vitesse ni de rotation initiale.

Des accéléromètres et des jauges de déformations sont répartis dans le spécimen pour mesurer la propagation des accélérations et des contraintes à la suite de ces chocs. Aucun système de dissipation d'énergie n'est envisagé à l'interface entre la colonne berçante et sa fondation afin d'assurer une reproductibilité numérique des tests effectués. Un modèle numérique est construit et calibré sur les résultats des tests afin d'étendre les conclusions des tests et d'utiliser les apprentissages effectués dans les étapes subséquentes. Il s'agit en particulier de caractériser l'amplification dynamique des efforts axiaux dans la colonne berçante due aux forces d'inertie induites durant le choc. Les accélérations verticales induites dans les poutres adjacentes ainsi que les demandes en flexion causées par l'impact dans les poutres sont aussi d'intérêt. Un seul spécimen

est testé pour quantifier l’endommagement des assemblages poutres-colonnes et l’endommagement de la fondation à la suite des essais successifs.

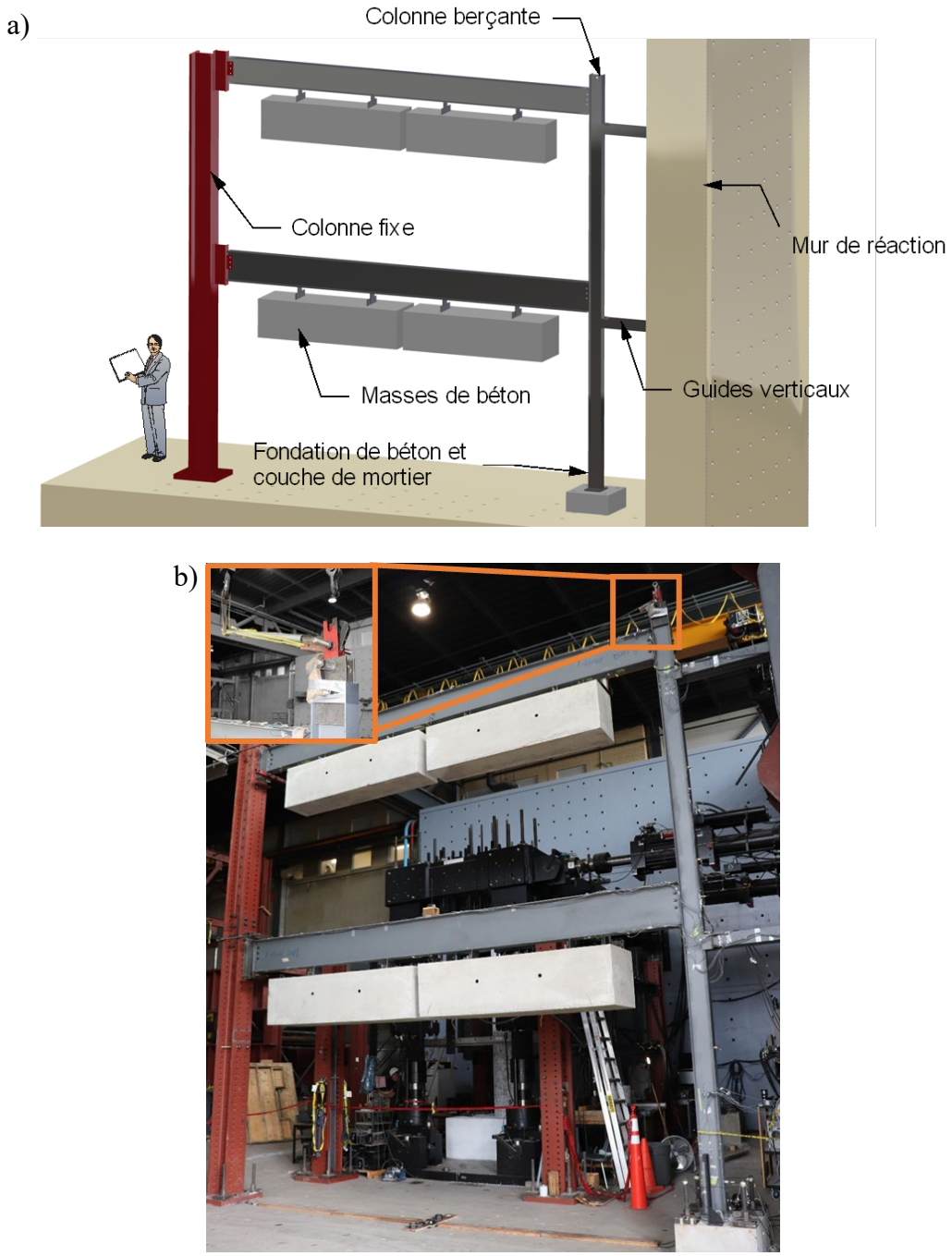


Figure 1.8 Spécimen de test d'études d'impacts ; a) Représentation schématique ; b) Photographie

En résumé, la troisième étape permet d'identifier expérimentalement les amplifications dynamiques causées par les impacts entre les colonnes berçantes. L'article II, présenté au Chapitre 5, présente les conclusions tirées de cette étape.

Les plans d'usines ayant servi à la construction des pièces constitutives de l'ensemble du spécimen expérimental sont présentés en Annexe A.

1.5.4 4e étape : Stage doctoral à l'université McMaster : création d'un modèle numérique OpenSees et validation du concept pour des bâtiments neufs

La quatrième étape de cette thèse consiste en un stage doctoral réalisé à l'Université McMaster (Hamilton, ON), au sein du département de génie civil de la faculté d'ingénierie. Ce stage permet de travailler en collaboration avec l'équipe de recherche du Professeur Lydell Wiebe et de tirer profit de son expertise dans la conception d'un modèle numérique OpenSees (Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006) permettant de modéliser le comportement sismique de cadres berçants gravitaire afin de réaliser, par la suite, l'étude de l'influence des masses verticales sur le comportement des cadres berçants gravitaires (voir section 1.5.5), puis l'étude globale du comportement des cadres berçants gravitaires et la production de courbes de fragilité pour ces structures (voir section 1.5.6).

Ce stage doctoral s'est déroulé en trois temps :

- Dans un premier temps, il a commencé par une familiarisation avec les critères de dimensionnement ainsi que les modèles numériques développés par Steele et Wiebe (2016);
- Dans un second temps, le développement d'un modèle numérique OpenSees permettant de modéliser un cadre berçant gravitaire de manière adéquate est entrepris, afin de servir de fondement aux axes de recherche futurs;
- Dans un troisième temps, les apprentissages effectués ainsi que le modèle numérique développé sont utilisés dans l'étude de CBGs dimensionnés selon le code du bâtiment 2015 (CNRC, 2015).

L'ensemble des résultats obtenus lors de ce stage a fait l'objet d'un article de conférence (Mottier, Wiebe, Steele, Tremblay, & Rogers, 2019).

La méthode de dimensionnement proposée par Steele et Wiebe (2016) s'est avérée applicable et efficace dans le dimensionnement des cadres berçants gravitaires selon les codes et normes en vigueur au Canada.

1.5.5 5e étape : Étude de l'influence des masses verticales sur le comportement sismique des cadres berçants

La cinquième étape de cette thèse consiste en une analyse approfondie de l'influence des masses verticales que représentent les dalles de planchers et de toit sur le comportement sismique des CBG. Au-delà de l'amplification des efforts dans les membrures de la structure berçante consécutive aux impacts, cette étape permet de caractériser l'influence des masses verticales sur le comportement global du cadre berçant.

Pour ce faire, deux modèles numériques équivalents, l'un comprenant une modélisation des masses verticales et l'autre non, sont étudiés, et les résultats obtenus sont comparés. Plusieurs structures de 1 à 5 étages sont étudiées, afin d'analyser l'influence de la hauteur des structures étudiées sur les résultats. Les analyses temporelles non linéaires sont menées en utilisant des signaux sismiques représentatifs de l'ouest canadien, mis à l'échelle et sélectionnés selon le critère requis par le code du bâtiment (CNRC, Code national du bâtiment - Canada, 2015). En particulier, la comparaison des résultats porte sur l'influence des masses verticales sur les déplacements horizontaux mesurés au toit, ainsi que sur les demandes de cisaillement et de réaction verticale à la base des colonnes induites par les séismes étudiés. Une étude spécifique de l'influence des masses verticales sur les modes fondamentaux de vibration des structures qui gouvernent leurs réponses sismiques est menée.

En résumé, la cinquième étape permet d'identifier numériquement l'influence des masses verticales sur le comportement global des structures contreventées par cadres berçants gravitaires. Elle permet aussi d'évaluer les efforts supplémentaires induits par la prise en compte de ces masses. L'article III, présenté au Chapitre 6, présente les conclusions tirées de cette étape.

1.5.6 6e étape : Étude globale du comportement sismique et de la fiabilité des CBG

Une fois les précédentes étapes achevées, la sixième étape du projet consiste en une synthèse des différents résultats obtenus en compilant les différentes données obtenues des essais numériques et expérimentaux, afin de produire un modèle numérique précis permettant la modélisation du comportement sismique des CBG. Pour ce faire, plusieurs exemples types de CBG sont dimensionnés selon les codes et normes actuels, puis analysés en utilisant une version tri-dimensionnelle du modèle numérique raffiné au cours des étapes 4 et 5. Dans ce modèle, les poutres des systèmes de planchers et de toit sont pleinement modélisées, pour que le modèle numérique puisse capturer le comportement dynamique des planchers. Les modèles sont réalisés en utilisant les logiciel OpenSees (OpenSees, 2012) et SAP (CSI, 2019) et étudiés au moyen d'analyses temporelles non linéaires. Ils sont représentés en Figure 1.9.

a) b)

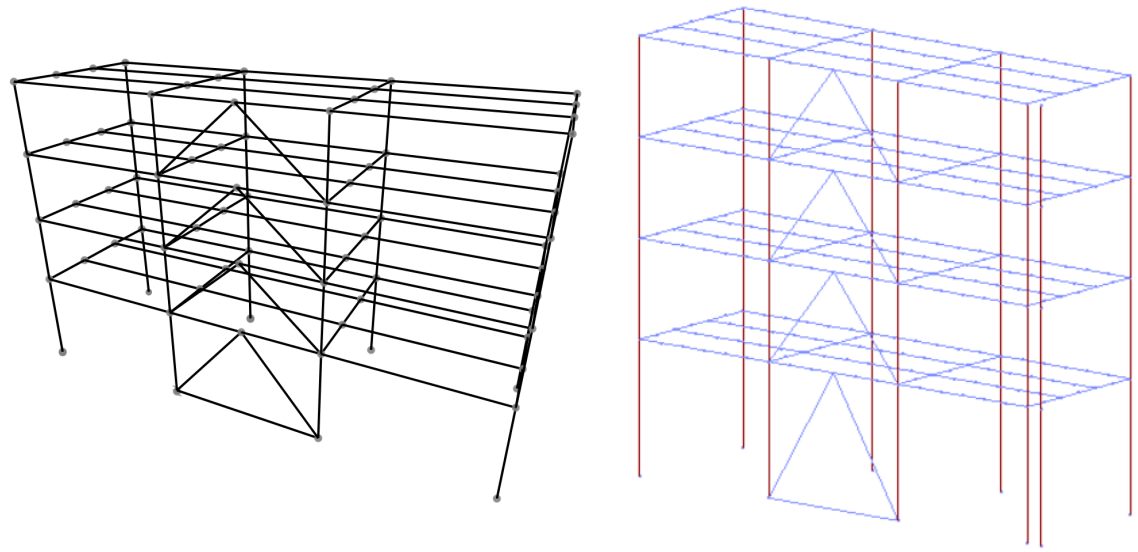


Figure 1.9 Représentation schématique des modèles numériques 3-D utilisés : a) Modèle SAP; b) Modèle Opensees

Afin d'étendre la portée de l'étude effectuée, l'influence de plusieurs paramètres sur la réponse sismique des CBG est étudiée. Entre autres, la hauteur des structures (2, 4 ou 8 étages), leur localisation (Est ou Ouest du Canada), le type de sol sur lequel elles sont construites (sol de classe

C ou sol de classe E), la localisation du contreventement berçant au sein de la structure étudiée (sur la rive de la structure ou bien dans les baies intérieures) ou la configuration des systèmes de planchers (poutres secondaires perpendiculaires ou parallèle au contreventement) sont analysés.

Dans un second temps, l'influence de paramètres secondaires comme la force d'activation des éléments dissipateurs d'énergie, la friction due aux assemblages boulonnés entre les colonnes et les poutres ou bien l'influence de la composante verticale des signaux sismiques sur le comportement des structures berçantes sont également analysées.

À l'issue de l'étude, des courbes de fiabilité pour la résistance au renversement des cadres berçants gravitaires sont produites. Des recommandations sur la conception de contreventements berçants gravitaires sont formulées.

L'ensemble de cette étude est réalisé dans un contexte canadien en utilisant des suites de signaux sismiques représentatifs de la sismicité de l'Est et de l'Ouest du Canada. Ces séismes sont mis à l'échelle pour respecter le spectre de conception du CNBC de 2 % en 50 ans (CNRC, 2015).

En résumé, la sixième et dernière étape de cette thèse permet de synthétiser les connaissances apprises sur le comportement sismique des cadres berçants. L'article IV, présenté au Chapitre 7 présente les conclusions tirées de cette étape.

La liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude présentée au Chapitre 7

1.6 Contributions originales

La revue de littérature montre que les problématiques ciblées par cette thèse n'ont pas encore été traitées. En particulier, l'approche des CBG comme solution de réhabilitation de bâtisses de faible hauteur sismiquement déficientes n'a été que peu étudiée, et les études précédemment effectuées n'abordent pas les problématiques liées aux chocs et aux accélérations verticales induites par le soulèvement. Les principales contributions originales de ce projet de recherche peuvent être résumées comme suit :

- études expérimentales et numériques des effets des chocs des colonnes sur la structure ;
- essais à grande échelle sur une structure pour caractériser les effets des chocs des colonnes dans la structure et l'endommagement causé par le bercement au niveau des assemblages entre les poutres de la structure et les colonnes du CBG ;

- études numériques de l'effet combiné des accélérations verticales du sol et des chocs des colonnes du CBG sur la structure du bâtiment ;
- étude sur simulateur sismique de l'effet des chocs des poteaux sur les efforts induits dans les poutres des planchers et du toit ;
- étude comparative par des essais sur simulateur sismique de l'efficacité de trois différents types de systèmes de dissipation d'énergie sur le comportement sismique des CBG ;
- étude numérique de l'influence des modes de vibration des poutres connectées aux colonnes des CBG sur la réponse sismique de ceux-ci;
- évaluation de la fiabilité des CBG.

Cette thèse a contribué à la soumission pour publication de plusieurs articles scientifiques :

- Article I : Cet article de revue porte sur le programme d'essais sur simulateur sismique réalisés au Laboratoire de Structures de Polytechnique Montréal pendant l'année 2017. Ceux-ci sont présentés et analysés comparativement aux résultats numériques obtenus par Mottier et al. (2017). Il apporte une contribution originale sur la validation expérimentale de l'utilisation des CBG comme solution de réhabilitation sismique. Il permet, en outre, de détailler l'influence des dispositifs de dissipation d'énergie sur la réponse sismique de la structure contreventée. L'article a été soumis pour publication dans le *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics.*
- Article II : Cet article de conférence porte sur les essais conduits pour étudier les effets des impacts induits par les chocs dans les membrures d'un cadre berçant gravitaire. L'article présente le protocole expérimental mis en place et les résultats obtenus. L'article a été publié dans le *Compte-rendu de la 12e Conférence canadienne de Génie parasismique*.
- Article III : Cet article de conférence porte sur l'influence des masses verticales sur le comportement sismique d'une structure berçante gravitaire. Il détaille l'influence de la présence des masses verticales sur les modèles numériques utilisés. L'article a été présenté pour publication dans le *compte-rendu de la 17e conférence mondiale de génie parasismique*.

- Article IV : Cet article de revue porte sur la modélisation numérique de structures contreventées par la méthode des cadres berçants gravitaires. L'article porte dans un premier temps sur le comportement sismique de plusieurs bâtiments contreventés par CBG. Les influences de la hauteur des structures, de leur localisation au Canada, du type de sol sur lesquels elles sont construites, de la localisation du contreventement, et de la configuration géométrique des poutres secondaires sont étudiées, et des courbes de fragilités sont générées dans le contexte de la sismicité canadienne. Dans un second temps, des paramètres additionnels comme la force d'activation des dispositifs de dissipation d'énergie, la longueur des poutres secondaires connectées au CBG, la friction due aux assemblages boulonnés poteaux-poutres et la composante verticale du signal sismique sur la réponse des CBG sont étudiés. L'article a été soumis pour publication dans le *Journal of Construction Steel Research.*

En plus des articles inclus dans le corps de la thèse, d'autres résultats intermédiaires ont été présentés dans le cadre de conférences, tant au niveau canadien qu'au niveau international :

- 9e conférence internationale sur le comportement des structures en acier dans des zones sismiques, STESSA ′18, Christchurch, Nouvelle-Zélande : Shake table test of a half-scale 2-storey steel building seismically retrofitted using rocking braced frame system (Mottier, Tremblay, & Rogers, 2018);
- 12e conférence Canadienne de génie parasismique, Québec, Canada : Performance evaluation of gravity-controlled rocking braced frames for low-rise steel buildings (Mottier, Wiebe, Steele, Tremblay, & Rogers, 2019).

Ces communications ont permis de partager et d'augmenter la visibilité des résultats obtenus dans les communautés de scientifiques et d'ingénieurs praticiens. Elles ont également permis de tirer profit de l'expérience des chercheurs et praticiens rencontrés, pour améliorer et raffiner les modélisations effectuées.

CHAPITRE 2 REVUE CRITIQUE DE LA LITTÉRATURE

Ce chapitre présente un condensé de l'état de l'art de la littérature scientifique à propos de quatre domaines abordés par cette thèse: (i) les cadres berçants ; (ii) l'étude des chocs ; (iii) l'étude des accélérations verticales induites dans la structure ; et (iv) les études de fiabilité.

2.1 Cadres berçants

Cette section présente tout d'abord certaines généralités sur les cadres berçants, complétant ainsi les informations présentées en Introduction. Le comportement théorique des cadres berçants sous une charge latérale est ensuite présenté, ainsi que les modélisations utilisées dans les études publiées à ce jour. Une sous-section est enfin consacrée à l'application des contreventements berçants à des structures de faible hauteur.

2.1.1 Généralités

L'étude des cadres berçants a commencé au début des années 1960. L'application aux structures en acier a été initiée à la fin des années 1970 (voir section 2.1.3). Les premières études furent expérimentales et ont montré que l'utilisation de tels systèmes pouvait réduire les efforts dans les structures lors d'évènements sismiques majeurs (Housner, 1963) en permettant aux structures de se soulever localement et temporairement sur leurs fondations. Ce faisant, la rigidité de la connexion entre la structure et le sol est considérablement réduite (elle est théoriquement nulle) et les efforts induits par le séisme au sein de la structure sont limités. Le mécanisme de bercement de la structure vient agir comme un fusible, qui limite la quantité d'efforts qui peuvent être repris par les membrures de la structure (Housner, 1963).

Dans une structure contreventée par cadre berçant, trois paramètres sont étudiés afin de pouvoir quantifier le niveau de performance de la structure, c'est-à-dire l'efficacité avec laquelle elle résiste et se comporte de manière résiliente pendant le séisme (ASCE, 2014). Ces trois paramètres sont les déformations résiduelles (plastifications locales), le déplacement latéral à chaque étage et les accélérations horizontales et verticales mesurées à chaque étage (Wiebe & Christopoulos, 2010) (Wiebe L. , 2013). Le déplacement latéral à tous les étages est majoritairement contrôlé par le bercement (Wiebe L. , Christopoulos, Tremblay, & Leclerc, 2013). Pour obtenir ce comportement, les éléments essentiels composant le système sont:

- un mécanisme assurant le recentrage de la structure : cela peut être la force de gravité, comme dans le cadre de cette thèse. Cependant, un système annexe de recentrage peut être installé en lieu et place de la force de gravité : ce recentrage peut être assuré par la mise en place de câbles de post-tension, comme dans un certain nombre d'autres études;
- un système de blocage horizontal à la base des colonnes, permettant d'empêcher la translation du cadre berçant, et ainsi d'initier le soulèvement, comme illustré en Figure 1.2;
- un élément dissipateur d'énergie d'une valeur d'activation F_s pendant le bercement afin de contrôler les déplacements latéraux ou l'amplitude du bercement (voir Figure 2.1).

Le type de dispositif de dissipation d'énergie, ainsi que ses caractéristiques, telle la valeur de F_s, doivent être choisis de manière à atteindre les objectifs de déplacement visés : il doit être adapté en tenant compte du compromis que le concepteur doit trouver:

- F_s doit être suffisamment grand pour atteindre les objectifs de performance visés en termes de déplacements latéraux. Ces objectifs peuvent être dictés par les codes, mais ils peuvent aussi être imposés par le propriétaire;
- F_s doit cependant être limité pour réduire au minimum les efforts additionnels induits dans la structure et assurer le recentrage du système après l'épisode sismique. Pour cette raison, il est nécessaire que $F_s \leq \sum P_{gc,x}$, où $P_{gc,x}$ représente les forces de gravité s'exerçant sur les colonnes à l'étage x (voir Figure 2.1).

Un coefficient β peut être défini pour quantifier le ratio de dissipation d'énergie imposé au système. Celui-ci est alors donné par l'équation 2.1.

$$\beta = 2\frac{M_{ED}}{M_{GC} + M_{ED}} \qquad \text{(Éq 2.1)}$$

Où M_{ED} et M_{GC} sont respectivement le moment stabilisant appliqué à la structure dû au dispositif de dissipation d'énergie et aux charges de gravité.

Plusieurs types d'éléments dissipateurs d'énergie (ED) peuvent être utilisés dans un cadre berçant. Ce choix est laissé au concepteur. Les mécanismes de dissipation d'énergie utilisés sont détaillés en section 2.1.3.

L'étude de Mottier et al. (2017) a comparé l'influence du choix du dispositif de dissipation d'énergie sur le comportement d'un CBG entre un dispositif de dissipation par friction, des ressorts à friction (RingFeder ©, (Jahnel & Cole, 2016)) et des barres plastifiant en traction, pour une valeur d'activation F_s identique. Elle a ainsi mis en évidence que le dispositif de dissipation par friction était plus efficace, dans la mesure où il induit des chocs moins intenses entre les colonnes et leur fondation, et qu'il dissipe plus d'énergie pour un même cycle de bercement.

La présence de ces éléments dissipatifs donne à la structure berçante une courbe d'hystérésis force-déplacement théorique très identifiable, communément nommée « en forme de drapeau » dont l'analyse est effectuée en section 2.1.2.

2.1.2 Comportement théorique des cadres berçants

Cette section présente le comportement théorique des cadres berçants. Les explications fournies se fondent sur les courbes statiques théoriquement obtenues de l'étude des structures berçantes. Dans un premier temps, le comportement des CBG est analysé en détail. Dans un second temps, les spécificités du comportement théorique des CBPT sont présentées.

2.1.2.1 Cadres berçants gravitaires (CBG)

La Figure 2.1 présente le comportement d'un CBG d'un étage supportant des charges gravitaires P_{gc} et muni d'éléments dissipateurs d'énergie à friction offrant une résistance F_s lorsque soumis à un cisaillement à la base V. Les Figure 2.1 c et d présentent l'orientation de F_s selon le cycle de bercement.

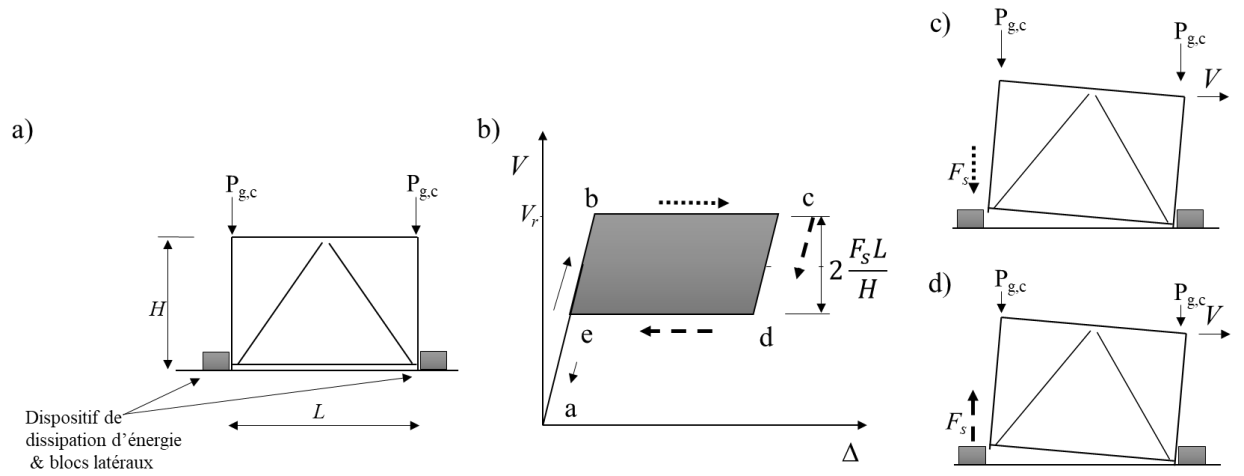


Figure 2.1 a) Schéma de principe d'un cadre berçant gravitaire d'un étage ; b) Courbe d'hystérésis force-déplacement, effets P-Delta négligés ; c) Force F_s de *b* à *c* ; d) Force F_s de *c* à *e*.

Sous la force *V* croissante du point *a* au point *b* de la courbe d'hystérésis (Figure 2.1 b), la structure a un comportement linéaire élastique avec une rigidité égale à celle de la structure sur base fixe. Le soulèvement débute sous une force latérale V_r, lorsque le moment produit par cette force excède le moment stabilisateur induit par les charges gravitaires et la résistance du dispositif ED (voir Éq 2.2). Cet instant correspond au point *b* de la courbe présentée à la Figure 2.1b. Un des poteaux du cadre berçant gravitaire se soulève de la fondation et l'ensemble de la structure pivote autour de la base du second poteau reposant toujours sur celle-ci. Cette rotation se traduit par un déplacement latéral important à tous les étages. Sur la Figure 2.1b, cette rotation est représentée par le segment de pente nulle *bc* : le système n'offre aucune rigidité latérale. Au point *c*, le déplacement maximal du cycle de bercement est atteint. La descente de la colonne s'initie et active le dispositif de dissipation d'énergie en sens inverse, selon la rigidité du dispositif d'abord (de *c* à *d* sur la courbe présentée à la Figure 2.1b puis sans rigidité (de *d* à *e sur* la courbe présentée à la Figure 2.1b lorsque le glissement se produit dans le dispositif. Lorsque la colonne est à nouveau en contact avec la fondation (point *e*), la structure reprend alors son comportement linéaire élastique, jusqu'à son état initial (point *a*) (Eatherton & Hajjar, 2008).

L'équation 2.2 précise la valeur seuil M_R que doit atteindre le moment de renversement produit par la force *V* pour initier le soulèvement. M_R est calculé par équilibre des moments calculé au point de bercement de la structure.

$$M_R = M_{GC} + M_{ED} = P_{gc}L + F_sL \qquad \text{(Éq 2.2)}$$

Dans cette équation, L est la largeur de la baie contreventée.

La Figure 2.2b présente le diagramme de corps libre d'un cadre berçant gravitaire en position de bercement. Pour des raisons de clarté, seules les forces gravitaires $P_{gc,x}$ s'appliquant au toit ont été représentées. La Figure 2.2 c) présente le comportement théorique attendu du cadre en matière de réactions verticales et de cisaillement, obtenu à partir d'un équilibre des forces verticales et d'un équilibre des moments au point de contact entre la structure et la fondation.

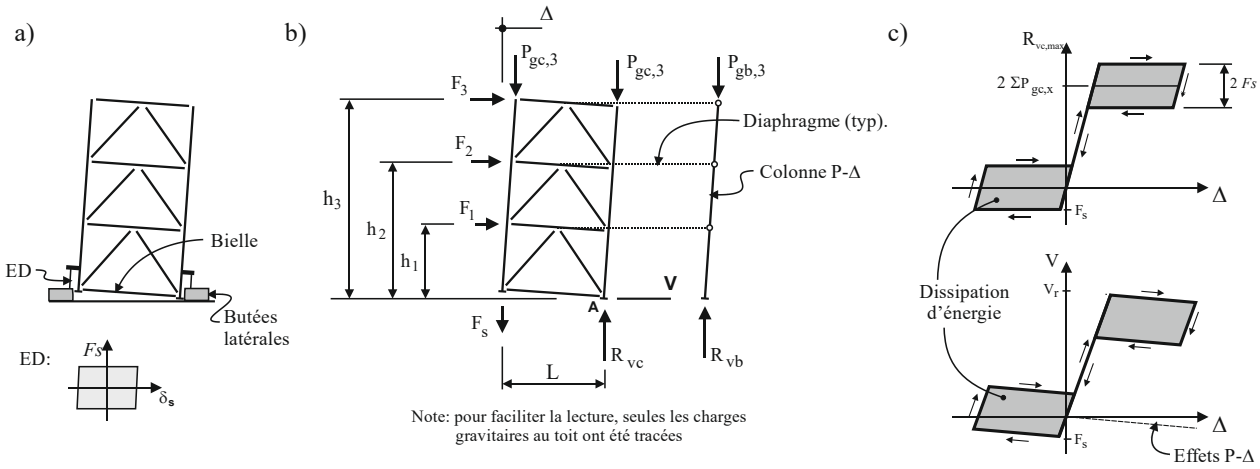


Figure 2.2 Schéma de principe d'un cadre berçant gravitaire de 3 étages : a) illustration; b) Diagramme de corps libre; c) Courbes d'hystérésis. - tiré de (Mottier, Tremblay, & Rogers, 2017)

À partir de ce diagramme de corps libre, il est possible de calculer la valeur maximum de la réaction verticale $R_{vc,max}$ à la base de la colonne, donnée par l'équation 2.3 :

$$R_{vc,max} = 2\sum P_{gc,x} + F_s \qquad \text{(Éq 2.3)}$$

Dès l'instant où le bercement est initié, l'équation 2.4 est obtenue par équilibre du moment autour du point de bercement :

$$\left(\sum P_{gc,x} + F_s\right) L = \sum F_x h_x + \sum \left(2\, P_{gc,x} + P_{gb,x}\right) \Delta_x \qquad \text{(Éq 2.4)}$$

Cette équation tient compte des effets P-Delta (les forces F_x doivent diminuer lorsque les déplacements Δ_x augmentent), tout en gardant l'hypothèse de petites déformations. Lorsque ces effets sont considérés, la pente du segment *bc* de la Figure 2.1b devient négative.

En partant de l'équation 2.4 et en supposant une répartition des efforts latéraux dus au séisme selon le premier mode de réponse de la structure (CNRC, 2015), et en supposant $\Delta_x = 0$ (soit à l'instant exact de l'initiation du bercement) , on obtient la force latérale $V_{r,max}$, transmise à la structure à l'initiation du bercement (Mottier, Tremblay, & Rogers, 2017), donnée par

$$V_r = \frac{\sum W_x h_x}{\sum (W_x {h_x}^2)} \left[\left(\sum P_{gc,x} + F_s\right) L\right] \qquad \text{(Éq 2.5)}$$

Les équations 2.3 et 2.5 fournissent des valeurs théoriques permettant de caractériser le comportement d'un cadre berçant gravitaire et de connaître les valeurs caractéristiques théoriques des cadres berçants gravitaires.

2.1.2.2 Cadres berçants à post-tension (CBPT)

Lorsque l'étude porte sur des CBPT, les mêmes mécanismes sont mis en place, ainsi que l'illustre la Figure 2.3. Lorsque la force latérale V due au séisme augmente, la structure adopte tout d'abord un comportement élastique linéaire. Lorsque le moment de renversement imposé par la force V dépasse la valeur M_R donnée à l'équation 2.6, les câbles de post-tension confèrent à la structure une rigidité additionnelle.

$$M_{R,PT} = M_{GC} + M_{ED} + M_{PT} = P_{gc} L + F_s L + \frac{P_T\, L}{2} \qquad \text{(Éq 2.6)}$$

Cependant, à l'initiation du bercement, la tension dans les câbles de post-tension augmente. La non-linéarité des câbles confère une rigidité additionnelle à la structure, ce qui se traduit par une seconde pente positive, comme le montre la Figure 2.3c.

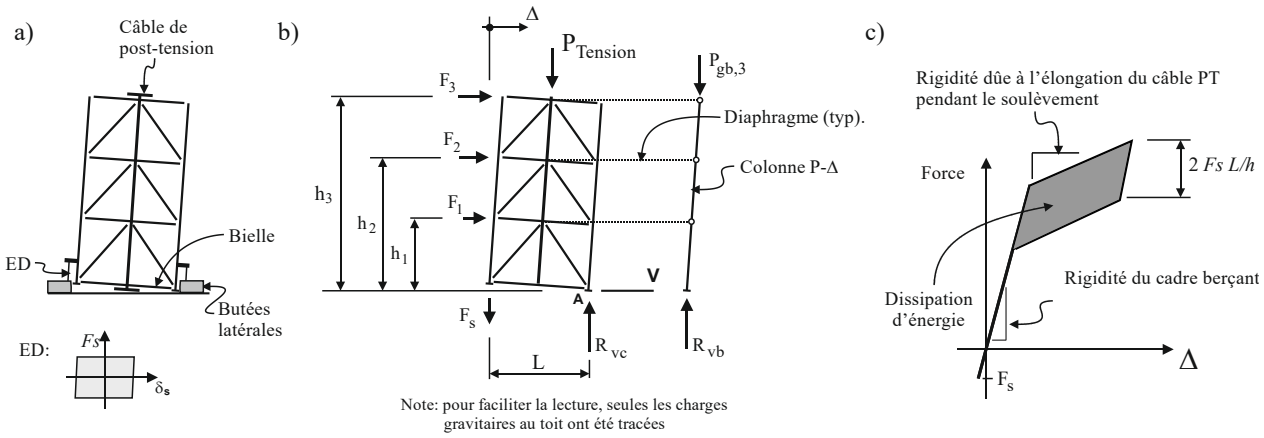


Figure 2.3 Schéma de principe d'un cadre berçant à post-tension de 3 étages : a) Illustration; b) Diagramme de corps libre; c) Courbes d'hystérésis.

2.1.3 Études expérimentales sur les cadres berçants en acier

Les premières études analytiques sur les structures libres de bercer à leur base pour réduire les effets des séismes ont été réalisées par Housner (1963). Priestley et al. (1978) ont validé le concept au moyen d'essais sur simulateur sismique d'une structure simple à un degré de liberté. Pour les structures métalliques, plusieurs programmes d'essais sur des cadres berçants ont été réalisés. Ceux-ci peuvent être regroupés en deux catégories : cadres berçants gravitaires (CBG) et cadres berçants avec post-tension (CBPT).

Pour les CBG, le premier programme d'essais sur simulateur sismique a été réalisé sur un modèle d'une structure de 9 étages à l'échelle 1:3 par Huckelbridge (1977). Le modèle faisait 7.3 m de hauteur et supportait une charge de gravité de 400 kN. Les essais ont été réalisés sur le spécimen avec bases de colonnes fixes et bases sur appuis de néoprène permettant le soulèvement. La comparaison des résultats des deux séries d'essais a permis de confirmer l'effet réducteur du bercement sur les efforts dans la structure. Les essais avec soulèvement ont permis de quantifier l'impact des chocs des colonnes sur les efforts dans les colonnes et poutres (jusqu'à 25% d'augmentation des efforts de cisaillement et 20% d'augmentation des efforts de compression axiale dans les colonnes des structures fixes par rapport aux structures berçantes). Il a aussi été observé que les chocs des colonnes excitaient les modes supérieurs de vibration de la structure. Hormis les appuis en néoprène, le système n'était pas muni de dissipateur d'énergie. Malgré cela, la structure avec bercement a offert une excellente performance avec des déplacements de moins

de 1,5 % sous des séismes de 1,07 g. Griffith et al. (1988) ont refait un programme d'essais similaire sur le même spécimen, monté cette fois sur des isolateurs sismiques permettant le soulèvement des colonnes. Leurs essais ont également permis de mettre en évidence les demandes de compression additionnelles imposées par les cycles de bercement dans les membrures des cadres (colonnes et diagonales).

Pollino et Bruneau (2007) (2010) ont réalisé des essais 3D sur simulateur sismique sur une structure triangulée représentant un pilier de pont. Le modèle faisait 6.09 m de hauteur et supportait une masse de 7,7 t (75,6 kN) au sommet. Les dissipateurs d'énergie étaient des diagonales confinées ductiles courtes reliant verticalement les fondations aux colonnes. Les essais ont démontré que les méthodes d'analyses simplifiées mises en place et fondées sur un système à plusieurs degrés de liberté chargé selon une répartition des efforts selon le premier mode de vibration permettaient d'obtenir des bonnes corrélations entre les résultats numériques et expérimentaux. À partir de ces essais, les auteurs ont développé des abaques permettant de dimensionner les dissipateurs d'énergie afin de limiter les déplacements à une valeur cible.

Les travaux expérimentaux de Midorikawa sur simulateur sismique (2006) ont prouvé que l'usage de CBG permettait de réduire fortement les efforts de cisaillement à la base transmis aux structures, à l'aide de plaques d'assises plastifiant pendant les cycles de bercement. Dans leur structure, les bases des colonnes étaient fixées au sol par des plaques horizontales en acier qui se déformaient en flexion suivant les cycles de bercement pour dissiper l'énergie sismique.

Les travaux de Tremblay & Poirier (2008) ont démontré que la gravité seule pouvait permettre d'assurer le recentrage d'une structure soumise à un séisme, lorsque des dissipateurs d'énergie (amortisseurs visqueux) étaient ajoutés à la base des colonnes. Ils ont également prouvé que l'on pouvait reproduire le comportement d'un CBG à l'aide d'un modèle simple et du logiciel SAP2000, ce qui a permis à Mottier et al. (2017) d'appliquer cette modélisation dans un cadre de réhabilitation.

Il est utile de mentionner ici que le concept des CBG a été appliqué pour la réfection sismique du pont Lion's Gate à Vancouver (Dowdell & Hamersley, 2000). Pour cette réfection, la solution la mieux adaptée a consisté à simplement déboulonner la base des piliers du pont afin de permettre le soulèvement. Ceci indique la pertinence et l'applicabilité à grande échelle du concept des CBG.

Concernant les CBPT, deux programmes d'essais réalisés à l'Université Lehigh par Roke et al. (2009) et par Sause et al. (2010) demeurent notables. Le système étudié par les deux programmes était celui d'un cadre berçant inséré dans une travée de la structure, entre les colonnes gravitaires. La dissipation d'énergie se faisait au moyen de dispositifs en acier installés entre les colonnes de la structure berçante et les colonnes du système de résistance aux charges gravitaires. Les déplacements relatifs des colonnes berçantes par rapport aux colonnes fixes de gravité faisaient plastifier ledit dispositif. Il s'agissait d'un modèle d'un cadre de 4 étages faisant 9,60 m de hauteur. Des essais hybrides ont été réalisés, permettant de prendre en considération l'interaction avec le reste de la structure. Les essais ont montré que des niveaux de performance conséquents, tel que le niveau « occupation immédiate » (ASCE, 2014) pouvait être atteint au travers de l'implantation de contreventements berçants. Dans tous les cas d'étude, le recentrage total du système global après l'évènement sismique a été observé. Ce travail a permis le développement d'une méthode de conception prenant en compte l'effet des modes supérieurs de vibration, développée plus longuement en section 2.1.7.

Eatherton et al. (2008), (2012), ont réalisé deux programmes d'essais sur un système de CBPT faits de deux contreventements placés côte à côte. Les éléments dissipant l'énergie étaient des plaques d'acier placées entre les colonnes des deux cadres qui se déformaient en cisaillement dans le domaine plastique. Ils ont réalisé un programme d'essais hybrides aux É.-U. (Illinois) et un essai sur le simulateur sismique E-Defense au Japon. Les essais ont à nouveau confirmé la forte capacité de recentrage fournie par le système de bercement. Le niveau de performance a permis de suggérer que les bâtisses ainsi contreventées pouvaient être remises en service après un séisme majeur simplement en remplaçant les dispositifs de dissipation d'énergie, dans le cas où ceux-ci auraient atteint des valeurs de déformation trop importantes. Ces essais ont prouvé que l'application de cadres berçants à des structures permettait de fortement augmenter leur résilience aux évènements sismiques majeurs, et d'atteindre des niveaux de performances comparables à ceux atteints par des structures conventionnelles.

Wiebe et al. (2012) (2013) ont réalisé des essais sur simulateur sismique sur un modèle d'un CBPT de 8 étages faisant 9 m de hauteur. Plusieurs configurations ont été testées, dans le but d'étudier différents moyens de diminuer les effets des modes supérieurs sur les structures berçantes. L'implantation d'interfaces de bercement multiples réparties sur la hauteur de la structure (montage précédemment étudié par Wiebe & Christopoulos (2009) ou bien l'utilisation de diagonales non

linéaires ont été envisagées. Les essais ont également permis de montrer que, bien qu'augmentés, les déplacements latéraux étaient toujours contrôlés avec plusieurs interfaces de bercement. L'étude a finalement prouvé que les dispositifs de dissipation d'énergie par friction étaient efficaces tout en garantissant la stabilité de la structure et le contrôle de l'amplitude des mouvements latéraux pendant le séisme.

L'ensemble de ces études expérimentales confirment qu'une structure disposant d'un système de cadre berçant, gravitaire ou a post-tension, demeurera stable tout en ayant des efforts sismiques imposés réduits. Par ailleurs, les membrures des structures berçantes (CBG et CBPT) peuvent demeurer élastiques durant un séisme tandis que leurs déplacements restent limités et contrôlés grâce à l'utilisation de dispositifs de dissipation d'énergie convenablement dimensionnés. La littérature prouve également que les CBG peuvent avoir des niveaux de performance similaires aux structures conventionnelles. De fait, leur résilience globale aux évènements sismiques majeurs est renforcée et fortement liée au remplacement des dispositifs de dissipation d'énergie. Ceci démontre l'intérêt économique de l'implantation de CBG, les travaux nécessaires à leurs remises en fonctions se limitant à ceux effectués sur les dispositifs de dissipation.

2.1.4 **Études numériques sur les cadres berçants.**

Plusieurs études numériques temporelles non linéaires ont été réalisées pour modéliser le comportement sismique de structures avec CBG ou CBPT. La plupart de ces études ont été réalisées par les mêmes équipes ayant réalisé des études expérimentales afin d'analyser plus en détail le comportement des systèmes étudiés en laboratoire. C'est notamment le cas de Tremblay et al. (2008), Ma et al. (2011), Eatherton et al. (2012), ou Wiebe et al. (2012). Dans ces études, les interfaces de bercement étaient modélisées par des éléments de type « compression seulement ». Les dispositifs de dissipation d'énergie, le cas échéant, étaient modélisés par des éléments dont le matériau avait un comportement élastoplastique bilinéaire. Ces études ont démontré la pertinence de l'utilisation de modèles numériques pour prédire les comportements des structures berçantes. Elles ont notamment permis de valider expérimentalement plusieurs méthodes simplifiées de modélisation des cadres berçants. Validées expérimentalement, elles ont confirmé que les modes supérieurs se développant dans les membrures du cadre berçant lors des cycles de bercement pouvaient être prédits numériquement de manière adéquate.

Mottier et al. (2017) ont réalisé une étude numérique portant sur l'utilisation de CBG comme solutions de réhabilitation sismique. Cette étude a mis en avant que, dans le cas des CBG, les chocs avaient une forte influence sur les efforts de compression dans les colonnes et les diagonales. Elle a aussi démontré que les modes supérieurs avaient une influence conséquente sur le comportement global de la bâtisse. Elle a enfin illustré que les cycles de bercement successifs induisaient dans les CBG des accélérations verticales relatives pouvant atteindre +/-1g. Ces accélérations, induites consécutivement aux contacts entre les colonnes et leurs fondations à la fin de chaque cycle de bercement, peuvent induire des forces d'inertie significatives dans les structures de planchers et de toit. L'étude ne s'est pas portée sur les conséquences que ces accélérations induites pouvaient avoir. L'analyse de ces accélérations est présentée en section 2.3.

Au-delà des cadres berçants à proprement parler, la littérature fait aussi état de noyaux berçants. Ces noyaux, sous la forme de colonnes rigides, sont rotulés à la base et permettent une diminution des efforts le long de la structure en uniformisant la rigidité latérale globale du système. Pollino (2013) et Blebo (2015) ont notamment montré que ces noyaux permettent d'augmenter la ductilité des structures étudiées et de leur conférer une capacité de recentrage améliorée par rapport aux structures conventionnelles après un séisme, sans être sensible à l'influence des modes supérieurs. Cependant, aucun soulèvement ne se produit au sein des structures ayant un noyau berçant, à contrario de celles ayant un cadre berçant.

2.1.5 L'influence des modes supérieurs

Dès lors qu'elle est soumise à une sollicitation latérale, telle qu'un séisme, les différents modes fondamentaux de vibration d'une structure sont activés (Chopra, 2007). Le comportement sismique d'une structure sur base fixe sera dominé par son premier mode de vibration (Yim & Chopra, 1983) (Sause R. , Ricles, Roke, Seo, & Lee, 2006). Cependant, ainsi que le montre la Figure 2.4, dans le cas d'une structure berçante, la rigidité associée au premier mode de la structure est significativement réduite. De fait, l'influence des modes supérieurs sur le comportement global de la structure est amplifiée (2009). En particulier, les efforts dans les membrures des étages supérieurs de la structure peuvent être gouvernés par les modes supérieurs de vibration. Cette amplification est telle que les modes supérieures de vibrations doivent être pris en compte dans le dimensionnement des cadres berçants (Wiebe L. , Christopoulos, Tremblay, & Leclerc, 2013).

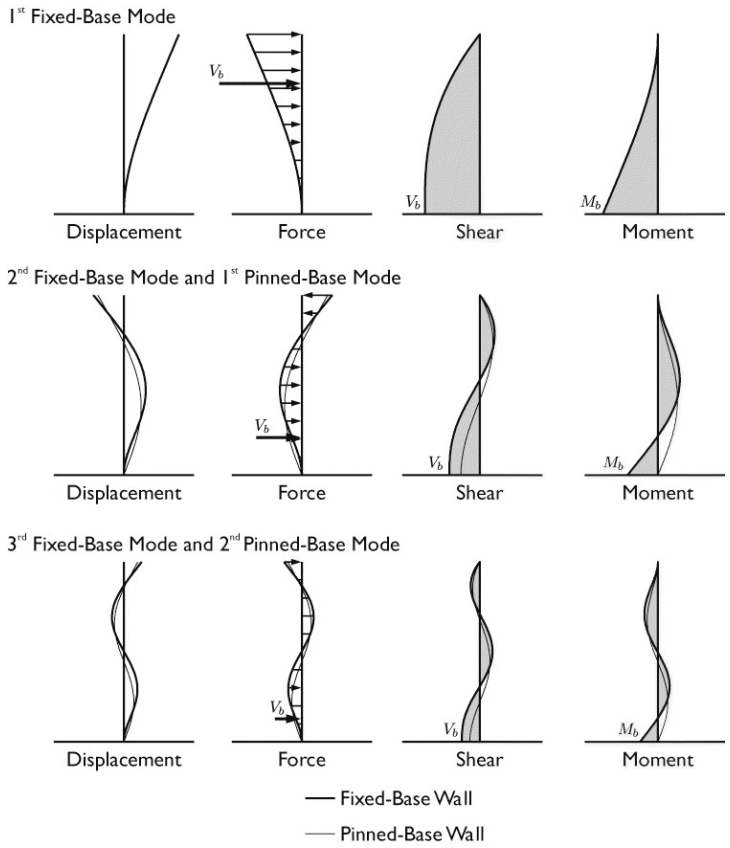


Figure 2.4 Illustration des trois premiers modes de vibration d'une structure dont la masse et la rigidité sont linéairement réparties. – Tiré de (Wiebe & Christopoulos, 2009)

2.1.6 **Utilisation de cadres berçants : le cas des structures de faible hauteur**

La majorité des structures berçantes bâties aujourd'hui utilisent des câbles de post-tension comme moyen de recentrage (Hogg, 2015). L'utilisation de CBPT est cependant plus complexe dans les structures de faible hauteur. En effet, l'acier constituant les câbles de post-tension permettant le recentrage des CBPT sera soumis à des élongations relatives plus importantes pour les structures de faible hauteur (Mar, 2010). Par conséquent, pour des structures de faible hauteur (de 1 à 3 étages), la mise en place de CBG est plus aisée que celle de CBPT. D'autre part, le comportement des structures de faibles hauteurs est moins susceptible d'être fortement gouverné par les modes supérieurs.

2.1.7 Méthodes de dimensionnement

Au cours des différentes études menées, plusieurs chercheurs ont proposé des méthodes de dimensionnement pour les CBPT (Roke, Sause, Ricles, & Gonner, 2009), (Ma, Krawinkler, & Deierlein, 2011), (Steele & Wiebe, 2016). Un code de conception des structures berçantes, tant gravitaires qu'à post-tension, a été publié en Nouvelle-Zélande (Wiebe, Sidwell, & Gledhill, 2015). Dans tous les cas cités, le dimensionnement des structures berçantes se déroule en deux étapes consécutives : le dimensionnement du joint de bercement est effectué dans un premier temps, afin de garantir l'initiation du comportement berçant de la structure. Dans un second temps, le dimensionnement par capacité des membrures du contreventement est effectué, afin que celles-ci demeurent en régime élastique en cas de séisme (Wiebe & Christopoulos, 2014).

Dans cette section, certaines méthodes de dimensionnement proposées et adaptables aisément aux CBG sont présentées. La liste de ces méthodes n'est cependant pas exhaustive (Martin, Deierlein, & Ma, 2019).

2.1.7.1 Méthode de Ma et al. (2011).

Ma et al. (2011) ont développé une procédure de dimensionnement par force statique latérale équivalente modifiée afin de dimensionner des structures berçantes. Cette méthode se fonde sur l'analogie avec un modèle à un degré de liberté. Cette analogie permet d'estimer le moment de renversement maximal imposé par le séisme M_R (voir équation 2.2). Divisé par la largeur du cadre, M_R permet d'obtenir le cisaillement à la base maximal anticipé :

$$V = \frac{M_R}{L} \qquad \text{(Éq 2.7)}$$

Le calcul des forces latérales équivalentes (voir équation 2.10) se fait ensuite par interpolation linéaire, en ajoutant une force supplémentaire au toit (voir équation 2.8) :

$$F_{Toit} = \alpha_F V \qquad \text{(Éq 2.8)}$$

avec

$$\alpha_F = \frac{1{,}1}{\sqrt{N}} \qquad \text{(Éq 2.9)}$$

et

$$F_i = \frac{V - F_{Toit}}{N-1} \qquad \text{(Éq 2.10)}$$

où N est le nombre total d'étages de la structure et i l'étage considéré.

Cette méthode de dimensionnement ne permet pas de prendre en compte les contributions des modes supérieurs.

2.1.7.2 Méthode de Steele and Wiebe (2016)

Steele et Wiebe (2016) proposent également une méthode de dimensionnement par force statique latérale équivalente modifiée, permettant cette fois de considérer les contributions des modes supérieurs.

Dans un premier temps, la conception du joint de bercement est effectuée. Elle nécessite le choix d'une valeur de coefficient de réduction des efforts sismiques R, mais également le choix du ratio de dissipation d'énergie β (Éq. 2.1). Appliqués aux structures berçantes gravitaires, ces paramètres permettent ensuite de définir le moment d'initiation du bercement M_R défini par l'équation 2.2, tel que

$$M_R \geq M_{b,min} = \sum_{i=1}^{N} F_{1,i} \times h_i \qquad \text{(Éq 2.11)}$$

où $M_{b,min}$ est le moment de renversement imposé au cadre berçant du fait des forces sismiques $F_{1,i}$ induites à chaque étage de la structure, en supposant une réponse de cette dernière selon le premier mode de vibration. h_i représente la hauteur de chaque étage, mesurée à partir de la base.

La seconde étape consiste à estimer les forces sismiques associées aux modes supérieurs afin de dimensionner les membrures du cadre berçant. En supposant une répartition linéaire de la masse et de la rigidité de la structure étudiée, les contributions des modes supérieurs sont données par les équations 2.12 et 2.13.

$$F_{2,x} = 0{,}569\, S_a\left(\frac{T_1}{3}\right)\frac{W_{trib,x}}{N}\sin\left(\frac{4{,}49\, H_{mid,x}}{H}\right) \qquad \text{(Éq 2.12)}$$

$$F_{3,x} = 0{,}229\, S_a\left(\frac{T_1}{5}\right)\frac{W_{trib,x}}{N}\sin\left(\frac{7{,}73\, H_{mid,x}}{H}\right) \qquad \text{(Éq 2.13)}$$

où $S_a(T_i)$ est la valeur d'accélération spectrale prescrite par le code du bâtiment pour la période T_i, $W_{trib,x}$ le poids sismique de l'étage considéré ; N le nombre d'étages de la structure ; H est la hauteur de la structure ; $H_{mid;x}$ la hauteur à mi-étage de l'étage x ; $T_1/3$ et $T_1/5$ sont des estimations pour les périodes T_2 et T_3 de deuxième et troisième modes, respectivement.

Une fois un premier dimensionnement effectué, une analyse modale de la structure à dimensionner permet d'obtenir les valeurs réelles des périodes des deuxième et troisième modes de vibration, qui doivent alors être utilisées dans les itérations suivantes de dimensionnent. Les forces latérales issues des modes supérieurs doivent alors être combinées en utilisant la méthode modifiée de la racine carrée de la somme des carrés, présentée à l'équation 2.14.

$$r_{combiné} = r_1 + \sqrt{r_2^2 + r_3^2 + \cdots + r_M^2} \qquad \text{(Éq 2.14)}$$

Ces forces combinées permettent alors de dimensionner les membrures du cadre berçant.

2.1.7.3 Méthode de Roke et al. (2009).

Roke et al. (2009) ont développé une méthode de dimensionnement des cadres berçants par analyse du spectre de réponse. Dans cette méthode, la contribution des modes supérieurs est prise en compte dans le dimensionnement. Dans un premier temps, la contribution du premier mode de réponse de la structure (sur base fixe) est calculée selon l'équation 2.15.

$$\{F_1\} = \frac{M_R}{M_1}\,\Gamma_1[M]\{\Phi\}g \qquad \text{(Éq 2.15)}$$

où M_R est calculé selon l'équation 2.2, M_1 correspond au moment imposé par les forces de premier mode, Γ_1 est le facteur de participation modal du premier mode, $[M]$ est la matrice de masse de la structure considérée.

Une analyse modale doit ensuite être réalisée, afin de calculer la contribution des modes supérieurs aux forces latérales. Elles sont obtenues par combinaison quadratique complète (CQC), et données par l'équation 2.16.

$$f = \sqrt{\sum_{i=1}^{m}\sum_{j=1}^{m}\rho_{ij}(\gamma_i f_i)(\gamma_j f_j)} \qquad \text{(Éq 2.16)}$$

où f_i est la contribution du mode *i* et ρ_{ij} et γ_i et γ_j sont donnés par l'équation 2.17.

$$\rho_{ij} = \begin{cases} 1 \text{ si } i = j \\ 0{,}25 \text{ sinon} \end{cases};\ \gamma_i, \gamma_j = \begin{cases} 1{,}15 \text{ si } i, j = 1 \\ 2 \text{ si } i, j > 1 \end{cases} \qquad \text{(Éq 2.17)}$$

2.1.7.4 Estimation des déplacements latéraux au toit : méthode de Zhang et al. (2018).

Afin de valider la conception effectuée, il est nécessaire de s'assurer que les déplacements latéraux inter-étages sont convenablement anticipés. Bien qu'usuellement utilisée, l'hypothèse des déplacements équivalents se montre non conservatrice dans le cas des structures berçantes (Zhang, Steele, & Wiebe, 2018). Pour pallier cette imprécision, Zhang et al. définissent un coefficient C_R qui doit être pris en compte lors de l'estimation des déplacements anticipés dans un cadre berçant étudié sur sols de classe C, au sens du CNB, selon l'équation 2.18:

$$\Delta_{max,est} = C_R\ \Delta_{max,elastique} = C_R R \Delta_y \qquad \text{(Éq 2.18)}$$

où *R* est le coefficient de modification des efforts sismiques et Δ_y le déplacement latéral obtenu par analyse linéaire élastique. La définition du coefficient C_R est donnée par l'équation 2.19.

$$C_R = 1 + (R-1)^{b_1}\frac{b_2 + b_3\,(1-\beta)^{b_4}}{T_1^{b_5}} \qquad \text{(Éq 2.19)}$$

où b_1, b_2, b_3, b_4 *et* b_5 sont des constantes obtenues par régressions suite à des analyses sismiques de modèles à un degré de liberté, β est le ratio de dissipation d'énergie et T_1 est la période du premier mode de vibration de la structure sur une base fixe.

2.2 Impacts et chocs

Du fait des cycles de bercement auxquelles elles sont soumises lors d'évènements sismiques majeurs, les colonnes des contreventements des structures berçantes sont amenées à connaître des chocs répétés. L'influence de ces chocs sur le comportement global de la structure n'a que peu été étudiée (Pollino & Bruneau, 2010). Cette revue présente donc une révision de la littérature sur les chocs et collisions et sur les effets qu'ils peuvent avoir dans des contextes plus généraux. Cette section présente d'abord le choc comme phénomène physique et présente le phénomène ondulatoire, puis la modélisation d'un choc appliqué à un système élémentaire. Elle présente ensuite l'application des chocs aux structures berçantes ainsi qu'une brève revue de la modélisation numérique des chocs.

2.2.1 Définition d'un choc et équation d'onde

Un choc est défini en dynamique des structures comme « une rencontre plus ou moins violente, mais soudaine et rapide, de deux ou plusieurs corps […]. Cette rencontre produit une modification de l'état de mouvement des corps » (Larousse, 2018). Deux types de chocs sont à distinguer : les chocs élastiques et les chocs mous. Un schéma précisant la différence entre ces deux types de chocs est présenté à la Figure 2.5.

Lors d'un choc rigide parfaitement élastique (choc court, localisé), la durée du choc est si courte que les ondes résultantes n'ont pas le temps de se propager dans la structure choquée ni de la déformer. Dans ce cas théorique, il n'y a pas de dissipation d'énergie, et le coefficient de restitution d'énergie e, défini comme le ratio des différentiels des vitesses des solides en collision avant et après le choc (Éq 2.20), est égal à 1.

$$e = \frac{v_{2,f} - v_{1,f}}{v_{2,i} - v_{1,i}} \qquad \text{(Éq 2.20)}$$

où v_1 et v_2 désignent les vitesses des masses ponctuelles 1 et 2 aux instants précédent le choc (v_i) et suivant le choc v_f.

Dans le cas théorique de chocs mous, parfaitement plastiques, e est alors égale à 0, car les deux solides se lient l'un à l'autre pour ne former qu'un seul solide ayant une unique vitesse (Goldsmith, 2015).

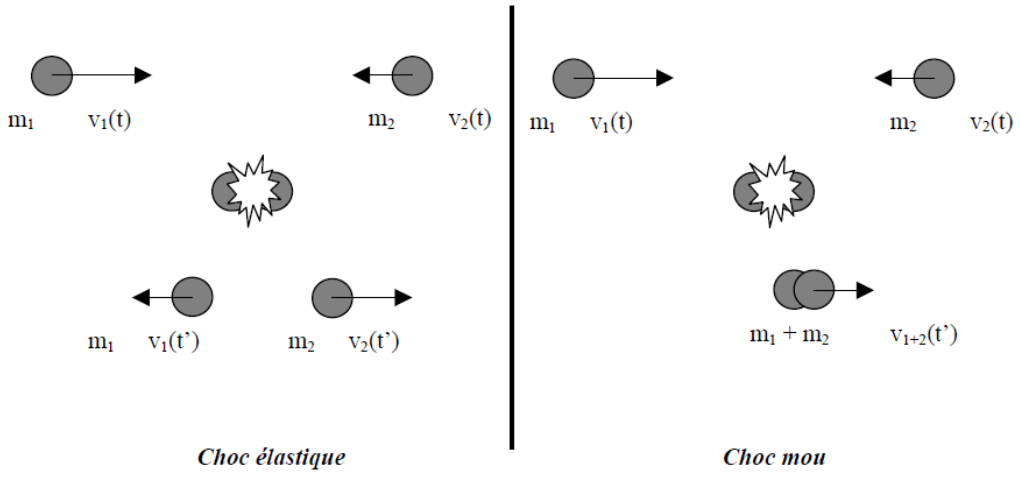


Figure 2.5 Illustrations conceptuelles de la différence entre des chocs de masses ponctuelles : choc élastique ; choc mou - (Kœchlin, 2007)

Dans la réalité, les chocs se trouvent entre ces deux cas théoriques : les surfaces de contact ne sont jamais parfaitement planes, et des déformations plastiques locales sont à prévoir. En plus de ces déformations, une part de l'énergie cinétique initiale est dissipée, soit par propagation d'ondes de choc, soit par mécanisme de friction interne (Reed, 1985). Lorsque le choc est parfaitement normal, et en négligeant les effets d'inertie, les ondes créées sont des ondes de compression longitudinales, qui se propagent alors à une vitesse c définie par l'équation 2.21.

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \qquad \text{(Éq 2.21)}$$

où c est la célérité de l'onde, et E et ρ sont respectivement le module de Young et la masse volumique du matériau dans lequel l'onde se propage.

Ces ondes se propagent selon une équation appelée usuellement « équation d'onde » et dont la forme dans le cas unidimensionnel est donnée par l'équation suivante 2.22.

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} \qquad \text{(Éq 2.22)}$$

Où φ est une fonction de la forme $\varphi(x) = f(x - ct) + g(x + ct)$ et représente le train d'ondes se déplaçant à la célérité c (Goldsmith, 2015).

Appliqué au cas d'une colonne supportée à une extrémité et guidée à l'autre soumise à un choc longitudinal d'amplitude F_a, l'équation 2.22 caractérise alors l'onde axiale qui se propage dans la colonne. L'onde transversale prenant en compte l'inertie de la colonne est décrite par l'équation 2.23.

$$EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{\partial}{\partial x}[F_a \frac{\partial w}{\partial x}] + \rho A \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = 0 \qquad \text{(Éq 2.23)}$$

où w est le déplacement transversal, A est l'aire de la colonne et I est son inertie.

En négligeant le terme d'inertie transverse $\rho A \frac{\partial^2 w}{\partial t^2}$, le flambement de la colonne suite à cette compression peut être déterminé. On retrouve alors l'équation de la charge critique d'Euler, en utilisant les conditions aux limites, et l'équation de l'onde est donnée par l'équation 2.24.

$$w(x) = B\left(1 - \cos\left(\frac{2\pi x}{ct}\right)\right), pour\ 0 \leq x \leq c_o t \qquad \text{(Éq 2.24)}$$

où c est la célérité de l'onde (Goldsmith, 2015).

Il est enfin important de mentionner le fait que l'onde de compression, une fois induite dans la colonne frappée, s'y propage jusqu'à son extrémité. Là, une partie de l'onde est réfléchie au sein de la colonne, tandis que l'autre peut être transmise au solide auquel la colonne est connectée. Les conditions de phase et d'amplitude de ces deux ondes dépendent des caractéristiques du solide auquel la colonne est connectée et du type de connexion entre le solide et la colonne.

2.2.2 Réponse dynamique d'un système élémentaire soumis à un choc

Cette section présente la théorie de la réponse à un choc d'un système élémentaire à un degré de liberté (masse ressort sans amortissement) soumis à un chargement de type harmonique. La solution de cette modélisation est applicable si le choc peut être ramené à une demi-longueur

d'onde d'amplitude p_o et de pulsation $\overline{\omega}$ sur une durée t_d. Les chocs, ou charges impulsionnelles, peuvent être assimilés à des chargements $F(t)$ donnés par l'équation 2.25.

$$F(t) = \begin{cases} p_o \sin(\overline{\omega} t), t \leq t_d \\ 0, t > t_d \end{cases} \quad \text{(Éq 2.25)}$$

Cette modélisation simple, supposant une impulsion sinusoïdale, pourrait s'appliquer dans le cas d'un cadre berçant d'un étage, dans lequel la masse et le ressort excités représenteraient la masse des planchers et la rigidité des colonnes, respectivement. Il est important de s'assurer que les valeurs de p_o et de $\overline{\omega}$ sont définies de manière réaliste pour correspondre au problème étudié, et que la durée des chocs soit correctement définie.

La réponse à une charge impulsionnelle se décompose alors en deux parties et est donnée par l'équation 2.26 (Paultre, 2005).

$$u(t) = \begin{cases} \frac{p_o}{k} \cdot \frac{1}{1-\beta^2} (\sin(\overline{\omega} t) - \beta \sin(\omega t), t \leq t_d \\ \frac{\dot{u}(t_d)}{\omega} \sin\big(\omega(t-t_d)\big) + u(t_d) \cos\big(\omega(t-t_d)\big), t > t_d \end{cases} \quad \text{(Éq 2.26)}$$

où $u(t)$ désigne le déplacement du système élémentaire ; ω désigne la pulsation propre du système. $\dot{u}(t_d)$ et $u(t_d)$ désignant les conditions initiales à t_d et $\beta = \frac{\overline{\omega}}{\omega}$.

De cette équation, il est possible également d'obtenir la valeur maximale du déplacement donnée par l'équation 2.27.

$$u_{max} = \frac{p_o}{k} \cdot \frac{1}{1-\beta^2} (\sin\left(\frac{2\pi\beta}{1+\beta}\right) - \beta \sin\left(\frac{2\pi\beta}{1+\beta}\right), \frac{t_d}{T} \geq \frac{1}{2} \quad \text{(Éq 2.27)}$$

et le facteur d'amplification dynamique R_d, présenté en équation 2.28 :

$$R_d = \frac{1}{1-\beta^2} (\sin\left(\frac{2\pi\beta}{1+\beta}\right) - \beta \sin\left(\frac{2\pi\beta}{1+\beta}\right), \frac{t_d}{T} \geq \frac{1}{2} \quad \text{(Éq 2.28)}$$

Dans le cas où β>1, l'équation 2.27 devient l'équation 2.29, et l'équation 2.28 devient l'équation 2.30

$$u_{max} = \frac{p_o}{k} \cdot \frac{2\beta}{1-\beta^2} \cos\left(\frac{\pi}{2\beta}\right), \frac{t_d}{T} < \frac{1}{2} \qquad \text{(Éq 2.29)}$$

et

$$R_d = \frac{2\beta}{1-\beta^2} \cos\left(\frac{\pi}{2\beta}\right), \frac{t_d}{T} < \frac{1}{2} \qquad \text{(Éq 2.30)}$$

Dans le cas de structures en acier, les fréquences usuelles de vibrations des poutres sont de l'ordre de 2 à 5 Hz, et jusqu'à 40 Hz pour les colonnes (Filiatrault, Tremblay, Christopoulos, Folz, & Pettinga, 2013).

Toutefois, cette approche simplifiée ne pourrait être appliquée directement à un cadre berçant : ceux-ci ne constituent pas un système à un degré de liberté, et des inconnues subsistent sur la définition de l'impulsion représentant le choc. Cette approche ne permet pas non plus la prise en compte de l'effet des accélérations verticales au sol. Ces difficultés d'application au cas des cadres berçants réels sont discutées plus bas.

2.2.3 Application aux structures berçantes gravitaires

Beaucoup d'études concernant les chocs sur les structures concernent l'étude des comportements des structures soumises à des impacteurs aériens tels que des avions ou des missiles (Kœchlin, 2007) (Rousseau, 2009) ou à des explosions (Gram, Clark, Hegemier, & Seible, 2012). Ces études ont été envisagées pour la protection d'industries sensibles, tels les centrales nucléaires ou les barrages hydroélectriques (Shiu, 2008), et ont été développées en réponse aux menaces terroristes auquel le monde doit faire face à l'heure actuelle. D'autres études d'impacts portent également sur les collisions entre les structures routières et les véhicules qui y circulent (Berton, Bouaanani, Lamarche, & Roy, 2017).

Par conséquent, ces études envisagent plutôt les réponses des structures à des chocs latéraux avec des impacteurs (missiles, avions, onde de choc de l'explosion…) ayant une vitesse plus importante que la vitesse de collision des colonnes d'un contreventement berçant avec leurs fondations. Les répercussions des chocs axiaux dans les colonnes d'acier (comportement attendu lors du bercement du contreventement) sont assez peu étudiées dans la littérature scientifique, mis à part dans le cas

des pieux de fondations qui sont enfoncés dans le sol. Pour autant, dans ce cas-là, le sol fournit une retenue latérale aux pieux, qui les empêche de se déformer.

À la connaissance de l'auteur, l'ensemble des analyses sur le comportement sismique des CBG et CBPT s'est porté sur le comportement des structures berçantes lorsque soumises à des sollicitations sismiques importantes, en précisant notamment l'évolution des efforts attendus dans les membrures des contreventements. Pour autant, aucune ne s'est particulièrement portée sur les effets induits par les chocs liés aux cycles de bercements. Huckelbridge (1977) a mis en évidence des augmentations locales d'efforts dans les colonnes suite aux chocs dus au bercement dans la structure berçante gravitaire étudiée. À l'inverse, Midorikawa (2006) a observé que ces impacts n'induisent pas d'augmentation significative des efforts de compression dans les colonnes du spécimen berçant gravitaire qu'il étudiait, lorsque comparés aux efforts mesurés dans le spécimen sur base fixe.

Ma et al. (2011) ont noté que dans la structure contreventée berçante à post-tension qu'ils étudiaient, les chocs des colonnes sur leurs fondations causaient localement des pics d'efforts, mais que ces effets étaient négligeables devant la compression exercée par les câbles de post-tension. Pollino et Bruneau (2008) ont considéré ces augmentations locales d'efforts dans leur méthode de dimensionnement des cadres berçants post-tensionnés. Cependant, aucune étude précise de l'impact et des dommages induits par les chocs dans une structure berçante sans câble de post-tension n'est à ce jour disponible.

2.2.3.1 Application aux matériaux

Les études d'impact sont nécessairement liées à l'étude des taux de déformation que subit la structure étudiée, soit la dérivée temporelle des déformations que la structure étudiée subit (Goldsmith, 2015). Plusieurs chercheurs se sont intéressés à l'influence du taux de déformation sur les propriétés physiques de l'acier (Rao, Lohrmann, & Tall, 1966), (Chang & Lee, 1987). Ces études ont conclu que l'augmentation du taux de chargement conduisait à l'augmentation de la limite élastique de l'acier. Dans le cas de séismes, les taux de déformation induits dans les structures peuvent varier entre 0,25 s^{-1} et 2,5 s^{-1} (Gioncu, 2000). Plusieurs lois de taux de chargement ont été décrites et comparées à des résultats d'essais. Les résultats de ces essais ont confirmé que les taux de déformation induits lors de séismes pouvaient amplifier la limite élastique de l'acier d'un facteur allant jusqu'à 1,2 fois la limite élastique statique (Rao, Lohrmann, & Tall, 1966), (Okazaki & Engelhardt, 2007), (Paul, Raj, Biswas, Manikandan, & Verma, 2014) .

2.2.3.2 Application aux colonnes

Lorsque soumises à des charges de chocs entre leurs plaques d'assise et leurs fondations, les colonnes d'acier sont sollicitées dynamiquement. Au vu de la vitesse d'impact relativement faible, les chocs sont supposés élastiques (c'est-à-dire avec rebond) (Kœchlin, 2007). Pour cette même raison, la majorité de l'énergie cinétique initiale de la colonne est censée se dissiper sous forme d'ondes élastiques (Reed, 1985). Ces ondes sont dissipées à la fois dans la colonne (onde réfléchie) et dans la fondation (onde transmise). Cependant, plus la vitesse de collision est grande, plus le coefficient de restitution e diminue, c'est-à-dire que plus la quantité d'énergie dissipée est conséquente. Alors, les ondes réfléchies et transmises sont fortement atténuées. À la connaissance de l'auteur, il n'existe pas de données expérimentales permettant de décrire les caractéristiques des chocs (amplitude, durée, etc.) entre la base des colonnes en acier et les fondations en béton armé lors du bercement de cadre. Il n'y a pas non plus de données expérimentales sur les effets de ces chocs sur la structure d'un cadre berçant gravitaire.

Meier (1945) a mis en évidence que les résistances dynamiques des colonnes d'acier étaient supérieures aux résistances statiques, si tant est que les charges de choc soient appliquées pendant une courte durée. Ari-Gur (1982) a travaillé sur la quantification des déformations subies par des colonnes impactées dynamiquement ainsi que sur leurs résistances axiales. Il a conclu que la résistance au flambement était fortement influencée par les imperfections géométriques, par les valeurs d'élancement de la colonne considérée et par la durée des chocs. Plus les chocs sont longs, moins la résistance dynamique de la colonne est importante, sans jamais être inférieure à la résistance statique. Par ailleurs, plus la colonne est élancée, plus les déformations axiales qu'elle subit sont conséquentes (Ari-Gur, Weller, & Singer, 1982). Il est important de noter que dans cette étude le matériau était supposé purement élastique. Les constats de Ari-Gur ont été confirmés par (Goldsmith, 2015), qui démontre que la limite élastique dynamique pour des aciers standards peut être amplifiée d'un facteur allant de 2 à 3 par rapport à la limite élastique statique pour des hautes vitesses de choc (taux de déformations supérieurs à 10). Toutefois, il montre aussi que moins la vitesse de choc est élevée (tel pour l'impact entre une colonne et sa fondation), moins ces facteurs d'amplification sont importants, tout en restant toujours supérieurs à 1.

2.2.3.3 Application aux assemblages

L'étude du comportement des assemblages en acier soumis à des charges de chocs est un domaine relativement peu traité dans la littérature scientifique. Toutefois, le cas des assemblages soumis à des explosions a été étudié pour une structure de type « cadre rigide » (Sabuwala, Linzell, & Krauthammer, 2005). Cette étude a confirmé que des chargements soudains sur des poutres engendrent des concentrations de contraintes élevées au niveau des assemblages poteaux-poutre, en particulier au niveau des trous de boulonnage qui peuvent plastifier localement. Bien que le contexte de cette étude diffère de celui des CBG, les chargements de type « explosions » présentent des similarités avec les chocs qui sont étudiés au long de cette thèse. Cette étude permet donc d'identifier les assemblages poteaux-poutres comme un lieu de possible endommagement engendré par les chocs successifs entre les colonnes et leur fondation.

2.3 Accélérations verticales dans les structures

Lors des chocs précédemment décrits entre les colonnes et leurs fondations, des accélérations verticales conséquentes peuvent être générées. Cette section précise l'influence de ces accélérations sur les structures de façon globale, ainsi que les exigences de certaines normes de conception et de réhabilitation en cette matière. Enfin, elle s'intéresse au cas spécifique des structures berçantes.

2.3.1 Influence des accélérations verticales du sol

Les sollicitations sismiques peuvent se décomposer en trois composantes : deux composantes horizontales et une composante verticale. Les composantes horizontales sont prises en compte dans les codes et normes par les spectres de dimensionnement et permettent de définir les valeurs d'accélération que les structures sont amenées à subir lors des évènements sismiques, à la différence des composantes verticales, qui ne sont pas considérées au Canada (Code national du bâtiment - Canada, 2015).

Cependant, les séismes de San Fernando, Northridge et Kobé, entre autres, ont mis en évidence l'influence centrale que pouvaient avoir les accélérations verticales sur la réponse des structures aux séismes (Bozorgnia, Mahin, & Brady, 1998). Les dégâts liés à ces composantes peuvent aussi être régulièrement observés sur le terrain après des évènements sismiques majeurs (Papazoglou & Elnashai, 1996).

Ces constats ont été confirmés par les études d'Iyengar (Iyengar & Shinozuka, 1972) et Wu (Wu H. , 2016), qui mettent en avant la sensibilité particulière des poutres de planchers aux accélérations verticales, en particulier à la mi-portée de celles-ci. Du fait des effets d'inertie, les moments maximaux auxquels sont soumises les poutres sont alors fortement augmentés. Les valeurs des efforts de compression axiale dans les colonnes sont également fortement modifiées, comme le montre la Figure 2.6. Cette dernière montre que ces efforts peuvent être augmentés d'un facteur allant jusqu'à 50%.

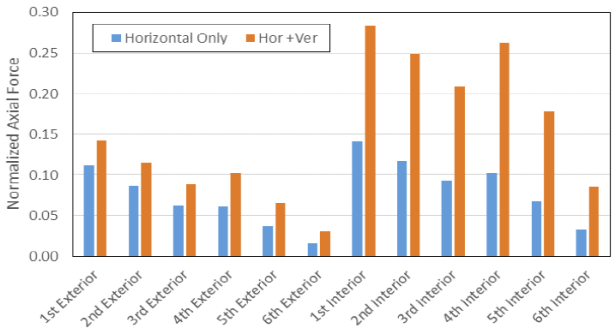


Figure 2.6 Comparaison des efforts axiaux dans les colonnes d'un cadre à moments résistants soumis ou non à des accélérations verticales du sol – tiré de (Wu & Marshall, 2017)

Les accélérations verticales du sol induisent également des vibrations et des forces inertielles dans les poutres de planchers (Anderson & Bertero, 1973). Dans ces membrures critiques, les demandes en ductilité sont amplifiées par les accélérations verticales considérées. De ce fait, les composants non structuraux sont aussi fortement affectés par les accélérations verticales (ASCE, 2014). Bien qu'ils soient non structuraux, leurs endommagements peuvent rendre des structures inopérantes (Steneker, Filiatrault, Wiebe, & Konstantidinis, 2019). Il est donc nécessaire de s'attarder sur l'effet de ces accélérations. En particulier, les systèmes de plafonds suspendus sont des éléments particulièrement sensibles aux accélérations verticales, car leurs systèmes d'attache et de résistance aux efforts latéraux sont parfois limités (Yao & Chen, 2017).

Dans le cadre des structures berçantes gravitaires, les effets des accélérations verticales au sol s'ajoutent à ceux induits par les chocs des colonnes, comme cela a été montré à la Figure 2.7. Elles doivent donc être considérées pour vérifier les états limites ultimes lors de la conception de cadres berçants gravitaires.

2.3.2 **Normes en vigueur**

Comme indiqué en début de section, le code national du bâtiment ne précise pas de règle au sujet de la détermination des accélérations verticales et de leurs effets dans les structures. Il n'impose pas non plus de limite à respecter aux accélérations verticales. Dans d'autres codes de conception, notamment en Asie, ou en Californie, ces accélérations verticales sont considérées comme étant égales à deux tiers des accélérations horizontales. (Government of Nepal, 1994) , (Code, 1997) (Bureau of Indian Standards, 2002). Dans les Eurocodes, l'accélération verticale est définie par rapport à l'accélération horizontale, avec un facteur de 0,8 ou 0,9 dépendamment des situations (Cerema, 2017).

Dans un contexte de réhabilitation sismique, plusieurs textes servent de référence en Amérique du Nord. Parmi eux, la norme américaine ASCE 41-13 (ASCE, 2014) est l'un des guides les plus appliqués. Cette norme prescrit des critères limites pour lesquels les composants non structuraux doivent être dimensionnés. Les composants non structuraux sont séparés en deux catégories, pour lesquelles s'appliquent soit des critères de forces admissibles (composants sensibles aux accélérations) soit des critères de déplacements admissibles (composants sensibles aux déplacements).

Dans le cas des composants de type *force*, la force sismique verticale s'appliquant sur le composant considéré doit être telle que

$$F_P = 0{,}2\, S_{XS} W_P \qquad \text{(Éq 2.31)}$$

où S_{XS} est la valeur du spectre de réponse pour les courtes périodes (T = 0,2s) et où W_P représente le poids du composant considéré.

Dans le cas des composants de type *déplacement*, dont les points d'ancrage seraient situés à différents niveaux dans la structure, le déplacement maximal pour lequel le composant doit être dimensionné est donné par

$$D_r = \frac{\delta_x - \delta_y}{X - Y} \qquad \text{(Éq 2.32)}$$

où δ_x et δ_y sont les flèches mesurées aux niveaux *x* et *y* de la structure, et *X* et *Y* sont les hauteurs respectives des points de fixation le plus haut et le plus bas du composant considéré.

2.3.3 Modélisation numérique des chocs

Il est envisageable de requérir à des modèles numériques pour étudier des problèmes de choc entre les colonnes et leurs fondations en incluant les accélérations verticales au sol tant la modélisation analytique peut présenter plusieurs difficultés. La modélisation numérique des chocs est assez courante dans des domaines comme le génie mécanique pour observer les comportements de structures complexes soumises à des impacteurs externes : c'est le cas des collisions entre oiseaux et moteurs d'avion (Teichman & Tadros, 1991), ou de collisions de véhicules contre des piles de ponts (El-Tawil, Severino, & Fonseca, 2005), par exemple. Au niveau du génie des structures, ces études sont de plus en plus populaires, notamment grâce à l'amélioration des algorithmes et de la puissance des ordinateurs. Ces études, dont les résultats ont été validés expérimentalement, présentent des modèles numériques par éléments finis efficaces pour modéliser les chocs (Shiu, 2008) ; (Do, Pham, & Hao, 2018). Elles mettent en avant certains des paramètres clés des modèles numériques utilisés, tels que la définition du contact (fonction de contrainte (Bathe, 2006) ou méthode de pénalité (Belytschko, Liu, & Moran, 2000)), l'algorithme utilisé pour calculer les conditions de contact, les critères de convergence, la densité du maillage ou les propriétés non linéaires utilisées par les lois de matériaux. Bien que les domaines d'application ne soient pas tout à fait les mêmes, la modélisation d'un choc entre une colonne et sa fondation lors d'un cycle de bercement semble donc envisageable, et constitue un apport original dans la littérature scientifique.

Tremblay et al. (2008) et Mottier et al. (2017) ont utilisé des modèles relativement simples pour évaluer l'effet des chocs et des accélérations verticales dans les éléments de cadres berçants gravitaires. Ces modèles comprennent des éléments de poutres et des éléments de contact fondé sur la méthode de calcul de pénalité, qui permet l'interpénétration des éléments de contact (Belytschko, Liu, & Moran, 2000). Cependant, ces modèles doivent encore être calibrés adéquatement à l'aide de mesures en laboratoire ou *in situ*. La Figure 2.7 montre les effets des chocs entre les colonnes et les fondations et des accélérations verticales sur l'effort axial de compression dans un poteau d'un cadre berçant de 3 étages obtenus numériquement par Mottier et al. (2017), dans le cas d'une structure située à Vancouver. Cette figure montre que l'effort de compression de la colonne dû aux seules accélérations verticales du sol est moins important que celui dû au bercement et aux charges de gravité. L'influence de la composante verticale des séismes est ici peu significative. La Figure 2.7 montre également que les composantes horizontale et

verticale de la sollicitation sismique ne sont pas nécessairement en phase (les pics de sollicitations ne sont pas atteints aux mêmes moments).

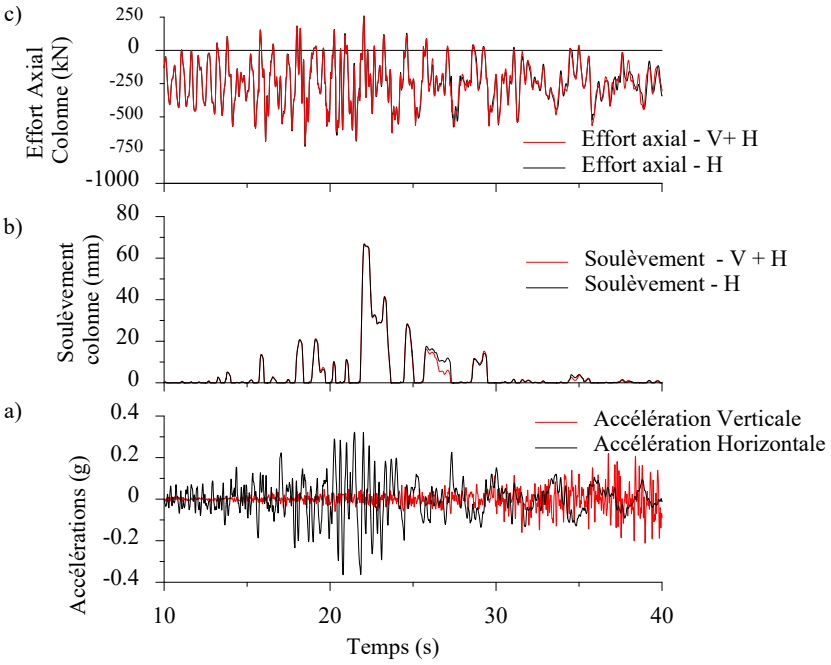


Figure 2.7 Effets de la composante verticale de l'accélération sur les efforts de compression dans les colonnes : a) accélération du séisme; b) soulèvement de la colonne; c) compression dans la colonne.

La Figure 2.8 présente le spectre d »accélération des composantes horizontales et verticales des signaux sismiques étudiés par Mottier et al.

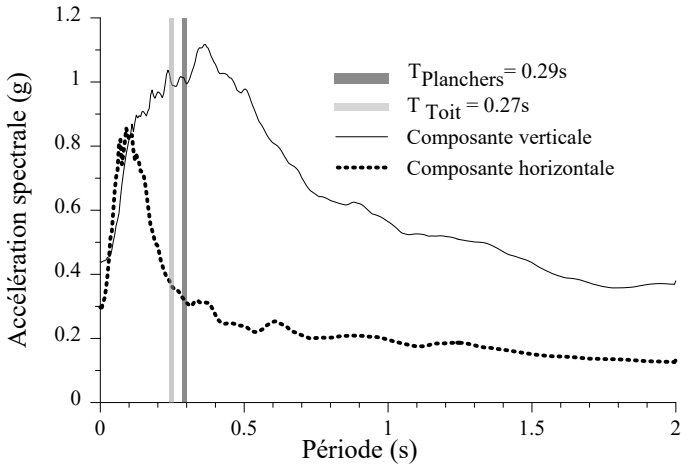


Figure 2.8 Comparaison des spectres d'accélération des composantes horizontales et verticales des séismes de type *crustal* étudiés pour la région de Vancouver, CB, avec les domaines de période des poutres de plancher et de toit – tiré de (Mottier P. , 2017)

Comme présenté, le contenu fréquentiel des composantes verticales a une période de l'ordre de T = 0,12 s, soit une fréquence de 8,5 Hz. Cependant, pour les structures étudiées, les domaines de période des planchers et du toit se situaient aux alentours de 0,28 s, soit une fréquence de 3,5 Hz. Ainsi, dans le cas où ces domaines de fréquence auraient été plus proches, les composantes verticales des séismes auraient pu affecter le comportement des planchers. Il est par conséquent important de quantifier les contenus fréquentiels susceptibles d'exciter les membrures des systèmes de plancher et de toit, afin de garantir la prise en compte des composantes verticales des séismes dans l'estimation des forces imposés à ces systèmes.

2.3.4 Applications aux structures berçantes gravitaires

L'étude de Mottier et al. (2017) a mis en évidence le fait que l'influence des accélérations verticales dépendait de leur contenu fréquentiel et de sa corrélation avec les périodes naturelles de la structure. L'application des contreventements berçants gravitaires aux bâtisses à réhabiliter a montré que les accélérations verticales atteintes par les planchers dépassaient fortement des valeurs calculées à l'aide de la formule fournie par la norme ASCE 41-13. Il est donc nécessaire de quantifier précisément l'influence que les pics d'accélérations verticales peuvent avoir sur l'intégrité structurelle des structures contreventées par CBG.

Si les composantes verticales des sollicitations sismiques peuvent engendrer des dégâts conséquents dans les structures, il est naturel de penser que les accélérations induites par les chocs dans le cas des structures berçantes gravitaires peuvent également avoir des conséquences néfastes sur leur comportement, que ce soit au niveau des planchers et toits, mais aussi au niveau des assemblages. Cependant, elles n'ont que peu été abordées dans les études réalisées sur les contreventements berçants gravitaires. À la connaissance de l'auteur, la première mention des conséquences des impacts entre les colonnes et leurs fondations est faite par Huckelbridge (1977). À la suite de soulèvements de l'ordre de 25 mm, des pics d'accélération verticale intenses (+/- 1 g) mais rapidement dissipés (< 0.1 s) ont été mesurés (Huckelbridge, 1977). Midorikawa et al. (2006) ont relevé durant leurs tests des accélérations verticales consécutives aux impacts de l'ordre de 0,5 g, causant des variations soudaines des efforts de compression à la base des colonnes. Cependant, ils ont conclu que les effets de l'impact étaient limités : la plastification de la plaque de base permettait en effet de dissiper l'énergie. Cette plastification pourrait cependant conduire à devoir réparer localement les plaques de bases après les événements sismiques survenus. Pollino et Bruneau (2008) ont proposé une méthode afin d'estimer les effets dynamiques de l'impact dans le cas de piles de ponts berçantes. Cette méthode est fondée sur les paramètres de systèmes à un degré de liberté utilisés pour modéliser le cadre berçant. Les résultats des analyses conduites ont montré que les amplifications dues aux accélérations verticales peuvent causer des amplifications de charges axiales dans les colonnes de l'ordre de 21 %. Elles doivent par conséquent être considérées dans le dimensionnement des cadres berçants et de leurs membrures. Ces résultats démontrent la nécessité de se préoccuper du phénomène d'augmentation des efforts dans les colonnes. Par ailleurs, les premiers résultats de l'étude expérimentale menée au Laboratoire de Polytechnique sur un cadre berçant de 2 étages (Mottier, Tremblay, & Rogers, 2018) ont mis en évidence que le contenu fréquentiel des accélérations verticales produites par les chocs entre les colonnes et leurs fondations (dans ce cas en acier) était de l'ordre des fréquences propres des planchers usuels des structures en acier (3-6Hz) (AISC, 2016). La Figure 2.9 présente, pour des séismes typiques de l'est canadien, le contenu fréquentiel des signaux d'accélérations verticales mesurées dans les colonnes du contreventement berçant gravitaire, ainsi que la moyenne de ces contenus fréquentiels. Bien que globalement réparti, le spectre de fréquence présente bien des pics aux alentours de 4 Hz et 5,5 Hz, comme illustré dans la vue agrandie en Figure 2.9b . Ceci signifie

que ces chocs sont susceptibles d'exciter et, par conséquent, d'endommager les éléments de planchers, et qu'ils doivent nécessairement être pris en compte.

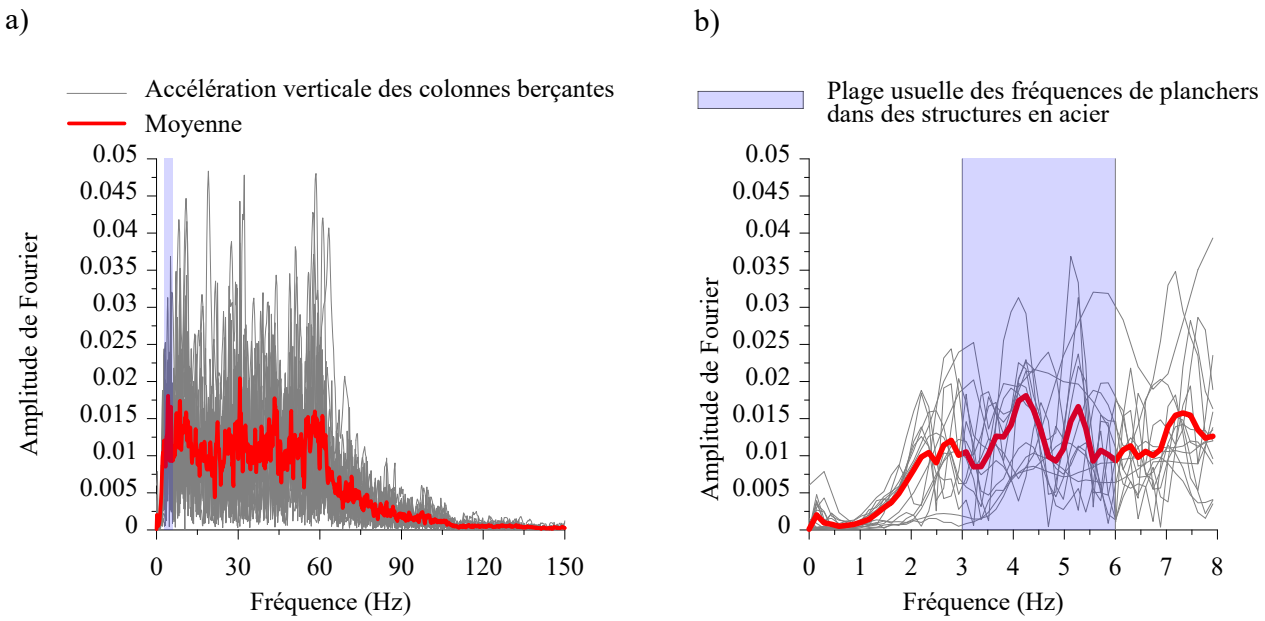


Figure 2.9 - Contenu fréquentiel des accélérations verticales induites par les chocs lors du bercement; a) Contenu fréquentiel de 0 à 150 Hz; et b) Vue détaillée de la plage de fréquence de 0 à 8Hz

2.4 Analyses probabilistes : évaluation de fiabilité des CBG

De plus en plus, les méthodes d'analyses sismiques ont recours à des considérations probabilistes pour évaluer la performance sismique des structures et leur niveau de fiabilité dans l'éventualité d'un séisme majeur (Shome, 1999) (Moehle & Deierlein, 2004). Les méthodes probabilistes permettent de mieux prendre en compte le caractère aléatoire des sollicitations sismiques et de la résistance des structures. Ces méthodes probabilistes sont notamment présentes dans le processus de détermination des cartes d'aléa sismiques. Elles permettent également de déterminer les probabilités pour une structure considérée d'atteindre des niveaux d'endommagement extrêmes synonymes de défaillance : il s'agit, dans ce cas-là, d'études probabilistes de sureté (EPS).

Pour mettre en œuvre ces EPS, quatre étapes sont requises (Giraudeau, 2015):

- la détermination d'un aléa sismique (en Amérique du Nord, les signaux de champ éloigné FEMA-P695 (ATC, 2009) sont souvent utilisés);
- l'établissement de l'arbre de défaillance (analyse des modes de rupture possibles) de la structure considérée;
- la réalisation d'une étude de fiabilité (réalisation de courbes de fragilité qui traduisent les probabilités de défaillance en fonction de l'intensité du séisme);
- le calcul de la probabilité d'effondrement de la structure dans l'éventualité du séisme de conception.

Les courbes de fragilités incluses dans les EPS se fondent principalement sur une sollicitation limite ou permise dans la structure (notée ici sol_{max}). Cette sollicitation peut-être un déplacement maximum, un déplacement résiduel, une rotation plastique, etc. La courbe de fragilité traduit alors la probabilité que la sollicitation limite soit dépassée sous un groupe d'enregistrements sismiques d'une intensité donnée. Cette probabilité est égale au nombre d'enregistrements sismiques induisant une sollicitation sol supérieure à la sollicitation maximale sol_{max} divisé par le nombre total d'enregistrements sismiques considérés (Giraudeau, 2015). Cette probabilité est appelée probabilité de défaillance pour cette sollicitation. En génie parasismique, on fait dans la majorité des cas l'hypothèse que cette probabilité suit une loi log-normale:

$$P_f(sollicitation) = P(u \geq sol_{max} | sollicitation) \qquad \text{(Éq 2.33)}$$

Soit

$$P_f(sollicitation) = \varphi\left(\frac{\ln\left(\frac{x}{\theta}\right)}{\beta}\right) \qquad \text{(Éq 2.34)}$$

où φ ( ) est la fonction de distribution cumulative normale et θ et β représentent respectivement la moyenne et l'écart-type de la loi log-normale (Baker J. , 2015).

La courbe de fragilité consiste donc en la trace de P_f (*sollicitation*) en fonction de la *sollicitation*.

2.4.1 Processus de génération d'une courbe de fragilité

2.4.1.1 Généralités

Dans le but de tracer les courbes de fragilité d'une structure donnée, il est nécessaire d'analyser sa réponse sismique pour plusieurs niveaux d'intensité d'effort sismique. L'ensemble des réponses sismiques obtenues pour l'ensemble des facteurs d'échelle sélectionnés permettent de tracer la courbe de fragilité de la structure.

Plusieurs types de courbes de fragilité existent, telles celles fondées sur le jugement d'experts (ATC, 1985), celles empiriques (Yamazaki, Hamada, Motoyama, & Yamauchi, 1999), ou celles analytiques. Dans ce dernier cas, la procédure établie dans le rapport FEMA P695 (ATC, 2009) fait référence en Amérique du Nord.

La méthode FEMA P695 (ATC, 2009) nécessite de réaliser 4 étapes principales :

- la modélisation des structures à analyser en tenant compte des incertitudes épistémiques liées aux structures (liées notamment au matériau);
- la définition d'une suite d'accélérogrammes tenant compte de la variabilité des signaux sismiques; dans la méthode FEMA, cette suite est constituée de 44 signaux références, qui ont été sélectionnés pour représenter les conditions tectoniques de la Californie;
- l'analyse dynamique non linéaire de la structure pour obtenir le comportement de la structure sous plusieurs intensités sismiques, puis générer les courbes de fragilité désirées;
- la modification des courbes de fragilité pour tenir compte des incertitudes et variabilités inhérentes aux mouvements du sol, à la modélisation de la structure, etc., ce qui permet de calculer ensuite la probabilité de défaillance dans l'éventualité du séisme de conception (ATC, 2009).

2.4.1.2 Méthodes d'analyses dynamiques incrémentales

L'une des méthodes d'analyse dynamique non linéaire couramment utilisées dans le cadre de la génération de courbe de fragilité est appelée analyse dynamique incrémentale (ADI). Dans ce type d'analyse, les signaux sismiques utilisés pour faire l'étude sont multipliés par un facteur d'échelle, défini comme un nombre réel positif, qui permet de modifier proportionnellement

l'accelérogramme considéré (Vamvatsikos & Cornell, 2002). L'ADI permet alors d'obtenir l'évolution d'une variable d'état par rapport à une amplitude de sollicitation sismique *IM,* qui caractérise l'accelérogramme appliqué mis à l'échelle (Vamvatsikos & Cornell, 2002). Cette variable d'état peut prendre la valeur « rupture non encore survenue » ou bien la valeur « rupture survenue ». Pour réaliser l'ADI d'une structure, il convient donc d'identifier un mécanisme de rupture pour la structure étudiée et de modéliser le comportement de la structure par un modèle numérique permettant d'observer le mécanisme de rupture identifié (afin de faire évoluer la variable d'état). Ce mécanisme de rupture est souvent un déplacement latéral excessif, mais peut également se traduire par la plastification partielle de membrures structurelles, le flambement de colonnes, la rupture des assemblages, etc. (ATC, 2009).

Analyse dynamique incrémentale complète

À mesure que les facteurs d'échelles appliqués aux accélérogrammes augmentent, la proportion de signaux sismiques qui vont conduire à la valeur d'état « rupture survenue » augmente, ainsi que le nombre cumulé de ruptures, jusqu'à ce que l'ensemble des signaux de la suite sélectionnée causent une rupture. La Figure 2.10 illustre un exemple de résultats obtenus par analyse dynamique incrémentale complète. Ainsi que l'illustre la figure Figure 2.10b, les analyses dynamiques non linéaires sont effectuées jusqu'à ce que la totalité des signaux sismiques étudiés cause la rupture de la structure.

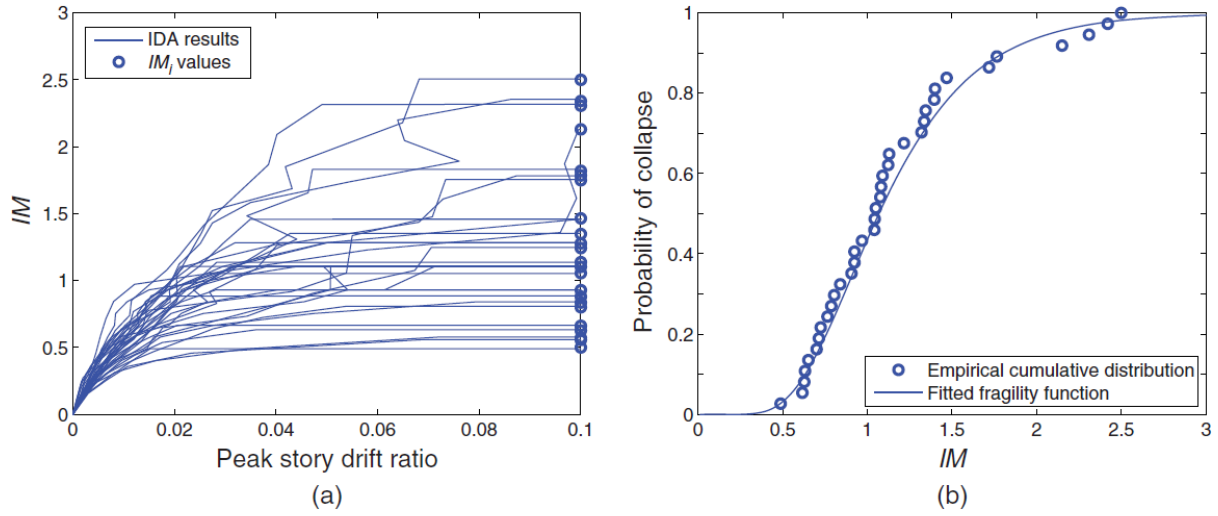


Figure 2.10 : Analyse dynamique incrémentale : (a) Exemples de résultats pour identifier les valeurs IM associées avec le mécanisme de rupture « effondrement » pour chaque accélérogramme

de la suite de séisme à l'étude; (b) Augmentation cumulative du nombre de ruptures observées en fonction de IM et fonction de fragilité estimée (tiré de Baker, 2015)

À la suite de l'analyse, les valeurs estimées des paramètres statistiques de la courbe de fragilité (moyenne $\hat{\theta}$ et écart-type $\hat{\beta}$) sont calculées selon les équations 2.35 et 2.36 (Baker J. , 2015).

$$\ln(\hat{\theta}) = \frac{1}{\mathrm{n}}\sum_{i=1}^{n} \ln\,(IM_i) \qquad \text{(Éq 2.35)}$$

$$\hat{\beta} = \sqrt{\frac{1}{\mathrm{n}-1}\sum_{i=1}^{n} \ln\left(\frac{IM_i}{\hat{\theta}}\right)^2} \qquad \text{(Éq 2.36)}$$

Cependant, la mise en place d'une analyse dynamique incrémentale complète demande beaucoup de ressources de calcul. Certains signaux sismiques nécessitent en effet un facteur d'échelle très important afin de causer une rupture, ce qui nécessite de faire de nombreuses analyses. Par ailleurs, les hautes valeurs de facteur d'échelle (c.-à-d. les valeurs qui induisent la rupture de la structure pour les derniers des signaux de la suite étudiée) sont moins pertinentes pour l'établissement de la courbe de fragilité (Baker J. , 2015).

Analyse dynamique incrémentale tronquée

L'analyse dynamique incrémentale tronquée est une analyse dynamique incrémentale dans laquelle les facteurs d'échelle des signaux sismiques sont augmentés jusqu'à une valeur seuil, au-delà de laquelle l'analyse est interrompue, permettant ainsi de réduire les durées d'analyse. La Figure 2.11 illustre un exemple de résultats obtenus par analyse tronquée.

Dans la pratique, cette valeur seuil est prise comme le facteur d'échelle pour lequel au moins 50% des signaux sismiques de la suite à l'étude cause un effondrement de la structure, de façon à connaitre une valeur approchée de l'intensité médiane conduisant à l'effondrement (Steele & Wiebe, 2017). Du fait de l'incomplétude des résultats, la moyenne et la dispersion de la courbe de fragilité ne peuvent pas être calculées, mais doivent être estimées, selon l'équation :

$$\{\hat{\theta},\hat{\beta}\} = \underset{\hat{\theta},\hat{\beta}}{argmax} \sum_{j=1}^{m} \left[\ln \varphi \left(\frac{\ln\left(\frac{IM_j}{\hat{\theta}}\right)}{\hat{\beta}} \right) \right] + (n-m) \ln \left[1 - \phi \left(\frac{\ln\left(\frac{IM_{max}}{\hat{\theta}}\right)}{\hat{\beta}} \right) \right] \quad \text{(Éq 2.37)}$$

où $\hat{\theta},\hat{\beta}$ sont les valeurs estimées de la moyenne et de la dispersion de la courbe de fragilité, φ ( ) est la fonction de densité d'une loi normale standard, c'est à dire pour laquelle la moyenne est nulle et l'écart-type est égal à 1, et ϕ ( ) est la fonction de répartition de la loi normale.

L'utilisation de cette méthode permet de réduire conséquemment les temps de calcul et ainsi d'augmenter l'efficacité de l'étude. Par ailleurs, l'utilisation d'analyse incrémentale tronquée permet de limiter l'amplitude des facteurs d'échelle appliqués aux signaux sismiques.

Baker et al. (2005) ont identifié qu'appliquer des facteurs d'échelle trop grands à des séismes d'intensité modérée n'était pas un moyen précis de représenter des séismes réels de plus grande intensité. Par ailleurs, pour de grandes intensités sismique, la réponse du sol change, et par conséquent la signature sismique des signaux change. De fait, l'utilisation de la méthode tronquée permet d'obtenir des données plus fiables que l'analyse dynamique incrémentale complète.

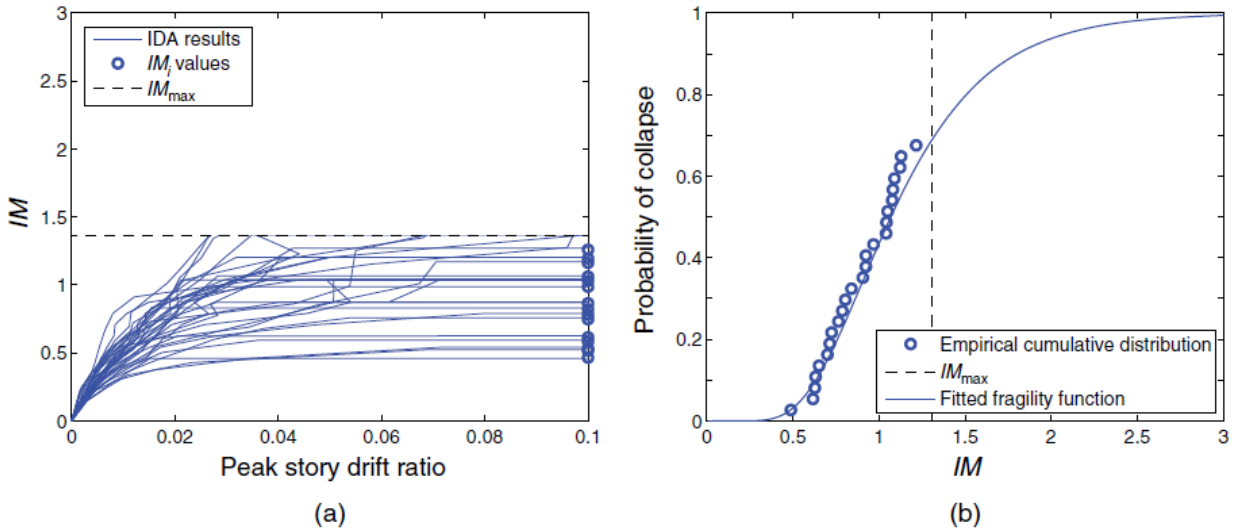


Figure 2.11 Analyse dynamique incrémentale tronquée : (a) Exemples de résultats ; (b) Augmentation cumulative du nombre de ruptures observées en fonction de IM et fonction de fragilité estimée (tiré de Baker, 2015)

2.4.1.3 Analyse à amplitude multiple

Une seconde approche usuellement employée pour procéder à l'analyse dynamique non linéaire des structures à l'étude est appelée analyse à amplitude multiple. Dans ce cas-là, les analyses sont effectuées pour une liste donnée d'amplitudes de sollicitation (Jalayer, 2003), pour différents signaux sismiques. La sélection de différents signaux sismiques pour chaque niveau d'amplitude sismique choisie permet ainsi de ne pas artificiellement modifier les accélérogrammes des séismes étudiés par un facteur d'échelle (Baker J. , 2015). La Figure 2.12 présente des exemples de résultats d'analyse à amplitude multiple. Il est important de noter qu'à la différence de la Figure 2.11a, les points représentant les valeurs mesurées à chaque amplitude IM_i ne sont pas reliés à ceux représentant les valeurs mesurées aux amplitudes IM_{i+1} ou IM_{i-1}, puisque ce ne sont pas les mêmes signaux sismiques qui sont utilisés.

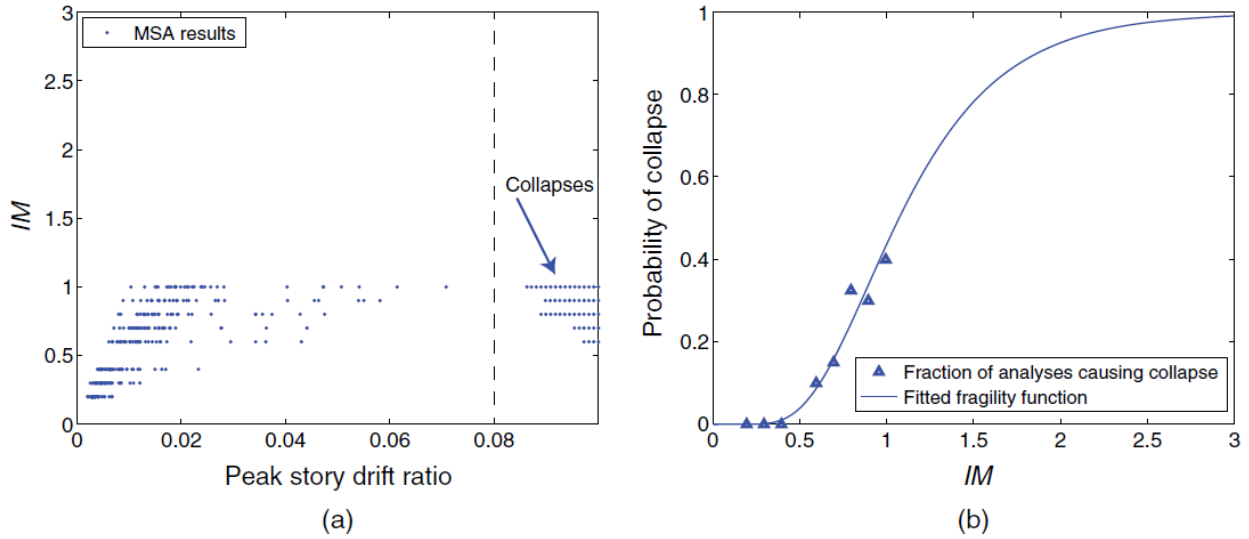


Figure 2.12 Analyse à amplitude multiple : (a) Exemples de résultats ; (b) Augmentation cumulative du nombre de ruptures observées en fonction de IM et fonction de fragilité estimée (tiré de Baker, 2015)

Là encore, les paramètres de la courbe de fragilité doivent être estimés à partir des résultats obtenus (Baker J. , 2015).

$$\{\hat{\theta},\hat{\beta}\} = \underset{\hat{\theta},\hat{\beta}}{argmax} \sum_{j=1}^{m} \left\{ \ln\binom{n_j}{z_j} + z_j \left[\ln\phi\left(\frac{\ln\left(\frac{IM_j}{\hat{\theta}}\right)}{\hat{\beta}} \right) \right] + (n_j - z_j) \ln\left[1 - \phi\left(\frac{\ln\left(\frac{IM_j}{\hat{\theta}}\right)}{\hat{\beta}} \right) \right] \right\} \quad \text{(Éq 2.38)}$$

où z_j est le nombre de rupture observé parmi n_j signaux sismiques à l'amplitude IM_j.

2.4.1.4 Prise en compte des incertitudes et de la variabilité des résultats

À l'issue de l'analyse dynamique non linéaire, la valeur médiane d'effondrement $\hat{S}_{CT}$ et la variabilité liée aux signaux sismiques β_{RTR} sont calculés (dans le cas d'une IDA complète) ou estimés (dans le cas d'une IDA tronquée).

La norme américaine FEMA P-695 (ATC, 2009) recommande ensuite de prendre en compte davantage de sources d'incertitude. Elle en cite 3 :

- les incertitudes liées à la méthode de dimensionnement des structures étudiées, β_{DR}. Cette valeur est comprise entre 0.1 et 0.5, selon que les méthodes employées sont robustes et éprouvées, ou qu'elles sont encore nouvelles et encore peu utilisées dans la pratique.
- les incertitudes liées aux résultats expérimentaux obtenus pour calibrer le modèle numérique utilisé lors de l'analyse dynamique non linéaire, β_{TD}. Cette valeur est comprise entre 0.1 et 0.5, selon que les données expérimentales sont robustes, couvrent l'ensemble des paramètres étudiés et sont nombreuses, ou que leur portée est limitée.
- les incertitudes liées aux hypothèses de modélisation utilisées lors de la construction du modèle numérique utilisé lors de l'analyse dynamique non linéaire, β_{MDL}. Cette valeur est comprise entre 0.1 et 0.5, selon que les modèles numériques utilisés permettent d'observer l'ensemble des mécanismes de rupture anticipés de la structure.

Une fois ces différentes incertitudes calculées, il est proposé de les considérer selon l'équation 2.39.

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad \text{(Éq 2.39)}$$

2.4.1.5 Évaluation de la performance des structures étudiées

La courbe de fragilité générée à partir l'intensité médiane d'effondrement $\hat{S}_{CT}$ et de la dispersion totale β_{TOT} permet alors de calculer la valeur de la marge d'effondrement de la structure (notée *CMR*). Dans le contexte canadien, le *CMR* est calculé selon l'équation 2.40, du fait de la mise à l'échelle des signaux sismiques sur l'ensemble des périodes des modes de vibration qui contribue significativement à la réponse dynamique de la structure étudiée (CNRC, 2017).

$$CMR = \hat{S}_{CT} \quad \text{(Éq 2.40)}$$

Cependant, la marge d'effondrement d'une structure peut être significativement influencée par le contenu fréquentiel des signaux sismiques choisis pour réaliser l'étude dynamique non linéaire des structures à l'étude. De ce fait la norme FEMA (ATC, 2009) définit une marge d'effondrement ajustée (ACMR) pour tenir compte des effets du contenu fréquentiel des séismes.

$$ACMR = CMR \times SSF \quad \text{(Éq 2.41)}$$

où *SSF* est le facteur de prise en compte du contenu fréquentiel, défini comme un facteur positif supérieur à 1.

Ce facteur permet de lisser le contenu fréquentiel des signaux utilisés pour réaliser l'analyse dynamique incrémentale. En effet, certains signaux sismiques ont des contenus fréquentiels comprenant des pics à des fréquences proches de la fréquence propre de la structure considérée, et donneront des résultats plus conservateurs que des signaux qui ne présenteraient pas ce pic de fréquence. L'utilisation du facteur SSF permet par conséquent de pondérer l'influence du spectre de fréquences des signaux sismiques sélectionnés sur les résultats de l'analyse dynamique incrémentale. L'annexe B de la norme FEMA précise les hypothèses de calcul utilisées pour calculer les valeurs de *SSF*, dans le cadre du code américain, pour les signaux constitutifs de la suite de séisme suggérée par FEMA pour générer les courbes de fragilité des structures. Il n'existe cependant pas encore de procédure pour calculer ce facteur dans le code du bâtiment canadien.

Cependant, le fait de négliger l'influence du contenu fréquentiel des séismes sur les structures permet de définir une borne inférieure (c'est-à-dire plus conservatrice) des résultats.

Une fois la courbe de fragilité générée, l'évaluation de la performance de la structure étudiée consiste en une comparaison de la valeur obtenue de la valeur de ACMR de la structure avec la valeur seuil considérée acceptable par la norme FEMA. Cette valeur est définie comme une probabilité d'effondrement (conditionnelle à la survenue d'un séisme de probabilité de survenue de 2% en 50 ans) inférieure à 10 %. (ATC, 2009).

Dans le contexte sismique canadien, la structure étudiée a donc une performance sismique acceptable au sens de FEMA si

$$P(u \geq sol_{max} | \beta = \beta_{Tot}, IM = 1) < 10\ \% \qquad \text{(Éq 2.42)}$$

Elle correspond ainsi à la probabilité d'effondrement de la structure calculée avec une dispersion égale à la dispersion totale calculée selon l'équation 2.39, pour un facteur d'échelle $IM = 1$, correspondant au spectre d'accélération de conception.

Par conséquent, la structure étudiée a une performance sismique acceptable si sa probabilité d'effondrement sous des sollicitations sismiques correspondant au spectre de dimensionnement est inférieure à 10 %.

2.4.2 Courbes de fragilité : application aux structures berçantes

Les critères de performances sismiques de contreventements berçants post-tensionnés ont déjà été étudiés et des courbes de fragilité ont été établies pour ces mêmes structures, en utilisant les critères et méthodes définis par FEMA P695 (Vetr, Riahi Nouri, & Kalantari, 2016), (Rahgozar, Moghadam, & Aziminejad, 2016) (Steele & Wiebe, 2017). Ces travaux ont démontré le bon niveau de performance des bâtisses contreventées par des cadres berçants, en suggérant même que les critères de performances étaient encore sous-évalués pour ces structures-là (Steele & Wiebe, 2017). Cependant, ces analyses ne se sont intéressées qu'à des structures contreventées par CBPT et n'ont pas considéré de structure disposant de CBG. Elles ont, par ailleurs, été réalisées pour des excitations sismiques caractéristiques des États-Unis qui diffèrent des accélérogrammes caractéristiques de la sismicité canadienne. Des travaux de recherche doivent donc encore être menés pour dépasser ces limitations.

CHAPITRE 3 ORGANISATION GÉNÉRALE DE LA THÈSE INDIQUANT LA COHÉRENCE DES ARTICLES PAR RAPPORT AUX OBJECTIFS DE LA RECHERCHE

Afin de répondre aux problématiques soulevées précédemment et pour remplir les objectifs fixés, une méthodologie générale de recherche découpée en plusieurs axes a été définie en Introduction. Ce chapitre décrit l'organisation générale de la thèse et sa cohérence vis-à-vis de cette méthodologie. La Figure 3.1 illustre schématiquement l'organisation de cette thèse et la répartition des chapitres présentés en fonction des étapes de la méthodologie.

Après l'introduction du projet présentée au Chapitre 1, la revue de littérature présentée en Chapitre 2 a permis de mettre en lumière des questions auxquelles, à la connaissance de l'auteur, la littérature existante n'a pas permis de trouver de réponse détaillée. En particulier, les sujets suivants n'ont été que peu ou pas abordé :

- l'étude expérimentale du comportement sismique des CBG;
- l'étude expérimentale des impacts et des forces d'inertie induites dans un CBG lors d'un séisme;
- l'étude numérique de l'effet des masses verticales sur le comportement sismique d'un CBG;
- l'étude numérique de l'influence des dalles de planchers et de toit sur le comportement sismique des CBG;
- La génération de courbes de fragilité dans un contexte sismique canadien pour les CBG.

Les travaux effectués lors de cette thèse ont donc eu pour objectif de répondre aux questions soulevées. Cette thèse se découpe en neuf chapitres :

- Chapitre 1, Introduction.
- Chapitre 2, Revue critique de la littérature. Il s'agit de prendre connaissance de l'état de l'art dans les domaines des contreventements berçants (gravitaires et à post-tension), mais également dans les domaines connexes au comportement sismique des cadres berçants gravitaires : dynamique de l'impact, effets des accélérations verticales dans les structures, analyses probabilistes de sûreté. C'est la première étape de la méthodologie (voir section 1.5.1).

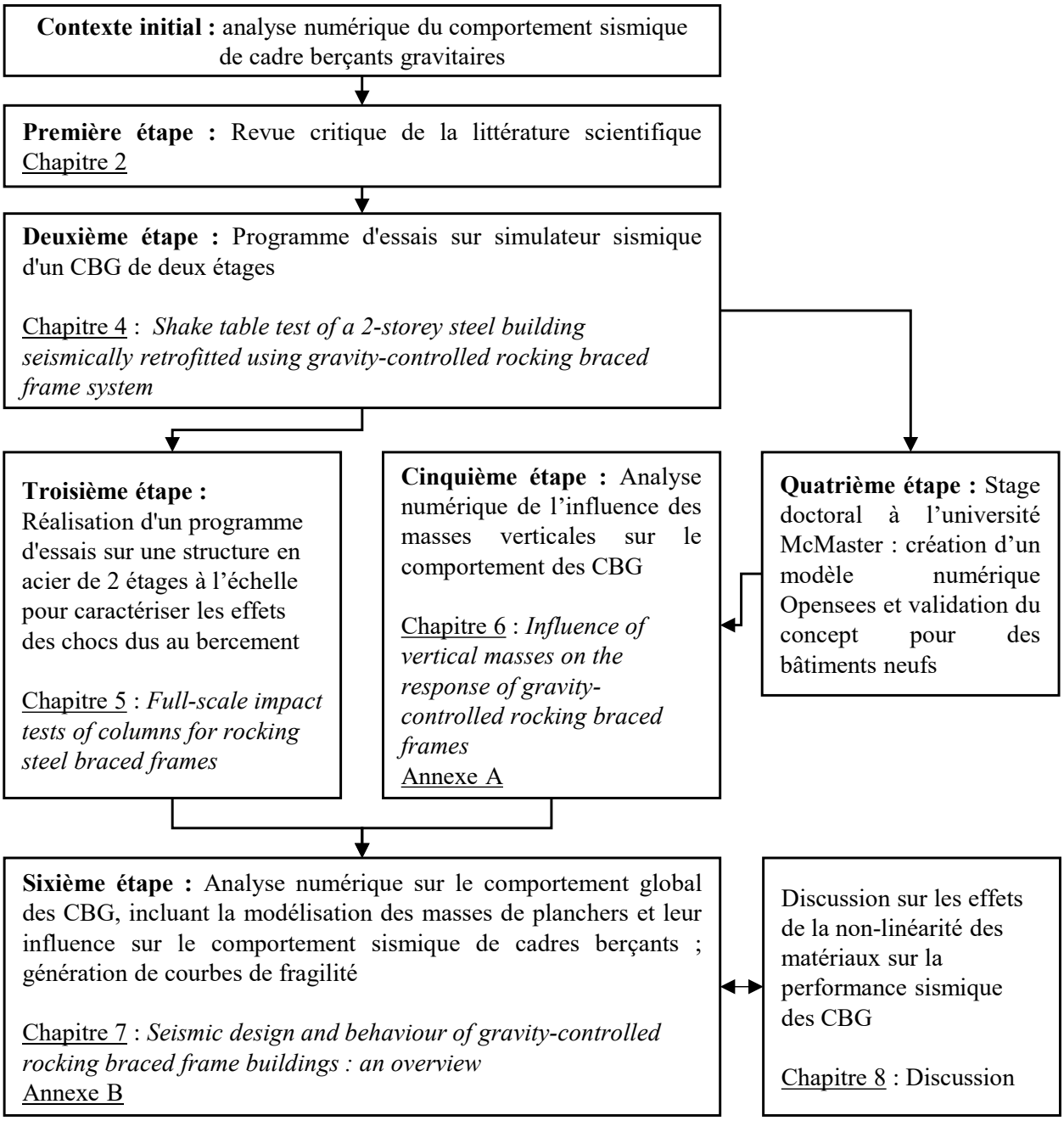


Figure 3.1 Schéma représentant l'organisation générale de la thèse

- Chapitre 3, Organisation générale de la thèse indiquant la cohérence des articles par rapport aux objectifs de la recherche.
- Chapitre 4, Article I: Shake table test of a 2-storey steel building seismically retrofitted using gravity-controlled rocking braced frame system. Ce premier article a été soumis pour révision et possible publication dans le journal *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. L'article présente le programme d'essais sur simulateur sismique mis en place afin d'obtenir des valeurs expérimentales pertinentes sur le comportement sismique de cadres berçants gravitaires. Il présente aussi un modèle numérique permettant de reproduire correctement le comportement sismique d'une structure contreventée par CBG. Enfin, il permet d'étudier l'influence des dispositifs de dissipations d'énergie utilisés sur le comportement de la structure berçante. Les démarches et résultats présentés dans cet article correspondent à la deuxième étape de la méthodologie (voir 1.5.2).
- Chapitre 5, Article II: . Cet article de conférence a été publié dans le *Compte-rendu de la 12e Conférence canadienne de Génie parasismique*, qui s'est tenue à Québec (Canada) en juin 2019. Cet article de conférence présente les résultats du programme d'essais sur une structure en acier de 2 étages à l'échelle pour caractériser les effets des chocs dus au bercement. L'article permet notamment de présenter les amplifications des efforts axiaux dans les colonnes et des efforts de flexion et de cisaillement dans les poutres des baies adjacentes à la baie contreventée, ainsi que l'évolution de ces efforts additionnels en fonction des hauteurs de soulèvement des colonnes berçantes. Les démarches et résultats présentés dans cet article de conférence correspondent à la troisième étape de la méthodologie (voir section 1.5.3).
- Chapitre 6, Article III:GRAVITY-CONTROLLED ROCKING BRACED FRAMES: COMPARISON BETWEEN RESPONSES FROM BRACED FRAME AND SDOF MODELS. Cet article a été soumis pour publication dans le *Compte-rendu de la 17e Conférence mondiale de génie parasismique* qui se tiendra à Sendaï (Japon) en septembre 2021. Cet article de conférence traite de l'influence des masses verticales sur le comportement sismique d'un cadre berçant gravitaire, en comparant les réponses sismiques de deux modèles équivalents, l'un incluant une modélisation des masses verticales et l'autre non. L'article permet notamment de mettre en évidence les modes de vibrations du cadre

berçant associés aux masses verticales et leur influence sur les efforts dans les membrures de la structure lors du séisme. En particulier, les résultats présentés démontrent l'importante influence des modes verticaux de vibrations activés dès l'initiation du soulèvement. Les démarches et résultats présentés dans cet article de conférence correspondent à la cinquième étape de la méthodologie (voir section 1.5.5).

- Chapitre 7, Article IV: Seismic design and behaviour of gravity-controlled rocking braced frame buildings: an overview. Cet article a été soumis pour révision et possible publication dans le *Journal of Construction Steel Research.* Cet article étudie l'applicabilité de méthodes de dimensionnement usuelles dans le cas de CBG. Cet article présente également l'influence de plusieurs paramètres de conception sur la réponse sismique de cadres berçants gravitaires que sont la hauteur du bâtiment, la classe de sol ainsi que la localisation du bâtiment au Canada et la localisation du cadre berçant au sein de la structure. Cet article présente ensuite l'influence de la prise en compte des composantes verticales des signaux sismiques utilisés, ainsi que de l'énergie dissipée par friction au sein des assemblages boulonnés de la structure. À l'issue de ces analyses, des recommandations de conception sont formulées. Des courbes de fragilité pour les CBG dans un contexte sismique canadien sont finalement générées et présentées. Les démarches et résultats présentés dans cet article correspondent à la sixième étape de la méthodologie (voir section 1.5.6)
- Chapitre 8, Discussion : relation entre complexité du modèle numérique et évaluation de la performance sismique des cadres berçants gravitaires. Dans un premier temps, ce chapitre présente le modèle numérique ayant été proposé pour reproduire les résultats des essais d'impacts présentés au Chapitre 5. Puis, un second modèle numérique permettant de prendre en compte la non-linéarité des matériaux lors de l'évaluation de la performance sismique des cadres berçants gravitaires est présenté. Une discussion portant sur les résultats de l'évaluation de la performance sismique des CBG présentée au Chapitre 7 est alors proposée.
- Chapitre 9, Conclusions et recommandations.

Afin de fournir au lecteur des informations qui auraient nécessité trop de place pour être publiées dans les articles présentés dans les Chapitres 4 à 7, deux annexes sont présentées à la fin de cette thèse :

- Annexe A, Plan d'usine des pièces du spécimen expérimental conçu pour étudier les effets de l'impact. Cette annexe présente les dimensions et plans précis du montage expérimental dont les résultats sont présentés au Chapitre 5.
- Annexe B, Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude présentée au Chapitre 7. Cette annexe présente les informations relatives aux signaux sismiques utilisées lors des analyses numériques dont les résultats sont présentés au Chapitre 7.

CHAPITRE 4 ARTICLE I: SHAKE TABLE TEST OF A 2-STOREY STEEL BUILDING SEISMICALLY RETROFITTED USING GRAVITY-CONTROLLED ROCKING BRACED FRAME SYSTEM

Manuscript submitted for review and possible publication in the

Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics

Paul Mottier[a], Robert Tremblay[b], Colin Rogers[c].

[a] Ph.D. Student, Dept. of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montreal, Montreal, QC, Canada

[b] Professor, Dept. of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montreal, Montreal, QC, Canada

[c] Professor, Dept. of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, QC, Canada

4.1 Abstract

This article describes a shake-table test program that was conducted to investigate the seismic behaviour of a half-scale two-storey gravity-controlled rocking braced steel frame building. In this system, braced frame columns are designed to uplift from the foundation under severe earthquakes to reduce the seismic force demands on the frame members. Self-centering capacity is solely provided by the gravity loads carried by the rocking frame. Energy dissipative devices are added at the base of the braced frame columns to control drifts. The system can be used for new structures as well as the retrofit of seismically deficient structures. In the test program, the specimen represented a gravity-controlled rocking frame that had been proposed for seismic retrofit in a previous study. The test structure was subjected to ground motions expected for two site classes in two seismically active regions in Canada. Three different energy dissipative devices located at the rocking interface were studied: friction, friction spring dampers, and steel bars yielding in tension and elastically buckling in compression. The focus of the tests was on peak axial loads in the columns and additional moments and shears in the beams resulting from column impact upon rocking. Axial loads in the braces and columns from higher mode response were also examined. The tests revealed significant increases in beam forces due to column impacts. Large axial forces

due to the second vibration mode response were measured in the second storey braces. A numerical model is proposed to accurately predict the measured force demands.

Keywords: Shake table testing; Braced steel frame; Rocking; Retrofit; Column impact

4.2 Introduction

The use of controlled rocking braced steel frames to enhance the seismic performance of building structures has been studied since the 1960s (Housner 1963; Huckelbridge 1977; Kelly and Tsztoo 1977, Priestley 1978, Tran et al. 2004, Midorikawa et al. 2006, Tremblay et al. 2008, Pollino and Bruneau 2008, 2010, Deierlein et al. 2010, Sause et al. 2010, Deierlein et al. 2011, Wiebe et al. 2013, Eatherton and Hajjar 2014, Eatherton et al. 2014, Dyanati et al. 2015, Hogg 2015, Jahnel and Cole 2017, Steele and Wiebe 2017, Mottier et al. 2017, Binder and Christopoulos 2018). In such structures, the columns of the braced frame can uplift from their foundations during a severe earthquake to reduce seismic induced forces in the structures. Self-centering response is achieved by means of the gravity loads supported by the frame, vertical post-tensioning, yielding base plates, ring springs, or a combination of these elements. Energy dissipation (ED) mechanisms are typically introduced in the system to control lateral drifts. These ED mechanisms can be placed between the uplifting columns and adjacent gravity columns or at the base of the rocking frame columns. Past numerical and experimental studies have shown that rocking systems can significantly reduce seismic induced member forces, while exhibiting uniform and limited displacements over the building height. More importantly, rocking frames can withstand severe earthquakes with no or minimal structural damage. To date, rocking braced frame systems have been implemented in bridge and building structures (Dowdell and Hamersley 2000, Tipping-Mar 2012, Latham et al. 2013) and have exhibited satisfactory performance during significant earthquakes (Hogg 2015).

In previous studies, rocking braced frames were generally implemented independently from the gravity load resisting system to avoid imposing vertical displacements to the adjacent building structure. In such uncoupled rocking braced frames, the rocking frame only carries its own weight, and self-centering capacity of the system must be provided by vertical post-tensioned tendons anchored to the foundations. For low-rise building applications, post-tensioned tendons may not permit the required elastic elongation capacity because of their shorter lengths (Mar 2010). To

overcome this difficulty, it has been proposed to construct the rocking frame with the gravity framing system, and as such to make use of the gravity loads supported by the frame to develop a self-centering capacity. Past shake table and numerical studies have indicated that the restoring capacity provided solely from gravity loads could be sufficient to achieve adequate seismic performance, even in regions of high seismicity (Huckelbridge 1977; Kelly and Tsztoo 1977, Tran et al. 2004, Midorikawa et al. 2006, Tremblay et al. 2008, Pollino and Bruneau 2010, Mottier et al. 2018). This gravity-controlled rocking frame (GCRBF) system is the focus of the study presented in this paper.

Mottier et al. (2018) numerically investigated the feasibility of using GCRBFs for the seismic retrofit of 2- and 3-storey seismically deficient steel chevron braced frame structures. Figure 4.1 a shows the two-storey building structure located on a class E site (soft soil) in Vancouver, British Columbia, that was examined in that study. The retrofit scheme consisted of allowing column uplift while maintaining base shear resistance by removing the anchor rods, adding horizontal restraints (blockers) against the outer edges of the base plates, and introducing vertical ED devices between the columns and the foundation. A horizontal strut was also introduced between the two columns near their bases. Three ED systems were considered in the study: friction, ring springs, and steel bars yielding in tension and elastically buckling in compression (Figure 4.2).

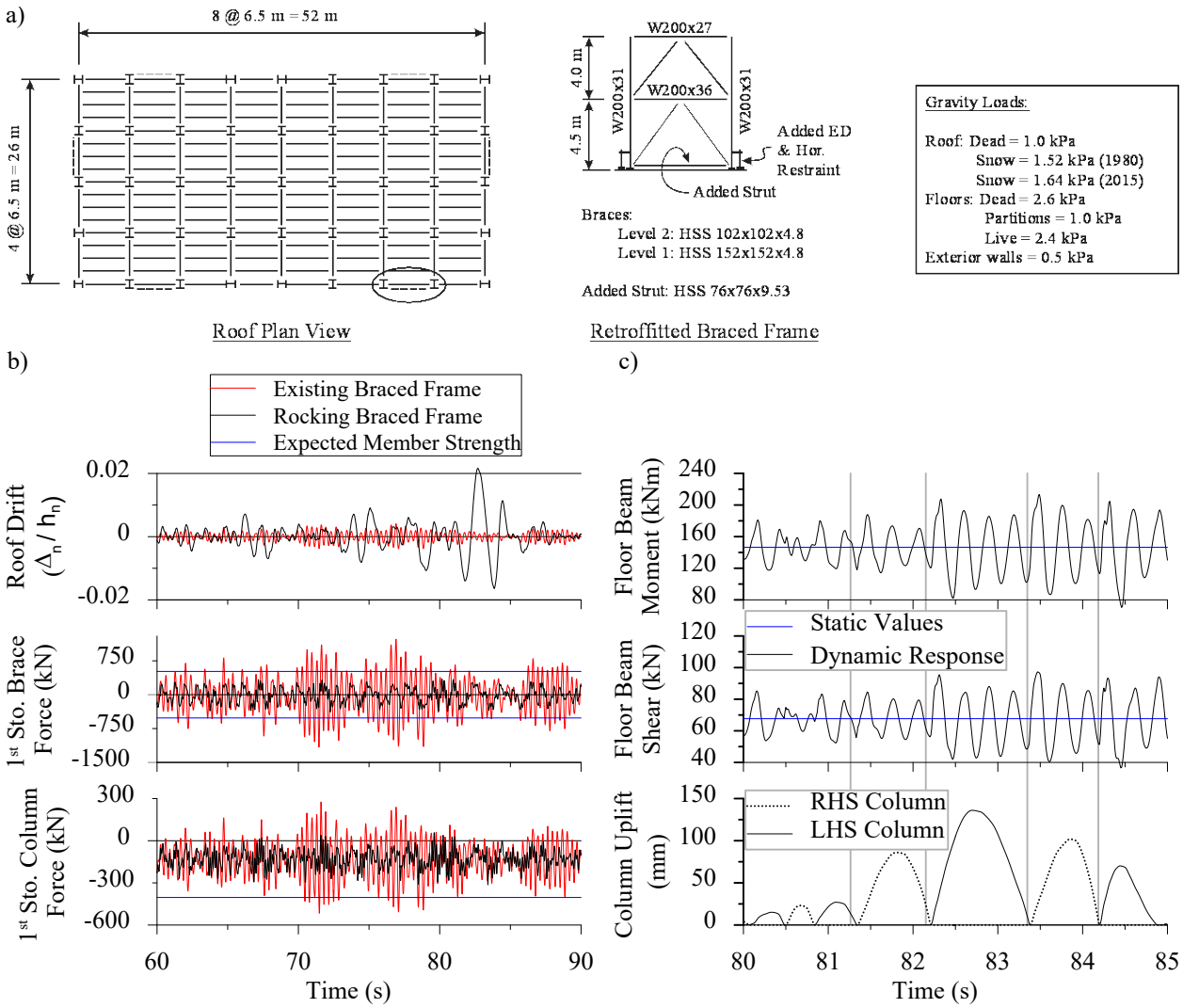


Figure 4.1 Prototype two-storey building studied by Mottier et al.: a) Structure with retrofitted rocking braced frames; b) Histories of the brace and column axial loads and the roof drift for the existing and rocking braced frames (GCRBF with friction ED); c) Histories of the bending moments and shears in the first-storey beam and of the column uplift for the GCRBF with friction ED elements.

In Figure 4.1b, the benefits of allowing braced frame rocking on axial load demands on braces and columns can be clearly observed for one of the ground motions considered. In the figure, the roof displacements for the rocking braced frame remained within 2% of the building height, and the study showed that this retrofit scheme could substantially improve the building seismic performance based on the ASCE 41-13 criteria (ASCE, 2014). As shown in Figure 4.1c, however,

the numerical simulations revealed that column impacts upon rocking could induce significant additional flexural and shear demands on the floor beams framing into the uplifting columns. This phenomenon was observed in past shake table tests by Huckelbridge (1977) and Pollino and Bruneau (2010). These tests revealed vertical accelerations reaching up to 4*g* (*g* is the acceleration due to gravity) shortly after column impacts. More recently, Mottier et al. (2019) performed lift and release tests on an individual column supporting beams with masses. The tests confirmed high acceleration demand (up to 8*g*) as well as significant increases in beam shears and bending moments, as those shown in Figure 4.1c.

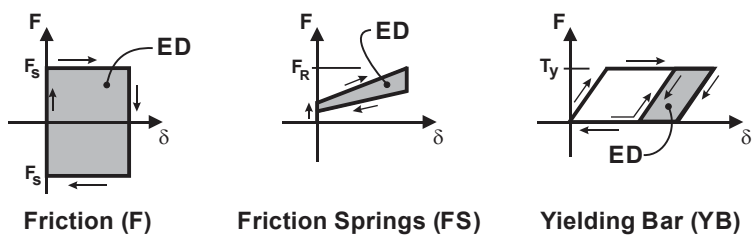


Figure 4.2 Theoretical responses of the studied energy dissipation devices

This article presents a shake table test program that was conducted to confirm the numerical findings obtained by Mottier et al. (2018). The main objective of the investigation was to evaluate the force demands in frame members from vertical accelerations and inertia forces induced by impacts between the rocking frame columns and the foundations. The experimental program was conducted on the unidirectional earthquake simulator of the Structural Engineering Laboratory at Polytechnique Montréal. The tests were performed on half-scale models developed from the two-storey buildings studied by Mottier et al. The specimens were subjected to ground motions expected for soft rock (class C) site in Montreal, Quebec, as well as soft rock and soft soil (classes C and E) sites in Vancouver, British Columbia. These two locations are representative of the seismic regions in Eastern and Western Canada, respectively. Energy dissipation from friction, ring springs, and steel bars yielding in tension were also examined in the tests.

The test program is first described, including a presentation of the test specimens and applied ground motions. The results from preliminary testing conducted to obtain the dynamic properties

of the test frames are presented. The frame response to an individual earthquake ground motion is detailed and discussed. The relative efficiency of the three ED mechanisms for displacement control are compared. This is followed by a presentation of the effects of column impacts expressed as a function of column uplift amplitudes for all tests performed for both locations studied. Finally, a numerical model of the experiment is described and comparisons between experimental and numerical results are presented and discussed.

4.3 Experimental Program

4.3.1 Test specimens

The unidirectional earthquake simulator at Polytechnique Montréal has 3.4 m x 3.4 m plan dimensions and 10 m clear test height. It is driven by a 500 kN high performance hydraulic actuator. The tests were performed on a half-scale model of prototype frames adapted from the 6.5 m wide two-storey frames studied by Mottier et al. (2018). The test frame shown in Figure 4.3 was used for the prototypes located in both Montreal and Vancouver. Only the seismic weight was varied to reflect the seismic loads applicable to each location, as explained later. In the prototype structures, the braced frames were located along the exterior walls. For the model in the laboratory, gravity framing was placed on both sides of the specimen to avoid in-plane torsional response (Figure 4.4). Stacks of 19.1- and 25.4-mm thick steel plates were placed on this framing to apply gravity loads on the rocking braced frame. The plates within each stack were welded together along their sides to behave as a single unit. They were also firmly tightened to the floor and roof beams to act compositely with the framing members. Angles were also used to prevent any slippage during the tests.

As shown in Figure 4.4b, the width of the gravity framing extended beyond the shake table. As such, the test specimen had to be mounted on two 5 m long transverse supporting HSS 203x203x13 beams secured to the earthquake simulator using 50 mm pre-tensioned high-strength bolts. The test specimens were laterally braced in the out-of-plane direction by a pair of horizontal HSS members placed on either side of the rocking braced frame at mid-height of the second level. Frictionless PTFE shims were used between these HSS members and the rocking frame columns to minimize frictional resistance. Additional out-of-plane bracing, as shown on the top of Figure 4.4a, was used to avoid any torsional effects during the test.

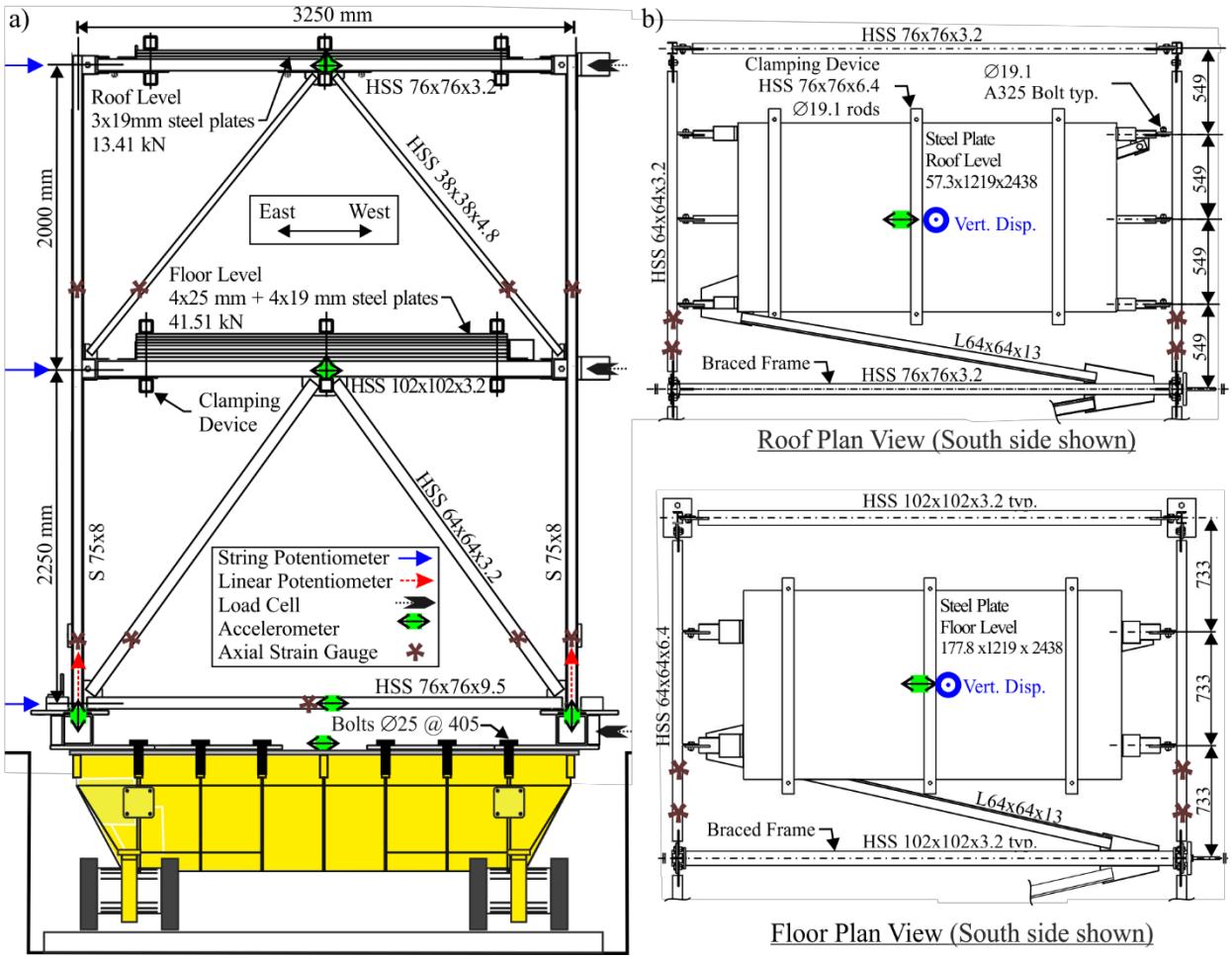


Figure 4.3 Rocking brace frame specimen with construction and instrumentation details: a) Rocking frame elevation (from North); b) Half plan views of the floor and roof structures

The test specimen was built from structural steel, which was designed to satisfy the applicable similitude laws using a length factor $\alpha = 0.5$. A scale factor for stresses of $\beta = 1.0$ was adopted, leading to a scale factor for forces $S_F = \alpha^2\beta = 0.25$. To reduce the required amount of seismic weight, time was reduced by a factor $\gamma = t_m/t_p = 0.3$ such that horizontal accelerations could be increased by a factor $S_{HA} = \alpha/\gamma^2 = 5.56$. The resultant scale factor for the seismic weight was $S_{SW} = \alpha\beta\gamma^2 = 0.045$. Acceleration due to gravity could not be modified and the number and sizes of the steel plates replicating floor and roof gravity loads were determined to impose on the rocking frame the gravity loads required from the application of the similitude laws. For the tests performed for the Vancouver location, these gravity loads also approximately reproduced the horizontal seismic

weights required with the S_{HA} scale factor. For the tests representing the Montreal conditions, the same gravity loads were kept but the seismic weight had to be increased to satisfy similitude requirements. This was achieved by using a seismic weight system located next to the earthquake simulator (Figure 4.4b). This system consisted of a steel frame supporting steel plates that were connected to the test specimen at every level. Columns in the seismic weight system had carefully machined rocker connections at their top and bottom ends such that the frame offered no lateral resistance in the direction of testing. The seismic weight system was placed on a horizontal frame which was mounted on rollers and secured to the shake table so that the system experienced the same ground motion as the test specimen. Load cells were used in the horizontal struts connecting the steel plates of the seismic weight system to the test specimen so that inertia loads could be directly monitored during the tests.

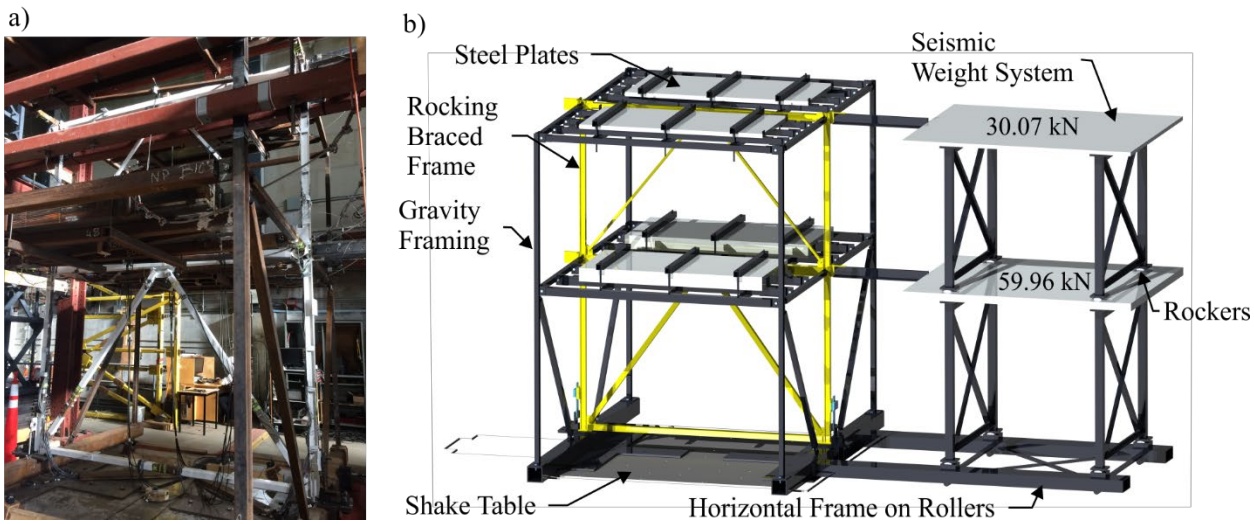


Figure 4.4 Test Setup: a) Test specimen with gravity frame on the shake table; b) 3D view of the test specimen and the seismic weight system for the Montreal location.

As designed, the total vertical load resisted by each column of the test rocking brace frame was equal to 28 kN. Assuming the vertical distribution of the seismic loads specified in the equivalent static force procedure of the 2015 National Building Code of Canada (NBCC) (NRCC 2015), column uplift of the rocking braced frame including the resistance from gravity loads would initiate under a total earthquake load (base shear) of 44 kN. The sections of the beams supporting the

gravity loads were sized to obtain the vertical frequencies of the roof and floor systems of the prototype structures after applying the time scale factor. The beams were connected to the columns through one-bolt shear-tab connections, as illustrated in Figure 4.5b. For clarity, only one floor beam connection detail is shown in the figure. The bolt in each connection was manually torqued at the beginning of each test to achieve a pinned condition at the beam ends. Details of the rocking braced frame column base are illustrated in Figure 4.5a. The columns had welded rectangular base plates, as is commonly done in practice. The base plates were seated on a 25 mm thick foundation plate welded to the HSS 203x203x13 beams supporting the test specimen. No anchor rods were used to simulate the prototype structures in the retrofitted condition. Horizontal reaction blocks made with HSS 89x89x13 were placed on the exterior side of each column to resist base shear. These HSS blocks were designed with a 10 mm thick vertical plate bearing against the edge of the column base plate, a detail that was successfully tested in previous experimental studies (Wiebe et al. 2013; Eatherton and Hajar 2014). The blocker was held in place by the 35 mm threaded rod connecting the ED devices with a safety edge plate placed behind it to prevent slippage during the tests. The contact surfaces between the column base plate and the blocker were greased to reduce friction during column uplift. As required in the retrofit scheme of Figure 4.1a, a horizontal strut was also placed between the two columns to maintain column spacing and transfer horizontal components of the brace forces upon rocking.

The base supporting the rocking columns was also detailed to allow the placement of the three ED mechanisms of Figure 4.2. Figure 4.6 shows photographs and schematic drawings of the base rocking joints in the three configurations. As depicted in the figures, the ED mechanisms are referred to as F for the friction device, FS for the friction springs and YB for the yielding bar. All three EDs were sized to develop a 12.5 kN activation force, i.e. 45% of the column gravity load. The F mechanism consisted of steel plates connected with a single-shear bolted lap splice including 6.35 mm thick abrasion resistant SSAB Hardox 500 steel shim plates with a nominal hardness of 500 HBW and connected with one 16 mm diameter A325 bolt. The bolt was torque-control tightened to achieve a slip resistance of 12.5 kN. The FS device was fabricated using a series of 76 springs no. 05500 by RINGFEDER® to obtain a stiffness of 0.4 kN/mm. The springs were pre-compressed under a force of 4.0 kN, which left 54.3 mm deformation capacity after activation. The YB system consisted of a 2.65 mm x 38 mm x 1500 mm long ASTM A1011 steel plate (F_y of 325

MPa), which was bolted at both ends. All three devices were connected to the HSS blocker and the 25 mm foundation plate by means of one 35 mm diameter threaded bar. This connection was stiffened by means of two 13 mm x 76 mm vertical plates welded to the side of the HSS 203x203x13 beam and the underside of the 25 mm foundation plate.

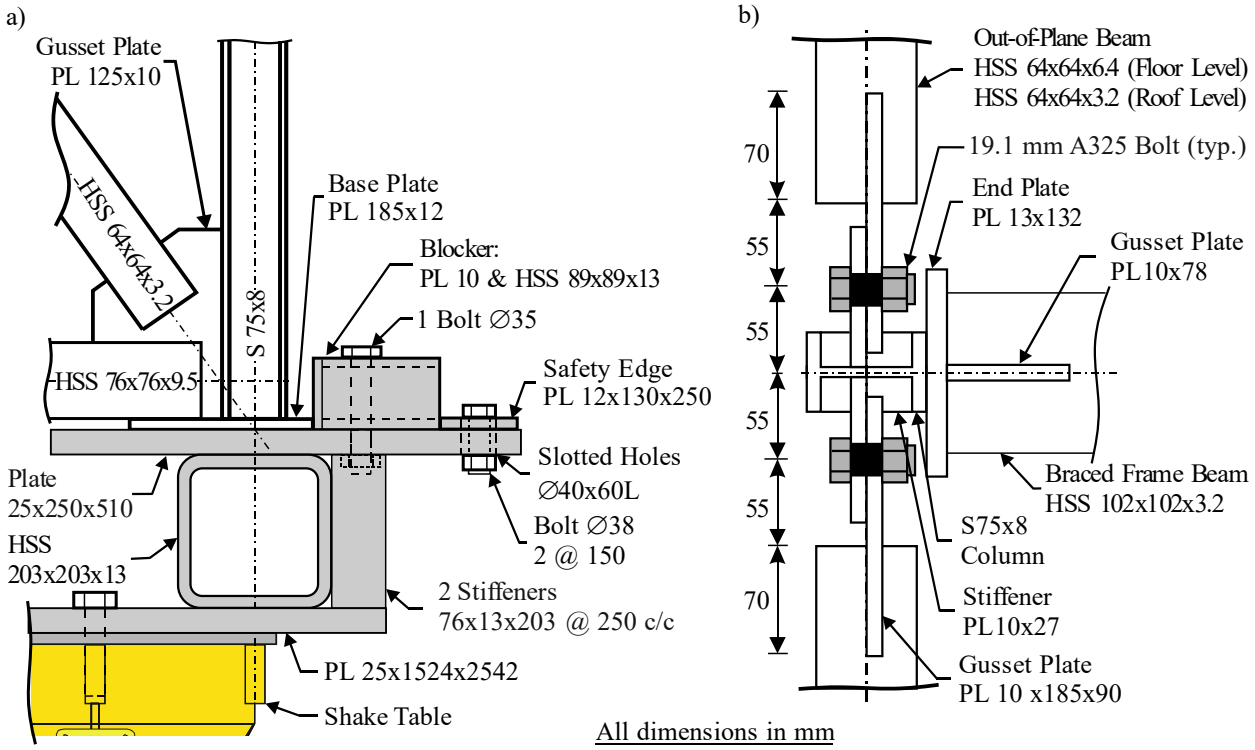


Figure 4.5 Construction details: a) Beam-to-column shear tab connections at the floor level (view from top); b) Elevation of the rocking column base (ED not shown – see Figure 4.6).

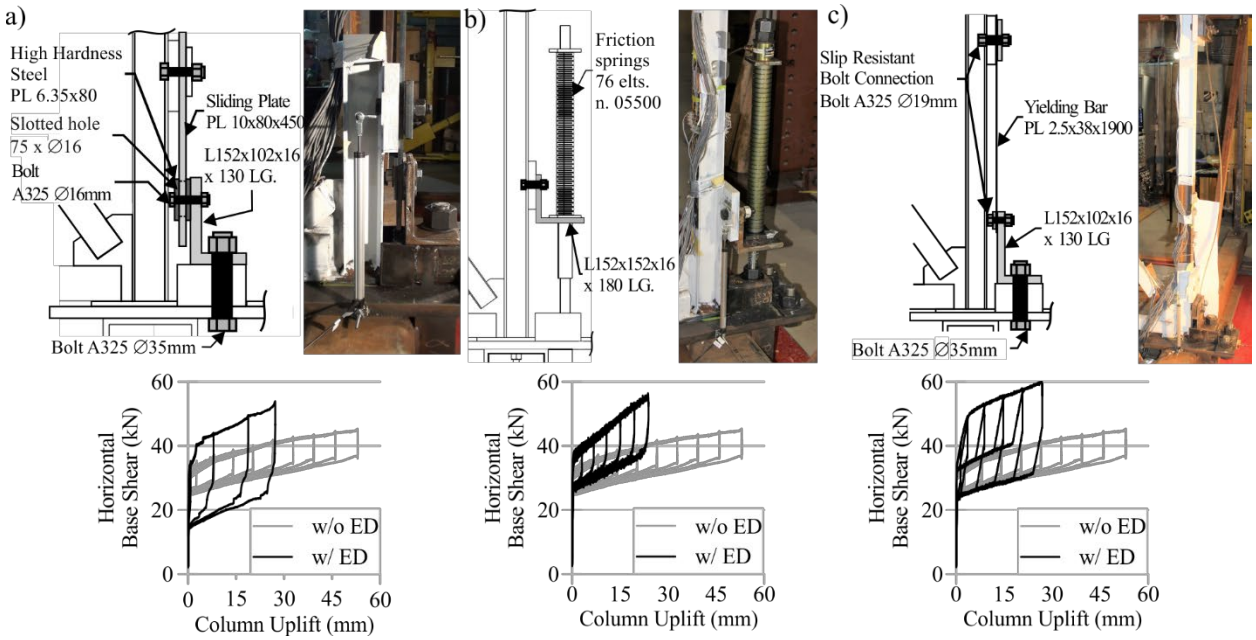


Figure 4.6 Details of the ED devices and measured rocking frame hysteretic responses: a) Friction (F); b) Friction Springs (FS); and c) Yielding Bar (YB).

Figure 4.6 also shows the base shear *vs* column uplift responses of the rocking frames with the three ED devices as measured during the quasi-static cyclic tests performed on the rocking braced frame prior to the seismic shake table tests. The results of said tests are discussed later.

4.3.2 **Instrumentation**

Figure 4.3 shows details and locations of the sensors that were used in the test program. Two 50g-accelerometers were placed on the base plates of the rocking columns to measure the vertical accelerations induced during the impacts. Six 10g-accelerometers were used to measure vertical and horizontal accelerations at different locations : one horizontal accelerometer at the strut mid-length at the base of the frame, pairs of vertical and horizontal accelerometers at mid-span of the rocking frame beams at floor and roof levels, and a horizontal accelerometer installed on the shake table to monitor the acceleration applied to the specimen. Two horizontal 5g-accelerometers were also installed on top of the steel plate assemblies supported by the gravity framing at the floor and roof levels. Two linear potentiometers were installed at the base of each rocking column, one for

measuring possible out-of-plane lateral displacements of the frame and one for measuring uplift of the columns upon rocking. String potentiometers were mounted at each level of the frame to capture the longitudinal horizontal displacements of the frame. Four pairs of string-potentiometers were also positioned to obtain the vertical displacements of the centre of each steel plate assembly from in-plane triangulation, at each level and on both sides of the rocking frame, as indicated by the blue circles in Figure 4.3b. Strain gauges were placed on the columns and braces to measure axial loads in these members at both levels. Strain gauges were also placed on gravity load supporting beams framing into the RBF columns to measure the bending moments and shears in these primary members. Bending moments in these beams were measured at two positions along the beam length, as shown in Figure 3b, and shears near the beam ends could be obtained from the moment gradients between these two positions. All data was recorded using an HBM synchronized data acquisition system and processed with Catman DAQ software (HBM, 2000). An acquisition rate of 600 Hz was used during the seismic tests.

4.3.3 **Test Program**

The experimental program included two phases. The first phase included preliminary white noise base excitation, pull-release tests and quasi-static cyclic tests performed to characterize the static and dynamic properties of the test specimen. The second phase included the seismic tests. The ground motion records for each location and site conditions for the second phase of tests are given in Table 4.1. Their 5% damped acceleration response spectra is shown in Figure 4.7.

Table 4.1 Details of the ground motions signals used in the seismic tests

GM ID	Type	Earthquake	Mw	Record	R (km)	Site Class	Comp (°).	SF1	SF2	% Applied	ED Device
MC1	Crustal	Simulated	6.0	Trial 1	12.8	C	239.3	0.55	1.03	60	F; FS
MC2	Crustal	Simulated	6.0	Trial 2	16.9	C	41.0	0.90	1.03	70	F; FS
MC5	Crustal	Simulated	6.0	Trial 2	24.4	C	78.7	1.60	1.03	70	F; FS
MC7	Crustal	Simulated	7.0	Trial 1	20.1	C	126.4	0.59	1.03	40	F; FS
MC8	Crustal	Simulated	7.0	Trial 3	25.6	C	276.5	0.69	1.03	60	F; FS; YB
MC9	Crustal	Simulated	7.0	Trial 1	41.6	C	304.4	1.31	1.03	50	F; FS
MC10	Crustal	Simulated	7.0	Trial 2	45.2	C	85.6	1.61	1.03	50	F; FS
MC11	Crustal	Simulated	7.0	Trial 2	98.6	C	157.7	1.98	1.03	50	F; FS; YB
VC01	Crustal	1971 San Fernando	6.61	Castaic - Old Ridge Route	23	C	291	1.39	1.2	30	F; FS
VC06	Crustal	1994 Northridge	6.69	Castaic - Old Ridge Route	21	C	90	0.66	1.2	40	F; FS
VC19	In-Slab	13/01/2001 El Salvador	7.6	6987c	70	C	360	2.01	1.2	40	F; FS

Table 4.1 Details of the ground motions signals used in the seismic tests; continued

GM ID	Type	Earthquake	Mw	Record	R	Site	Comp (º).	SF1	SF2	% Applied	ED Device
VC21	In-Slab	13/01/2001 El Salvador	7.6	7147c	93	C	180	4.81	1.2	40	F; FS
VC30	Interface	11/03/2011 Tohoku, Japan	9	IBR008	161	C	NS	2.32	1.2	40	F; FS; YB
VC32	Interface	11/03/2011 Tohoku, Japan	9	YMT009	156	C	EW	2.77	1.2	40	F; FS; YB
VE01	Crustal	1979 Imperial Valley-06	6.53	El Centro Array #12	18	E	140	3.44	1.125	30	F; FS; YB
VE29	Crustal	2010 El Mayor-Cucapah_ Mexico	7.20	El Centro Array #12	11	E	90	1.15	1.125	30	F; FS
VE31	In-Slab	28/02/2001 Nisqually	6.80	0730a	45	E	180	2.19	1.125	25	F; FS
VE34	In-Slab	24/03/2001 Japan	6.80	EHM003	50	E	NS	2.05	1.125	40	F; FS
VE43	Interface	11/03/2011 Tohoku, Japan	9.00	AKT006	159	E	NS	7.22	1.125	35	F; FS; YB
VE48	Interface	11/03/2011 Tohoku, Japan	9.00	FKS020	155	E	NS	1.34	1.125	25	F; FS
VE52	Interface	26/09/2003 Tokachi-Oki, Japan	8.00	YMTH02	155	E	NS	3.35	1.125	35	F; FS

The record IDs start by a letter indicating the location (M or V for Montreal and Vancouver) followed by the site class (C or E). The tests were performed in the order given in Table 4.1. For Montreal, tests were performed with simulated ground motion time histories generated for M6.0 earthquakes at short distances (< 20 km) and M7.0 earthquakes at larger distances (> 20 km) (Atkinson 2009). For Vancouver, ground motions representative of the three earthquake sources contributing to the seismic hazard in southwest British Columbia were used: shallow crustal, subduction deep in slab earthquakes expected at depths of 80-100 km, and large interface subduction earthquakes that are anticipated west of the Vancouver Island. The ground motions had been previously scaled in accordance with the provisions of the NBCC 2015 (NRCC 2015) as described in the Structural Commentaries (NRCC 2017). Because of the capacity of the shake table, the amplitude of the selected ground motions signals had to be reduced compared to the signals scaled to match the code spectrum. In Table 4.2, the penultimate column gives the ratio of the amplitude used to the code amplitude of the record. The last column details the ED devices that were installed on the test specimen for each ground motion signal. To investigate the influence of the ED device on the specimen's seismic response, five ground motion signals were used for all three ED devices: two for the Montreal configuration and three for the Vancouver configuration.

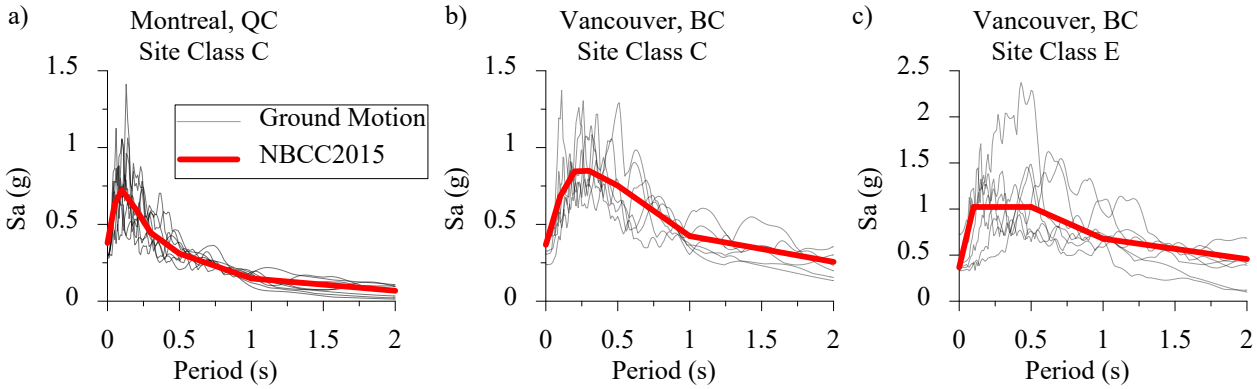


Figure 4.7 5 % damped acceleration spectra of the scaled ground motion records used in the shake-table tests.

4.4 Properties of the Rocking Frame

Once the rocking frame was mounted on the shake table and the instrumentation was installed, a series of preliminary tests were conducted to evaluate its dynamic properties: tests under 0-30 Hz white noise base excitation and pull-release tests. Both tests were conducted on the frame with fixed-base columns, for which column uplift was prevented by means of mechanical restraints to characterize the properties of the frame itself, and on the frame with uplifting column bases. The pull-release tests were performed by applying a small horizontal force at the roof level and suddenly releasing the frame using a trigger mechanism. In the tests with free column bases, the initial pull imposed an uplift of the column under tension. The test series with fixed base columns were first performed for the seismic weight configurations of both locations, starting with the configuration for Montreal.

A modal analysis was carried out with the Artemis Modal © software (SVS, 2014) to extract the structure's periods from the white noise test results. Table 4.2 gives the measured periods of the specimen for the two configurations. The table also gives the periods predicted with the numerical model introduced in the last section of the article. The comparisons between measured and predicted values are discussed in that section.

The frame for Vancouver has shorter lateral periods than for Montreal due to the lower seismic weight for that configuration. The periods of the vertical modes of vibration of the floor and roof structures are very close for both configurations, which was expected because the gravity framing and steel plates were the same. Because of the test sequence, slightly longer vertical periods were obtained at the floor and roof levels for the Vancouver-configuration, though. For instance, a 5.4% increase is noticeable at the floor level. This is attributed to the smoothing of the beam-to-column connections at both levels that occurred during the Montreal tests, prior to performing the preliminary tests for Vancouver. The periods measured in the tests were found to be longer than those predicted by numerical models when designing the test specimens with the similitude requirements. For instance, the anticipated first lateral mode periods were 0.197 s and 0.149 s for the Montreal and Vancouver configurations, respectively, and a first vertical mode period of 0.196 s was expected for both configurations. Visual inspection of the specimen revealed that the RBF column base plates were slightly bent, likely due to the welding process, which created a vertical gap between the foundation and base plates over the central part of the base plates. The base plates

therefore acted as vertical springs between the column bases and the foundation plates. When these springs were included in the numerical model, it was found that a stiffness of 29 kN/mm was required to obtain numerically predicted periods that matched the measured values, as shown in Table 4.2.

Table 4.2 Measured and predicted natural periods (s) for the tested specimens

Mode	Montreal		Vancouver	
	Experimental value (Artemis)	Numerical Model	Experimental value (Artemis)	Numerical Model
Frame, 1st lateral mode	0.286	0.290	0.205	0.215
Frame, 2nd lateral mode	0.104	0.100	0.089	0.077
Floor Level, 1st vert. mode	0.190	0.196	0.200	0.196
Roof Level, 1st vert. mode	0.142	0.143	0.144	0.143

Figure 4.8 shows the results of one typical pull-release test for the frame with fixed base columns in Figure 4.8a and in the uplifting base condition in Figure 4.8b. As expected, the frame with rocking columns has a longer first-mode period of vibration compared to the specimen with fixed base columns: 0.62 s vs 0.26 s in the first cycle. However, the period for the rocking frame gradually shortens throughout the test as column uplift amplitude reduces. Damping values in the first lateral mode could also be extracted from the measured displacement time history responses using the log-decrement technique. The tests with fixed base columns revealed higher than expected damping values, which were attributed to the friction between the RBF specimen and the lateral out-of-plane bracing system. That friction was then reduced by correcting the alignment of the RBF columns and the clearance between the test setup components. Damping values obtained after these

corrections varied between 7% and 12 % of critical in the first lateral mode, still higher than the values generally assumed for bare-steel frame structures (2-3%).

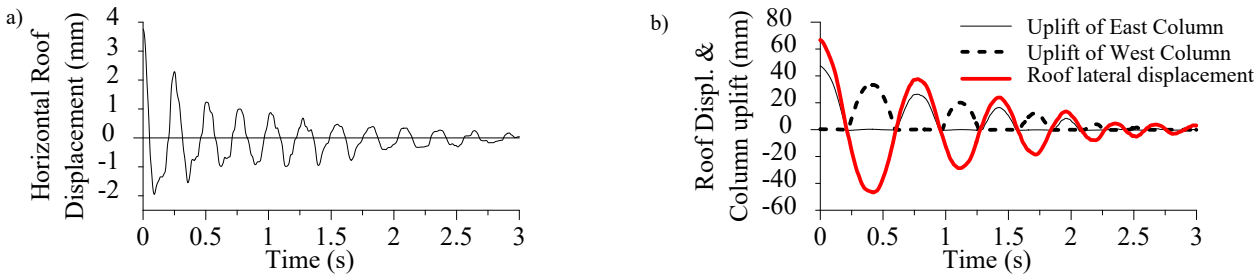


Figure 4.8 Time history responses from pull-release tests on the test frame for the Montreal configuration with: a) Fixed-base columns; b) Rocking-base columns (uplift = 47mm).

In the tests on the rocking frame, higher than expected friction was also observed. This time, its origin was attributed to friction between the column base plates and the blockers, as well as friction in the bolted beam-to-column connections. Friction at the column base was then reduced by greasing the rocking interface. However, no attempt was made to reduce the friction in the beam-to-column connections as it represents an inherent feature of steel structures likely to be present in actual buildings. This friction is beneficial as it dissipates energy during a seismic event.

Quasi-static cyclic tests were finally performed on the braced frame specimen by imposing with the shake table a cyclic displacement protocol at the frame base while restraining the lateral displacement at the frame roof level. These tests were performed with and without the ED elements installed at the column bases to verify the system cyclic response for all conditions before performing the seismic tests. The cyclic displacement had stepwise increasing amplitudes and was applied in one direction only. The measured force-displacement hysteretic responses for each ED system are shown in Figure 4.6. The frame exhibited a stable flag shaped force-displacement hysteretic response without the ED elements, and with all three ED systems. In each graph, the response of the specimen without the ED devices is also plotted for comparison. The results without ED elements show that the frame could exhibit stable self-centering response and possessed inherent energy dissipation capacity due to the friction in the beam-to-column connections. As

foreseen, the force-displacement hysteretic behaviour of the devices significantly varies from one to another. The F device exhibited the highest energy dissipation capacity as slip occurred at a constant load in each cycle. The frame with the FS device showed the highest stiffness upon rocking. The FS device was also activated in each cycle but dissipated a smaller amount of energy compared to the friction device due to the friction spring force-deformation hysteretic response. Tests repeated at increasing displacement rates on the FS assembly showed no sensitivity to loading rate for this device. As expected, the YB developed nearly no compressive strength and accumulated permanent plastic deformations in tension in each cycle. As shown in Figure 6, the frame with the YB device exhibited lower resistance when the bars were reloaded in tension after yielding had occurred in a previous excursion. Due to this behaviour, it dissipated, overall, less energy than the two other devices.

4.5 Observed seismic response

The response of the rocking frame under ground motion VE43 is presented in this section to examine the frame response and the influence of the three ED devices on that response. The response under that ground motion is representative of the results from the other tests performed for the Vancouver-configuration. Time history responses measured in the tests with the friction ED devices are shown in Figure 4.9. Similar behaviour was observed in the tests performed for the Montreal-configuration. The figure must be read from bottom to top. The figure presents the uplift at the base of the two RBF columns, the roof lateral displacement, the vertical acceleration measured at mid span of the roof level beam, the axial force in the West columns and West brace, the base shear and finally the shear and moment demands on the beams framing into the rocking columns at the floor level. Note that all results are presented as measured, in the model scale. Hence, time is reduced by the 0.3-time scale factor and the ground motion acceleration signal is amplified by S_{HA} = 5.56. The values under static loading before the start of the ground motion are included in all plots. In the figure, the vertical grey lines indicate the times of initiation and completion of the west column uplift excursions to see more easily the effects of column uplift and impact on the frame response.

4.5.1 **Response of the Structure**

As shown in Figure 4.9 a to c, the ground motion triggered alternately uplift response of both frame columns. The roof lateral displacement response is in phase with the column uplift and their amplitudes correspond, indicating that first mode (rocking) response governed roof displacements. For instance, the peak uplift of the west column reached 21.9 mm at t = 44.5 s, which resulted in a peak horizontal roof displacement of -32.6 mm. Assuming a rigid-body rocking response, the displacement from the measured column uplift would be 28.6 mm, the difference being due to elastic deformations of the frame members. In Figure 4.9d, the vertical acceleration at mid-span of the roof beam shows significant peaks that were triggered by impact of the RBF columns against the foundation plates after large uplift excursions. Such peaks reached as high as 4.2g at t = 45.9 s. Column impacts also caused the significant peaks of axial compression forces in the columns in Figure 4.9e, all peaks occurring at times when the columns returned into contact with the foundation. The highest axial force in the column reached 60 kN at t = 45.9 s, which corresponds to 2.12 times the static column load. After each impact, column forces reduced until the next impact occurred. In Figure 9e, it is observed that the force in the uplifted column, such as between t = 49.5 s and 49.75 s, oscillates at a period of 0.09 s, which corresponds to the vertical mode of vibration of the frame upon rocking. This mode was obtained from a modal analysis assuming a flexible support under one of the RBF columns (Mottier et al. 2020).

Figure 4.9f displays the axial force in the West brace at the first storey. The evolution of the brace axial force matches well the column uplift response, suggesting that brace forces are mainly governed by the frame first (rocking) mode response. Higher modes of vibration have less influence on the brace axial force than column axial force. However, it can be observed that each time the West column is in the uplifted position, higher mode effects are noticeable on the brace forces.

Figure 4.9 g displays the base shear measured during the tests. As shown, the base shear corresponds well to the brace axial force. In this figure, the horizontal dashed lines represent the positive and negative 51 kN base shears initiating column uplift (V_R) assuming static lateral seismic loads distributed as per the NBCC equivalent static force procedure. As can be noted, higher than expected base shears were recorded upon frame rocking. An additional study performed by the authors subsequent to this test program revealed that the high peak base shear values are due to the

sudden change in boundary conditions at the column bases (Mottier et al. 2020). This study has confirmed that the frame first vertical vibration mode upon rocking governed the brace forces and base shears during uplift excursions.

In Figure 4.9 h and i, excellent correlation can be obtained between the evolution of the shears and bending moments in the floor beam framing into the rocking column. From a modal analysis, it is found that shear and moment responses are governed by the first vertical mode of the plate-beam assemblies after rocking (T = 0.194 s). At t = 44.4, 45.9, 49.75, and 50.5 s, column impacts against the foundation caused a drastic increase in the beam shears and moments. This is due to the vertical inertia forces developing in the floor and roof assemblies when the downward course of the column is suddenly stopped by the foundation. After the impacts, both the shear and moment reduce as the vibrational energy is dissipated through friction. On all graphs showing the history of member forces it is noticed that all member force signals oscillate about the static value, without any offset that would suggest inelastic response and residual or permanent deformations.

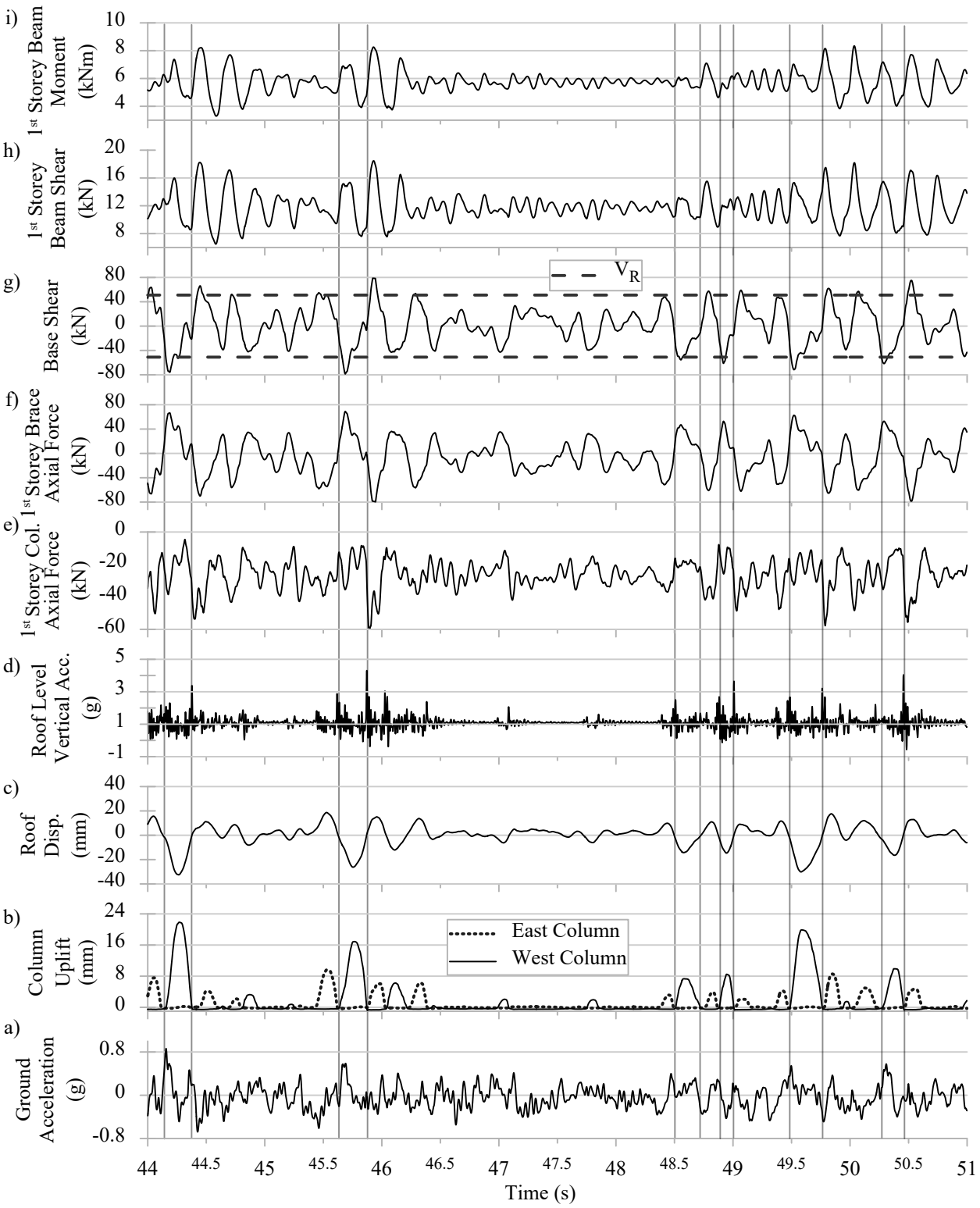


Figure 4.9 Response of the specimen to VE43 ground motion (Vancouver-configuration).

Figure 4.10 displays the base shear and vertical base reaction *vs.* roof displacement responses under ground motion VE43 for the three ED devices. In all three cases, the curves are flag-shaped, typical of rocking frame structures. In all graphs, the horizontal dotted lines represent the values of the base shear and vertical base reaction obtained from moment equilibrium under a code static lateral force distribution. As was the case for the specimen with the friction, the frames with the FS and YB mechanisms exhibited significantly higher than expected base shears and vertical base reactions. This is again attributed to the vertical vibration vibrational response of the frame during column uplift, for the base shear, and to the large column axial forces resulting from column impact, for the vertical base reaction.

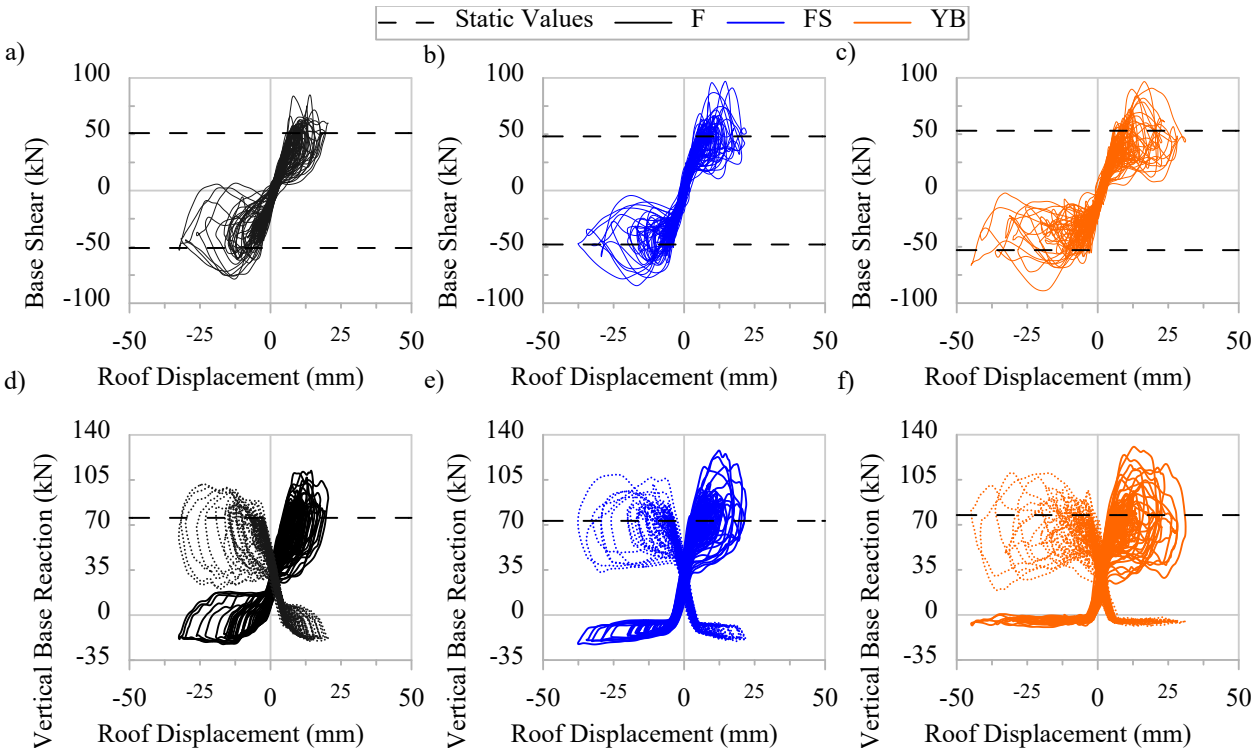


Figure 4.10 Responses of the rocking frame in the Vancouver configuration under the VE43 ground motion for the three ED systems: a-c) Base shear *vs* roof displacement responses; d-f) Columns vertical reaction *vs* roof displacement responses.

To study the influence of the ED devices on the frame response, a comparison of energy dissipated by each device as a function of time is presented in Figure 4.11 for eight different ground motions. Though the three devices had similar activation forces, they did not dissipate the same amount of energy during the earthquakes. The friction and friction spring devices were active in both compression and tension; conversely, the steel YB system dissipated energy only when the bars were incrementally stretched during larger uplift excursions. As shown, the friction device dissipated more energy than the other two EDs for five of the eight signals. The YB system dissipated the least energy in all cases but one. These differences are consistent with the different energy dissipation capacities anticipated from the cyclic force-displacement hysteric responses of Figure 4.6.

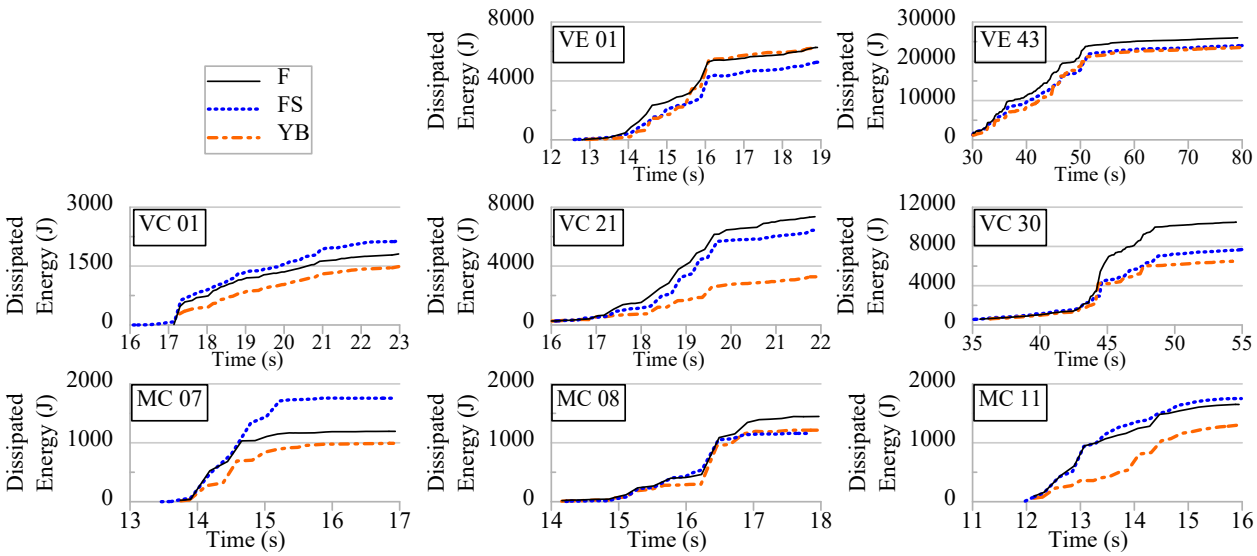


Figure 4.11 Effects of the ED devices; Energy Dissipation for 8 ground motions

In Figure 4.12, partial time histories of the roof lateral displacements and beam shears are presented for four ground motions and all three ED devices.

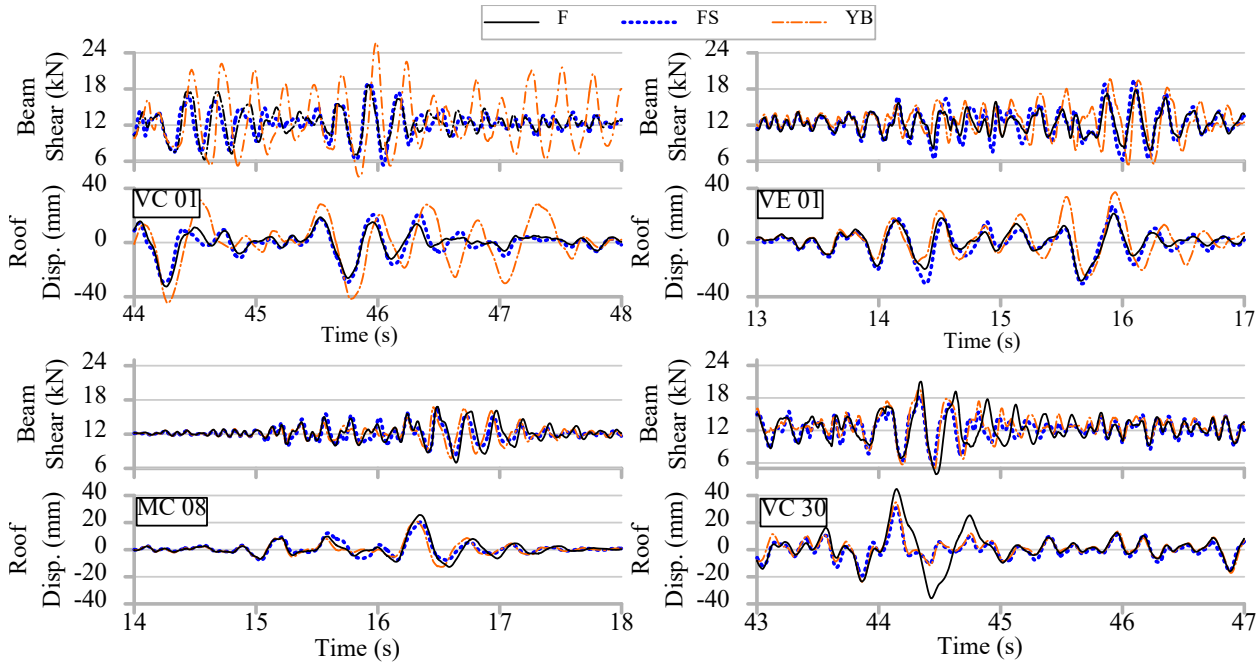


Figure 4.12 Roof lateral displacement and floor beam shear time histories for 4 representative ground motions and the three ED mechanisms

The results show that the friction device best controlled the horizontal and vertical displacements of the rocking frame. Under all ground motions but VC30, it resulted in the smallest peak lateral displacements. The YB mechanism was the least effective in controlling lateral displacements, likely because of its reduced energy dissipation capacity. Under all ground motions, the largest beam shears were observed with the ED mechanism producing the largest frame lateral displacements. This correlation could be expected as larger frame displacements induce higher column uplifts and, thereby, stronger column impacts. This correlation is examined further in the next section.

4.6 Trends observed in the rocking frame response

Peak values of key response parameters were determined for each of the tests performed under all ground motions listed in Table 4.1. Each peak value was then plotted as a function of the amplitude of the column uplift measured in the same test to examine the possible correlation between the two parameters. That correlation was studied only for the tests on the frame equipped with the friction ED device, as this mechanism is likely to be the preferred one in future applications in view of its

higher efficiency. The parameters studied are the roof lateral displacement, the horizontal and vertical accelerations measured at the roof level at mid span of the frame beam, the axial compression force in the braces and the columns at the first storey, and the shears and bending moments in the floor beams framing into the rocking frame. The results presented in Figure 4.13 and Figure 4.14 are for the tests performed for the Montreal and Vancouver locations, respectively. In all graphs, a different colour is used for each ground motion. For the roof displacements, the peak value measured during the earthquake is plotted against the concomitant column uplift. For all other parameters, the peak value is plotted against the column uplift reached in the uplift excursion that occurred just before the peak value was measured, i.e. the column uplift preceding the column impact causing the observed subsequent peak response value. For each response parameter, the linear regression parameters are given in the graphs.

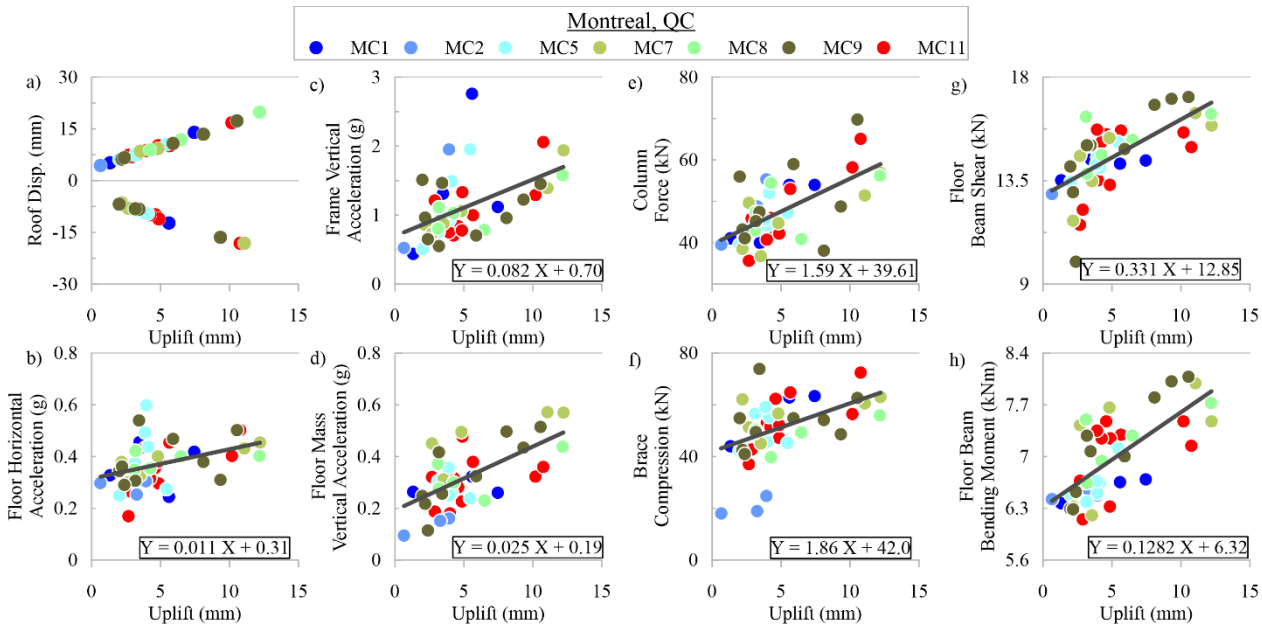


Figure 4.13 Variation of key response parameters with column uplift amplitude for the frame with friction ED devices in Montreal

In Figure 4.13, peak column uplifts in the tests for the Montreal location ground motions are within the 0-15 mm range, whereas the frame for the Vancouver condition in Figure 4.14 experienced twice these values. Both figures confirm the strong and linear correlation between column uplift

amplitudes and roof lateral displacements. If the rocking frame was infinitely stiff, the geometric ratio between the lateral displacement and column uplift would be equal to 1.30. The measurements give average ratios of 1.34 and 1.29 for Montreal and Vancouver, respectively, which corresponds very well to the theoretical values.

Although the data shows a large scatter, both horizontal and vertical accelerations after column impact generally increase with column uplift amplitude. As expected, brace and column axial loads, as well as shears and bending moments in beams, also steadily increase with the amplitude of column uplifts for both locations. For the force demands in beams, the slopes of the linear regressions for the Montreal and Vancouver locations are the same, suggesting that the amplitude of column uplift is the main factor governing peak vertical accelerations and force demands in gravity rocking frames. As for the forces in the frame members, the same trends are observed in Montreal and Vancouver. However, the slopes are more pronounced for the Montreal configuration, indicating that the effects of column impacts on the beam dynamic response is relatively more important for this configuration.

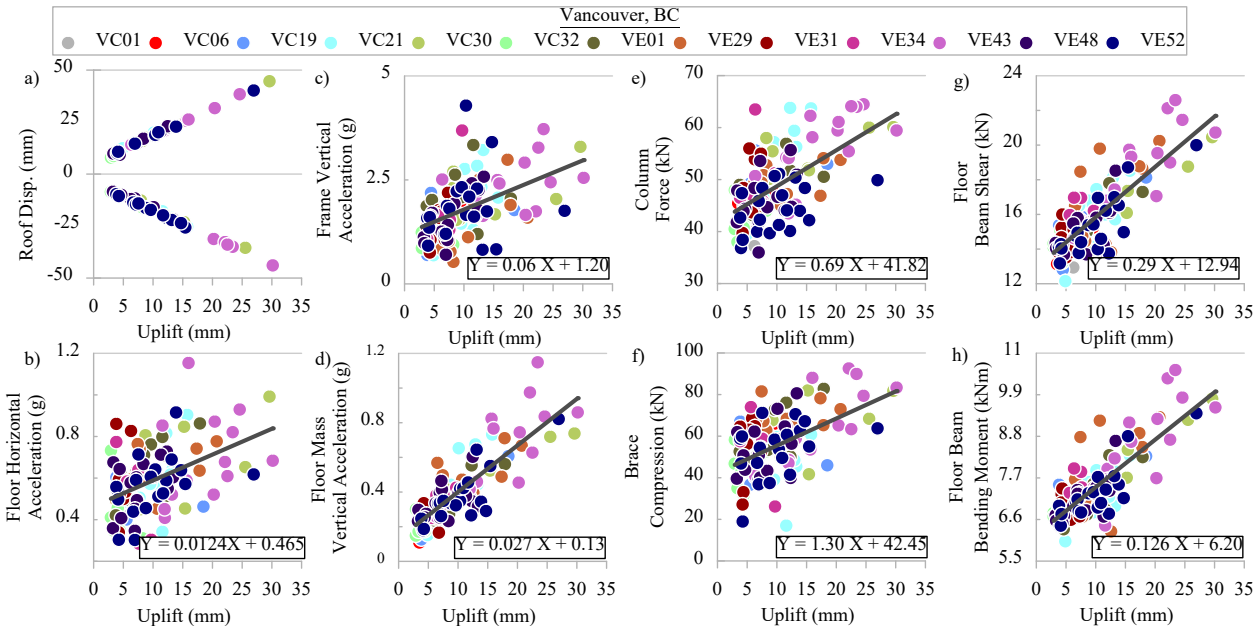


Figure 4.14 Variation of key response parameters with column uplift amplitude for the frame with friction ED devices in Vancouver.

4.7 Numerical simulations of the Experiments

The numerical 3D-model shown in Figure 4.15 was built to replicate the frame response measured during the experiments. The model was created with the commercially available structural analysis software SAP2000 (CSI, 2019). The tests showed that all frame members remained in the elastic range and could therefore be modelled using elastic frame elements. The steel plates located at the floor and roof levels were reproduced with shell elements having the total thickness of the stacks. All gravity loads were specified as vertical masses assigned to the joints and shell elements so that the vertical inertia forces developing during the rocking cycles could be properly reproduced in the analyses. Rocking interfaces at the column bases were modelled using nonlinear vertical compression-only (gap) links. A stiffness of 29 kN/mm was assigned to these links to reproduce the flexibility induced by the flexural response of the initially bent base plates, as was discussed earlier. Partial rotational fixity was assigned at the ends of the transverse beam elements supporting the floor and roof masses to reproduce the observed rotational restraint of the beam-to-column connections. A rotational stiffness of 140 kN-m/rad was specified at both levels to obtain a good match between the measured and predicted first vertical vibration mode periods of the floor and the roof framing systems. For the Montreal configuration tests, the external seismic weight system was included in the model using a leaning column modelled with vertical truss elements. Gravity loads and horizontal masses corresponding to the weight of the steel plates of the system were assigned to the leaning column nodes at the floor and the roof levels. The horizontal struts linking the frame specimen and the seismic weight system were reproduced using truss elements with an axial stiffness corresponding to that of the struts. The horizontal displacement of the node at the base of the column reproducing the seismic weight system was constrained to be equal to that of the shake table, as was enforced in the laboratory by means of the horizontal frame on rollers supporting the seismic weight system that was horizontally connected to the shake table (Figure 4.4).

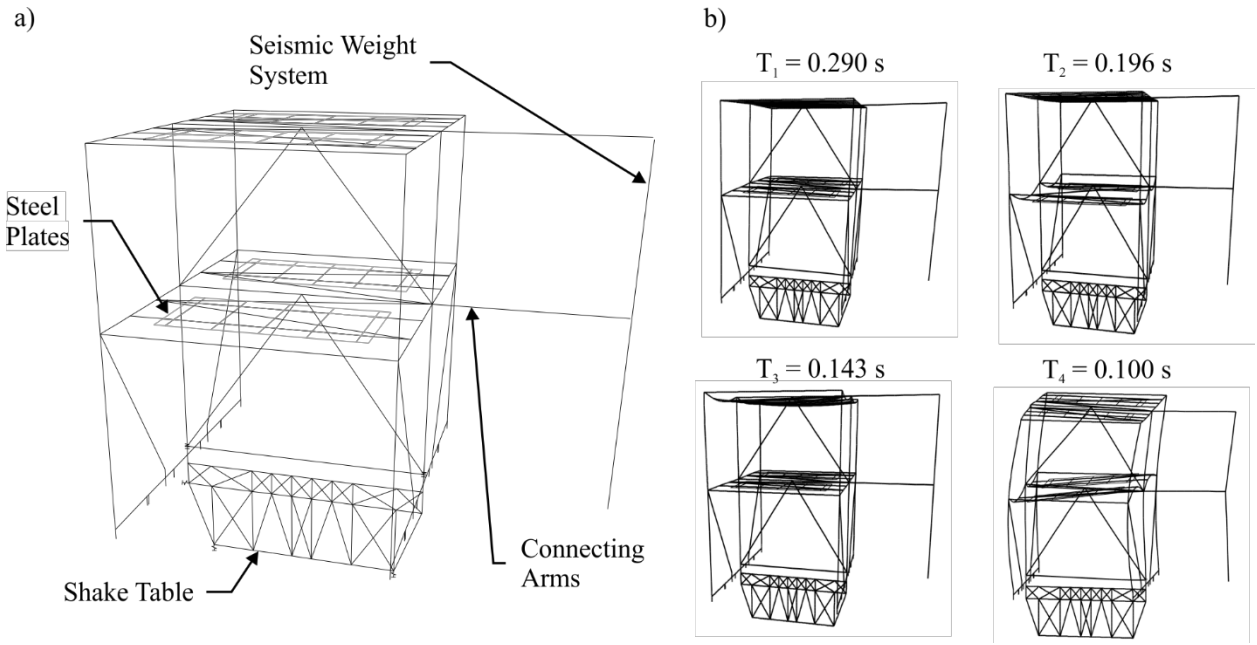


Figure 4.15 Numerical model built to replicate the experimental results; a) Montreal-configuration; b) Fundamental vibration modes

The shake table used in the tests is mounted on frictionless horizontal linear hydrostatic bearings and has a total mass of 6.87 tons. The table was therefore included in the model to capture the behaviour of the entire specimen-earthquake simulator assembly, as shown in Figure 4.15. The table was modelled using elastic frame elements with high axial stiffness, while the table's hydrostatic bearings were modelled using vertical linear spring elements. The stiffness properties of these springs were adjusted to match the dynamic properties and the seismic behaviour of the bare table. The 5 m long HSS beams mounted transversely on the shake table to support the rocking and gravity frames were also included in the numerical model. As these beams were securely attached to the shake table, the displacements of their nodes located over the shake table width were constrained to be same as those of the corresponding nodes of the shake table.

Modal analysis was first performed to obtain and compare the periods obtained from the model to those measured during the white noise tests. The model predictions are given in Table 4.2. As shown, excellent agreement could be achieved, with most differences being equal to or less than 5% of the experimental values.

Care was given to properly model the damping in the model for time-history analysis. Damping was specified as Rayleigh mass- and stiffness-proportional damping. Stiffness associated damping was implemented on the form of material damping properties for the frame and shell elements to avoid spurious damping developing in non-linear elements used at the rocking interface and for modelling the ED systems. After a few iterations, damping equal to, respectively, 4 and 7% of critical damping in the first and second lateral modes of the specimen in the fixed base condition, was selected to adequately predict lateral displacement and brace axial forces. The seismic analyses were run as nonlinear time history analyses using the Newmark-beta integration scheme ($\gamma = 0.5$; $\beta = 0.25$). The time step in each analysis was set equal to half the time step of the ground motion file. Prior to applying the ground motions, 1 g vertical acceleration was gradually applied using a linear ramp function to create the gravity loads from the vertical masses included in the model. The 1-g ramp had a duration of 1.5 s and a 2.0 s delay was left between the end of the ramp and the start of the ground motions to allow damping of the small vertical response induced by the application of the gravity acceleration.

Figure 4.16 shows the comparison between the numerical and experimental results for the frame with friction ED in the Montreal-configuration subjected to the MC8 ground motion. The figure presents the horizontal acceleration signal that was measured on the shake table and used as input in the analysis. The figure also shows the measured and computed histories of column uplifts, roof lateral displacement, and member forces. The values from static loading are included in the graphs showing the member forces. Excellent correlation was obtained between the experimental and numerical results for the column uplifts and the roof displacement. In Figure 4.16d, peak column axial load values are generally well predicted by the model, including the sudden changes at initiations of column uplift and after column impacts. Column forces from second mode response between rocking excursions were less pronounced in the tests. Excellent match can be observed between measured and computed brace forces in Figure 4.16e, both during and between column uplift excursions. For this parameter, second mode effects are also slightly overpredicted by the numerical model. In Figure 4.16f, good correlation is obtained between the numerical and experimental shear forces in the out-of-plane beams at the storey level. Peak shear forces recorded

following column impacts (e.g., at t = 9.25 s) or during column uplift (e.g., at t = 10.25 s) are predicted with good accuracy by the numerical model.

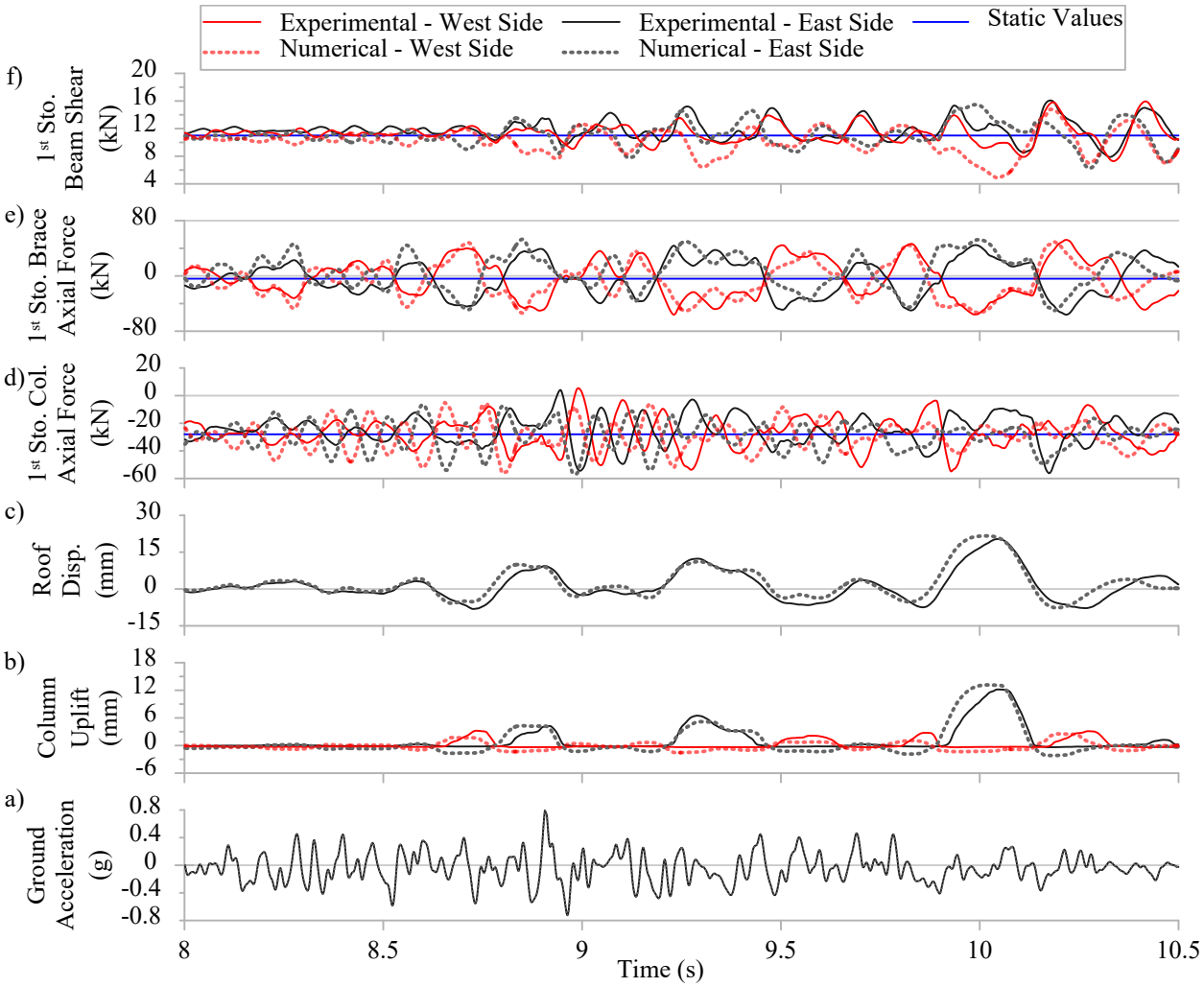


Figure 4.16 Comparisons between predicted and measured responses of the frame with friction EDs in the Montreal-configuration under MC* ground motion

4.8 Conclusions

A shake-table experimental program was performed to examine the behaviour of a scaled two-storey gravity-controlled rocking steel braced frame and to confirm experimentally the results obtained from previous numerical simulations conducted by the authors. The self-centering capacity of the studied specimen was only conferred by the gravity loads carried by the frame. The

focus of the test program was on the assessment of the effects of the impacts between the rocking columns and the foundation on member forces. The tests were performed on a half-scale model of the prototype structure. The effectiveness for drift control of three different energy dissipative devices was also evaluated and compared in the test program. Ground motions representative of the Eastern and Western seismic regions of Canada were applied in the tests.

Preliminary tests were performed to assess the dynamic properties of the frame and verify that the specimen behaved as intended. Some adjustments had to be made to correct higher than expected friction in the beam-to-column connections and at the rocking interfaces.

The following conclusions can be drawn on the effects of column impacts:

- Significant peaks of vertical accelerations are triggered each time the columns returned into contact with the foundation after a large uplift excursion. These accelerations reached values as high as 4.5 times the acceleration of gravity.
- The test results clearly showed that peak member forces in the frame increase linearly with the amplitude of the preceeding column uplift, suggesting that additional member forces are caused by column impacts upon rocking. These amplified forces were observed in the rocking frame members as well as in the beams carrying gravity loads that frame into the rocking columns. This additional force demand must be properly assessed and incorporated in the design of GCRBFs to achieve safe seismic performance.
- The tests also revealed lateral and vertical reactions at the base of the rocking frame that exceeded the values predicted by static equilibrium. These higher forces are attributed to the vertical inertial loads that develop as the floor and roof masses are displaced vertically during rocking of the frame. These forces also need to be considered in the design of GCRBFs.

The comparison between the numerical and experimental results show excellent correlation between the numerical and the experimental results, proving that the proposed numerical model could predict well the member force demands in the rocking frame and, therefore, can be used for the analysis and design of GCRBFs.

The comparison of the responses obtained with the three different energy dissipative devices showed that member forces are not significantly influenced by the type of ED system. However, the differences in the energy dissipation capacity of the ED devices, has a major impact on the amplitude of column uplift and lateral displacements. The results show that the friction type device, which had the greatest energy dissipation capacity, resulted in lower column uplifts and lateral displacements.

Further research on the modelling of column impacts and their effects on the seismic response of gravity-controlled rocking braced frame should be performed to expand the findings of this study. Tests should be performed on rocking frames supporting realistic floor slabs. The flexural stiffness and strength of the floor and roof framing systems should be considered to fully assess the overall seismic response of building structures with GRCBFs. Results from such additional experimental studies would help developing proper design guidelines to achieve effective gravity-controlled rocking braced frame buildings.

4.9 **Acknowledgments**

Financial support for this research was provided by the Fonds de Recherche Nature et Technologies (FRQNT) of the Government of Quebec and the Natural Sciences and Engineering Research Council (NSERC) of Canada. The frame specimen was fabricated by Lainco Inc., Terrebonne, QC. The friction springs were donated by Ringfeder Power Transmission USA Corp., Westwood, NJ. The abrasive steel shim plates were donated by SSAB Swedish Steel Ltd., Delson, QC. The authors express their grateful appreciation to the technical staff of the Structural Engineering Laboratory at Polytechnique Montreal for their most valuable contribution.

4.10 **References**

Atkinson, GM. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 36, no 6, p. 991-1000.

ASCE. (2013). ASCE 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, VI.

Binder, J., Christopoulos C. (2018). Seismic performance of hybrid ductile-rocking braced frame system. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 47:1394–1415.

CSI. (2019). SAP 2000, Ver. 21, Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual. Computers and Structures, Inc, Berkeley, CA.

Deierlein, G., Ma, X., Eatherton, M.R., Hajjar, J., Krawinkler, H., Takeuchi, T., Kasai, K., Midorikawa M. (2011). Earthquake resilient steel braced frames with controlled rocking and energy dissipating fuses. Steel Construction; 4(3): 171-175.

Deierlein G, Ma X, Eatherton M, Krawinkler H, Hajjar J, Takeuchi T, Kasai K, Midorikawa M, Hikino T (2010). Large-scale shaking table test of steel braced frame with controlled rocking and energy dissipating fuses. Proceedings 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Canada, Paper Nº 1248.

Dowdell DJ, Hamersley BA. (2000). Lions' Gate Bridge North Approach: Seismic retrofit. Proceedings of Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA) 2000 Conference, Montreal, Balkema.

Dyanati M, Huang Q, Roke D. (2015). Seismic demand models and performance evaluation of self-centering and conventional concentrically braced frames. Engineering Structures; 84 368–381.

Eatherton MR, Hajjar JF. Hybrid simulation testing of a self-centering rocking steel braced frame system. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2014; 43(11):1725-1742.

Eatherton MR, Ma X, Krawinkler H, Deierlein GG, Hajjar JF. Quasi-static cyclic behaviour of controlled rocking steel frames. Journal of Structural Engineering 2014; 140(11), p 04014083.

HBM. Catman Data Acquisition Software. Hottinger Baldwin Messtechnik, 2000.

Hogg S. (2015). Seismically resilient building technology: examples of resilient buildings constructed in New Zealand since 2013. Proceedings 10th Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Pacific, Sydney, Australia.

Housner GW. (1963). The Behaviour of Inverted Pendulum Structures During Earthquakes. Bulletin of the Seismological Society of America; 53(2): 403-417.

Huckelbridge AA. (1977). Earthquake simulation tests of a nine-story steel frame columns allowed to uplift. Report no. UCB/EERC-77/23, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA, USA.

Jahnel L, Cole E. (2017). Design approach for friction spring dampers in steel framed buildings. Experiences from Christchurch/NZ. Proceedings 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, Paper Nº 675.

Kelly J, Tsztoo D. (1977). Earthquake simulation testing of a stepping frame with energy-absorbing devices. Report No. UCB/EERC-77/17, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA, USA.

Latham DA, Reay AM, Pampanin S. (2013). Kilmore Street Medical Centre: application of a post-tensioned steel rocking system. Proceedings Steel Innovations Conference, Christchurch, New Zealand.

Mar D. (2010). Design examples using mode shaping spines for frame and wall buildings. Proceedings of the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Canada, Paper Nº 1400.

Midorikawa M, Azuhata T, Ishihara T, Wada A. (2006). Shaking table tests on seismic response of steel braced frames with column uplift. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 35:1767-1785.

Mottier P, Tremblay R, Rogers C. (2018). Seismic retrofit of low-rise steel buildings in Canada using rocking steel braced frames. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 47(2): 333-355.

Mottier P, Tremblay R, Rogers C. (2019). Full-scale impact tests of columns for rocking steel braced frames. Proceedings 12th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Quebec, Canada.

Mottier P, Tremblay R, Rogers C, Wiebe L. (2020). Influence of vertical masses on the response of gravity-controlled rocking braced frames. Proceedings 17th World Conference on Earthquake Engineering, Sendaï, Japan. (Submitted).

NRCC. (2015). National Building Code of Canada 2015, 14th ed. National Research Council of Canada, Ottawa, ON.

NRCC. (2017). Structural Commentaries (User's Guide – NBC 2015: Part 4 of Division B), 4th ed. National Research Council of Canada, Ottawa, ON.

Pollino M, Bruneau M. (2008). Dynamic seismic response of controlled rocking bridge steel-truss piers. Engineering Structures; 30:1667-1676.

Pollino M, Bruneau M. (2010). Seismic testing of a bridge steel truss pier designed for controlled rocking. Journal of Structural Engineering; 136(12):1523-1532.

Priestley MJN, Evison RJ, Carr A. (1978). Seismic Response of Structures Free to Rock on their Foundations. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering; 11(3).

Sause R, Ricles JM, Roke DA., Chancellor NB., Gonner NP. Seismic performance of a self-centring rocking concentrically-braced frame. Proceedings 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Canada, Paper Nº 1330, 2010.

Steele TC, Wiebe LD. (2017). Collapse risk of controlled rocking steel braced frames with different post-tensioning and energy dissipation designs. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 46:2063-2082.

SVS. (2014). *ARTeMIS Modal Pro 3.0*. Structural Vibration Solutions, Aalborg East, Denmark.

Tipping-Mar. (2012). Packard foundation headquarter building. Los Altos, CA. http://www.tippingmar.com/projects/project_details/43

Tran BT, Kasai K, Sato T, Oohara K, Shao L (2004). JSSI Manual for building passive control technology; Part-7 Stepping Column System. Proceedings 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper Nº 5059.

Tremblay R, Poirier L-P, Bouaanani N. (2008). Innovative viscously damped rocking braced steel frames. Proceedings 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Paper Nº 05-01-0527.

Wiebe L, Christopoulos C, Tremblay R, Leclerc M. (2013). Mechanisms to limit higher mode effects in a controlled rocking steel frame. 1: Concept, modelling, and low-amplitude shake table testing. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 42(7): 1053-1068.

CHAPITRE 5 ARTICLE II: FULL-SCALE TESTING OF COLUMN IMPACT AND ITS EFFECTS FOR ROCKING STEEL BRACED FRAMES

Article published[1] in the

Proceedings of the 12th Canadian Conference on Earthquake Engineering,

held in Quebec City (Quebec), in June 2019.

Paul Mottier[a], Robert Tremblay[b], Colin Rogers[c].

[a] Ph.D. Student, Dept. of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montreal, Montreal, QC, Canada
[b] Professor, Dept. of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montreal, Montreal, QC, Canada
[c] Professor, Dept. of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, QC, Canada

5.1 Abstract

The article introduces a test program that was conducted to investigate force and acceleration demands in beams and columns caused by column impacts at the base of rocking steel braced frames with self-centring capacity supplied solely by gravity loading. The tests were performed on a full-scale column of a rocking braced frame of a prototype two-storey building. A roof beam and a floor beam supporting representative gravity loads were connected to the test column. During the tests, the column was dropped from an initial uplifted position and the column vertical displacement response was recorded before and after the impact, together with vertical accelerations and member forces induced in the columns and the beams. The initial uplift was gradually increased from 25 to 145 mm, the latter value corresponding to 2.2% drift in the reference prototype building. The tests showed a significant increase in column forces and beam forces due to column uplift and impact. Following the impacts, up to 5 rebounds triggered peaks of vertical acceleration up to 10g in the floor beam and 5g in the roof beam. The axial force demands in

[1] During the revision process the title of this article was modified to: Full-Scale Impact Tests of Columns for Rocking Steel Braced Frames

compression were increased just after the impact up to a factor of 8.9 times the static value. Bending moment and shear in beams were increased up to a factor of 8 and 6.2, respectively. No major structural damage was noticed after the test, whether in the frame members or in the foundation.

Keywords: Steel braced frame; Rocking; Column impact; Full-scale test;

5.2 Introduction

Controlled rocking braced steel frames have been introduced in construction to enhance the seismic performance of building structures (Priestley et al., 1978; Huckelbridge, Clough, 1977). In this system, the columns of the braced frame are allowed to lift from the foundations during a severe earthquake. For these frames, self-centring capacity can be achieved either by the gravity loads supported by the frame (Pollino, Bruneau, 2010), vertical post-tensioned tendons (Deierlein et al., 2010), pre-compressed base springs (Hogg, 2015), or a combination thereof. Energy dissipation mechanisms are generally introduced at the base of the columns to control drifts of the building. Past numerical and experimental studies have shown that the system can significantly reduce seismic induced member forces, while exhibiting uniform and limited displacements over the building height (Roke, 2010). More importantly, the frames can withstand severe earthquake demand without any structural damage. The system has already been implemented in new structures in New Zealand and California (Latham et al., 2013; Mar, 2010).

In most previous research, rocking braced frames were physically separated from the gravity load resisting system of the building to avoid imposing vertical displacements on the adjacent building structure. Such isolated frames support negligible gravity loads and must rely on tendons and/or springs to develop the desired self-centring response. For low-rise building applications, the restoring capacity from tributary gravity loads supported by braced frames can be sufficient to achieve adequate seismic performance, even in regions of high seismicity (Mottier et al., 2018). The use of such gravity-controlled rocking braced frames (GCRBF) eliminates the need for post-tensioned tendons or base springs, which reduces construction costs. In the case of tendons, the problem of accommodating the high tendon strains resulting from the tendon length being limited to the low building height is also avoided (Mar, 2010). For seismic retrofit projects, GCRBFs represent a more cost-effective and logical solution as the modifications to the existing structure can be limited to the column bases.

Column uplift and impacts upon rocking of a GCRBF may induce damaging vertical accelerations and member forces in the surrounding building structure. This demand was observed in numerical simulations performed by the authors, as illustrated in Figure 1b for a two-storey building structure located in Vancouver, Canada. For this structure, schematically represented in Figure 1a, beam additional vertical accelerations exceeded the acceleration of gravity, which resulted in increased flexural and shear demands. Column axial loads were increased by a factor of 2.2 compared to that imposed by gravity loads. Vertical accelerations may also cause damage to the building content, which may be critical when building functions must be resumed shortly after a severe earthquake (Papazoglou, et al., 1996). This additional demand must therefore be considered in the design of new structures or when GCRBFs are used for the seismic rehabilitation of existing structures.

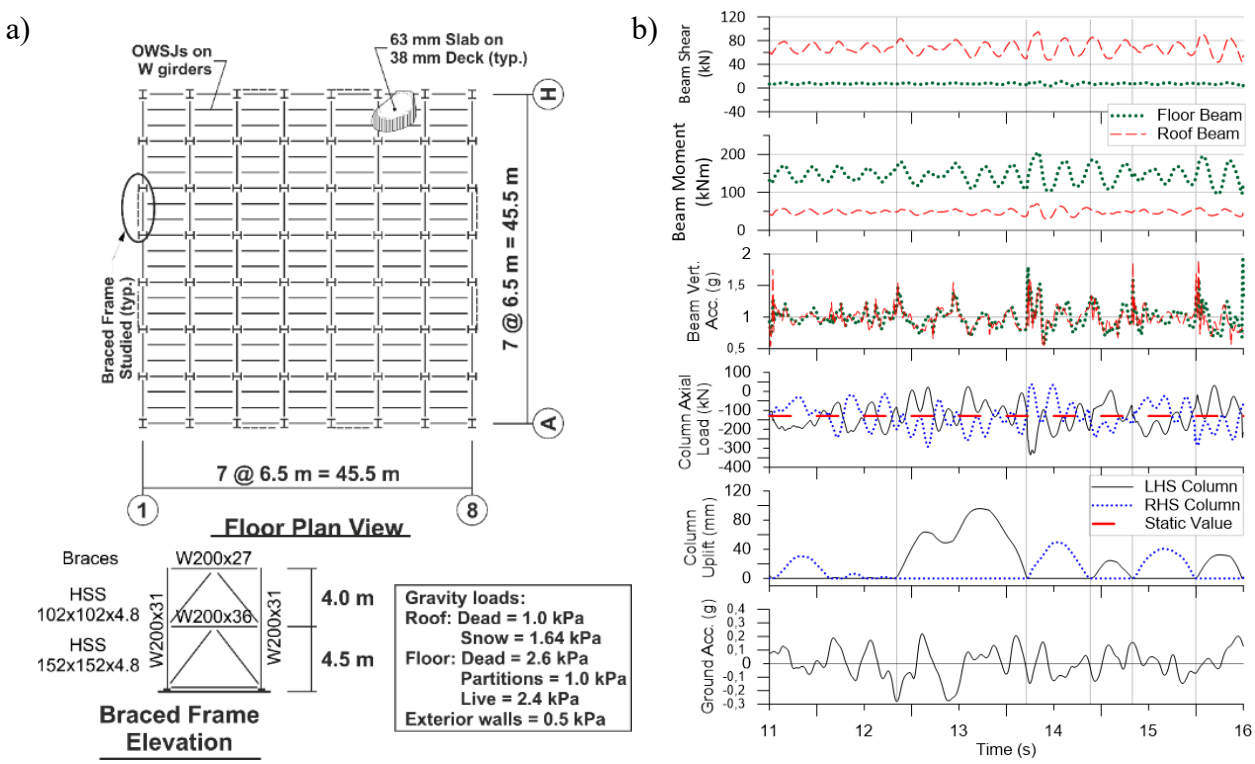


Figure 5.1 Vertical acceleration and member force demands from the uplift and impact of columns of a GCRBF for a two-storey building in Vancouver, Canada; (a) Structure studied; b) Response history of vertical accelerations and forces under one ground motion (Mottier et al., 2018).

No experimental data is available to confirm the effects of column uplift and impact on the adjacent structure. As part of an ongoing research study on GCRBFs, a test program was performed to

examine the possible consequences of column uplift and impact. The tests were performed on a GCRBF column specimen inspired from the building shown in Figure 1. A roof beam and a floor beam supporting representative gravity loads were connected to the test column. During the tests, the column was dropped from gradually increasing initial uplifted positions, and the resulting responses were monitored. This article presents the test program and the results obtained for the accelerations and forces in beams and columns.

5.3 Test Program

5.3.1 Experimental Setup

The test program was conducted in the Structural Engineering Laboratory at Polytechnique Montreal. The test setup is schematically illustrated in Figure 5.2. A full-scale test model was built from 350W steel to obtain representative values of the accelerations and member forces induced by column uplift and impact in actual GCRBF structures. It included one column of a two-storey rocking braced frame, as well as the beams at the roof and floor levels in the bay next to the rocking frame bay. This configuration was chosen because the peak moment demands would occur in these adjacent members due to the absence of chevron bracing. At their opposite ends, the beams were connected to short W200x27 column segments attached to a fixed base supporting strong column. Design and dimensions were inspired from the two-storey building illustrated in Figure 1. However, reduced storey heights and gravity loads were used due to laboratory physical constraints. Modified member sections were also selected as the design presented in Figure 1 was realized according to past editions of the National Building Code (Mottier et al., 2018). Beam sections were Class 2 at the roof level and Class 1 at the storey level. Beams were connected to the columns through typical single three-bolt shear tab connections (Figure 3a). The bolts in these connections were manually torqued at the beginning of the tests; no retightening was done during the sequence of uplift tests. Details of the beam-to-column connection are presented in Figure 5.3a. Gravity loads were applied to the test specimen using concrete blocks suspended under the beams through the use of bolted connections, schematically represented in Figure 2b. As shown, two blocks were used for each beam, each block being simply supported with longitudinally flexible hangers to prevent any composite action between the block and the beams (Figure 2b). The masses were 21.8 kN each on the storey level and 14.9 kN each on the roof level. The GCRBF column

was restrained out-of-plane at both levels by means of two steel guides anchored to the strong wall of the laboratory. To minimize frictional effects, a small gap was left between the guides and the column (Figure 2c). The base of the GCRBF column is shown in Figures 2d and 3b. The column base plate did not include anchor rods, horizontal blocking or energy dissipation devices such that unrestrained uplift and impact column responses could be monitored during the tests. The foundation comprised a 305 mm thick reinforced concrete block anchored to the strong floor by means of four pre-tensioned 51 mm diameter high-strength steel bars. A 25 mm thick grout layer was applied between the base plate of the column and the concrete foundation. The measured compressive strengths of the footing concrete and grout were 31.6 and 36 MPa, respectively.

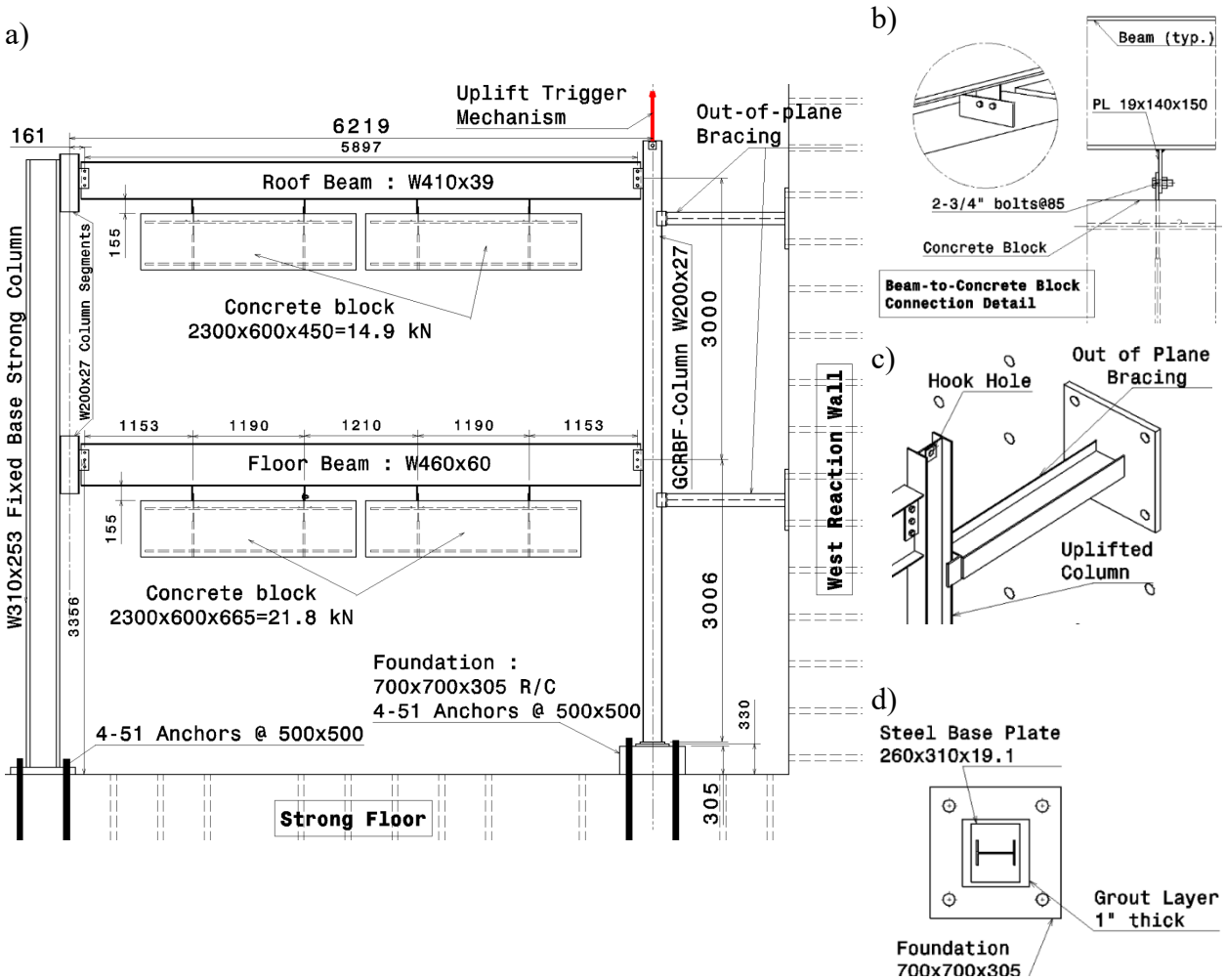


Figure 5.2 Test setup: (a) Elevation view; (b) Detail of beam-to-mass connections; (c) Detail of the column guides; and (d) Detail of the GCRBF column base plate and foundation.

Uplifting and dropping of the test column was accomplished using a special trigger mechanism mounted on the column top and activated by an overhead crane with two 5-ton hoists servicing the test setup. The trigger mechanism, shown in Figure 5.3c, was designed to allow a vertical release of the column without any initial velocity or initial rotation. When the mechanism was triggered, the column was free to fall without any friction or any link to the crane.

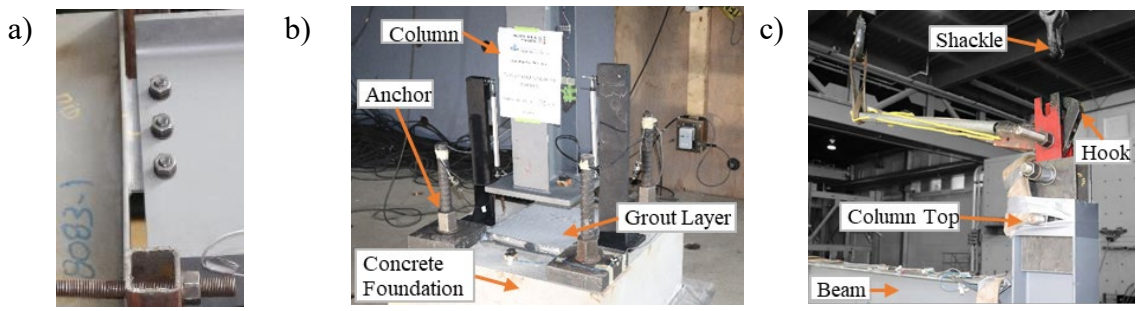


Figure 5.3 Details of the test specimen: (a) Beam-to-column connection; (b) Base of the uplifted GCRBF column; and (c) Uplift trigger mechanism of the rocking column.

5.3.2 **Instrumentation**

Figure 5.4a shows details and locations of the sensors that were used in the test program. Accelerometers were used to measure vertical accelerations at different elevations along the GCRBF column: two 50g accelerometers on the column base plate, ten vertically 10g accelerometers placed at regular spacing along the column flanges and web. In addition, 20g accelerometers were used to measure the vertical accelerations of the foundation block. Three accelerometers were installed at both ends and at the mid-span of each beam to measure vertical accelerations. 3g and 5g accelerometers were used at the roof level and floor levels, respectively. Linear pots were used to measure the vertical displacement of the GCRBF column base. Strain gauges were placed horizontally on beams and vertically on columns to obtain member forces. Axial compression in the GCRBF column was obtained at three elevations from the mean value of the strain gauge readings at these positions. Bending moments were obtained at 5 positions along the beams from curvatures determined with strain gauges placed on the beam flanges. End shears in beams were calculated from gradients in bending moment measured near the beam ends. All data was recorded using an HBM synchronized data acquisition system and processed with Catman DAQ software. Two different acquisition rates were used during the tests: 300 Hz during the dynamic characterization tests and 2400 Hz during the column impact tests.

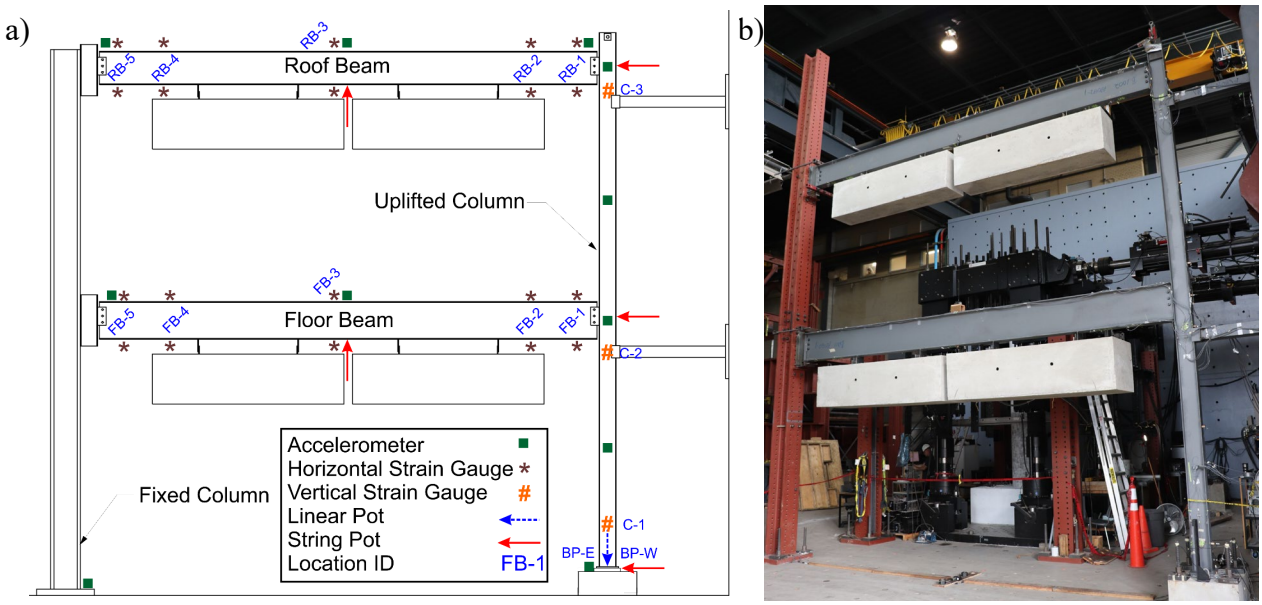


Figure 5.4 Test setup: a) Instrumentation of the specimen; b) Overall view of the test setup.

5.3.3 **Testing Protocol**

The test program included a series of six column-impact tests performed at gradually increasing initial uplift heights. The test program also included dynamic characterization tests to determine the natural frequencies of the roof and floor beams: one characterization test was performed prior to initiating the column impact test series, and one characterization test was performed after each column impact test. In each characterization test, the GCRBF column was uplifted by 25 mm and dropped to generate vibrations of the beams that were used to determine their frequencies. The six column-impact tests were performed by uplifting and dropping the GCRBF column from heights of 25, 50, 75, 100, 125, and 145 mm, respectively. This range was established from previous numerical seismic simulations (Mottier et al., 2018) that showed mean peak uplift values ranging between 30 and 160 mm for two- and three-storey structures located in Vancouver, BC. For safety reasons, it was decided not to go further than 145 mm. The last uplift value induced a 2.2% frame drift angle. In the characterization and column impact tests, lifting of the column was performed slowly and the column was maintained in the uplifted position until the vibrations from the uplift had completely attenuated before being dropped.

5.3.3.1 Characterization Tests

The first mode frequencies of the beams from the characterization tests are presented in Figure 5.5a. The frequencies from modal analysis of the specimen are also given for comparison purposes. As shown, the measured first mode frequencies of the two beams correspond well to the theoretical values (residuals of 4.5% and 5% for the roof and floor beams, respectively). For both beams, they remained nearly constant over the test program, although the values slightly decreased as the number of tests performed and the uplift amplitudes increased. This variation can be explained by a progressive reduction of the flexural stiffness of the beam-to-column connections during the test program. As noted earlier, bolt retightening was not carried out.

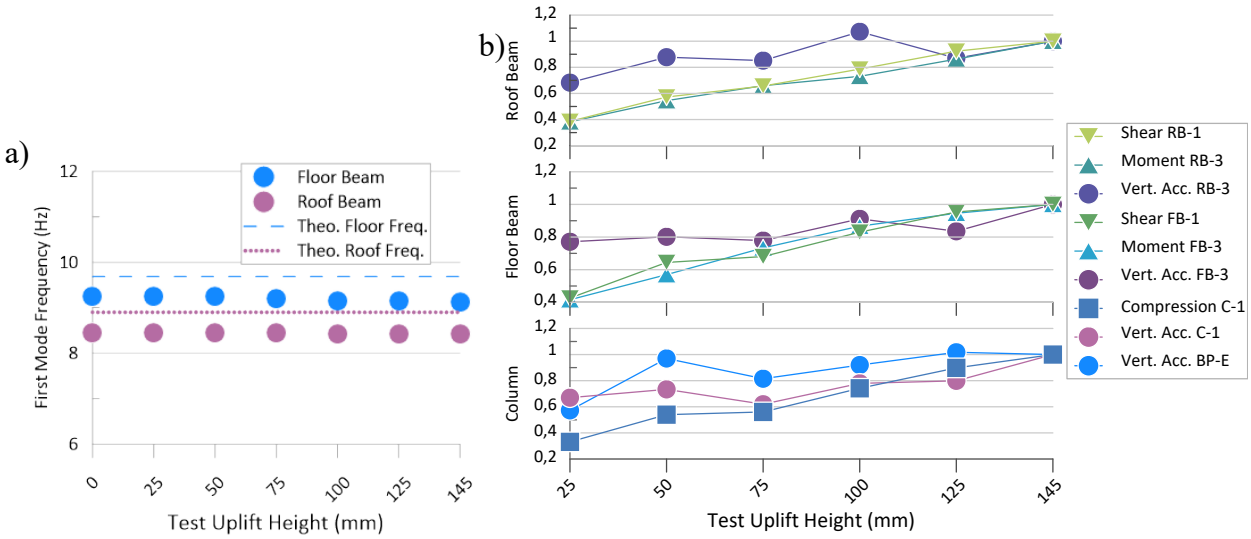


Figure 5.5 a) First mode beam frequencies from characterization tests; b) Peak response parameters from column impact tests (normalized w.r.t. 145 mm uplift test values)

5.4 Column Impact Tests

The response history results from the column impact test performed for an uplift of 125 mm are presented in Figure 5.6. The locations where response parameters were measured or calculated correspond to the location IDs shown in Figure 5.4a. Static values are included in all plots; the vertical displacements shown in Figure 6a include displacements from initial uplift. The time values when the first and second column impacts occurred are indicated by the vertical light grey

lines. To improve the clarity of the results, all signals have been low-pass filtered with a cut-off frequency of 150 Hz.

The column drop induced negative accelerations at the base plate and in the frame members (Figure 5.6b to 5.6d). A strong peak of high-frequency positive vertical accelerations was felt in the base plate and briefly reached a value of 28g. This first impact was followed by a series of 3 rebounds of the column on its foundation. As shown, the height of the rebounds reduced significantly between the first one (45 mm) and the last one (4.5 mm). The triggered peaks of vertical acceleration were of similar magnitude, as can be seen from Figure 5.6c and 6d. The first two column impacts produced large compression force peaks at the three locations along the GCRBF column (Figure 5.6e), as well as significant increases of the bending moments and shears in the beams (Figure 5.6f and 6g). Figure 5.6h shows the vertical displacement of the storey beam measured at data reading point SB-3. The plots were synchronized so that the impact instant is the same for all tests. As shown, the first oscillation of the beam happened during the same duration, just after the impact. Conversely, the duration of the successive oscillations tended to increase with the height of the drop test: the higher the drop, the longer the oscillations. The amplitude of these oscillations was also proportionally increased with the drop height.

5.4.1 **Column Response**

In all tests, column impacts induced sharp and large amplitude compression peaks in the columns. Peaks measured at locations C-1, C-2 and C-3 for the test height of 125 mm can be seen in Figure 6e. The presented values are obtained from the mean deformations of 5 strain gauges located at the same elevation along the column. Figure 5b shows the values recorded at C-1 in the other tests. A dynamic amplification factor (DAF), defined as the ratio of the peak axial force demand due to impact to the static force value, can be used to evaluate the effects of column impact on column forces. The static value is the one measured before the tests when the column is at its initial position. It is equal to 48.3 kN. For the test presented, the DAF for the first peak (t = 0.24 s) reached 8.9 at location C-1 near the column base, which is equal to 0.36 times the squash load of the column P_y defined as $P_y=AF_y$. As shown, the amplitude of the peak is maximum after the first column impact and reduces gradually in the subsequent rebounds. For the case shown, the DAF values are equal to 4.6 for the second impact (t = 0.45 s), and 2.6 for the third one (t = 0.6 s). The magnitude of the DAF reduces as we move up along the height of the column, as can be observed in the magnified

view of Figure 6e. For the first impact (t = 0.24 s), the DAF values are 7.2 at the middle level (C-2) and 3.6 at the top level (C-3). It can also be observed that the times at which the first peaks are measured are approximately the same at all three elevations along the column height. Finally, it can be seen from the magnified view that the peak compression load for the first impact in fact comprises two peaks with decreasing amplitudes. The first one (t = 0.25 s) is induced by the first contact between the foundation and the base plate. The second one occurs at t = 0.29 s, while the column is still in contact with the foundation, and is attributed to beam vibration as its coincides with the peaks in shears and moments near beam ends.

5.4.2 **Beam Response**

The beam response is illustrated in Figures 6f and 6g. The horizontal lines represent the static value of the bending moment and beam shear. The column drop induced an increase of both the bending moment demand and the shear demand on the beams, due to the inertia forces developed in the beams. The masses carried by the beams tended to keep falling after impact of the column, thus increasing the demands on the beams. As shown in Figure 6f, that increase lasted only as long as the column remained on the foundation. At the storey level at mid-span, the moment demand reached 227 kNm, which is equal to 6.2 times the static value imposed by the masses. In comparison, the plastic moment resistance of the storey beam was equal to 448 kNm. At the roof level, the moment reached 157 kNm, which is also equal to 6.2 times the static value of the moment demand. The plastic moment resistance of the roof beam was 253 kNm. While no permanent deformations of the beam at the storey level were visually observed, the strain gauges located at mid-span on the bottom flange yielded during the last tests. All of the other strain gauges did not show any residual strains.

As illustrated in Figure 6 g, the evolution of the shear force in the two beams followed the same response as described for the bending moment. It suddenly increased when the column impacted the foundation. During that time, the shear was amplified by a factor of 8.4 in comparison with the static shear at both the storey level and the roof level. However, it did not exceed either the nominal shear resistance of the storey beam (841 kN) or of the roof beam (537 kN).

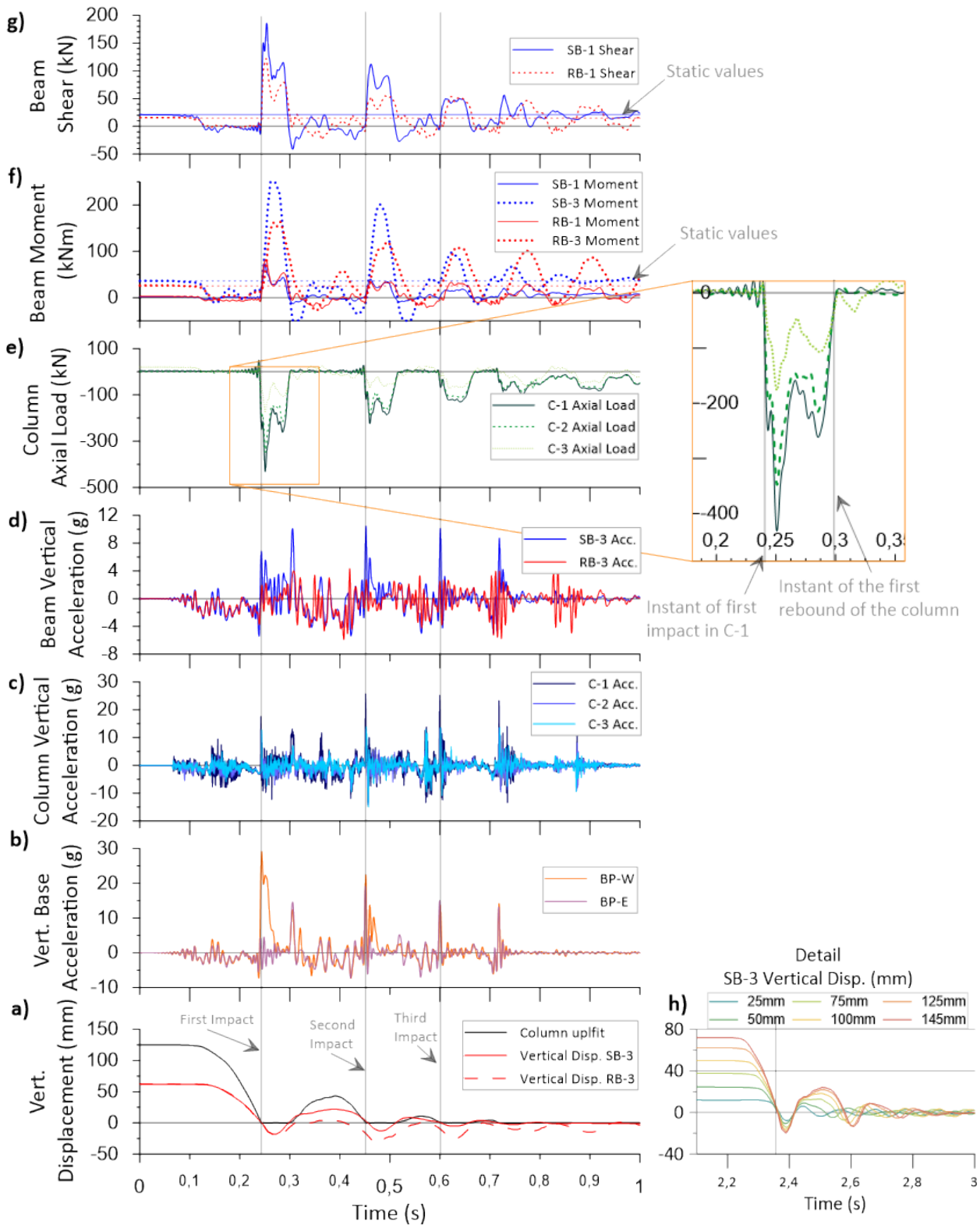


Figure 5.6 Response history of the test specimen subjected to 125 mm uplift.

As noted before, both the beam end shears and the beam moments at locations FB-1 and RB-1 are in phase with the compressive load in the column: the peak values of the beam shear are measured at approximately the same time as the peak column compressive loads. The same synchronism is noted between the vertical accelerations measured in the column and the ones measured in the beams.

5.4.3 **Overall Response of Frame Members**

Table 5.1 presents the maximum values of the response parameters for the column and the two beams during the six tests that were performed.

Table 5.1 Peak response parameters from column impact tests

Test Height (mm)	Max. Vert. Base Acc. (g)	Max. Col. Vertical Acc. (g)	Max. Storey Beam Acc. (g)	Max. Roof Beam Acc. (g)	Max. Column Comp (kN)	Max. Sto. Beam Moment (kNm)	Max. Roof Beam Moment (kNm)	Max. Sto. Beam Shear (kN)	Max. Roof Beam Shear (kN)
25	16.4	10.7	9.6	3.4	159	99.8	69.6	82.7	50.6
50	27.7	11.7	9.98	4.37	259	136	99.1	125	75
75	23.3	9.85	9.69	4.24	269	176	120	132	86
100	26.3	12.4	11.35	5.34	356	208	133	161	103
125	29.1	12.7	10.4	4.33	431	227	157	185	121
*145**	*28.6*	*15.9*	*12.5*	*4.98*	*480*	*240*	*182*	*194*	*131*

** Test value used as a reference for the normalization shown in Figure 5b.*

These parameters are also plotted in Figure 5.5b. In the figure, the values are normalized to the value obtained during the test with the largest uplift value (145 mm). In the column, the peak axial compression generally increases with the height of the drop; the regression coefficient of the best-linear fit (not plotted for clarity) is R^2=0.98. The evolution of the vertical accelerations is however not as regular, as the regression coefficient are 0.75 and 0.80 for the vertical acceleration in the base plate and in the column, respectively. In the beams, vertical accelerations also generally increase along with the height of the uplift, though the increase rate does vary between tests. However, shears and bending moments in beams increase almost linearly with the height of the

drop. For instance, the regression coefficients of the best-linear fits are R^2=0.98 and 0.99 for the moments at the floor and roof levels, respectively.

5.4.4 Demands on the foundation

The second objective of the test program was to examine the behaviour of the foundation during the impact of the column. Both the grout layer and the foundation were closely inspected between every test to see whether they had been damaged by the previous test. The results showed that the foundation did not experience any noticeable damage during the tests: no cracks were observed. The grout layer was found to have one crack at the end of the last test. This suggests that foundations should be inspected after a major earthquake and possibly repaired, given the fact that the strength of the tested foundation was representative of what could be found in a common building. It is important to once again note that no ED device was added to the base of the column for this test program; it is anticipated that a device of this type could help reduce the accelerations felt by the foundation and consequently the potential for damage to the concrete and grout.

5.4.5 Demands on the beam-to-column connections

The last objective of the test program was to examine the effects of the impacts on the beam-to-column connections. No major visual damage was observed in the connections after the tests had been completed. Some local bearing was seen in the bolt holes in the column shear tabs and in the beams. The threads of the bolts were slightly crushed and left marks on the steel of the beams. Altogether, these observations tend to show that the connections were not significantly damaged by the tests. However, further investigation should be conducted on the behaviour of bolted connections subjected to axial impact loading, in order to confirm this observation.

5.5 Conclusion

An impact test program was successfully developed to examine the consequences of column impact occurring in rocking braced frames subjected to seismic ground motions. The tests aimed at quantifying the force demands in the frame members due to the impact with focus on the compression loads induced in columns and flexure and shear demands in beams. Another objective was to observe whether the impact loading could have detrimental effects on the structural integrity of beam-to-column connections and foundations.

A full-scale test setup was designed to represent a portion of the frame adjacent to the rocking braced bay of a two-storey building. Column uplift gradually increasing from 25 to 145 mm were imposed, based on the demand expected for Vancouver, British Columbia. Tests were also conducted to characterize the dynamic properties of the specimen to assess the cumulated damage experienced in the sequence of tests. The results showed that the impact caused by rocking can induce significant peaks of the compressive load and localized yielding in the frame members, but that this demand would happen so quickly that the structural integrity of the column would not be affected. The frequency content of these compressive loads was indeed at least three times higher than the frequency of the column itself. A nearly linear correlation was observed between the drop height and the peak values of column compression as well as peak shears and moments in beams at both levels. The beam-to-column connections and foundation experienced only minor damage including slight bolt hole elongation and one crack that developed in the grout during the test with largest uplift height, indicating that short duration impacts were not sufficient to cause substantial damage in the structure. Further tests should be performed on specimens with realistic floor slabs to validate the consequences of column impact on the structural integrity of a GCRBF during major earthquakes.

5.6 Acknowledgments

Financial support for this research was provided by the Fonds de Recherche Nature et Technologies (FRQNT) of the Government of Quebec and the Natural Sciences and Engineering Research Council (NSERC) of Canada. The authors express their appreciation to the technical staff of the Structural Engineering Laboratory at Polytechnique Montreal for their most valuable assistance and contribution.

5.7 References

Deierlein, G., Ma, X., Hajjar, J., Eatherton, M., Krawinkler, H., Takeuchi, T., & Kasai, K. (2010). Large-scale shaking table test of steel braced frame with controlled rocking and energy dissipating fuses. In *Proceedings of the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*.

Hogg, S. (2015). Seismically resilient building technology: examples of resilient buildings constructed in New Zealand since 2013. In *Proceedings of the 10th Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Pacific*.

Huckelbridge, A. A., & Clough, R. W. (1977). *Earthquake simulation tests of a nine story steel frame with columns allowed to uplift* (Doctoral dissertation, University of California, Berkeley).

Latham, D. A., Reay, A. M., & Pampanin, S. (2013). Kilmore street medical centre: application of a post-tensioned steel rocking system. In *Proc., Steel Innovations Conf*.

Mar, D. (2010). Design examples using mode shaping spines for frame and wall buildings. In *Proceedings of the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Canada* (pp. 25-29).

Mottier, P., Tremblay, R., & Rogers, C. (2018). Seismic retrofit of low-rise steel buildings in Canada using rocking steel braced frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, *47*(2), 333-355.

Papazoglou, A. J., & Elnashai, A. S. (1996). Analytical and field evidence of the damaging effect of vertical earthquake ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, *25*(10), 1109-1137.

Pollino, M., & Bruneau, M. (2010). Seismic testing of a bridge steel truss pier designed for controlled rocking. *Journal of structural engineering*, *136*(12), 1523-1532.

Priestley, M. J. N., Evison, R. J., & Carr, A. J. (1978). Seismic response of structures free to rock on their foundations. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, *11*(3), 141-150.

Roke, D. A. (2010). Damage-free seismic-resistant self-centring concentrically-braced frames. Lehigh University.

CHAPITRE 6 ARTICLE III:GRAVITY-CONTROLLED ROCKING BRACED FRAMES: COMPARISON BETWEEN RESPONSES FROM BRACED FRAME AND SDOF MODELS

Manuscript[2] submitted for review and possible publication in the

Proceedings of the 17th World Conference on Earthquake Engineering,

to be held in Sendaï (Japan), in September 2021.

P. Mottier [(a)], R. Tremblay [(b)], C. A. Rogers [(c)], L. Wiebe [(d)]

[(a)] Ph. D. Candidate, Dept. of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montreal, Montreal, QC, Canada, paul.mottier@polymtl.ca
[(b)] Professor, Dept. of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montreal, Montreal, QC, Canada, robert.tremblay@polymtl.ca
[(c)] Professor, Dept. of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, QC, Canada, colin.rogers@mcgill.ca
[(d)] Professor, Dept of Civil Engineering, McMaster University, Hamilton, ON, Canada, wiebel@mcmaster.ca

6.1 Abstract

The implementation of rocking systems is considered as an efficient way to design resilient buildings or to retrofit seismically deficient ones, as it reduces the amount of lateral seismic forces applied to the building. In a controlled-rocking braced frame system (CRBF), the columns of the braced frames are designed to uplift from their foundations. Re-centring capacity of the building may be provided by adding vertical post-tensioning elements, the gravity loads supported by the braced frames or by a combination of these elements. When the self-centring capacity is solely conferred by the tributary gravity loads of the frames, CRBFs are referred to as gravity-controlled rocking braced frames (G-CRBF). Energy dissipative devices (ED) can also be implemented on the frame (at the column base, for instance) to control drifts. The rocking frame hence exhibits a typical flag-shaped overturning moment – base rotation hysteretic behaviour during a major

[2] During the revision process the title of this article was modified to: Influence of Vertical Masses on the Response of Gravity-Controlled Rocking Braced Frames

earthquake event. Two different numerical analysis approaches have been used in past research to study the overall response of rocking braced frames subjected to ground motions. The first approach is based on a 2D-model of rocking braced frames. Frame members are modelled using elastic beam column elements and vertical masses are added to joints to replicate the masses carried by the frame. An ED device is modelled by a nonlinear element and placed between the foundation and the column base plates. A leaning column is linked to the model to capture P-Delta effects. The second approach consists of the use of a single-degree-of-freedom (SDOF) model using a self-centring material calibrated to produce the same hysteresis as the system under quasi-static loading. The study was then extended to rocking frames for buildings of up to 5 storeys. In this case, two identical complete frame models were used except that only one model included the vertical masses.

A comparative study between the seismic responses obtained with the use of these two numerical analysis approaches is presented in this paper in order to examine the effects of the vertical masses on the behaviour of the structure. Single-storey chevron bracing is used as the rocking frame design and the ED device is selected to be friction based. Parameters used for the self-centring material are chosen to be equivalent to those selected for the rocking braced frame. The key difference between the two models mentioned is the ability to capture inertia effects due to rocking and induced by the vertical masses added to the joints of the 2D-model. Nonlinear analyses are then performed using the OpenSees software. Ground motions representative of the seismic hazard in Vancouver, BC, are scaled and used to compare the responses of the two numerical models. Focus is put on the drift demands, as well as on the vertical base reactions and the horizontal base shear. For single-storey frame, the results showed overall similar drift histories, but the G-CRBF model with vertical masses experienced smaller peak drift values than the SDOF model without vertical masses. Larger force demands were, however, observed in the G-CRBF model due to the response associated to the structure vertical vibration mode when one column is uplifted. The results also showed that these differences still exist in multi-storey rocking frames but the effects of the vertical masses on the overall response of G-CRBFs tend to be relatively less significant as the number of storeys is increased.

Keywords: Seismic design; Braced steel frames; Rocking; Column Impact; Column uplift; Vertical mass

6.2 Introduction

The use of controlled-rocking braced frame (CRBF) systems can bring resilience and safety to steel structures subjected to major earthquakes. Such structures have been studied for several decades (Priestley, M., Evison, RJ. & Carr, AJ., 1978) proving that the ability for a structure to rock on its foundation is an efficient way to reduce the lateral seismic forces transferred to the structure during an earthquake, thus reducing the demands on the frame members without residual drifts. Several shake table studies have been conducted and have proved the efficiency of the system (Midorikawa M., Azuhata T., Ishihara T., & Wada A., 2006 ; Ma X., Deierlein G., Eatherton M., Krawinkler H., Hajjar J., Takeuchi T., Kasai K., Midorikawa M. & Hikino T., 2010 ; Wiebe L., Christopoulos C., Tremblay R. & Leclerc M., 2013) Guidelines and design methods have been developed following these studies (SCNZ, 2015 ; Roke, D., Sause, R., Ricles, JM. & Gonner, N., 2009). However, these methods focused on rocking structures that rely on the use of post-tensioning (PT) strands to re-centre the building. In this configuration, the floor system is decoupled from the CRBF in the vertical direction. Most guidelines that have been developed for the design of such structures are based on a 2-D CRBF models in which all framing members are modelled using elastic beam-column elements (Eatherton MR., Ma X., Krawinkler H., Mar D., Billington S., Hajjar JF. & Deierlein GG., 2014). In order to simplify the computational work, other guidelines for the design of PT and ED elements are based on an equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) model to mimic the global dynamic behaviour of the rocking structures (Wiebe L. & Christopoulos C., 2014 ; Zhang C., Steele TC., & Wiebe LD., 2018). In this case, the SDOF properties are selected to match the lateral stiffness of the building as well as the ED properties, when applicable.

Rocking structures may also rely on gravity loads alone to re-centre the building, referred to as gravity-controlled rocking braced frame (G-CRBF) structures. In that case, the floor system must be connected to the CRBFs in the building. As a consequence, the coupling effect between the lateral- and vertical-load resisting systems results in amplified impacts between the rocking columns and their foundations. When these columns return to their original position, vertical inertia forces are triggered in the frame members. Gravity-controlled rocking braced frames have been recently studied; the initial numerical modelling results indicate promising performance under seismic excitation (Mottier P., Tremblay R. & Rogers C. 2018; Mottier P., Tremblay R. & Rogers CA. 2018). These studies have used the 2-D modelling approach in order to capture the inertia

effect due to the vertical masses carried by the frame. Another numerical study (Tran BT., Kasai K., Sato T., Oohara K., & Shao L., 2004) evaluated the feasibility of using a simplified SDOF model to analyze a 4-storey G-CRBF, concluding on the reasonable accuracy of such a method to predict the floor displacements, drifts and base shear demands.

A comparative study between the seismic responses obtained for a G-CRBF building modelled with a 2-D frame carrying vertical masses and an equivalent SDOF approach is presented herein. The purpose is to identify how the previously mentioned guidelines could be applied to the design of G-CRBF buildings. To do so, several buildings located in Vancouver, BC, are modelled according to the two different approaches. In order to understand the behaviour of the building, the study firstly concentrates on a single-storey building. Nonlinear analyses are then performed using the OpenSees (OpenSees, 2015) software. Ground motions representative of the seismic hazard in Vancouver, British Columbia, are scaled to the 2015 National Building Code of Canada (NBCC) design spectrum (Tremblay R., Atkinson GM., Bouaanani N., Daneshvar P., Léger P. & Koboevic S., 2015; NRCC, 2015) and used to assess the response of the two numerical models. The results of the analyses are used to compare the global behaviour of the studied building. Focus is being put on the vertical base reactions and horizontal base shears. Differences between roof drifts are also investigated. The study is then expanded to examine different building heights.

6.3 Definition of the numerical models

A single-storey building located in Vancouver, BC, is considered for the first analysis. Typical member sizes were considered as brace-, beam- and column-sections to obtain a realistic value of the fundamental period of vibration. A plan view is given in Figure 6.1. The seismic weight was equal to 2600 kN, assuming roof dead load ω_{Dead} = 3.6 kPa and the weight of exterior walls taken equal to ω_{Wall} = 0.5 kPa. The initial period of the fixed-base structure was equal to T_{init} = 0.343 s. The frame was modelled using OpenSees (OpenSees, 2015). A schematic description of the two models is displayed in Figure 6.2. The 2-D G-CRBF model (Figure 6.2a), later described as G-CRBF, was assembled assuming a linear elastic response of the frame members during the earthquake; hence, all the frame members were represented using elastic truss elements. Uplift was modelled using gap elements with a compression stiffness equal to the axial stiffness of the column of the frame at the rocking connection amplified by a factor of 10.8. The reaction blockers were modelled as horizontal gap elements with the same axial stiffness as the vertical gap elements.

Energy dissipative (ED) devices were added at the bases of the columns as friction devices modelled as elastic-perfectly plastic elements with a yielding force being equal to their activation force F_s. F_s was considered equal to 0.5 times the total gravity load carried by one column: $F_s = 0.5\ P_{tot}$. For the structure studied, moment equilibrium about the rocking joint gives the value of the static base shear V_R required to initiate column uplift:

$$V_R = (P + F_s)\ L/h = (125 + 62.5)\ 7.6/5.4 = 263 \text{ kN} \qquad \text{(Éq 6.1)}$$

where P is the tributary gravity load of the uplifted column, F_S is the activation force of the ED device, and L and h are respectively the width and the height of the frame. This corresponds to a response modification factor $R = 8$ when compared to the elastic demand from NBC 2015 design spectrum (NRCC, 2015). The lateral seismic weight was applied as a lumped mass m_h assigned to the node at the mid-span of the roof beam. Dead loads were applied as concentrated loads P at the column top-nodes that were determined from the tributary area of the columns. To account for the inertia forces induced by the distributed mass on the uplifted beams, consistent vertical masses m_v obtained assuming rigid beams displaced upwards at the column lines were added at the top of each column of the CRBF. Assuming a braced frame located in the E-W direction and secondary beams installed at a spacing of $L/3$, m_v is the total consistent mass contributed by the two edge beams, $m_{v,edge}$, and the main girder, $m_{v,girder}$:

$$m_{v,edge} = 1/3 \times (\omega_{Dead}\ L^2/6 + \omega_{Wall}\ Lh\ ) = 18.4 \text{ kN} \qquad \text{(Éq 6.2)}$$

$$m_{v,\ girder} = 2 \times 1/3 \times (\omega_{Dead}\ L^2/3) \times 1/3 + 2\times 1/3 \times (\omega_{Dead}\ L^2/3) \times 2/3 = 46.2 \text{ kN} \qquad \text{(Éq 6.3)}$$

$$m_v = 2 \times m_{v,edge} + m_{v,girder} = 83 \text{ kN} \qquad \text{(Éq 6.4)}$$

where L is the width of the frame and h is the height of the frame.

P-Delta effects were captured using an adjacent leaning column with the top node lateral displacement being constrained to that of the mid-span node of the frame. That leaning column was modelled using a truss element with an area section equal to the sum of the cross-section areas of the columns within the lateral tributary area of the considered braced frame. The vertical load applied on the leaning column was set equal to the total gravity load applied on the lateral tributary

area of the braced frame P_{grav}, reduced by the vertical loads already applied on the braced frame columns.

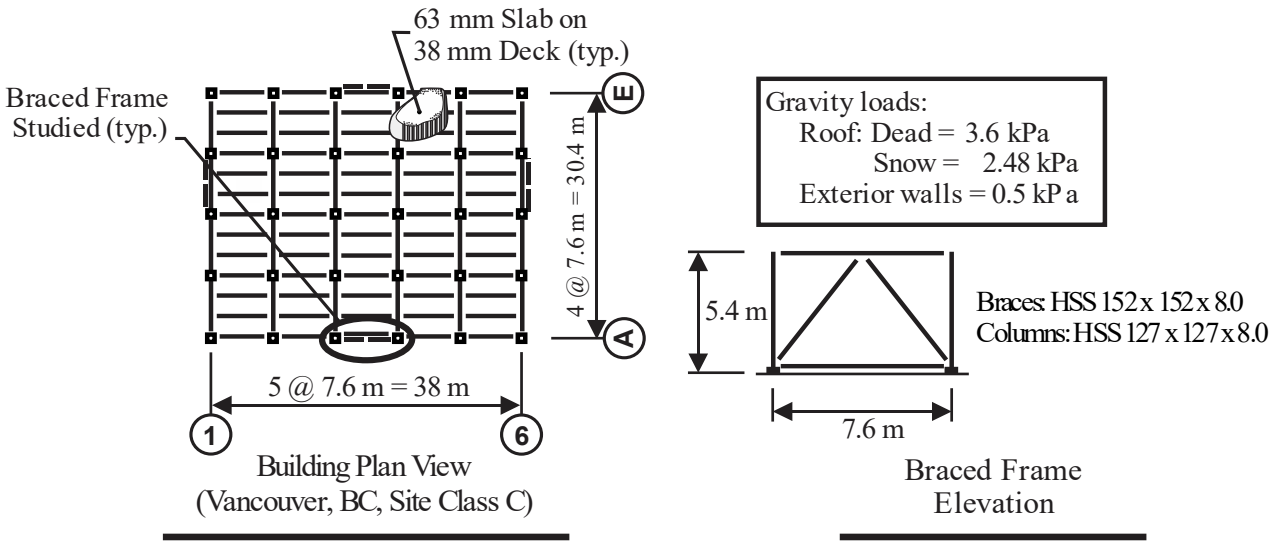


Figure 6.1 Building Plan View

The SDOF system in Figure 6.2b was modelled using a truss element column laterally braced by a horizontal spring. The spring was assigned a self-centring material with the same lateral stiffness, energy dissipation and lateral capacity from column uplift as the G-CRBF of Figure 6.2a. The horizontal mass m_h was assigned at the column top node and total load P_{grav} was applied to the column to include P-Delta effects on the response.

In both models, mass-proportional damping was assigned to the horizontal mass m_h assuming a damping ratio of 3% of critical damping in the horizontal mode of the fixed-base frame. This created a damping ratio of respectively 0.85% and 0.44% in the vertical modes of the frame associated to periods $T_{u,v}$ and T_c that will be introduced in section 6.4.

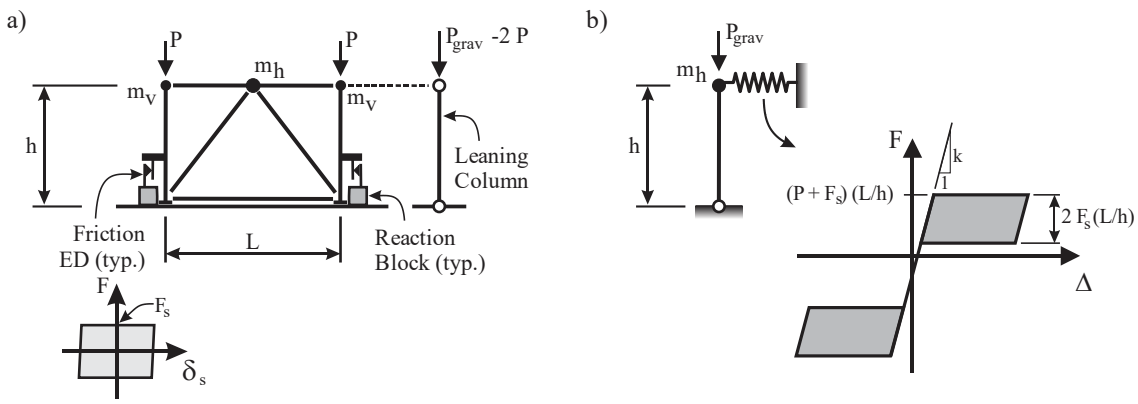


Figure 6.2 Numerical models used for the 1-storey building analyses: a) 2-D G-CRBF with vertical masses; b) Equivalent SDOF system.

6.4 Response to example ground motion: comparison between SDOF and G-CRBF

Each numerical model was subjected to 11 ground motions from crustal earthquakes contributing to the seismic hazard of the region of Vancouver, BC. The selected ground motions were scaled according to the guidelines of the 2015 NBC (NRCC, 2015). The characteristics of the ground motions, as well as the scaling factor *SF1* as defined in (NRCC, 2015), are detailed in Table 6.1. *SF2* was equal to 1.025.

The response from the two numerical models for ground motion #6, which is representative of the overall results, is shown in Figure 6.3. The results are presented from bottom to top, the ground motion signal being presented at the bottom of the figure and the response of the structure above. In Figure 6.3, vertical lines have been plotted to identify the times at key lateral displacements during the largest column uplift excursion. From left to right, the four lines indicate, respectively, initiation of the column uplift in the SDOF model (t = 12.86 s) and in the G-CRBF model (t = 12.94 s), peak lateral displacement (t = 13.34 s), and the end of column uplift in the two models (t = 13.75 s).

Table 6.1 Characteristics and scaling factors of the selected crustal ground motion records

GM ID	Earthquake	Year	M_w	Record No.	Comp.	R	V_{s30}	SF1

						(km)	(m/s)	
1	"San Fernando"	1971	6.61	57	291°	19.33	450	1.352
2	"Imperial Valley-06"	1979	6.53	164	237°	15.19	472	1.636
3	"Corinth_ Greece"	1981	6.6	313	L	10.27	361	1.378
4	"Loma Prieta"	1989	6.93	769	60°	17.92	663	2.78
5	"Loma Prieta"	1989	6.93	801	315°	14.18	672	1.573
6	"Northridge-01"	1994	6.69	963	90°	20.11	450	0.659
7	"Northridge-01"	1994	6.69	986	195°	12.92	417	1.774
8	"Northridge-01"	1994	6.69	989	70°	9.87	740	1.517
9	"Northridge-01"	1994	6.69	1083	170°	12.38	402	2.409
10	"Chuetsu-oki_ Japan"	2007	6.8	4841	NS	20.65	655	1.842
11	"Chuetsu-oki_ Japan"	2007	6.8	4864	NS	4.69	655	0.998

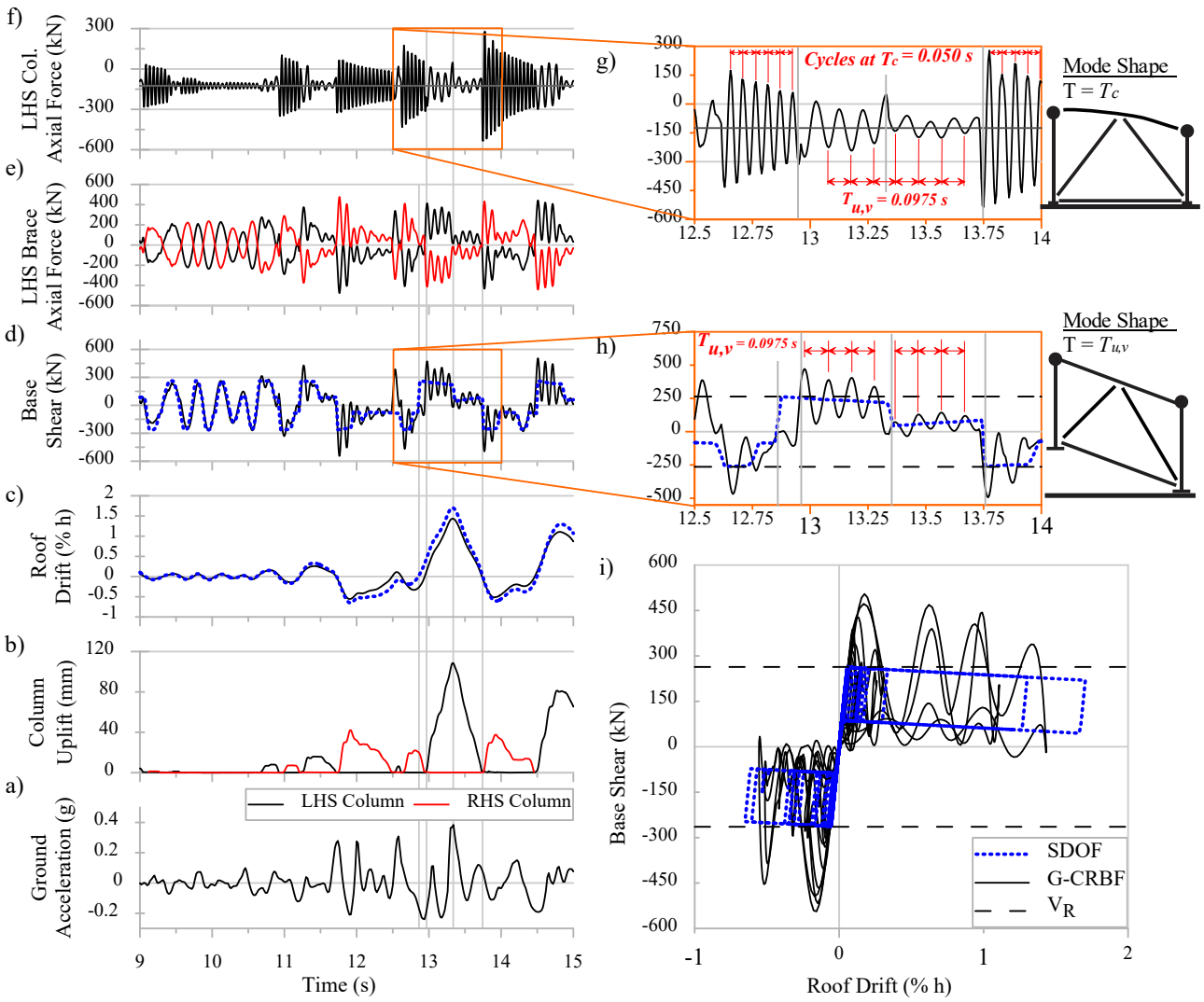


Figure 6.3 Comparison of the response history analysis results from the G-CRBF and the SDOF models: a) Ground motion; b) Column uplift; c) Roof drift; d) & h) Base shear; e) Brace axial load; f) & g) Column axial load; i) Base shear *vs.* roof drift hysteresis.

Figure 6.3b displays the vertical uplift of the left-hand side (LHS) and right-hand side (RHS) columns of the G-CRBF. Figure 6.3c shows that the ground motion triggers generally similar response in roof displacement histories with both models, but the values of peak displacements obtained with the SDOF model are approximately 10% higher than those obtained with the G-CRBF model. Moreover, for significant uplifts, the duration of the rocking cycles is modified. For example, the biggest uplift cycle lasts 0.81 s for the G-CRBF model, but 0.88 s for the SDOF model, which represents an 8 % increase. Such a difference is attributed to the fact that part of the

input energy is used to lift the vertical masses carried by the frame, which is not the case in the SDOF model. As a result, more energy is available in the SDOF model to induce lateral displacements. Figure 6.3d and h display the computed base shear history. As can be seen, before the initiation of rocking in the building (t < 10.5 s), the base shear in both models remains within V_R. However, after rocking has started, the base shear response starts to oscillate with significant peaks in the G-CRBF model, these peaks occurring at the beginning of each column uplift excursion.

Figure 6.3h displays a magnified view of the base shear history in the two models. As can be seen, the two models present similar behaviour, on average, but the G-CRBF model exhibits oscillations in base shear not present in the SDOF model. For the latter, as soon as the hysteretic cycle starts at t = 12.86 s, the base shear is equal to V_R. It then gradually decreases during the upward motion of the frame due to P-Delta effects. At t = 13.34 s, the peak uplift is reached, and the column begins returning downwards to its original position. The base shear immediately decreases by 2 F_S (L/h) = 176 kN due to slip reversal of the ED device, and then slightly increases again, due to P-Delta effects reducing as the displacement diminishes, to reach $V_{R,\,Down} = V_R - 2\,F_S\,(L/h)$ = 88 kN. At t = 13.75 s, the uplift cycle is completed, and the base shear is then equal to -V_R, as the opposite column has started to uplift. In the same time period, the base shear measured in the G-CRBF model varies significantly. During the uplifting phase, from t = 12.94 s to t = 13.34 s, the base shear oscillates around the static value V_R = 263 kN, ranging from 57 kN (0.21 V_R) to 463 kN (1.76 V_R). Between t = 13.34 s and t = 13.75 s the LHS column moves downwards; the base shear then decreases and oscillates around the static value $V_{R,\,Down}$, between -34 kN (-0.38 $V_{R,\,Down}$) and 143 kN (1.63 $V_{R,\,Down}$). Then, the RHS column is uplifted and the base shear oscillates around -V_R. Figure 6.3h shows that the base shear oscillations have a period of 0.0975 s, which corresponds to the period of the vertical mode of the frame during column uplift, $T_{u,v}$, as obtained from a modal analysis (Yim CS. & Chopra, AK., 1983). The mode shape associated with that period is schematically drawn on the right of the figure. As plotted in Figure 6.3e, axial loads in the braces exhibit the same behaviour as the base shear and the same oscillations at the period $T_{u,v}$ can be observed. As for the base shear, oscillations at the period $T_{u,v}$ can be seen after rocking has been initiated in the structure at t = 10.5 s; before that time, the force demands are governed by the first mode of the structure (T_{init}).

The axial force in the LHS column of the G-CRBF is plotted in Figure 6.3f. A magnified view of this history is presented in Figure 6.3g. Before t = 10.5 s, the G-CRBF behaves as a regular pinned-

base structure and the column force oscillates with significant variations around the static value P at a period of 0.050 s, which corresponds to the period of the column axial vibration mode, T_c. When the rocking of the LHS column is initiated, the compression force oscillates around P at the period $T_{u,v}$. As soon as the LHS column returns to its original position, the column force suddenly increases due to column impact. At t = 13.75 s, the compression force reaches a maximum value of 534 kN, which reveals that the vertical masses increase the column axial load by up to 4.27 times the static value P. The same behaviour is observed for the RHS column, but it is not plotted for clarity.

The oscillations that are observed in the brace axial load, base shear and column axial load responses are a consequence of vibrations of the vertical masses carried by the uplifted rocking columns. These vibrations are triggered by the sudden change in boundary condition that occurs when the column base starts uplifting. Before uplifting, because of the vertical mass present at the column top, the column functions as a fixed-base vertical spring that oscillates at period T_c as long as it remains in contact with the foundation. When uplift starts, the column base is released, and the vertical mass starts vibrating vertically at the period $T_{u,v}$ because the vertical rocking mode of the frame upon column uplift is activated. That vibration of the mass is transferred to the horizontal mass m_h through the brace that is uplifted from its initial position, for the duration of the uplift excursion, which explains why the base shear oscillate at the period $T_{u,v}$ when the frame is rocking. In contrast, when no vertical mass is assigned at the column tops, the frame has no vertical mode during column uplift. The sudden change in boundary condition does happen, but no column vibration is triggered. Hence, no oscillation at the period $T_{u,v}$ can be seen for the base shear with the SDOF model.

To further investigate the influence of the vertical masses, the G-CRBF model was analyzed in a modified version, referred to as G-CRBF-NM, in which m_v was set equal to 0, in order to neglect the vertical inertia forces induced by column uplift and impact. Figure 6.4 details the comparison of the two studied versions of the G-CRBF model for the same ground motion presented in Figure 6.3. Figure 6.4b and e detail the vertical velocity of the column bases, respectively for the G-CBRF and the G-CRBF-NM models. The results were filtered with a low-pass 10 Hz filter to ease the readability of the figures. Figure 6.4 c and g detail the base shear computed from the horizontal node reaction and the brace axial loads. Figure 6.4d and h plot the inertia forces generated by the horizontal mass at the roof level. In each model, these inertia forces were equal to the base shear.

In both models, peaks of positive (upwards) velocity occur when column uplift starts. Larger values of peak velocity can be observed in the frame modelled with vertical masses. For the G-CRBF model, the larger the positive velocity, the larger the peak value of the base shear demand. The amplitude of the oscillation of the force demands at period $T_{u,v}$ described in Figure 6.3 is consequently related to the vertical velocity at which the column uplifted. In Figure 6.4d, for both models, peaks of the base shear and the horizontal mass acceleration coincide with peaks of positive vertical velocity of the column base at the time column uplift initiates.

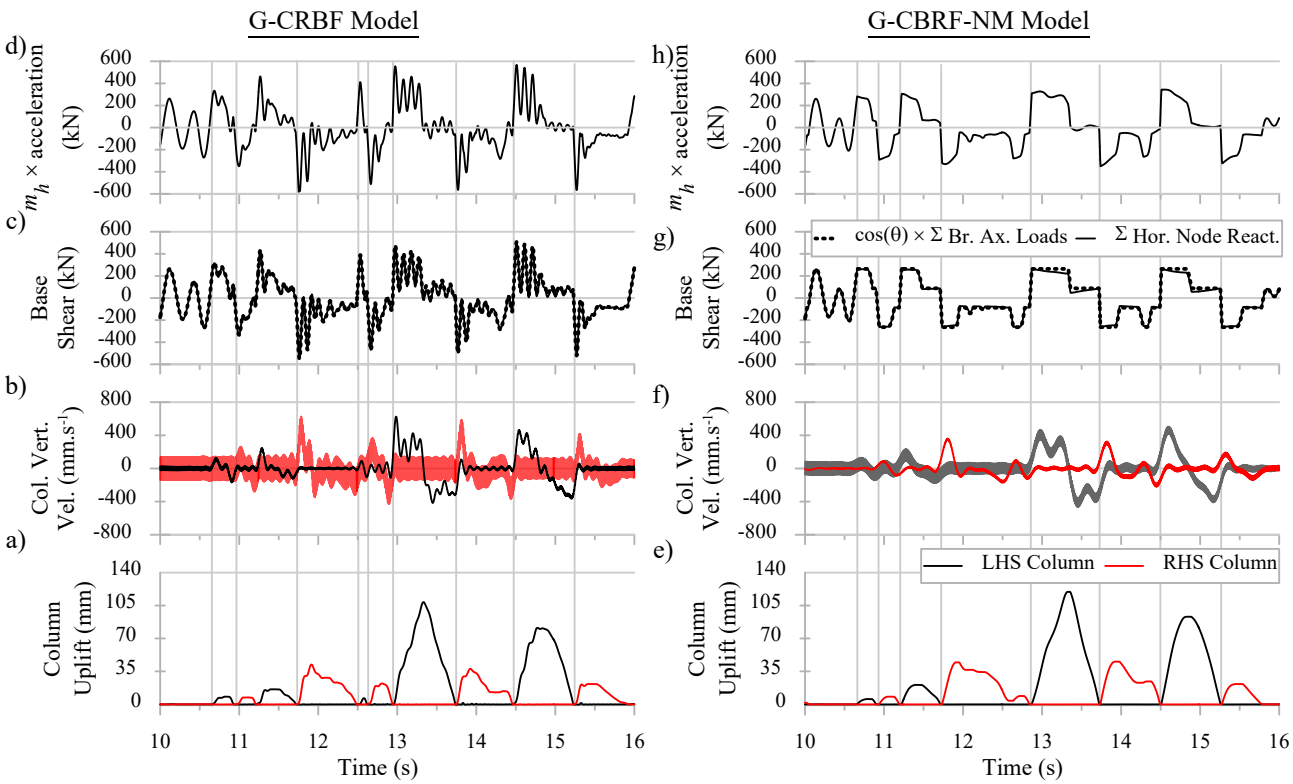


Figure 6.4 Influence of the vertical masses in the two G-CRBF models: a) & e) Column uplift; b) & f) Column base vertical velocity; c) & g) Base shear; d) & h) Inertia force from the horizontal mass.

Altogether, the results presented in Figure 6.3 and 6.4 show that the sudden change in boundary condition at the base of the rocking columns induce vibrations of the vertical mass carried by the columns. The vibrations are proportional to the velocity at which the columns uplift from the foundation. These vibrations induce additional force demands in the columns that are also

transferred to the braces and the horizontal mass. These additional forces only occur when vertical masses are present at the column top nodes.

6.5 Response to ground motion suite

The results from the remaining 10 ground motions listed in Table 6.1 were examined to confirm the findings of Section 3. Figure 6.5 presents the ratio of the peak responses computed with the G-CRBF model to those computed with the SDOF model for the roof displacement, base shear and vertical base reaction.

Figure 6.5a shows that, on average, roof displacements from the G-CRBF model are reduced by 13% compared to those given by the SDOF model, with a standard deviation of 0.043. In Figure 6.5b, it can be seen that peak base shears increase by a factor of 2.30, on average, compared to the V_R value predicted by the SDOF model, with amplification factors varying from 2.04 to 2.80. Figure 6.5c shows that the average vertical base reaction in the G-CRBF model is amplified by a factor of 2.58 relative to the SDOF value, with ratios ranging from 2.15 to 3.15. In all analyses, the maximum reaction from the SDOF model corresponds to the value obtained from static when the base shear reaches V_R. Altogether, these results from the suite of ground motions confirm the need to consider the effects of the inertia forces induced by the vertical masses to accurately predict the displacement and force demands in single-storey G-CRBFs.

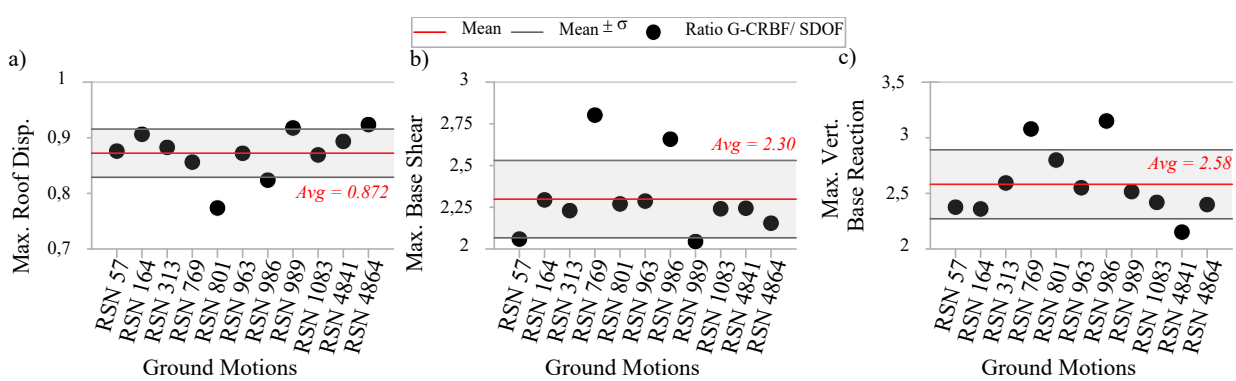


Figure 6.5 Relative G-CRBF / SDOF response of the models to a suite of ground motions; a) Roof displacement; b) Horizontal base shear; c) Vertical base reaction.

6.6 Comparison for multi-storey buildings

The study presented in the previous sections was extended to examine vertical mass effects in 2- to 5-storey buildings. Figure 6.6 presents the numerical models considered in this phase of the study.

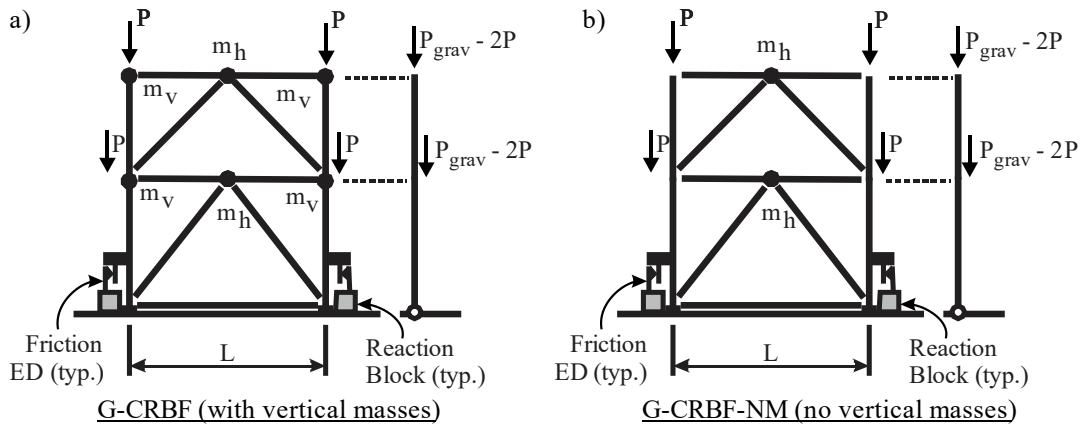


Figure 6.6 Multi-storey analyses numerical models, 2-storeys configuration: a) G-CRBF model; b) G-CRBF-NM model

The G-CRBF frame, shown in Figure 6.6a, is built with the same elements as described in Section 2. The second model used for comparison is the G-CRBF-NM model introduced in Section 6.4. Compared to the SDOF model used in Section 2, the G-CRBF-NM model was found more suitable for multi-storey structures as it can predict lateral higher mode response and vertical mass effects could then be isolated by comparing its response to that obtained with the G-CRBF model (Wiebe L. & Christopoulos C., 2009). The building plan presented in Figure 6.1 and the applied gravity loads were replicated at each storey level. The height of the first storey was set equal to 5.4 m, and the height of the other storeys was 4.0 m. For each frame, the cross-section areas of the frame members were modified to match the fundamental period value prescribed in NBC 2015 as a function of the building height. To simplify the study, the numerical model built for the single-storey analysis was used. F_s = 0.5 P was kept, as well as the same base overturning moment capacity, for all buildings studied. Therefore, the scaling of the ground motions was modified so that the seismic demand would be consistent with the NBC spectrum assuming the same R value

for all buildings. Mass-proportional damping was applied to the two models assuming a damping ratio of 3% in the first two horizontal modes of the fixed-base frame. As in the previous section, no stiffness-related damping was assigned to the model.

Table 6.2 presents the fundamental periods of vibration of the two studied models for the fixed-base condition. As can be seen, the fundamental periods of the G-CRBF model are slightly longer than those of the G-CRBF-NM model, with a maximum increase of 6 %. This difference is due to the vertical masses present in the first model. For the G-CRBF model, the period of the vertical modes in the fixed base condition (T_c) and uplift conditions ($T_{u,v}$) are also given in the table.

Table 6.2 Periods of vibration (s) of the two studied numerical models

Number of Storeys	**G-CRBF Model - Fixed Base**					**G-CRBF Rocking**		**G-CRBF-NM Model - Fixed Base**				
	Mode 1	**Mode 2**	**Mode 3**	**Mode 4**	**Mode 5**	$T_{u,v}$	T_c	**Mode 1**	**Mode 2**	**Mode 3**	**Mode 4**	**Mode 5**
1	0.343	-	-	-	-	0.0975	0.050	0.343	-	-	-	-
2	0.467	0.179	-	-	-	0.091	0.056	0.466	0.176	-	-	-
3	0.668	0.250	0.130	-	-	0.106	0.058	0.666	0.246	0.130	-	-
4	0.866	0.293	0.146	0.109	-	0.114	0.053	0.864	0.289	0.145	0.108	-
5	1.081	0.325	0.161	0.113	0.100	0.119	0.049	1.078	0.322	0.160	0.112	0.094

Figure 6.7 presents the results for the two-storey building under ground motion #6 for the two models studied. As shown in Figure 6.7b, the G-CRBF-NM exhibits higher peak column uplifts than the G-CRBF model, but the differences significantly reduced compared to the single-storey building case. At t = 13.34 s, the maximum uplift in the G-CRBF-NM is 73 mm compared to 70 mm for the G-CRBF model, which represents 3 % increase. The same observation can be drawn for the roof drifts, as shown in Figure 6.7c. The base shear demands are presented in Figure 6.7d. Assuming a first mode response of the structure, the static value of the rocking base shear is equal to V_R=359 kN, assuming NBC vertical distribution of lateral seismic loads (NRCC, 2015). The results show a similar behaviour between the two studied models, but the peak values of the base

shear observed with the G-CRBF model are higher than the ones obtained with the G-CRBF-NM model. As is detailed in Figure 6.7g, for the time frame presented, the peak base shear is reached at t = 13.2 s for both models, with values equal to 571 and 617 kN for G-CRBF-NM and G-CRBF models, respectively. This represents an 8% increase due to the vertical masses, and 71% increase compared to the static value V_R. Figure 6.7g also shows that the base shear history from the G-CRBF model displays two different periods of oscillation which correspond to $T_{u,h,2}$ and $T_{u,v}$, alternatively. $T_{u,h,2}$ refers to the second horizontal mode of the frame during uplift. Figure 6.7e and f show the history of the axial force in the LHS column first storey for both models. As shown, the two columns exhibit an overall similar behaviour during rocking, though higher forces can be observed for the G-CRBF model. Otherwise, significant increase in compression loads can be noted at time of impacts due to the vertical masses. At t = 13.82 s, the impact of the LHS column triggers a maximum compression load of 667 kN, which is 2.66 times the static value of 2 P. As noted, the forces in the columns of the G-CRBF-NM model are governed by higher modes with period $T_{u,v}$ during the rocking cycles. When the column is in contact with the foundation, the vertical masses oscillate at the period T_c. As shown in Figure 6.7h, which displays the hysteretic base shear vs. roof drift curve, higher modes significantly contribute to the overall behaviour of the frame and induce higher than V_R peak base shears. Figure 6.8a and b present a summary of the results of the multi-storey analyses performed for the whole suite of ground motions listed in Table 6.1. Figure 6.8a displays mean ratios of the maximum values obtained in the G-CRBF and G-CRBF-NM models for the roof drift, horizontal base shear and vertical base reaction. Standard deviation values are plotted as error bars at the top of each bar. In all cases, the G-CRBF model with vertical masses experienced smaller roof drifts compared to the G-CRBF-NM model, the reduction being more significant for the single-storey building (13 %) than for the multi-storey buildings (3% on average). No significant differences in drift reduction can be observed between the multi-storey buildings studied.

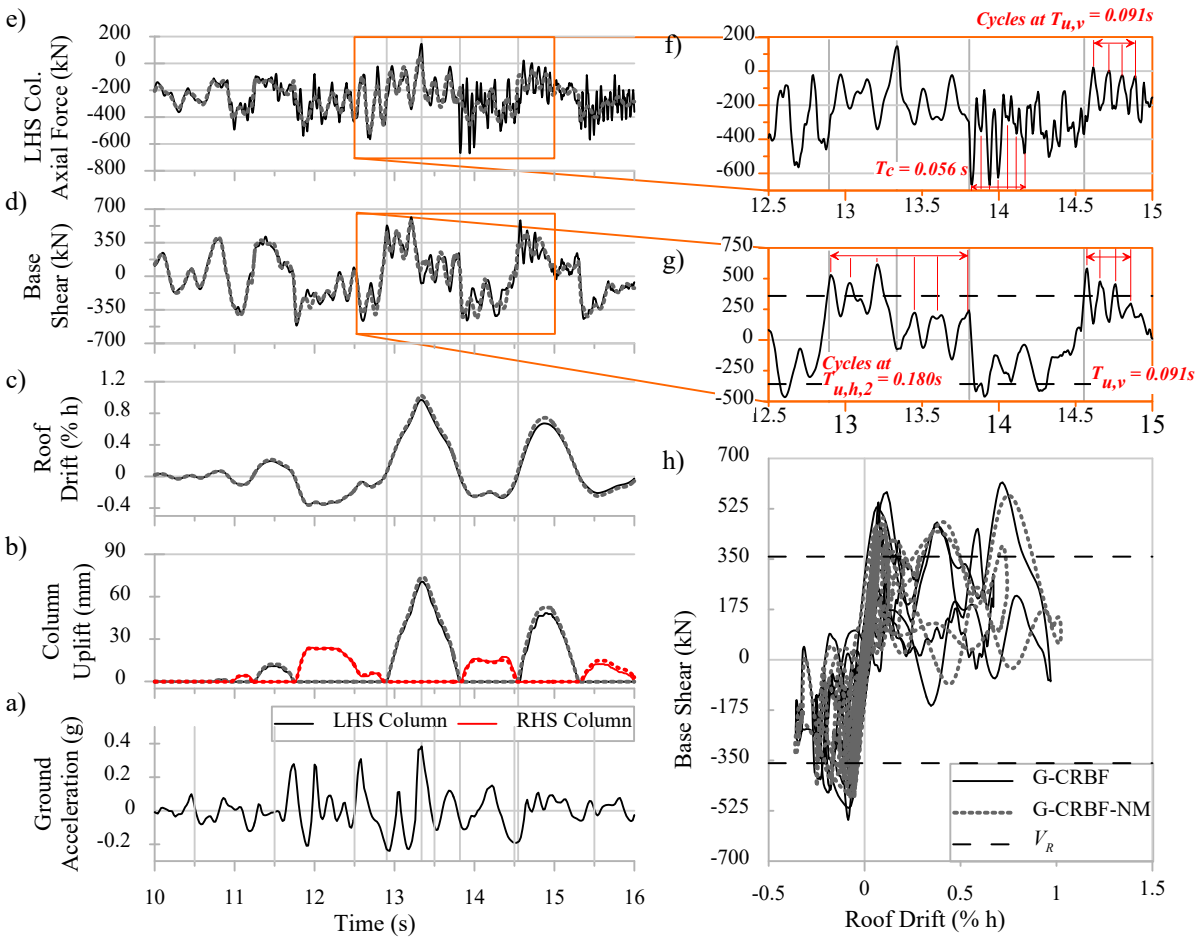


Figure 6.7 Response history analysis results in the multi-storey configuration: comparison between the response of the G-CRBF and G-CRBF-NM models: a) Ground motion; b) Column uplift; c) Roof drift; d) & g) Base shear; e) & f) Column axial load; h) Base shear *vs.* roof drift hysteresis.

In terms of base shear and vertical base reaction, the results show that the demand amplification in the G-CRBF model with vertical masses is maximum for the single-storey building and becomes less significant as the number of storeys increases. The base shear ratios significantly decrease for the 2-storey buildings (1.09 in lieu of 2.30 for the single-storey building) and then tends towards 1.0 for the 3- to 5-storey buildings, with a coefficient of variation less than 11%. The vertical base reaction ratio also drops from 2.58 to 1.64 between the single- and 2-storey buildings and tends towards 1.30 for 3-storey and taller buildings. Overall, these results show that the influence of the vertical masses tends to decrease as the number of storeys of the buildings studied increase. Figure 6.8b displays the ratios between the means of the maximum base shear and vertical reaction values

from the two models and the static values. For the base shear, the value from G-CRBF-NM model shows steadily increasing demand compared to the static value due to higher lateral mode effects. The ratios from the G-CRBF model are higher for the single-storey structure but then become similar to the G-CRBF-NM model, indicating that the influence of vertical masses on base shear, which is significant for single-storey buildings, becomes less important for taller frames, due to the growing influence of lateral higher modes. Hence the influence of the vertical mode relatively reduces as the number of stories increases. In Figure 6.8b, it can also be seen that peak vertical base reactions in the G-CRBF-NM model are essentially equal to the static value. Higher values are observed with the G-CRBF model, especially for the single- and 2-storey frames. This confirms that vertical masses must be considered when modelling G-CRBFs for low-rise buildings.

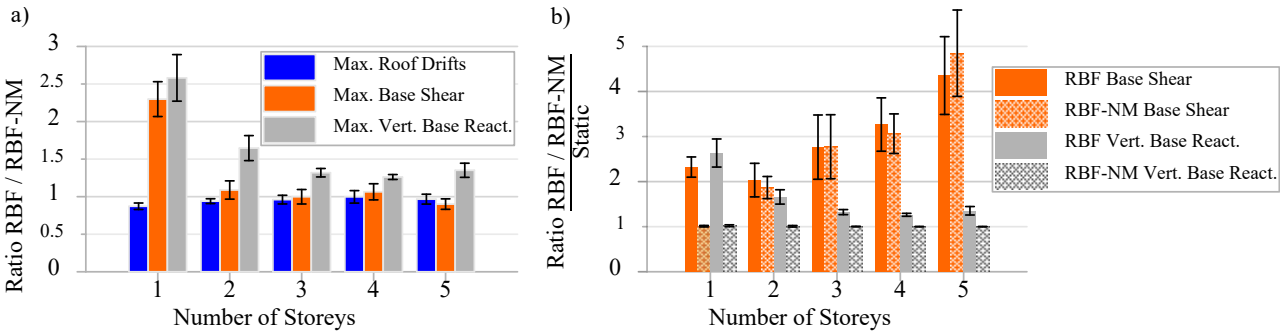


Figure 6.8 Results of the multi-storey analyses performed on G-CRBF and G-CRBF-NM models for the 11 selected ground motions: a) Ratio between G-CRBF and G-CRBF-NM results; b) Ratio to static results

6.7 Conclusion

A numerical study was performed to assess the influence of the vertical masses on the seismic behaviour of gravity-controlled rocking braced frames, with focus to the inertia forces induced by the uplift of the braced frames and by the impacts between the columns and their foundation upon rocking. First, a single-storey G-CRBF building was studied using two different models: 1) 2D-frame model in which vertical masses corresponding to the gravity loads carried by the columns were assigned to the column top nodes, and 2) SDOF model without vertical masses. Nonlinear response history analyses were performed in OpenSees for representative ground motions. The

results showed that the drifts experienced by the G-CRBF modelled with vertical masses were, on average, equal to 0.83 times the values obtained with the SDOF model, suggesting that SDOF model predictions would overestimate the drift demands for single-storey G-CRBFs. The results however showed that base shears and brace axial loads were increased when including vertical masses in the model, as a result of vertical mode response triggered upon column uplift. Column axial loads and vertical base reactions were also increased with vertical masses, due to column impact combined with vertical dynamic responses in the uplifted and fixed base conditions. Neglecting vertical masses in G-CRBF analysis would therefore underestimate force demands in the braced frame members.

When expanded to multi-storey buildings, vertical mass effects were assessed by comparing the response obtained from two identical 2D frame models except that only one model included vertical masses at beam-to-column nodes. For the selected ground motions and buildings studied, the results showed that drift reduction due to the presence of the vertical masses becomes less significant as the number of storeys increases. Amplification of the base shears and vertical base reactions observed for single storey G-CRBF was less pronounced for the taller structures. For 3-storey and taller buildings, peak base shears from both numerical models were found to be equivalent. For these buildings, vertical base reactions were however amplified by a factor of 1.30, on average, when assigning vertical masses to the frame model. From these results, it can be concluded that vertical masses have limited effects on the drifts, base shears and member force demands for G-CRBFs used in mid-rise buildings having 3 or more storeys. The influence of the vertical mode relatively reduces as the number of stories increases, due to the growing influence of lateral higher modes. Vertical masses should however be considered in the seismic analysis of lower G-CRBFs to properly assess displacement and force demands in G-CRBFs used in lower buildings.

Additional research is needed on more G-CRBF buildings to expand the conclusions drawn from this study. The vertical component of the ground motions should be included in future studies. The numerical models should include the floor structures supported by the rocking columns so that this additional flexibility be considered in the response and dynamic effects on beams and beam connections can be assessed. The numerical model should also consider the possible restraining effects of composite floor and roof slabs on the rocking response.

6.8 Acknowledgements

Funding for this research was provided by the Fonds de Recherche du Québec - Nature et technologies (FRQNT) of the Government of Quebec, Canada, and the Centre d'études interuniversitaire des structures sous charges extrêmes (CEISCE).

6.9 References

Eatherton MR., Ma X., Krawinkler H., Mar D., Billington S., Hajjar JF., Deierlein GG. (2014). Design concepts for controlled rocking of self-centring steel-braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 140 (11), 04014082.

Ma X., Deierlein G., Eatherton M., Krawinkler H., Hajjar J., Takeuchi T., Kasai K., Midorikawa M., Hikino T. (2010). Large-scale shaking table test of steel braced frame with controlled rocking and energy dissipating fuses. *9th US and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Toronto, ON, Canada, Paper No 1330.

Midorikawa M., Azuhata T., Ishihara T., Wada A. (2006). Shaking table tests on seismic response of steel braced frames with column uplift. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35 (14), 1767-1785.

Mottier P., Tremblay R., Rogers C. (2018). Seismic retrofit of low-rise steel buildings in Canada using rocking steel braced frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 47 (2), 333-355.

Mottier P., Tremblay R., Rogers CA. (2018). Shake Table Test of a Half-Scale 2-Storey Steel Building Seismically Retrofitted Using Rocking Braced Frame System. *Proc. STESSA 2018 – 9th International Conference on the Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*, Christchurch, New Zealand.

NRCC (2015). *National Building Code of Canada 2015*, 14th ed. National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario.

OpenSees (2015). Open system for earthquake engineering simulation v2.4.5 [computer software]. http://opensees.berkeley.edu/

Priestley M. JN., Evison RJ., Carr AJ. (1978). Seismic response of structures free to rock on their foundations. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 11 (3), 141-150.

Roke, D., Sause, R., Ricles, JM., Gonner, N. (2009). Design concepts for damage-free seismic-resistant self-centering steel concentrically braced frames. *Structures Congress 2009: Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role* (pp. 1-10).

SCNZ (2015). *SCNZ-110:2015, Design guide for controlled rocking steel braced frames,* Steel Construction New Zealand Incorporated, Manukau City, New Zealand.

Tremblay R., Atkinson GM., Bouaanani N., Daneshvar P., Léger P., Koboevic S. (2015). Selection and scaling of ground motion time histories for seismic analysis using NBCC 2015. *11th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Victoria, BC, Canada.

Tran BT., Kasai K., Sato T., Oohara K., Shao L. (2004). JSSI manual for building passive control technology part-7 stepping column system. *Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC, Canada, Paper no. 5059.

Wiebe L., Christopoulos C. (2009). Mitigation of higher mode effects in base-rocking systems by using multiple rocking sections. *Journal of Earthquake Engineering*, 13 (S1), 83-108.

Wiebe L., Christopoulos C. (2014). Performance-based seismic design of controlled rocking steel braced frames. I: Methodological framework and design of base rocking joint. *Journal of Structural Engineering*, 141 (9), 04014226.

Wiebe L., Christopoulos C., Tremblay R., Leclerc M. (2013). Mechanisms to limit higher mode effects in a controlled rocking steel frame. 1: Concept, modelling, and low-amplitude shake table testing. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42 (7), 1053-1068.

Yim CS., Chopra, A. K. (1983). Effects of transient foundation uplift on earthquake response of structures, Report No. UCB/EERC 83-09. *Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*

Zhang C., Steele TC., Wiebe LD., (2018). Design-level estimation of seismic displacements for self-centring SDOF systems on stiff soil. *Engineering Structures*, 177, 431-443.

CHAPITRE 7 ARTICLE IV: SEISMIC DESIGN AND BEHAVIOUR OF GRAVITY-CONTROLLED ROCKING BRACED FRAME BUILDINGS: AN OVERVIEW

Manuscript submitted for review and possible publication in the

Journal of Constructional Steel Research

Paul Mottier[a], Robert Tremblay[b], Colin Rogers[c].

[a] Ph.D. Student, Dept. of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montreal, Montreal, QC, Canada

[b] Professor, Dept. of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montreal, Montreal, QC, Canada

[c] Professor, Dept. of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, QC, Canada

7.1 Abstract

Gravity-controlled rocking braced frames (G-CBRFs) are cost-effective low-damage self-centring lateral force resisting systems that allow the reduction of the seismic force demands in structures subjected to earthquakes, while relying only on the gravity loads they carry to ensure self-centring. Due to column uplift, significant masses are mobilized, thus activating vertical fundamental modes of vibration that affect the overall seismic behaviour of the structures. This article presents an examination of the seismic response of G-CBRF structures, including the response of the roof and floor framing systems. Twenty-two buildings were designed for this study, with various combinations of building heights (2-, 4-, and 8-storeys), building locations (Eastern and Western Canada), site classes (soil C and E), and location of the braced frame within the building (interior or exterior column lines). For each design, two framing configurations were studied, with secondary beams parallel or perpendicular to the braced frames. Non-linear response history analyses were performed using representative ground motions selected and scaled according to the National Building Code of Canada requirements. Effects of the vertical component of the ground motions and energy dissipated through friction in beam-to-column connections were also of focus. Incremental dynamic analyses were performed to generate fragility curves for collapse due to overturning of the studied structures. The results show that peak drifts can be accurately predicted. Peak axial loads in frame members are increased due to the vertical inertia forces induced upon

rocking. The fragility curves show that acceptable margins against collapse by overturning is achieved for G-CRBFs.

Keywords: Steel braced frames; Rocking; Coupled braced frames; Collapse Assessment; Fragility curves.

7.2 Introduction

Controlled rocking braced steel frame buildings have been increasingly studied in recent years, for they exhibit excellent performance in terms of seismic resiliency and efficient seismic behaviour (Midorikawa et al., 2006; Sause et al., 2010; Wiebe et al. 2013). Their use as a seismic force resisting system allows for the reduction of axial loads in the braced frame members, while maintaining acceptable drifts (Deierlein, et al., 2011). Furthermore, braced frame members are expected to remain elastic under severe earthquakes so that structural damage is avoided and post-earthquake downtime periods are minimized, thereby reducing the building cost over its life cycle. To help control building drifts, energy dissipative (ED) devices can be installed at the base of the columns (Midorikawa et al., 2006; Wiebe et al. 2013) or along their heights (Sause et al. 2010; Deierlein et al., 2011). Rocking braced frames can be decoupled from the gravity framing system. In that case, self-centring capacity is generally achieved by means of vertical post-tensioned (PT) strands linking the top of the rocking braced frame to the foundation to form PT-CRBFs. Alternatively, CRBFs can be part of the gravity framing system so that self-centring capacity can be provided by the gravity loads supported by the frame (Tremblay, et al., 2008). CRBFs of that configuration are referred to as gravity-controlled rocking braced frames (G-CRBFs). Past numerical and experimental studies have demonstrated the efficiency of G-CRBFs for controlling seismic induced member forces and drifts, both for the seismic retrofit of existing structures and new building applications (Midorikawa et al., 2006; Mottier et al., 2018; Tremblay, Mottier, 2020). In G-CRBFs, floor and roof beams framing into the braced frames are uplifted when rocking occurs during an earthquake. This introduces additional vertical modes of vibration that are excited by column uplifting from and impacting against foundations, resulting in increased member forces in the braced frame and adjacent floor and roof structures (Mottier, Tremblay, & Rogers, 2020, submitted). The contribution of these vertical vibration modes to the frame member forces was investigated in (Mottier P. , Tremblay, Rogers, & Wiebe, 2020), and the results showed the effects from vertical response generally diminished as the building height was increased. This study was

however performed on a planar (2D) frame model in which roof and floor masses were lumped at the beam-to-column nodes of the rocking frames, hence ignoring dynamic response of the roof and floor beams.

This article presents a numerical study that was performed to verify if satisfactory seismic response could be obtained for G-CRBF buildings up to 8-storeys located in both Eastern and Western seismic regions of Canada. The purpose of this study was also to assess the influence of the dynamic behaviour of the roof and floor gravity framing systems on the seismic induced braced frame forces, and verify if gravity loads were sufficient to provide safety against collapse by overturning. Complementary analyses were performed to evaluate the effects of the vertical component of ground motions on the G-CRBF member forces, and to examine the possible beneficial effect of the inherent friction in bolted beam-to-column connections on frame drifts and member forces. To achieve these objectives, a group of 22 different prototype buildings was examined. Three different building heights (2-, 4-, and 8-storeys) as well as different building locations (Vancouver, BC in Western Canada, and Montreal, QC, in Eastern Canada), site classes (C and E) and braced frame locations (along exterior or interior column lines) were studied. Friction based ED devices were implemented at the base of the rocking braced frame columns to achieve the required minimum overturning moment capacity and control drifts. The rocking frames were designed using the force-based approach of the 2015 National Building Code of Canada (CNRC, 2015), with a global force modification factor varying from 3.5 to 8.0 depending upon the building location, gravity load on the frame, and ED resistance. Nonlinear response history analysis of the structures was performed using OpenSees (OpenSees, 2012) under site-compatible ground motions. Three-dimensional analysis models were used to evaluate explicitly the vertical response of the roof and floor beams framing into G-RCBFs. Fragility curves developed for PT-CRBFs in previous studies (Dyanati et al. 2015; Steele and Wiebe, 2017) have shown that the system can exhibit satisfactory seismic performance when designed with R factors in the order of 8. For G-CRBFs, in absence of PT strands, collapse by overturning could represent a concern in design and fragility curves were therefore generated for the frames studied to evaluate the margins they offered against this ultimate limit state.

7.3 Design of the Prototype Buildings

This study was performed on 22 G-CRBF prototype buildings having 2, 4 and 8 storeys located in two cities in Canada: Montreal, Quebec (M), and Vancouver, British Columbia. Montreal is situated in a moderately-active seismic zone of Eastern North America characterized by earthquakes rich in high frequencies. The seismic hazard is higher at Vancouver, being contributed by crustal and large subduction earthquakes with longer dominant periods. Two site classes were also considered in the study: site class C (very dense soil and soft rock) and site class E (soft soil), as well as two braced frame locations in the buildings: along exterior column lines (E) or interior column lines (I). In G-CRBFs, overturning moment resistance is obtained from column gravity loads as well as ED resistance at the column base. The location and site class affect the design seismic overturning moment and changing the location of the frame in the structure affects the available column gravity load. For each building, the ED resistance was adjusted to achieve the required overturning moment resistance. The properties of the 22 buildings are presented in Table 7.1. The building ID is composed of the city tag (M or V), the site class tag (C or E), the number of storeys, the location of the frame (E or I), and the effective force modification factor, R_{eff}, as defined later. Furthermore, for each of the 22 buildings, the response was studied along both orthogonal directions to examine the effects of the direction of the secondary beams with respect to the G-CRBFs, being either perpendicular (*Perp*) or parallel (*Para*).

Table 7.1 Properties of the structures studied (per frame)

Building ID	N_f	W (kN)	V_{RSA} (kN)	$M_{o,\,min}$ (kNm)	C_D (kN)	F_s (kN)	M_r (kNm)	Ω	R_{eff}	β	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
MC2E-R3.5	1	9695	340	2357	315	274	5388	2.29	3.5	0.93	0.559	0.252 (0.254)	-
VC2E-R8	1	9372	830	5613	315	299	5616	1.00	8	0.97	0.535	0.231 (0.233)	-
VC2I-R8	1	9372	833	5622	477	139	5629	1.00	8	0.45	0.533	0.226 (0.228)	-
MC4E-R3.5	1	27041	411	4897	910	313	11179	2.28	3.5	0.51	1.213	0.423 (0.438)	0.259 (0.262)
ME4E-R8	1	27041	683	8589	910	30	8592	1.00	8	0.06	1.213	0.423 (0.438)	0.259 (0.262)
ME4E-R7	1	27041	677	8534	910	157	9753	1.14	7	0.29	1.231	0.415 (0.429)	0.260 (0.269)
ME4E-R5	1	27041	689	8684	910	610	13895	1.60	5	0.80	1.175	0.407 (0.423)	0.253 (0.259)
ME4I-R5	1	27041	712	8980	1455	117	14373	1.60	5	0.15	1.131	0.387 (0.404)	0.239 (0.244)
VC4E-R8	2	13359	706	9115	910	88	9122	1.00	8	0.18	0.882	0.303 (0.313)	0.188 (0.193)
VC4E-R7	2	13359	713	9205	910	241	10521	1.14	7	0.42	0.875	0.303 (0.313)	0.187 (0.191)
VC4E-R6	2	13359	739	9553	910	483	12734	1.33	6	0.69	0.847	0.298 (0.308)	0.183 (0.185)

Table 7.1 Properties of the structures studied (per frame); continued

Building ID	N_f	W (kN)	V_{RSA} (kN)	$M_{o,\,min}$ (kNm)	C_D (kN)	F_s (kN)	M_r (kNm)	Ω	R_{eff}	β	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
VC4E-R5	2	13359	752	9713	910	790	15541	1.60	5	0.93	0.838	0.291 (0.302)	0.179 (0.181)
VC4I-R6	2	13359	781	9969	1455	0	13303	1.33	6	0.00	0.807	0.281 (0.293)	0.175 (0.178)
VC4I-R3.5	2	13359	816	10698	1455	1219	24450	2.29	3.5	0.91	0.736	0.255 (0.265)	0.159 (0.164)
VE4E-R8	2	13359	1118	14691	910	698	14700	1.00	8	0.87	0.805	0.285 (0.296)	0.176 (0.178)
MC8E-R3.5	1	54041	422	7327	1876	0	17150	2.34	3.5	0.00	2.558	0.771 (0.786)	0.426 (0.438)
ME8E-R4	1	54041	802	15267	1876	1464	30537	2.00	4	0.88	2.229	0.657 (0.677)	0.359 (0.368)
ME8I-R4	1	54041	847	16534	2993	624	33077	2.00	4	0.35	1.979	0.607 (0.632)	0.336 (0.352)
VC8I-R6	2	26859	955	20600	2993	10	27463	1.33	6	0.01	1.499	0.447 (0.464)	0.244 (0.251)
VC8E-R8	2	26859	842	17807	1876	72	17809	1.00	8	0.07	1.782	0.532 (0.544)	0.298 (0.307)
VC8E-R6	2	26859	857	18287	1876	791	24383	1.33	6	0.59	1.740	0.525 (0.537)	0.296 (0.305)
VE8E-R8	2	26859	1503	34060	1876	1850	34067	1.00	8	0.99	1.522	0.456 (0.473)	0.250 (0.258)

The plan view of the studied buildings is given in Figure 7.1 a. All braced frame arrangements studied are shown in the figure: buildings with frames along exterior or interior column lines, and buildings with one frame per column line or two frames per column line. The roof of the 2-storey buildings comprised a 76 mm deep bare steel deck, whereas a composite slab (65 mm thick concrete on top of 76 mm deep steel deck) was adopted for the roof of the 4- and 8-storey buildings and the floors of all buildings. The braced frame elevations are also shown in Figure 7.1 a. A chevron (inverted V) bracing was adopted for all frames.

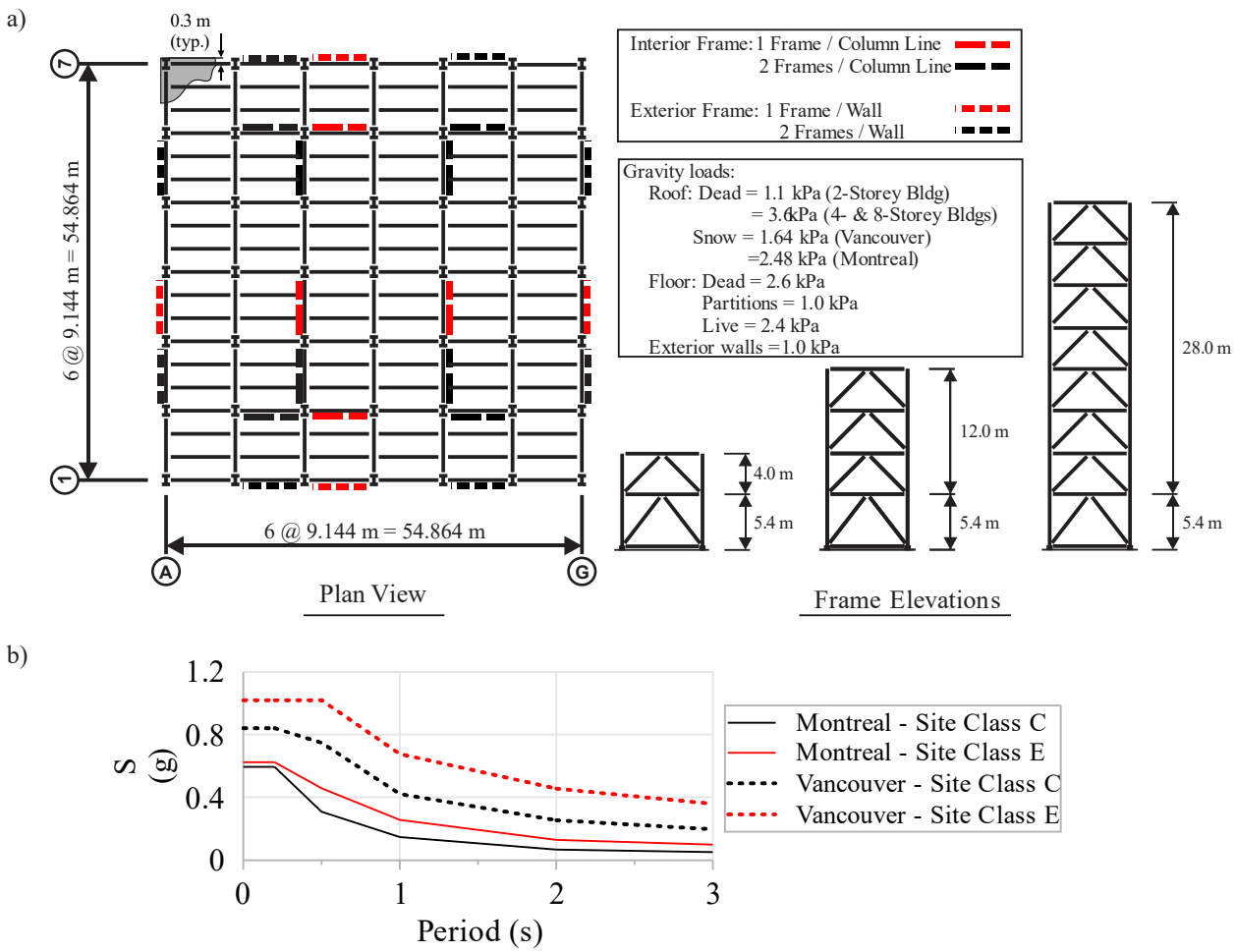


Figure 7.1 a) Structure plan view, design gravity loads and braced frame elevations of the buildings studied; and b) NBC 2015 Design Spectrum, $S(T)$.

Design loads and load combinations were as specified in the National Building Code (NBC) of Canada 2015 and the framing members were designed following the requirements of the CSA S16-19 Canadian steel design standard .The values of the dead loads (D), floor live load (L), and roof

snow loads (L) used in the designs are given in Figure 7.1 a. The girders and beams at the roof and floor levels were designed under the load combinations 1.25 D + 1.5 S (roof) and 1.25 D + 1.5 L (floors), as prescribed in the NBC. Floor vibrations were verified using the criterion defined in AISC Design Guide 11 (AISC, 2016) assuming an office occupation. The natural frequency of the floors was equal to 4.6 and 4.08 Hz, respectively, for the interior and edge bays, assuming composite action and considering a weight equal to the dead load plus an expected live load of 0.53 kPa, as recommended for vibrational analysis.

Design seismic forces were obtained from response spectrum analysis (RSA) performed using the design spectrum, $S(T)$, prescribed in the 2015 NBC. This spectrum is obtained from linear interpolation between spectral ordinates determined for a probability of exceedance of 2% in 50 years and modified to account for local site conditions. Spectral ordinates for each location were obtained from Earthquakes Canada (GSC, 2020) and the design spectra are plotted in Figure 7.1 b. The RSA was performed with a numerical model that included only the horizontal masses representing the frame tributary seismic weight. The seismic weight includes the dead load with a reduced partition load of 0.5 kPa, plus 25% of the roof snow load. The resulting total values of W are reported in Table 7.1. The values of the base shear from RSA, V_{RSA}, are given in Table 7.1.

The base rocking joints of the studied G-CRBFs buildings were then designed to resist the design overturning moment $M_{o,min}$ from:

$$M_{o,min} = \frac{M_{RSA}}{R_d R_o} \qquad \text{(Eq 7.1)}$$

where M_{RSA} is the base moment from RSA, and R_d and R_o are respectively the ductility- and overstrength-related force modification factors for specific framing systems as defined in the NBC. Currently, R_d and R_o are not specified in the NBC for G-CRBFs. In this study, R_o was set equal to 1.0 as the G-CRBF system does not possess dependable overstrength beyond its base overturning moment resistance. Therefore, the product R_dR_o becomes R_d. and, for simplicity, R is used instead of R_d thereafter in the article. Based on the satisfactory response of G-CRBFs observed in past studies (Tremblay et al., 2008; Mottier et al., 2018), a maximum value of R = 8.0 was tentatively adopted for initial design. The values of $M_{o,min}$ calculated with R = 8.0 are given in Table 7.1. For each building, the required minimum of the activation force F_s of the ED elements could then

determined to obtain a base resisting moment, M_r, from ED and column dead load, C_D, equal to $M_{o,min}$:

$$M_r = (C_D + F_s)L = M_{o,min} \quad \text{(Eq 7.2)}$$

where L is the width of the braced frame and C_D is the total dead load applied to each column.

Values of C_D are given in Table 7.1, together with the selected F_s value. To ensure self-centring response, F_s had to be less than C_D. For most of the buildings in Vancouver, this could be satisfied by having two braced frames per column line, as indicated by $N_f = 2$ in Table 1. For several buildings, the column load C_D was sufficient to resist alone $M_{o,min}$. This was the case when the design seismic loads were low (e.g., site class C in Montreal) and the frames were located along the interior column lines (larger C_D). These frames therefore inherently possessed a moment M_r higher than $M_{o,min}$ obtained with $R = 8$, resulting in a system overstrength $\Omega = M_r/M_{o,min}$ and an effective force modification factor $R_{eff} = 8.0/\Omega$. For these frames, the value of F_s was chosen to obtain R_{eff} values rounded to the nearest 0.5 value. Moreover, in order to obtain G-CRBF designs that could be easily compared, F_s was also selected to obtain the same R_{eff} among series of buildings. For instance, the MC8E-R3.5 building had $R_{eff} = 3.5$ without any ED ($F_s = 0$), and F_s for the 2- and 4-storey buildings for the same conditions (MC2E and MC4E) was adjusted to keep R_{eff} the same for all three structures. As discussed later, F_s was also varied intentionally for some of the buildings to study the influence of F_s and R_{eff} on the structure response. Once F_s was selected, the energy dissipation ratio of the frames, β, could be determined from:

$$\beta = 2\frac{F_S}{F_S + C_D} \quad \text{(Eq 7.3)}$$

Values of M_r, Ω, R_{eff}, and β are given in Table 7.1, together with the periods of the building in their first 3 lateral modes. For periods T_2 and T_3, the values in brackets are the periods of the 2nd and 3rd modes of vibration of the frame in the uplifted condition. These periods are respectively referred to as $T_{u,2}$ and $T_{u,3}$ later in the article.

A friction ED device was chosen for this study, as this mechanism was shown to be most effective in controlling drifts in past studies (Wiebe et al. 2013; Mottier et al., 2018). Furthermore, reliable

friction EDs can be easily implemented in practice and, eventually, inspected and replaced after an earthquake.

The braced frame members were then capacity-designed using member forces from superimposing the results of two response spectrum analyses (RSA) performed with the design spectrum *S*. The first RSA was performed on the fixed base frames to obtain member forces due to first mode response at the frame uplift. Therefore, only the first mode forces, $F_{E,1}$, were kept and were scaled by the ratio M_r/M_{RSA}. The second RSA was performed to obtain member forces from higher modes of vibration developing upon rocking. For this analysis, a flexible vertical spring was introduced at the base of one of the braced frame columns to simulate the conditions upon rocking. The design spectrum was also truncated for periods longer that the second mode period to only include forces contributed by the second and higher modes, $F_{E,2}$, … $F_{E,n}$. These contributions were then combined using a modified SRSS rule, as was done in (Tremblay & Mottier, 2020). The results were then corrected by the factor $R_\xi = (0.05/\xi)^{0.4}$, as prescribed in (CSA, 2014) to account for the fact that steel braced frames typically have less than 5% damping. A value of $\xi = 0.03$ was assumed for this correction, resulting in $R_\xi = 1.23$. The total design member forces, $F_{E,Total}$, were then obtained from:

$$F_{E,Total} = \frac{M_R}{M_{RSA}} F_{E,1} + \sqrt{F_{E,2}^2 + F_{E,3}^2 + \cdots + F_{E,n}^2}\, R_\xi \qquad \text{(Eq 7.4)}$$

In NBC, gravity loads in the seismic load combination include 1.0 D + 0.5 L + 0.25 S, and the gravity induced member forces were added to forces $F_{E,Total}$. Members were then designed in accordance with the requirements of the CSA S16 standard for axial compression (braces and columns) and for combined axial compression and moments (beams). The braces were ASTM 1085 HSS members (F_y = 345 MPa), whereas ASTM A992 W shapes (F_y = 345 MPa) were used for the beams and columns. All beam-to-column connections were assumed to be single shear-tab bolted connections with ASTM F3125 Grade A325M 25 mm bolts (threads excluded).

At the end of the design process, the drifts were checked to be less than the NBC limit of 2.5% h_s (h_s is the storey height). Peak storey drifts considering nonlinear effects (Δ_x) were determined using Eq 7.5, which was proposed by Zhang et al. (Zhang, Steele, & Wiebe, 2018) for PT-CRBFs to account for the fact that the traditional equal displacement assumption is often not conservative for rocking structures.

$$\Delta_x = \Delta_{xe} \times C_R \qquad \text{(Eq 7.5)}$$

where Δ_{xe} is the lateral deflection determined from RSA of the fixed base frames and C_R is the displacement ratio computed from:

$$C_R = 1 + \frac{\left(R_{eff} - 1\right)^{0.515}(0.184 + 0.119(1-\beta)^{1.173})}{T_1^{1.478}} \qquad \text{(Eq 7.6)}$$

Values of C_R and $\Delta_{x,predict}$ with Eq 7.5 are given in Table 7.2. As shown, all storey drifts are lower than the NBC limit.

The characteristics of the buildings were chosen in such a manner that it was possible to compare the response of two different buildings for which only one design parameter was varied. These parameters are the ED resistance F_s (and factor R_{eff}), the building height, the seismicity of the building location, the site class, and the location of the frames in the building. The reasons for investigating the influence of these parameters are summarized in the next paragraphs.

In the studied structures, the value of R_{eff} could be reduced by increasing the F_s value. Increasing F_s also leads to a higher energy dissipation capacity and the combination of a lower R_{eff} and higher F_s was expected to result in diminish the number and amplitude of the rocking excursions, and thereby, the structure lateral displacements. Limiting the rocking response was also expected to reduce member forces due to higher mode response as these forces are triggered by columns uplifting from and impacting against the foundations and develop more during rocking excursions. To study the possible combined effects of F_s and R_{eff}, buildings ME4E, VC4E and VC4I were selected, as it was possible for these structures to increase F_s so that R_{eff} would take values between 3.5 and 8, without exceeding C_D.

Buildings MCE-R3.5 and VCE-R8 were selected to study the influence of the building height on the seismic response of G-CRBFs. In both cases, buildings having 2, 4 and 8 storeys and designed with the same R_{eff} factors were used to verify if acceptable performance could be achieved for all heights and also study the variation of the effects of the floor framing vibrations over the height of the building.

Seismic ground motions in Eastern Canada (Montreal) are expected to be richer in high frequencies and have shorter duration compared to those generated by the crustal and interface subduction

earthquakes anticipated in the Vancouver region. Smaller building drifts were therefore expected for the Eastern Canada site, and buildings VE4E-R8 and ME4E-R8 having the same heights and R_{eff} factors were selected to examine this possible effect. It is noted that due to higher seismic loads in Vancouver, the VE4E-R8 building was designed with a significantly higher amount of energy dissipation capacity compared to the one in Montreal (β = 0.87 vs 0.06) to obtain the same R_{eff}. This difference in ED could therefore possibly offset to some extent the difference in ground motion effects.

Buildings VC4E-R8, VE4E-R8, VC8E-R8 and VE8E-R8 were selected to study the influence of the site class on the seismic response. In that case, higher displacement and force demands were expected for the buildings on site class E. However, these buildings were designed for higher seismic loads than their site class C counterparts and were therefore conferred higher F_s and β values to achieve the required base moment resistance: β = 0.87 vs 0.18 for the 4-storey buildings, and β = 0.99 vs 0.07 for the 8-storey building. A similar comparison was not possible for Montreal because it was not possible to obtain F_s values lower than C_D such that buildings on site classes C and E would have the same R_{eff} factor.

Buildings ME4-R5, ME8-R4, VC2-R8, VC4-R6, and VC8-R6 were chosen to assess the influence of the braced frame location in the building on the G-CRBF seismic response. The focus was put on comparing the effects of column impacts, as larger tributary masses are mobilized during rocking excursions in inner G-CRBFs. For these buildings, the value of R_{eff} was governed by the frames along interior column lines due to the higher weight they support, and higher ED capacity was required for the G-CRBFs located on exterior column lines.

In the studied structure, the value of R_{eff} could be varied by modifying the F_s value. This was done to confirm that reduced lateral displacement of the frame was obtained with larger F_s. Moreover, as the bay width of the studied buildings was fixed, F_s had a direct influence on the value of R_{eff} for each building. The values of R_{eff} were also modified to confirm that reduced higher mode effects are expected for buildings with lower R_{eff}. To further study both of these facts, buildings ME4E, VC4E and VC4I were selected, as it was possible to modify F_s so that R_{eff} would take values between 3.5 and 8, without exceeding C_D.

Buildings MCE-R3.5 and VCE-R8 were selected to study the influence of the building height on the seismic response of G-CRBFs. 2-, 4- and 8-storey buildings were designed to verify if

acceptable seismic performance could be achieved for low-and mid-rise buildings, but also to study the variation of the effects of the floor framing vibrations over the height of the building. The value of R_{eff} = 3.5 in Montreal (resp. R_{eff} = 8.0 in Vancouver) was chosen for the three buildings studied so that it was possible to compare their response.

Seismic ground motions in Eastern Canada (Montreal) are expected to be richer in high frequencies and have shorter duration compared to the crustal and interface subduction earthquakes anticipated in the Vancouver region. Smaller building drifts were therefore expected for the Eastern Canada site, and buildings VE4E-R8 and ME4E-R8 having the same heights and R_{eff} factors were selected to examine this possible effect. It is noted that due to higher seismic loads in Vancouver, the VE4E-R8 building was designed with a significantly higher amount of energy dissipation capacity compared to the one in Montreal (β = 0.87 vs 0.06) to obtain the same R_{eff}. This difference in ED may offset the difference in ground motion effects.

Buildings VC4E-R8, VE4E-R8, VC8E-R8 and VE8E-R8 were selected to study the influence of the site class on the seismic response, due to the higher displacement and force demands expected on site class E. The buildings on site class E were designed for higher seismic loads than their site class C counterparts and were therefore conferred higher β values to achieve the required base moment resistance: β = 0.87 vs 0.18 for the 4-storey buildings and β = 0.99 vs 0.07 for the 8-storey building. A similar comparison was not possible for Montreal because it was not possible to find F_s values lower than C_D such as the value of R_{eff} was the same for both the buildings on site class C and site class E.

Buildings ME4-R5, ME8-R4, VC2-R8, VC4-R6, and VC8-R6 were chosen to assess the influence of the braced frame location within the building on the G-CRBF seismic response. Focus was made on comparing the effects of column impacts, as larger tributary masses are mobilized during rocking excursions in inner braced frames. For these buildings, the value of R_{eff} was governed by the frames along interior column lines due to the additional mass they carried, and higher ED capacity was required for braced frames located on exterior column lines.

7.4 Numerical Modelling

A numerical 3D-model of the frames was created with OpenSees (OpenSees, 2012) to include the gravity system present in the bays adjacent to the rocking braced frames. Elastic response of the

braced frames was expected because of the design method. Hence, the frame members were modelled using truss elements for the braces and columns and elastic beam-column elements for the beams. In the analyses, only the dead load (1.0 D) was applied to the models so that the frame base overturning resistance in the models was the same as that considered in design (C_D only). Floor live loads and roof snow loads were therefore not included. Floor and roof beams framing into the G-CRBFs were modelled using 6 elastic beam elements, and vertical point loads and vertical masses corresponding to 1.0 D were assigned to all nodes along these beams. High vertical accelerations were expected in the floor and roof systems, and it was assumed that the steel beams supporting a concrete slab would not behave compositely with the slab under the resulting high flexural demand. Steel beams were then modelled using bare steel properties. The resulting natural frequency of the floors under dead load only was 2.5 Hz. For the roofs, the frequencies were 4.5 Hz and 2.3 Hz, respectively, for the 2-storey buildings with bare steel deck panels and the 4- and 8-storey buildings with a roof slab. The bolted shear beam-to-column and beam-to-girder connections were modelled as pinned, using equal degree of freedom constraints except for the in-plane rotation. In the complementary analyses detailed in Section 7.6.2, rotational springs with high stiffness and elastic-perfectly plastic hysteresis defined with a moment capacity corresponding to that resulting from all bolts reaching their slip resistance were introduced to account for the energy dissipated by friction in these connections, as suggested in (Mottier, 2020). For rotational springs, the slip force F_{slip} of a single bolt was computed according to (CSA, 2014) assuming a class A surface and A325 high-strength bolts. Two cases were studied with this model: a first, upper bound, case for which the rotational moment capacity of the springs was based on a bolt slip resistance equal to 1.0 F_{Slip} (referred to as RS = 1.0); and a second case for which slippage was set equal to 0.3 F_{Slip} to mimic friction in snug-tightened bolts (RS = 0.3).

For all frames, the rocking interfaces were modelled using zero-length vertical compression-only (gap) links calibrated with past experimental studies (Mottier et al., 2018; Mottier et al., 2020). Horizontal gap links were added at the rocking interface to simulate the horizontal blockers installed at the rocking column bases. The energy dissipating elements were included at the base of the rocking columns using zero-length link elements having an elastic-perfectly plastic response with a yield force equal to F_s.

At each storey level, the tributary seismic weight of the frame was assigned as a horizontal mass to the joint at the beam mid-span. To account for global P-Delta effects, a pinned leaning column

was added to the model. At each storey level, the lateral displacement of the leaning-column node was constrained to be the same as the lateral displacement of the frame joint located at the beam mid span in the braced frame. The vertical loads applied on the leaning column was equal to the frame tributary gravity loads reduced by the loads already applied on floor and roof beams framing into the braced frames.

Damping was specified as Rayleigh mass- and stiffness-proportional damping computed with coefficients calculated to obtain 3% of critical damping in lateral modes 1 and 2 for the 2- and 4-storey buildings and lateral modes 1 and 3 for the 8-storey buildings. Nonlinear response history analyses were run using a Newmark-beta integration scheme ($\gamma = 0.5$, $\beta = 0.25$) and a Krylov-Newton algorithm. The time steps in the analyses were equal to one quarter of the ground motion time steps. Second-order geometric (P-Δ) effects were considered in all analyses.

7.5 Response History Analysis

The building structures were subjected to an ensemble of representative ground motions selected and scaled in accordance to Method A in the NBC User's Guide (CNRC, 2017). For the buildings in Montreal, the ensemble of ground motions consisted of two suites of simulated ground motions corresponding to two sources of earthquakes dominating the seismic hazard in Eastern Canada: M6.0 earthquakes at short distances and M7.0, more distant earthquakes (Atkinson, 2009). For Vancouver, the ground motion ensemble consisted of three suites of five ground motion records, each suite corresponding to one of the three sources of earthquakes contributing to the hazard in southwest British Columbia: shallow crustal earthquakes, in-slab subduction earthquakes and interface subduction earthquakes. As the fundamental period of the buildings varied with the structure heights and locations, ensembles of ground motions were created and scaled for the period range of interest specific to each building height and location.

7.5.1 Overall Response

The envelope of peak storey drifts, Δ_x/h_s, as well as peak horizontal accelerations in the frame, a_h, are presented in Figure 7.2 for buildings VC2I-R8, VC4E-R8, and ME8E-R4, for these three buildings cover the variety of design parameters studied. In the figures and for all the results presented hereafter, the design seismic demand (darker and thicker line in the figures) corresponds to the mean of the five largest peak values obtained for the ensemble of ground motions, as defined

in the NBC User's Guide. In the rest of the paper, the analysis results that are reported for the different response parameters correspond to design seismic demand values. As shown, for the three buildings presented, peak storey drifts lie between 1.0 and 2.25% h_s over the building heights. The storey drifts also remain the same over the building height, indicating the dominance of rocking response on the structure displacements. For all three buildings, horizontal accelerations lie between 0.45 and 0.75 g. In Figure 7.2a and 2b, a_h = 0.75 g at the roof level of the two buildings located in Vancouver on a class C site. In Figure 7.2c, a_h at the roof is 0.64 g for the building on a site class E in Montreal. These two values compare well with the horizontal accelerations that must be used at the roof level for determining design forces for non-structural components and equipment in the NBC: 0.76 and 0.56 g, respectively, for Vancouver and Montreal. This suggests that buildings with G-CRBFs are not expected to sustain peak horizontal accelerations larger than those expected with conventional seismic force resisting systems. Even though some variations are observed, peak horizontal accelerations also are of similar magnitude over the height of the buildings.

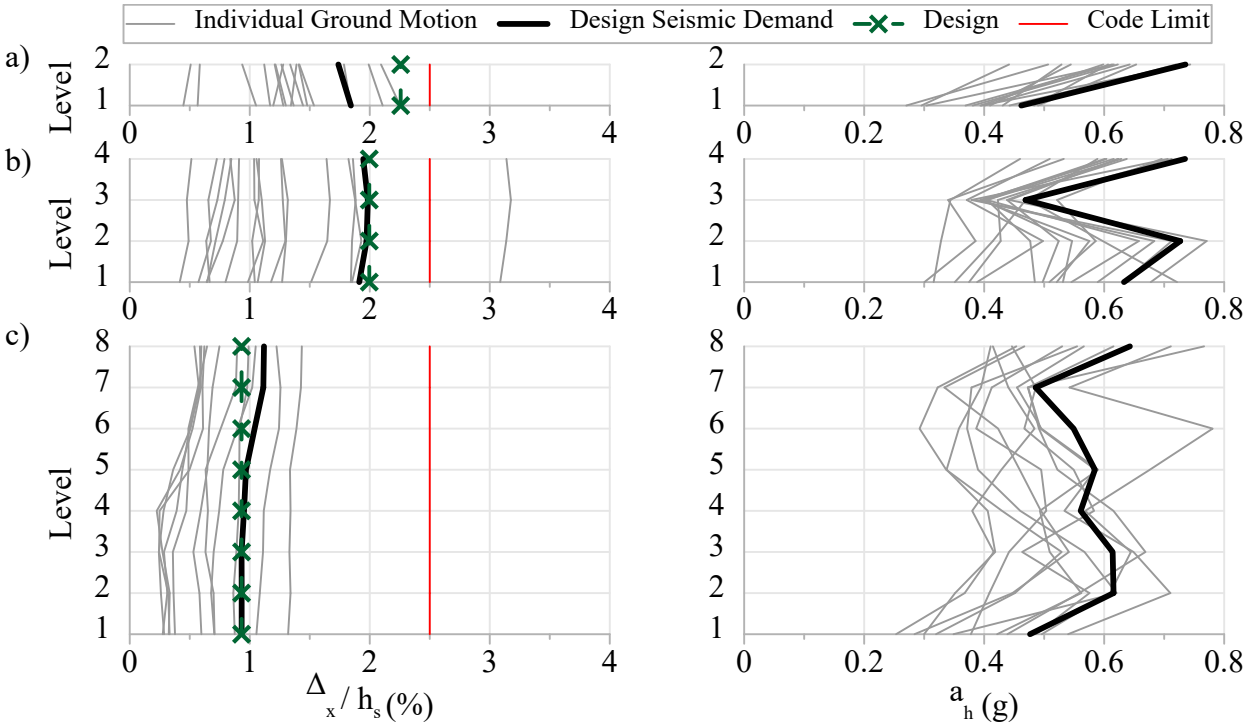


Figure 7.2 Peak storey drifts and peak horizontal accelerations for Buildings: a) VC2I-R8; b) VC4E-R8; and c) ME8E-R4.

Table 7.2 presents the results of the analyses performed for the 22 buildings studied. For Δ_x/h_s and a_h, the maximum values over the height are given. Note that storey drifts for the *Para* and *Perp* configurations were almost the same (less than 1% difference) and the maximum results are presented. Peak storey drifts vary between 0.48% and 2.47% h_s, which is the NBC limit of 2.5% h_s. Higher drifts were obtained for higher values of R_{eff} and lower values of β. These trends were expected from Eq. (6). Figure 7.3a shows the evolution of the ratio between the Δ_x/h_s values of Table 7.2 and the predictions from Eq 7.5 as a function of β. As shown, predictions are better when β increases. For $\beta > 0.4$, the ratios vary between 0.82 and 1.1, with a mean value of 0.96. In Figure 7.3b, an excellent correlation is found between the maximum storey drifts and the frame angles from column uplift, confirming that peak storey drifts are mainly governed by the first mode response of the frames upon rocking.

In Table 7.2, the values of a_h for all buildings lie between 0.43 g and 1.07 g. No significant difference was found between the horizontal acceleration obtained for the configurations *Para* and *Perp*. For all cases considered, the a_h values are higher in Vancouver than in Montreal, and for buildings located on site class E than site class C. Horizontal accelerations are reduced when increasing R_{eff} for a given building configuration, which is expected due to lower forces associated to higher R_{eff}. Figure 7.3c presents the values of a_h normalized with respect to the design spectrum ordinate at a period of 0.2 s, $S(0.2\text{ s})$. The figure shows that $S(0.2\text{ s})$ could be used to predict a_h for all buildings. This good correspondence also suggests that a_h is mainly governed by higher mode response.

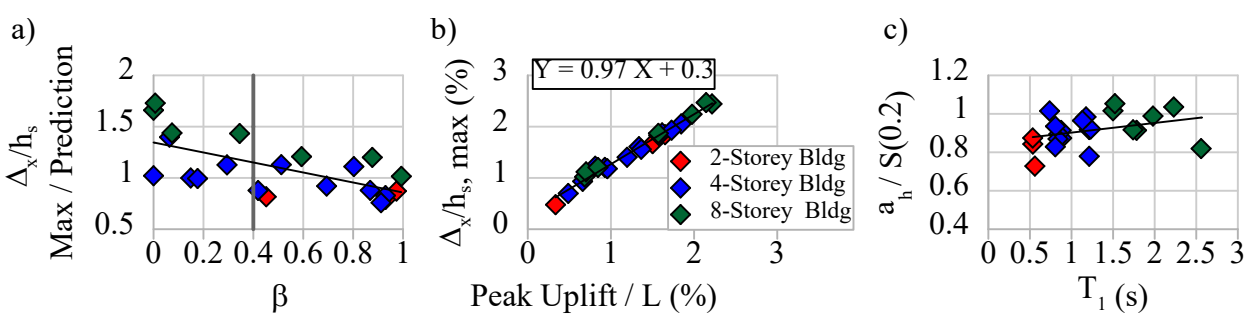


Figure 7.3 Overall results for all G-CRBFs: a) Ratios between observed maximum storey drifts and predicted storey drifts; b) Evolution of maximum storey drifts as a function of frame base rotation from column uplift; and c) Normalized peak horizontal accelerations.

Peak axial loads in the braces and columns of the three buildings of Figure 7.2 are presented in Figure 7.4. The figure also presents peak flexural moments at mid-span of the beams framing perpendicular to the G-CRBF, referred to herein as the out-of-plane beams. Peak brace axial loads are slightly underestimated by the design procedure, whereas peak column axial loads are accurately estimated. Higher mode effects on member forces are observed for the 4- and 8-storey buildings.

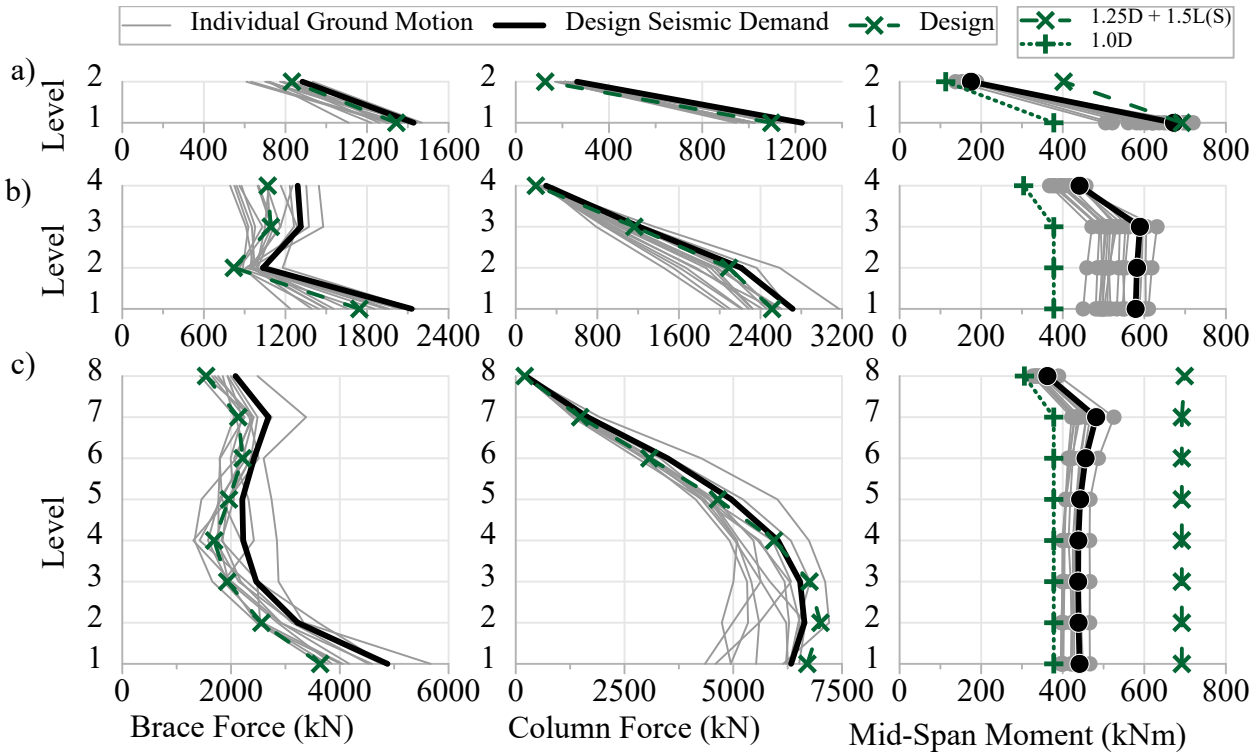


Figure 7.4 Peak axial forces in the braced frame braces and columns, and peak moments at mid span of the out-of-plane beams in Buildings: a) VC2I-R8; b) VC4E-R8; c) and Design ME8E-R4.

Close examination of the results from the analyses conducted in both orthogonal building directions showed that the brace axial forces are slightly larger, by 3% on average, for the *Perp* configuration compared to the configuration *Para*. This small increase is due to the secondary floor beams that are supported by the beams of the rocking braced frame in the *Perp* configuration. These secondary beams induce additional axial loads in the braces when dynamically oscillating in the vertical direction. In contrast, the axial loads in the columns are slightly larger, by 2% on average, for the *Para* configuration.

Table 7.2 Analysis Results

Building ID	β	C_R	$\Delta_{x,predict}$ (%)	Δ_x/h_s (%)	Uplift (mm)	a_h (g)	r_{Br}	$r_{Col,floor}$	Moment (kNm)	Shear (kN)	S(T1) (g)	S5GM(Tu,2) (g)	$\hat{\beta}_{RTR}$	$\hat{S}_{CT}$	P(*IM*=1) (%)
MC2E-R3.5	0.93	1.72	0.60	0.48	31	0.43	0.98	0.82	105	34	0.29	0.46	0.43	11.05	0
VC2E-R8	0.97	2.28	1.91	1.67	137	0.71	1.02	0.96	231	77	0.73	0.88	0.45	7.45	0.01
VC2I-R8	0.45	2.67	2.26	1.84	151	0.74	1.06	1.12	282	96	0.73	0.82	0.6	10.10	0.03
MC4E-R3.5	0.51	1.28	0.62	0.7	44	0.46	1.09	0.93	54	18	0.13	0.42	0.51	5.48	0.21
ME4E-R8	0.06	1.6	1.34	1.88	148	0.57	1.22	0.96	107	35	0.23	0.57	0.62	5.47	0.67
ME4E-R7	0.29	1.49	1.43	1.61	122	0.57	1.17	0.95	90	30	0.23	0.58	0.57	5.34	0.46
ME4E-R5	0.8	1.32	1.11	1.23	74	0.61	1.12	0.93	75	25	0.23	0.5	0.4	5.05	0.06
ME4I-R5	0.15	1.48	1.21	1.21	85	0.6	1.09	0.89	93	31	0.24	0.59	0.5	7.18	0.04
VC4E-R8	0.18	1.91	2.00	2.05	169	0.73	1.22	1.06	199	68	0.5	0.73	0.38	6.01	0.01
VC4E-R7	0.42	1.76	1.77	1.56	125	0.77	1.21	1.02	170	57	0.5	0.75	0.33	4.00	0.1
VC4E-R6	0.69	1.63	1.52	1.4	109	0.75	1.16	0.99	141	46	0.52	0.8	0.32	3.66	0.15

Table 7.2 Analysis Results; continued

Building ID	β	C_R	$\Delta_{x,predict}$ (%)	Δ_x/h_s (%)	Uplift (mm)	a_h (g)	r_{Br}	$r_{Col,floor}$	Moment (kNm)	Shear (kN)	S(T1) (g)	S5GM(Tu,2) (g)	$\hat{\beta}_{RTR}$	$\hat{S}_{CT}$	P(*IM*=1) (%)
VC4E-R5	0.93	1.5	1.43	1.18	87	0.73	1.09	0.96	122	41	0.53	0.69	0.36	5.61	0.01
VC4I-R6	0	1.95	1.79	1.83	144	0.79	1.2	0.94	174	59	0.55	0.84	0.44	5.40	0.08
VC4I-R3.5	0.91	1.48	1.23	0.93	60	0.85	1.1	0.94	127	42	0.59	0.94	0.49	5.36	0.17
VE4E-R8	0.87	1.73	2.20	1.93	158	0.85	1.05	0.91	187	63	0.81	0.8	0.53	4.73	0.52
MC8E-R3.5	0	1.12	0.62	1.02	62	0.49	1.04	0.91	45	15	0.06	0.24	0.4	6.54	0.01
ME8E-R4	0.88	1.1	0.93	1.12	64	0.65	1.25	1.03	92	31	0.12	0.41	0.52	5.32	0.28
ME8I-R4	0.35	1.16	0.84	1.2	77	0.62	1.16	0.96	71	24	0.13	0.39	0.45	3.56	0.93
VC8I-R6	0.01	1.38	1.41	2.44	203	0.85	1.17	0.99	123	41	0.34	0.67	0.82	7.32	1.1
VC8E-R8	0.07	1.34	1.72	2.47	196	0.77	1.15	0.99	103	34	0.29	0.6	0.71	5.43	1.59
VC8E-R6	0.59	1.23	1.55	1.87	144	0.77	1.13	0.97	91	30	0.3	0.54	0.67	6.27	0.72
VE8E-R8	0.99	1.27	2.21	2.24	181	1.07	1.33	1.16	140	48	0.56	0.99	0.54	4.30	0.89

In Figure 7.4, peak moments in the out-of-plane beams have comparable amplitudes throughout all floor levels for all three buildings. This is expected as the dynamic magnification of beam moments is mostly due to column uplift and this source is the same at all storeys. As also shown, peak beam moments decrease as the building height is increased. This effect will be discussed further later. In Figure 7.4, moments from static gravity loads are also presented for the load combinations 1.0 D and 1.25 D + 1.5 L (or 1.25 D +1.5 S at the roof level). The second load combination was used to design the beams. Peak moments under ground motions lie between the two static values, which suggests that, for these three buildings, frame rocking would not trigger yielding of the floor and roof beams if only 1.0 D is present during the earthquake.

Figure 7.5 presents the average values over the building height of the ratios r between observed and predicted (design) axial loads in the braces (r_{Br}) and columns (r_{Col}) for all buildings. The results are plotted as a function of R_{eff} and the values of r_{Br} and $r_{Col,floor}$ are reported in Table 7.2. In Figure 7.5a, brace axial loads are generally underestimated compared to the design values, with a mean r_{Br} of 1.14 for all buildings. This is attributed to the additional vertical inertia forces induced in the frame from the dynamic response of the floor and roof framing systems. Higher values of r_{Br} were observed in the buildings with a higher R_{eff}, which suggests that these additional forces can be higher for frames experiencing more frequent and longer rocking excursions, as this can favor the development of more pronounced higher mode effects. Figure 7.5b displays the ratio between observed and predicted column axial loads at floor levels $r_{Col,\ Floor}$, whereas Figure 7.5c shows $r_{Col,\ Roof}$. As shown, the column axial loads at floor levels are accurately predicted by the design procedure, with $r_{Col,\ Floor}$ ranging from 0.82 to 1.16 with a mean value of 0.97. Conversely, $r_{Col,\ Roof}$ values lie between 1.0 and 2.77, which suggests unconservative design at this level. In chevron bracing, lateral seismic loads do not induce column axial loads at the top level, and these $r_{Col,\ Roof}$ values reflect the vertical dynamic response of the roof beams supported by the columns, as described in (Mottier, Tremblay, & Rogers, 2017). For the buildings studied, however, the high values of $r_{Col,\ Roof}$ would have no consequences because the same column section is used in the top two storeys, and the design of the columns would still be governed by axial loads in the second last level.

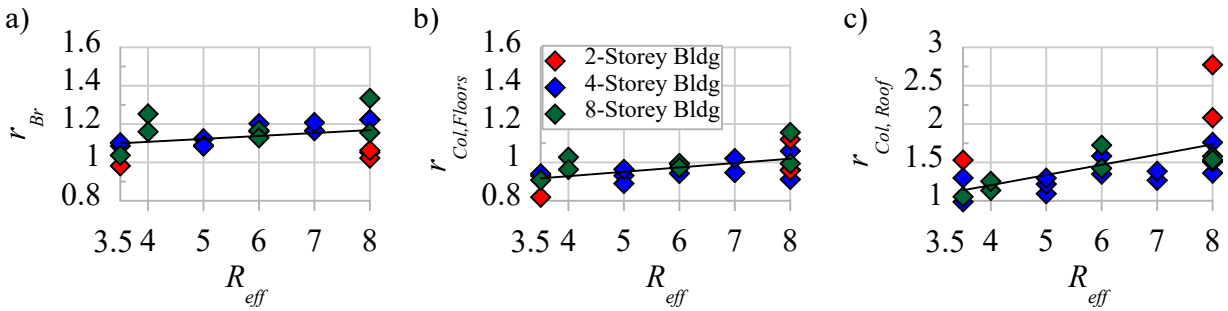


Figure 7.5 Ratio of the peak axial loads to design axial loads in: a) braces; b) columns at the floor levels; and c) columns at the roof level.

Figure 7.6 presents the ratio between observed and predicted axial loads in the braced frame members. In this case, the vertical masses corresponding to the weight of the floors and roof supported by the frame were included in the RSA used during the design. When comparing the results of Figure 7.5 and 7.6, it is observed that including vertical lumped masses at beam-column nodes in RSA had a limited influence on r_{Br} and $r_{Col,Floor}$ for the 4- and 8-storey buildings. A slight decrease of r_{Br} and $r_{Col,Floor}$ is noticeable for the 2-storey buildings. These results suggest that the influence of the vertical masses carried by the frame tend to decrease as the building height rises, as was discussed in (Mottier et al. 2020). This also suggests that a 2D-RSA that does not include the vertical masses tributary to the columns is appropriate for the design of mid-rise G-CRBF buildings. Only the $r_{c,roof}$ values are significantly improved by including the vertical masses in the analysis, as shown in Figure 7.6c.

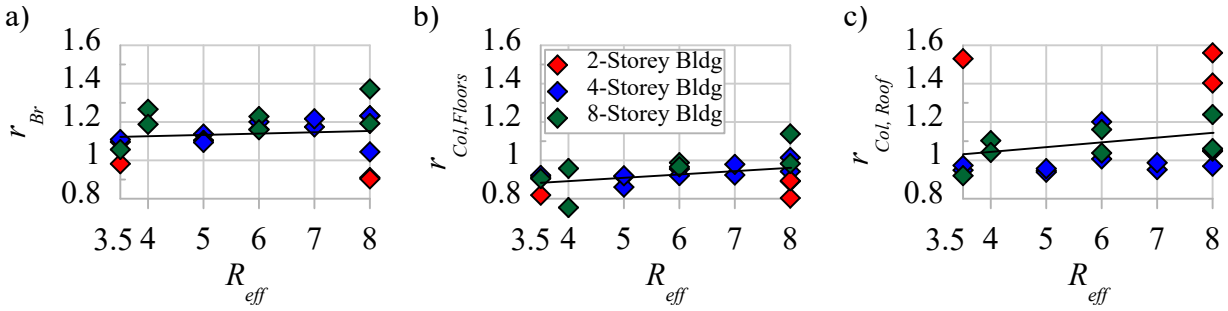


Figure 7.6 Ratio of the peak axial loads to design axial loads, vertical masses included: a) in the Braces ; b) in the Columns at the floor levels; and c) in the Columns at the roof level

Table 7.2 presents the peak dynamic moments and shears in the out-of-plane beams for all buildings. These peak values were obtained by subtracting from the peak values from time history analysis the static shears and moments from dead load. The values of $S(T_1)$ and $S_{5GM}(T_{u,2})$ are also

presented in the table. The latter is the mean spectral value of the 5 ground motions contributing to the design seismic demand on the beams at the frame period $T_{u,2}$. The results show that peak dynamic moments increase as the building height decreases, with average values of respectively 596, 518 and 485 kN-m for the 2-, 4- and 8-storey buildings. Figure 7.7 shows that a nearly perfect correlation exists between peak dynamic shears and moments. The figure also shows a good correlation between peak column uplift amplitudes, $S(T_1)$ and $S_{5\,GM}(T_{u,2})$ with the peak dynamic moments, suggesting that peak dynamic beam moments and shears can be predicted using the design spectrum values at the periods T_1 or $T_{u,2}$.

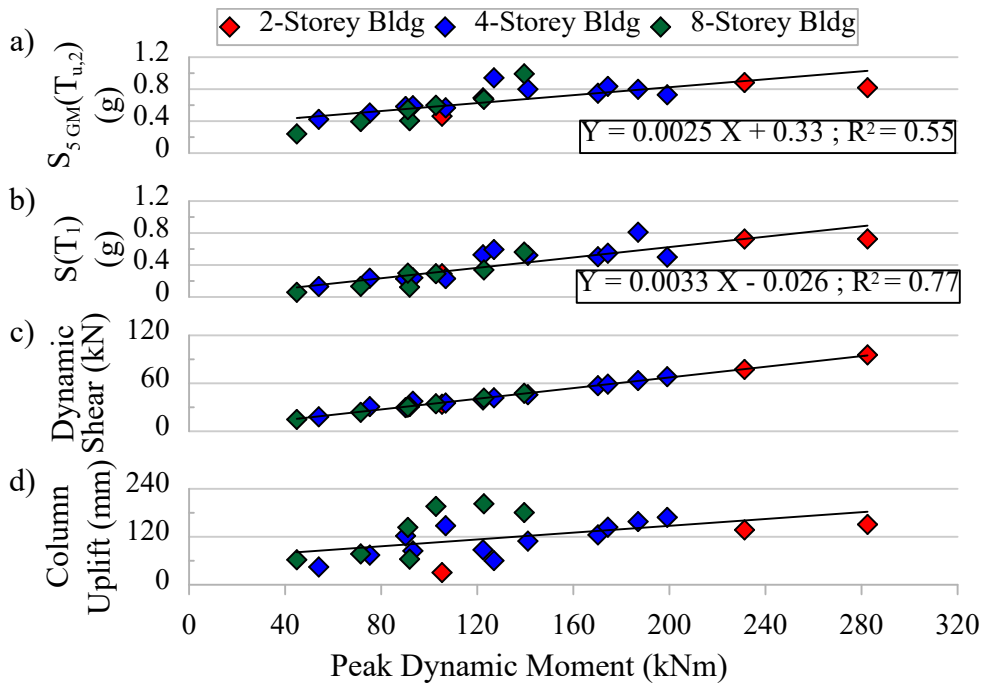


Figure 7.7 Evolution of key parameters as a function of the peak dynamic moments in out-of-plane beams for all buildings: a) $S_{5GM}(T_{u,2})$; b) $S(T_1)$; c) Peak dynamic shears; d) Column Uplifts.

7.5.2 **Influence of R_{eff}**

The effect of R_{eff} on member force predictions was discussed in Figure 7.5, The influence of R_{eff} on frame response is further investigated in Figure 7.8 for one series of 4-storey buildings for which R_{eff} was varied from 3.5 to 8.0. Similar trends were obtained for the three other series of identical buildings having different R_{eff} values.

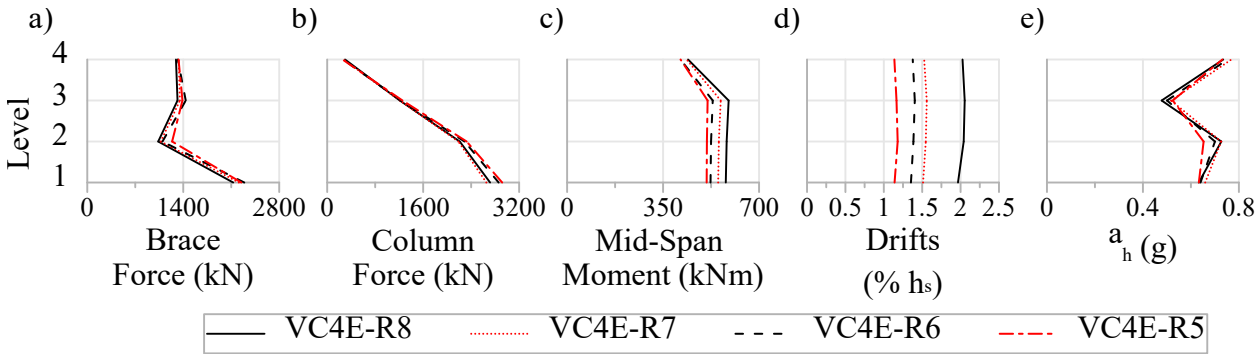


Figure 7.8 Influence of R_{eff} on: a) Brace axial loads; b) Column axial loads; c) Mid-span moments in the out-of-plane beams; d) Storeys drifts; and e) Peak horizontal accelerations.

Figure 7.8a shows that brace axial loads slightly increase as R_{eff} is decreased. As expected, storey drifts reduce when using a lower R_{eff} because a reduced R_{eff} comes with an increased energy dissipation β that helps controlling rocking response and lateral displacements. Similarly, beam moments decrease when R_{eff} is reduced because of the less pronounced rocking that results in lower column uplifts (as was shown in Table 7.2) and less severe column impacts. In contrast, R_{eff} does not seem to affect the value of a_h in Figure 7.8e.

Influence of the Building Height

Figure 7.9 details the response behaviour of two series of three buildings with different heights,3 buildings in Montreal and 3 buildings in Vancouver. However, as R_{eff} is significantly different for the buildings in Montreal and Vancouver, no comparison between the results obtained should be drawn. As shown from Figure 7.9 a and b, higher mode effects are noticeable in the peak axial loads in braces and columns at the upper levels of the 4- and 8-storey buildings. As the building height rises, the relative influence of higher modes effects increase, as was detailed previously (Wiebe et al. 2013). From Figure 7.9c, the peak moment demands decrease as the building height increases, as explained in 7.5.1. From Figure 7.9d, the peak drifts are noticeably increased as the building height rises, for all buildings. From Figure 7.9e, as explained in 7.5.1, no significant influence of the building height are noticeable on the values of a_h.

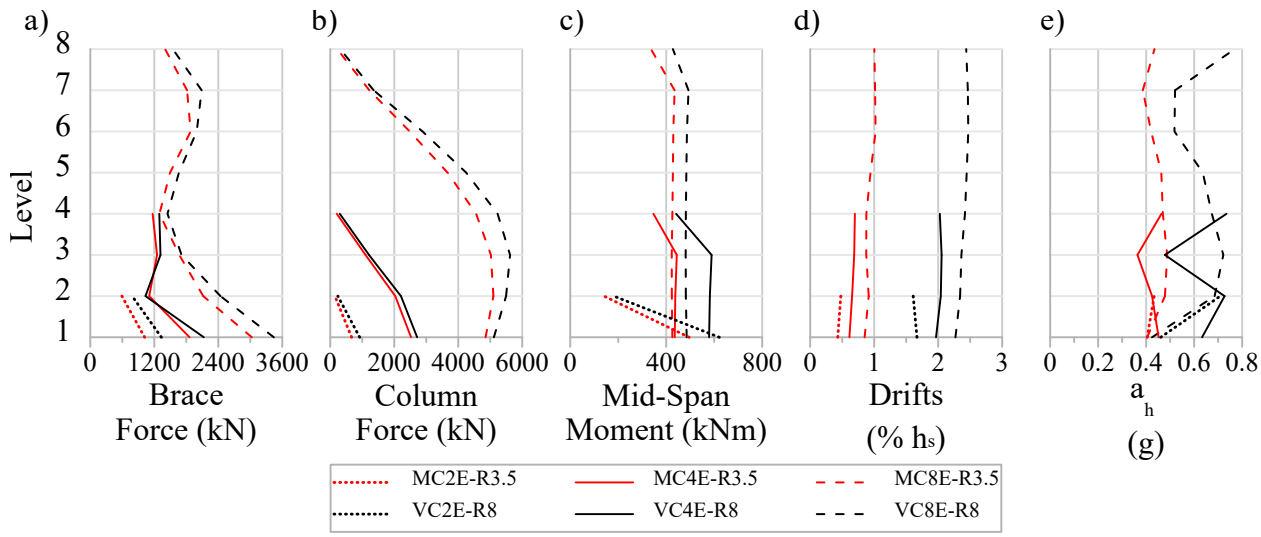


Figure 7.9 Influence of the building height: comparison of the response behaviour of buildings MCE-R3.5 and VCE-R8 for 2-, 4- and 8-storey buildings : a) Brace axial loads; b) Column axial loads; c) Mid-span moments in the out-of-plane beams; d) Storey drifts; e) Peak horizontal accelerations

7.5.3 Influence of the Seismicity

Responses of buildings ME4E-R8 and VE4E-R8 are compared to examine the influence of the seismicity on the peak drifts. The values of Δ_x/h_s for the building located in Montreal (comprised between 1.78% and 1.88%) were found to be very similar to the one located in Vancouver (comprised between 1.89% and 1.93%). The peak drifts could be kept the same for the two buildings, even if the Vancouver building was subjected to much more displacement demands compared to the one in Montreal. This was attributed to the higher ED capacity conferred to the building located in Vancouver. This shows that friction ED can be very effective in controlling displacements and storey drifts.

7.5.4 Influence of the Site Class

Figure 7.10 presents the results of the analyses performed on 4 buildings located in Vancouver to evaluate the influence of the site class on the G-CRBF seismic response. As expected, member forces and horizontal accelerations are higher for the two structures on a site class E. Slightly larger peak drifts are observed for the buildings located on site class C, which is attributed to the fact that higher ED capacity was conferred to the buildings located on site class E, thus resulting in a better

control of drifts. It is expected that larger drifts would have been obtained for buildings located on site class E, has a similar β been assigned to buildings located in site class C. Finally, no significant influence of the site class on the values of r_{Br} and $r_{Col,floor}$ was noticed from Table 7.2, showing that the design method used can predict equally well the members forces in both locations.

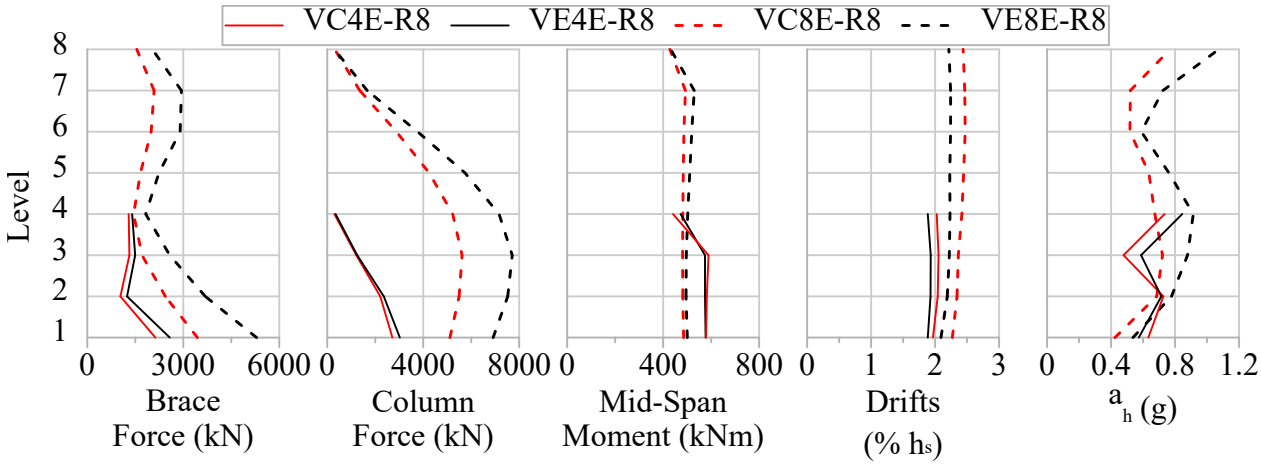


Figure 7.10 Influence of the site class on: a) Brace axial loads; b) Column axial loads; c)Mid-span moment in the out-of-plane beams; d) Storey drifts; e) Peak horizontal acceleration a_h

7.5.5 **Influence of the Braced Frame Location**

Figure 7.11 details the analysis results for buildings VC2-R8, ME4-R5 and ME8-R4 that are used to examine the influence of the location of the G-CRBFs in the buildings. Two other buildings configurations have been studied for the same purpose, and the results are similar to the ones presented herein. As shown, the brace axial loads are slightly larger for braced frames located within the building. As expected, higher column axial loads are observed in the inner braced frame, due to higher gravity loads carried by the columns. From Figure 7.11c, slightly higher drifts are noticeable for buildings with G-CRBFs along inner column lines, which is attributed to the lower energy dissipation capacity of these frames compared to those placed on the building exterior walls. Finally, no significant difference is observed for the peak beam moments, storey drifts, and horizontal accelerations. Overall, the location of G-CRBFs did not seem to affect much the seismic response of the buildings, suggesting that both locations would represent acceptable solutions. However, G-CRBFs on exterior column lines will likely require EDs with higher F_s resistances to develop the design base moment resistance, which should result in a more effective drift control. Finally, from Table 7.2 no significant influence of the braced frame location of the values of r_{Br}

and $r_{Col,floor}$ was noticeable, suggesting that the prediction of member forces is equally good at both braced frame locations.

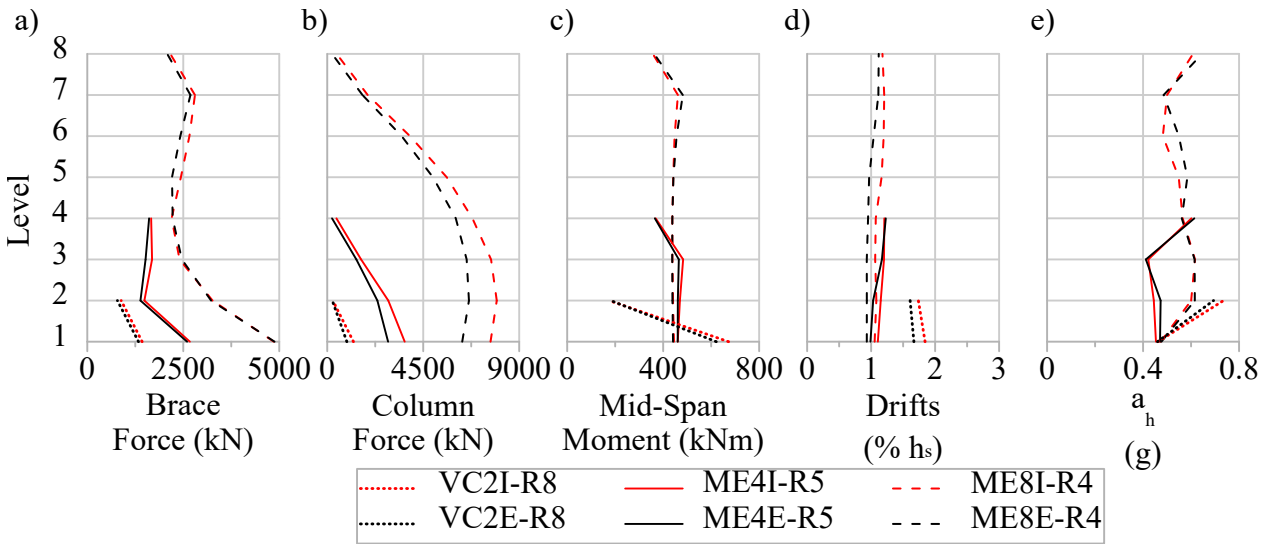


Figure 7.11 Influence of braced frame location on: : a) Brace axial loads; b) Column axial loads; c) Mid-span moment in the out-of-plane beams; d) Storey drifts; and e) Peak horizontal accelerations

7.6 Complementary Analyses

The study included a series of complementary analyses to investigate the influence of the vertical component of the ground motions on G-CRBF response and the possible beneficial effects of the energy dissipated by friction in the bolted beam-to-column connections.

7.6.1 Effects of the Vertical Component of the Ground Motions

The previous analyses showed that the vertical response of the gravity framing system did not significantly affect the seismic behaviour of the G-CRBFs buildings. In this section, the results from analyses including the vertical component of the ground motions are examined if those could increase the demands on the floor and roof beams. The analyses were performed for buildings in Vancouver as ground motion records from historical earthquakes were only available for this location. For consistency, the scale factors used for the horizontal ground motion components were also used for the vertical components, and both components were simultaneously applied to the

model during the analysis. The study was conducted for buildings VCE-R8 (2-, 4-, and 8-storeys) and VEE-R8 (4- and 8-storeys) to cover the two site classes. Figure 7.12a presents the results obtained for the two 4-storey buildings, as they were representative of all the results. The results show that member axial loads, storey drifts and horizontal accelerations are all slightly increased (less than 5%) when considering the vertical component of the ground motions. However, an increase of up to 16 % is observed for the moments in the out-of-plane beams supported by the G-CRBFs, for all buildings studied. For this 4-storey building, the additional demands were slightly higher for site class C compared to site class E, as the vertical ground motions for the former have higher spectral accelerations in the period range of the floor and roof systems. Moments due to the load combination 1.25 D + 1.5 L (or 1.5 S) used in the design of the beam are shown in the figure, and it is seen that these moments were reached and exceeded even if only 1.0 D was considered in the analyses. For the 8-storey buildings, peak beam moments were of the same magnitude for both site classes. For the buildings in Figure 7.12, the analysis with the vertical ground motion components was repeated with the gravity loads from the load combination 1.0 D + 0.5 L + 0.25 S. In these analyses, the peak beam moments exceeded by 20 % the static moments from the design load combination 1.25 D + 1.5 L (or 1.5 S). This additional force demand in floor and roof beam members should therefore be considered in their design.

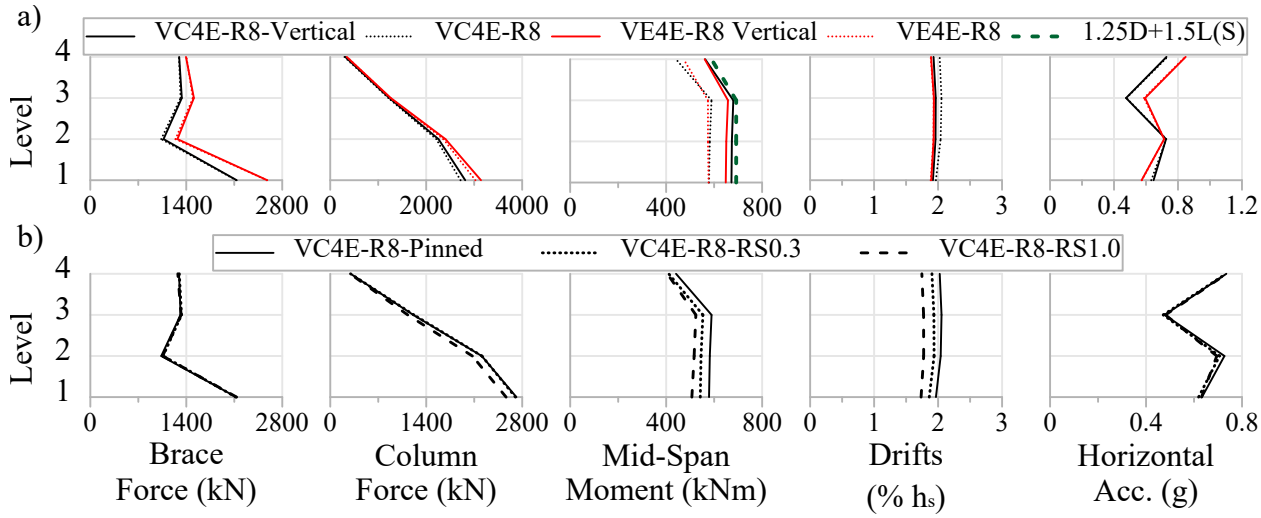


Figure 7.12 Results from complementary analyses: a) Influence of the vertical component of the ground motions (results with and without vertical ground motions are represented with solid and dotted lines, respectively); and b) Influence of the friction in bolted beam-to-column connections.

7.6.2 Effect of the Energy Dissipated at Beam-to-Column Connections

The effect of the additional energy dissipation capacity resulting from the friction resistance present in bolted beam-to-column connections was examined for building VC4E-R8. The results, presented in Figure 7.12b, show that axial loads in braces and columns were slightly reduced (< 5%) when considering the friction at beam-to-column connections. Beam moments were reduced by 7% and 14%, respectively, for RS = 0.3 and 1.0, compared to the results from the model with pinned beam connections. Peak storey drifts were reduced by 7% and 17%, respectively, for RS = 0.3 and RS=1.0, but peak horizontal accelerations remained unchanged. These results indicate that friction in beam-to-column can have beneficial effects on the seismic response of G-CRBFs.

7.7 Incremental Dynamic Analysis and Collapse Risk Assessment

Collapse fragility curves were generated to assess the seismic performance of the buildings listed in Table 7.2, following a methodology adapted from the procedure described in (ATC, 2009). The focus of the investigation was to determine the margin against collapse resulting from G-CRBF overturning, which may represent a concern when considering that self-centering of the frames is provided solely by gravity loads. First, a truncated incremental dynamic analysis (TIDA) ((Vamvatsikos & Cornell, 2002) ; (Baker J. , 2015) was performed on each building using the numerical models and ground motion ensembles described in Section 3. The ground motions were scaled by successive increments of 25% to 50% of their initially scaled amplitudes until at least half of the records of the ensemble caused collapse. Buildings were considered to have collapsed when the peak measured storey drift exceeded 5%. The 5% storey drift threshold value was chosen as it corresponds to the maximum storey drift beyond which failure would be expected in the beam-to-column connections of the structures. In the models, the braced frame members were represented by elastic truss and beam elements and failure of members were therefore not considered. Using the work of Baker (2015), the median collapse intensity $\hat{S}_{CT}$ and the record to record variability $\hat{\beta}_{RTR}$ were then estimated from the results of the TIDA, as depicted in Figure 7.13, instead of using β_{RTR}= 0.4 as suggested in (ATC, 2009).

As required in the FEMA P695 methodology, additional uncertainties were considered when generating the fragility curves, using:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad \text{(Eq 7.7)}$$

where β_{TOT} is the total collapse uncertainty and β_{DR} , β_{TD} , β_{MDL} are respectively the uncertainties related to the design requirements, the test data used to calibrate the numerical model used in the analyses, and the modelling assumptions used to build the numerical model. As a result, the dispersion of the fragility curves widens.

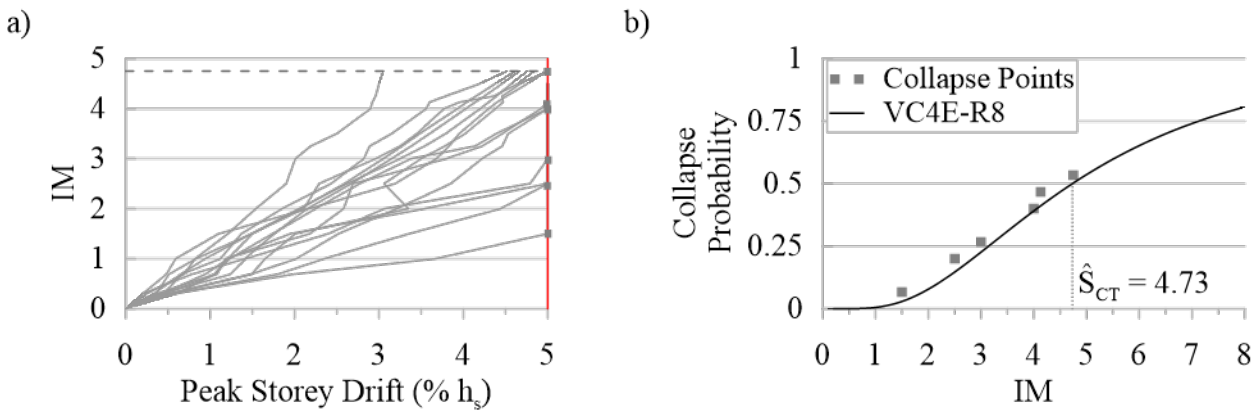


Figure 7.13 Schematic description of the generation process of the fragility curves

The design method used in this study to determine the frame resistance to overturning is considered to be robust enough to prevent collapse mechanisms that are not explicitly modelled in the analysis (e.g., member buckling or yielding, connection failures, etc.). Therefore, the uncertainty related to the design requirements was assigned a "superior" rating with $\beta_{DR} = 0.1$ (ATC, 2009). The accuracy of the test data and numerical model were both assigned a rating of "good", leading to i.e. $\beta_{TD} = \beta_{MDL} = 0.2$.

The estimated values of $\hat{\beta}_{RTR}$ and $\hat{S}_{CT}$ are given in Table 7.2 as well as the probability of collapse for the design amplitude, i.e. *IM* = 1. As shown, the values of $\hat{\beta}_{RTR}$vary from 0.32 to 0.82, with an average value of 0.5. The larger values are obtained for the taller buildings. Since the ground motions used to perform the TIDA were scaled for the period range of each building, as required in (CNRC, 2017), the collapse margin ratio (*CMR*) of the buildings against overturning is equal to the estimated median collapse intensity, $\hat{S}_{CT}$. The spectral shape factor, *SSF*, was set equal to 1.0 in the generation of the fragility curves, which means that conservative collapse estimates were

obtained here. Figure 7.14 presents the collapse fragility curves obtained for some of the 22 buildings studied.

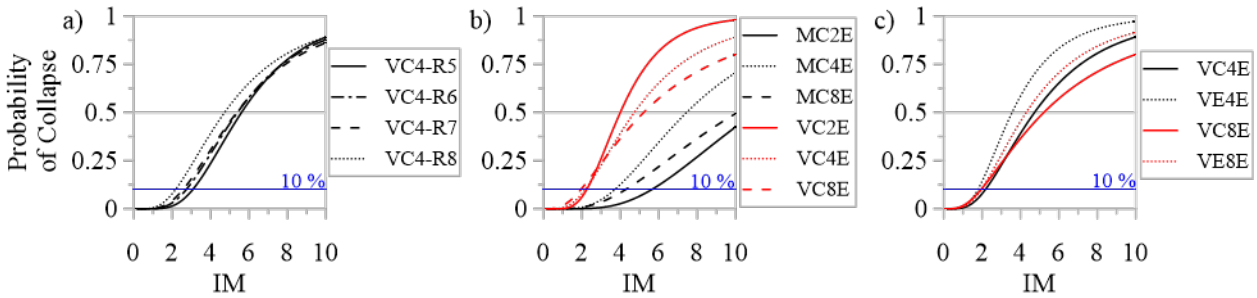


Figure 7.14 Collapse fragility curves: a) Influence of the value of R_{eff}; b) Influence of the seismicity and the building height; c) Influence of the site class.

As shown in Figure 7.14, for all cases presented, *CMR* is higher than 3.6. In this study, rather than comparing the *CMR* with the acceptable value proposed in (ATC, 2009), it is read directly from the collapse fragility curve as the probability of collapse for the design amplitude, i.e. $IM = 1$, and it is considered to be acceptable when less than 10%. As shown in Figure 7.14, for all buildings, the probability of collapse is lower than 1.6% for all buildings, with a mean value of 0.37%. The seismic performance of G-CRBFs against overturning of the base rocking joint is therefore deemed acceptable. In Figure 7.14, *CMR* decreases as R_{eff} is increased, as was expected because peak storey drifts increase when R_{eff} is increased. Likewise, *CMR* decreases as the building height is increased, and it is lower for buildings subjected to higher displacement demands i.e. site class E *vs.* site class C, and Western Canada *vs.* Eastern Canada.

7.8 Conclusions

A numerical study was performed to examine the seismic response of gravity-controlled rocking braced frames (G-CRBFs) including the dynamic vertical response of the gravity framing supported by the uplifting braced frame columns. The study was also conducted to assess the influence of the dynamic response of the gravity framing on the braced frame members forces and verify if gravity loads were sufficient to provide safety against collapse by overturning for this framing system. Complementary analyses were performed to evaluate the effects of the vertical component of ground motions on the G-CRBF member forces, and examine the possible beneficial effect of the inherent friction in bolted beam-to-column connections on the frame drifts and

member forces. Twenty-two buildings located in two seismically active regions of Canada were designed using response spectrum analysis. Different building heights and site classes were considered to identify conditions for which the system would be more effective.

The following conclusions can be drawn from the study:

- All G-CRBF frames studied showed satisfactory seismic response, with peaks storey drifts being well within permissible values.
- The dynamic response of the gravity framing system induced significant additional beam shear and moment demands that need to be considered in the design, due to the floor vibration modes.
- The design procedure used in this study gave an accurate estimation of the peak axial loads in the braced frame columns. Peak axial loads in the braces were underestimated by 14%, on average, by the design method. This difference is attributed to the additional inertia forces induced by the dynamic vertical response of the beams supported by the G-CRBFs.
- Including vertical masses corresponding to the vertical loads supported by G-CRBFs in the RSA used for design had a limited influence on member forces and this influence tends to diminish relative to that of the lateral higher modes for taller buildings. It is therefore not necessary to include these masses in design of mid-rise G-CRBFs. However, including these masses is recommended for low-rise buildings.
- The fragility curves developed in the study showed that all the G-CRBF buildings studied demonstrate acceptable margins against collapse by overturning of the rocking joint according to the FEMA P695 criteria.

The results of the analyses also showed that:

- The orientation of the secondary beams relative to the braced frame has a negligible influence on the seismic response of G-CRBF systems.
- Higher mode effects on brace axial loads were more pronounced for the buildings located in Montreal, which is attributed to ground motions having more energy in higher frequencies in Eastern Canada. The system would therefore be relatively more effective in terms of steel tonnage in Western Canada.

- Storey drifts predicted with the equation proposed by Zhang et al. (2018) for PT-CRBFs were found to be within 10% of the storey drifts obtained from NLRHA for the frames designed with $\beta \geq 0.4$. Storey drifts for the frames with lower energy dissipation capacity were underestimated. Hence, the predictive equation can be used in design of G-CRBFs having this minimum amount of ED. This also suggests that better drift control can be achieved for G-CRBFs having a larger portion of the base moment resistance provided by ED devices rather than by gravity loads.
- Peak horizontal accelerations in the structures were found to be within 10 %, on average, of the design spectral acceleration S(0.2 s). The value of S(0.2) could therefore be used to predict peak horizontal accelerations.
- The ratios between observed and predicted axial loads in both the braces and the columns were not influenced by the braced frame location within the building, the seismicity, or the site class. However, axial forces due to higher modes were less accurately estimated as the building height or R_{eff} was increased, as higher mode effects were more pronounced.
- A good correlation was observed between the peak moments in the out-of-plane beams connected to the braced frame and the spectral acceleration value at the period of vibration of the vertical mode of the frame during column uplift; spectral accelerations can hence be used to assess the amplitude of the dynamic amplification.

The complementary analyses showed that:

- The vertical component of the ground motions had a limited influence on storey drifts, peak horizontal accelerations, and peak axial loads in the braced frame members. However, they induced additional moments in the out-of-plane beams that could lead to flexural yielding and should hence be considered in design.
- The consideration of the additional energy dissipation capacity conferred by the bolted connections reduced the peak storey drifts and the moments in the out-of-plane beams. This additional ED capacity could be used to reduce the base ED resistance F_s and, hence, reduce the system cost.

The fragility curves examined in this study were developed with elastic frame models to investigate the risk of collapse by overturning. In future studies, fragility curves from analyses in which

inelastic member response is explicitly modelled should be generated to assess the robustness of the G-CRBF system and the design procedure. Results from such additional studies are necessary to complete the development of a proper design method for gravity-controlled rocking braced frame buildings.

7.9 Acknowledgments

Financial support for this research was provided by the Fonds de Recherche Nature et Technologies (FRQNT) of the Government of Quebec and the Natural Sciences and Engineering Research Council (NSERC) of Canada. The authors express their appreciation to Bashar Hariri, Ph.D. Candidate at Polytechnique Montreal, for the selection and scaling of the ground motions used in this study.

7.10 References

AISC (2016): Vibrations of steel-framed structural systems due to human activity: AISC Design Guide 11, American Institute of Steel Construction.

Applied Technology Council (2009): Quantification of building seismic performance factors, FEMA Report P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, United States.

Atkinson, G M (2009): Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. Canadian Journal of Civil Engineering, 36 (6), 991-1000.

ASCE (2013): Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. ASCE/SEI 41-13. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, United States.:

Baker J (2015): Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. Earthquake Spectra; 31 (1), 579–599.

CSA (2014): CSA S6-14, Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association (CSA), Toronto, ON, Canada.

CSA (2019): CSA S16-19, Design of Steel Structures. Canadian Standards Association (CSA), Toronto, ON, Canada.

Deierlein G, Ma X, Eatherton MR, Hajjar J, Krawinkler H, Takeuchi T, Kasai K, Midorikawa M, (2011): Earthquake resilient steel braced frames with controlled rocking and energy dissipating fuses. Steel Construction, 4 (3): 171–175.

Dyanati M, Huang Q, Roke D (2015): Seismic demand models and performance evaluation of self-centring and conventional concentrically braced frames. Engineering Structures, 84 (2), 368–381.

Earthquakes Canada, GSC, Continuous Waveform Archive, http://earthquakescanada.nrcan.gc.ca/stndon/AutoDRM/index-eng.php

Midorikawa M, Azuhata T, Ishihara T, Wada A, (2006): Shaking table tests on seismic response of steel braced frames with column uplift. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 35:1767–1785.

Mottier P, Tremblay R, Rogers C, (2018): Seismic Retrofit of Low-Rise Steel Buildings in Canada using Rocking Steel Braced Frames. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 47 (2), 333–355.

Mottier P, Tremblay R, Rogers C. Full-scale impact tests of columns for rocking steel braced frames. Proceedings of the 12th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Quebec, Canada, 2019.

Mottier P, Tremblay R, Rogers C, (2020): Shake-table test of a 2-storey steel building seismically retrofitted using gravity-controlled rocking braced frame system. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, submitted.

Mottier P, Tremblay R, Rogers CA, Wiebe L (2020): Influence of vertical masses on the response of gravity-controlled rocking braced frames. Proc. 17th World Conference on Earthquake Engineering, Sendai, Japan. (submitted).

Mottier P (2020): Analyses numérique et expérimentale du comportement sismique des contreventements berçants gravitaires en acier. *Ph.D. Thesis*. Polytechnique Montreal *(in French)*

NRCC (2015): National Building Code of Canada 2015, 14th ed. National Research Council of Canada (NRCC), Ottawa, ON, Canada.

NRCC (2017): Structural Commentaries (User's Guide — NBC 2015: Part 4 of Division B), 4th ed. National Research Council of Canada, Ottawa, ON.

OpenSees, (2012). Open system for earthquake engineering simulation v3.0.3 [Computer Software]. http://opensees.berkeley.edu/

Sause R, Ricles JM, Roke DA, Chancellor NB, Gonner NP, (2010): Seismic performance of a self-centring rocking concentrically-braced frame. Proc. 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Canada, Paper No 1330.

Steele TC, Wiebe LDA (2017): Collapse risk of controlled rocking steel braced frames with different post-tensioning and energy dissipation designs. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 46 (13), 2063–2082. doi: 10.1002/eqe.2892.

Tremblay R, Mottier P, (2020): A simple self-centring shear fuse for cost-effective controlled rocking steel braced frames. Proc. 17th World Conference on Earthquake Engineering, Sendai, Japan. (submitted)

Tremblay R, Poirier L-P, Bouaanani N, (2008): Innovative viscously damped rocking braced steel frames. Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Paper No 05-01-0527.

Wiebe L, Christopoulos C, Tremblay R, and Leclerc M, (2013): Mechanisms to limit higher mode effects in a controlled rocking steel frame. 1: Concept, modelling, and low-amplitude shake table testing. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 42 (7), 1053–1068.

Vamvatsikos D, Cornell CA (2002): Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31 (3), 491–514.

Zhang C, Steele TC, Wiebe LDA (2018): Design-level estimation of seismic displacements for self-centring SDOF systems on stiff soil. Engineering Structures, 177, 431–443.

CHAPITRE 8 DISCUSSION : RELATION ENTRE COMPLEXITÉ DU MODÈLE NUMÉRIQUE ET ÉVALUATION DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DES CADRES BERÇANTS GRAVITAIRES

Ce chapitre présente deux modèles numériques développés parallèlement aux travaux présentés dans les Chapitres 5 et 7. À la suite de cette présentation, une discussion est amorcée sur les résultats des analyses dynamiques incrémentales présentés au Chapitre 7.

8.1 Modélisation des essais d'impacts

Le Chapitre 5 de cette thèse a présenté les résultats expérimentaux obtenus à la suite des essais réalisés sur un spécimen à grande échelle d'une colonne d'un cadre berçant gravitaire et de la baie adjacente. Ces résultats ont été utilisés pour calibrer les modèles numériques utilisés dans cette thèse. Cette section présente le modèle numérique conçu pour reproduire les résultats présentés au Chapitre 5.

Le premier modèle numérique utilisé pour valider les résultats expérimentaux est réalisé avec SAP2000 (CSI, 2019). Le choix de SAP s'est fait tant pour valider qu'un logiciel commercial communément utilisé dans la pratique permettait de reproduire les essais d'impacts effectués. Les poutres et colonnes ont été modélisées par des éléments poutre colonnes. Des modificateurs de propriétés de section ont été appliqués sur les éléments représentant les plaques de goussets des assemblages boulonnés poutre-colonne, pour tenir compte de leur rigidité comparativement aux poutres. Au niveau des extrémités des poutres, une fixité partielle en rotation de 1444 kNm/rad, correspondant au moment induit par la friction des boulons lors du glissement de l'assemblage, a été ajoutée aux deux étages.

Les masses de béton sont modélisées par des éléments poutre-colonne, en prenant en compte l'armature interne réelle des masses.

Un amortissement de Rayleigh (proportionnel à la masse et à la rigidité) de 2.22% est calculé sur la base des deux modes de vibrations verticales des poutres de l'étage et du toit. Cette valeur est obtenue par essai – erreur pour reproduire les déplacements verticaux de la colonne mesurés lors des essais.

La Figure 8.1 présente les résultats expérimentaux de l'essai de 125 mm de soulèvement, ainsi que les résultats du modèle numérique produit.

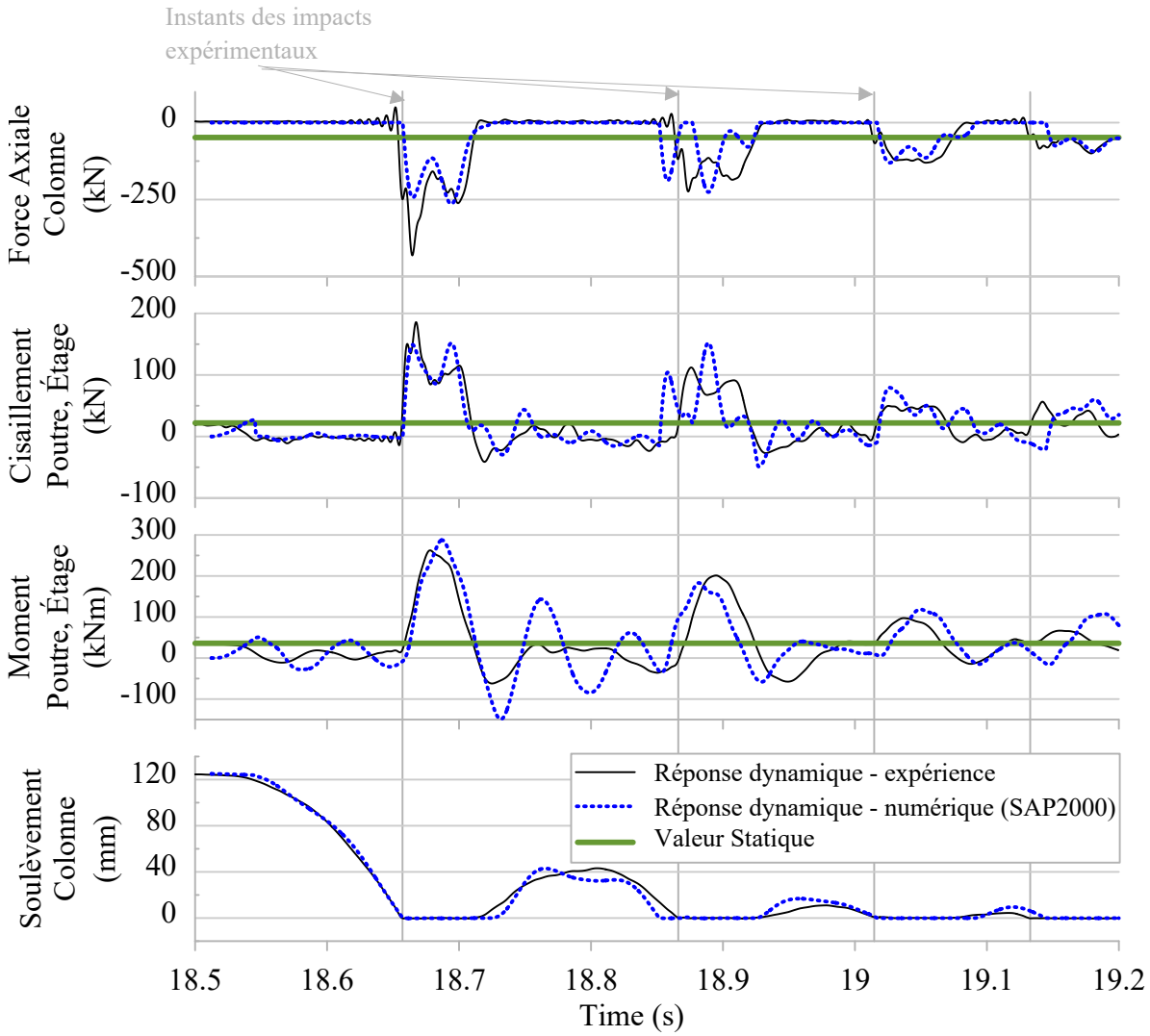


Figure 8.1 Comparaison des résultats des essais d'impact : soulèvement de 125 mm obtenus expérimentalement et numériquement.

Les lignes vertes représentent les valeurs statiques des charges en configuration non déformée mesurées respectivement dans les poutres et dans la colonne. Comme présenté dans la figure, les résultats numériques obtenus montrent une excellente corrélation avec les résultats expérimentaux.

8.2 Étude dynamique incrémentale : prise en compte de la non-linéarité des matériaux

8.2.1 Modifications apportées au modèle numérique.

Pour mener à bien l'analyse dynamique incrémentale incluant la non-linéarité des matériaux, le modèle numérique présenté au Chapitre 7 est adapté. L'ensemble du modèle est réutilisé, sauf pour les diagonales et colonnes qui sont modélisées à l'aide d'éléments *forcebeamcolumn* (Agüero, Iznaveri, & Tremblay, 2006). Pour chacun de ces éléments, 5 points d'intégration ont été utilisés pour tenir compte de la répartition de la plasticité, selon les recommandations de Uriz et Mahin (2008). Pour s'assurer de capturer des valeurs réalistes de flambement inélastiques, les diagonales et colonnes ont été subdivisées en 10 éléments chacune. Des défauts de rectitude distribués de manière sinusoïdale de L/1500 ont été considérés pour les colonnes et les diagonales. Pour les colonnes, ils ont été appliqués à la fois en plan et hors plan, en étant alternés d'un étage sur l'autre, pour prendre en compte la continuité des colonnes. Les défauts de rectitudes des diagonales ont été appliqués hors plan seulement, sans alternance d'un étage à l'autre, car les diagonales peuvent flamber indépendamment les unes des autres.

La modélisation de la plastification de l'acier s'est faite en utilisant le modèle de Giuffré-Menegotto-Pinto (Steel02) avec une limite élastique F_y = 345 MPa, calibré à l'aide des essais expérimentaux réalisés par Dehgani (2016) et de Auger (2017). Des contraintes résiduelles d'une valeur de $\sigma_r = 0.3\ \sigma_y$ ont été incluses dans le matériau acier pour les sections W, selon les travaux de Galambos et Ketter (1959). Le critère d'effondrement défini dans le Chapitre 7, soit un déplacement latéral inter-étage supérieur à 5%, a été conservé. L'étude a été menée dans le cas du bâtiment VC4E-R8, dont le comportement est illustré à plusieurs reprises dans le Chapitre 7. À titre de rappel, les informations relatives à cette structure sont données dans la Table 7.2.

8.2.2 Mise en contexte

Les résultats présentés au Chapitre 7 quant à l'évaluation de la performance des CBG étaient associés au risque de renversement du cadre berçant. Par conséquent, le seul mécanisme de rupture que le modèle numérique utilisé pour mener cette analyse était le renversement du CBG.

Les valeurs obtenues de *CMR* démontrent que les CBG présentent une performance sismique acceptable associée au risque de renversement, puisque les probabilités de renversement sous des séismes mis à l'échelle du spectre de dimensionnement sont inférieures à 10 %.

Selon les résultats du Chapitre 7, les intensités d'effondrement $\hat{S}_{CT}$ (c'est-à-dire les facteurs d'échelle pour lesquels les déplacements inter-étages excèdent 5% h_s) étaient compris entre 3.5 et 11. Or, pour ces mêmes valeurs de facteur d'échelle, les efforts axiaux dans les diagonales et dans les colonnes dépassent significativement les valeurs de résistance probables calculées selon la norme S16-19 (CSA, 2019). La Figure 8.2 présente, pour les 22 bâtiments étudiés dans l'étude présentée au Chapitre 7, la comparaison entre les intensités médianes $\hat{S}_{CT}$ induisant l'effondrement de la structure et les intensités pour lesquelles les valeurs maximales de compression dans les diagonales et dans les colonnes de la baie contreventée étudiée atteignent la résistance probable de la membrure considérée.

Pour l'ensemble des structures étudiées, les résultats montrent que les efforts axiaux induits lors du séisme vont excéder les valeurs des résistances probables, et cela pour des amplitudes plus faibles que $\hat{S}_{CT}$. Par conséquent, l'étude de la non-linéarité des matériaux permet de produire des courbes de fragilités plus précises que celles obtenues au Chapitre 7, car elle permettra de capturer le flambement inélastique des membrures du contreventement.

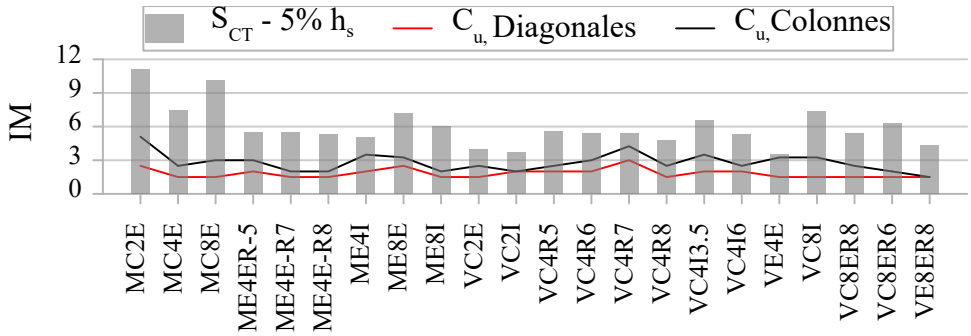


Figure 8.2 Comparaisons entre les intensités d'effondrement associées au risque de renversement et les amplitudes des efforts axiaux dans les diagonales et dans les colonnes de la baie contreventée

Cette section présente une rapide ouverture de l'influence que la prise en compte des non-linéarités des matériaux a sur les résultats obtenus par analyse dynamique incrémentale.

8.2.3 Résultats de l'analyse dynamique incrémentale non linéaire

La Figure 8.3 présente une comparaison entre les résultats obtenus pour le bâtiment VC4E-R8 d'après l'analyse dynamique incrémentale menée avec les modèles élastique et non linéaire précédemment décrits. Comme illustré en Figure 8.3 a, la prise en compte de la non-linéarité des matériaux réduit significativement la valeur de l'amplitude *IM* nécessaire à induire des déplacements inter-étages supérieurs à 5% h_s. De fait, la valeur estimée de $\hat{S}_{CT}$ est significativement réduite. Il est à noter que la valeur $\hat{S}_{CT}$ dans le cas non linéaire est très proche de la valeur de l'amplitude IM conduisant à des efforts axiaux dans les diagonales supérieurs à leur résistance probable C_u, ainsi que présenté en Figure 8.2.

Malgré cette réduction de $\hat{S}_{CT}$, la valeur obtenue dans le cas du bâtiment VC4E-R8 démontre tout de même une performance acceptable au sens de la norme FEMA (ATC, 2009) du bâtiment.

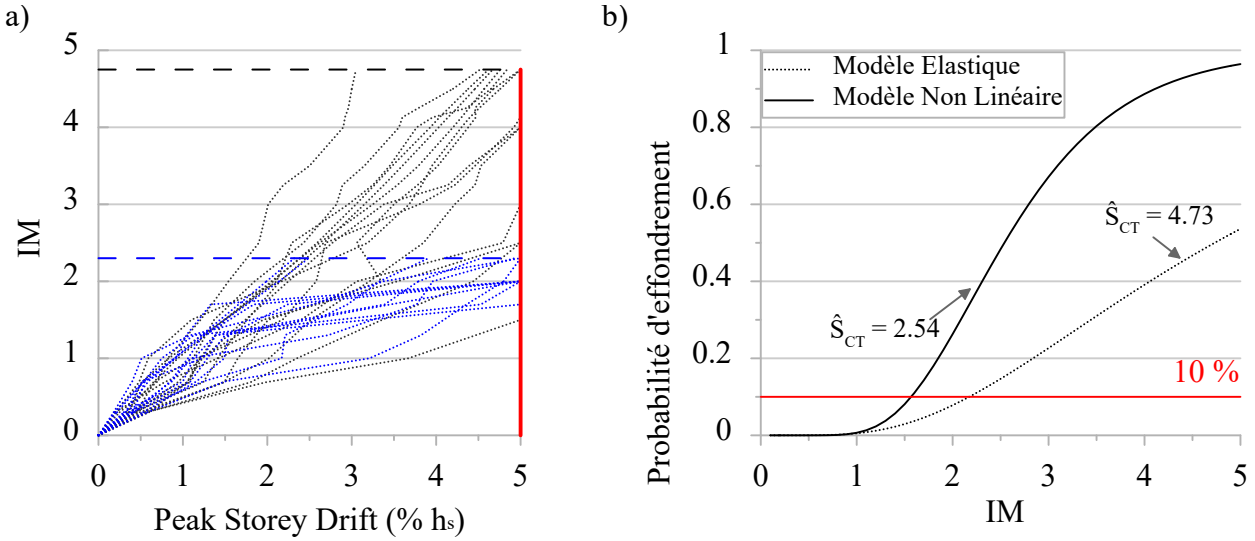


Figure 8.3 Comparaison des résultats de l'analyse dynamique incrémentale menée avec les modèles élastique et non linéaire : a) Évolution des déplacements inter-étage ; b) Courbes de fragilité

8.2.4 Discussion

L'utilisation d'un modèle numérique permettant de prendre en compte la non-linéarité des matériaux et ainsi les comportements de flambement et de plastification des membrures, appliquée au cas d'un bâtiment, démontre que la valeur de *CMR* obtenue peut diminuer significativement. Dans le but de produire des courbes de fragilité précises pour caractériser la performance sismique

des CBG, il convient donc de généraliser cette étude non linéaire, pour valider que les résultats obtenus en termes de *CMR* sont réalistes.

L'évolution des efforts axiaux maximum mesurés dans les membrures des structures étudiées par un modèle numérique élastique semble donner une valeur approchée de l'intensité médiane d'effondrement. Du fait de la demande en temps de calcul que nécessite la réalisation d'une IDA non linéaire (dans le cas présenté, la durée de calcul a été multipliée par 3), il semble bon de recommander de mener une première analyse dynamique incrémentale avec un modèle élastique, afin de pouvoir estimer une valeur approchée de l'intensité médiane.

L'étude non linéaire menée se fondait sur un critère d'effondrement lié aux déplacements inter-étages. Cependant, l'analyse seule des valeurs de déplacements inter-étages obtenus ne permet pas de déterminer précisément l'origine d'un déplacement latéral de la structure considéré comme excessif (ici, supérieur à 5% h_s). En particulier, il n'est pas possible de savoir si le déplacement latéral est dû à une perte de rigidité des diagonales ou des colonnes du contreventement. L'ajout d'un second critère d'effondrement, caractérisé par exemple par les déformations maximales mesurées dans les membrures du contreventement, permettrait de préciser ce point.

CHAPITRE 9 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

9.1 Synthèse des travaux présentés

Cette thèse a eu pour objectif d'analyser les effets induits par l'utilisation de cadres berçants gravitaires comme système de résistance aux charges latérales, en se focalisant notamment sur la mobilisation verticale des masses de planchers lors des cycles de soulèvement et sur la façon dont les masses verticales mobilisées lors des cycles de bercement affectent la réponse sismique des CBG. Cette méthode de conception parasismique avait été étudiée dans un cadre de réhabilitation sismique, et avait donné des résultats prometteurs en termes de réduction des efforts sismiques dans les membrures de la baie contreventée. Cependant, les résultats étaient limités à des études numériques, et n'avaient pas été validés expérimentalement. L'étude globale du système de cadres berçants gravitaires n'avait pas non plus été effectuée.

Dans l'objectif de démocratiser l'usage des cadres berçants gravitaires au Canada, il était nécessaire de réaliser des études plus détaillées sur le comportement global des structures berçantes gravitaires lors des cycles de bercement devaient être menées, afin notamment de : (i) caractériser les effets des chocs induits par les colonnes lors du bercement et des accélérations verticales du sol sur la structure du bâtiment ; (ii) caractériser l'influence des masses verticales sur le comportement sismique d'un CBG ; (iii) évaluer le niveau de performance et la fiabilité offerts par les CBG. Cette thèse a donc cherché à remplir ces trois objectifs.

9.1.1 Rappel de la démarche mise en place

Pour cela, une méthodologie en plusieurs étapes a été mise en place. Une revue de la littérature a tout d'abord été menée afin d'étudier l'ensemble des travaux effectués sur le comportement des structures berçantes, ainsi que sur les domaines nécessaires à la bonne compréhension et caractérisation des phénomènes observés. Puis, un protocole expérimental a été mis en place afin de valider les résultats numériques obtenus de précédentes études sur le comportement de structures berçantes gravitaires. Cette étude a permis de mettre en évidence la forte influence des impacts entre les colonnes berçantes du contreventement berçants et leurs fondations sur le comportement sismique de l'ensemble de la structure. Par conséquent, la seconde étape de cette thèse s'est consacrée à l'étude expérimentale d'impacts de colonne de cadre berçants, en se focalisant sur les

efforts générés dans les membrures des baies adjacentes à la baie contreventée. Grâce aux apprentissages effectués, un modèle numérique modélisant de manière plus précise le comportement berçant a été conçu. Ce modèle a été utilisé pour analyser plus en détail l'influence des masses verticales que représentent les systèmes de plancher et de toit des structures berçantes gravitaires sur la réponse sismique globale du système ainsi constitué. Pour clore cette thèse, une étude numérique, fondée sur l'ensemble des résultats numériques et expérimentaux obtenus, a été menée afin d'étudier la performance sismique des CBG, et de produire des courbes de fragilités pour ces structures.

Les conclusions tirées au cours de cette thèse sont détaillées dans la suite de cette section.

9.1.2 Effet des chocs induits par les colonnes et des accélérations verticales du sol sur la structure du bâtiment

Deux programmes expérimentaux d'envergure ont été menés lors de cette thèse. Dans le Chapitre 4, les conclusions obtenues à la suite de la réalisation d'un programme original d'essais sur le comportement sismique de cadres berçants gravitaires ont été présentées. Lors de cette analyse, un programme d'essais sur simulateur sismique a été entrepris afin d'étudier le comportement sismique d'une structure de deux étages, reproduite à l'échelle ½, et contreventée par cadres berçants gravitaires. Dans le Chapitre 5, les résultats d'un programme d'essais original sur les impacts induits par les cycles de bercement d'un cadre berçant gravitaire ont été présentés. Le spécimen de test consistait en une structure de deux étages, reproduite à l'échelle 1 :1, dont l'une des deux colonnes était fixée au sol, tandis que la seconde était libre de se déplacer verticalement. Cette dernière a été soulevée à différents niveaux d'amplitude compris entre 25 et 145 mm, afin de reproduire des soulèvements susceptibles d'être mesurés dans l'Ouest canadien.

Les résultats obtenus à l'issue de ces deux études expérimentales ont permis de constater les performances satisfaisantes des structures contreventées par cadres berçant gravitaires lors de séismes. Aucun effondrement ni aucune déformation résiduelle n'ont été mesurés à l'issue des tests.

Par ailleurs, les résultats obtenus ont permis de conclure que les impacts causés par les contacts entre les colonnes berçantes et leurs fondations causaient de forts pics d'accélérations verticales, qui induisaient des efforts supplémentaires significatifs dans les membrures du cadre berçant. Ces

sollicitations additionnelles, pouvant aller, d'après les résultats, jusqu'à représenter 8 fois les efforts statiques dus aux charges de gravité, ont été observées tant dans les diagonales et les colonnes que dans les poutres de planchers et de toit connectées au cadre berçant. Les résultats ont par ailleurs mis en évidence que les efforts additionnels dans les membrures étaient proportionnels à la hauteur de soulèvement initial de la colonne. Les résultats ont montré que ces efforts additionnels devaient être considérés lors du dimensionnement de cadres berçants gravitaires, en particulier pour les poutres des systèmes de planchers et de toit.

9.1.3 Influence des masses verticales sur le comportement sismique des cadres berçants gravitaires

Au-delà de l'impact induit par le contact de la colonne berçante contre sa fondation à la fin du cycle de bercement, les mouvements verticaux des masses que représentent les planchers et le toit d'un cadre berçant gravitaire induisent des forces d'inertie dans la structure. Ainsi, cette thèse s'est aussi consacrée à l'étude de l'influence des masses verticales sur le comportement sismique des cadres berçants gravitaires. Deux études numériques ont été mises en place pour caractériser cette influence. La première étude, présentée dans le Chapitre 6, s'est concentrée sur l'influence de la modélisation en 2D des masses verticales des systèmes de planchers. Les résultats obtenus ont notamment montré que la prise en compte des masses verticales activait des modes supérieurs de vibration de la structure, qui augmentaient significativement le cisaillement à la base et les efforts axiaux dans les diagonales. Dans le cas des colonnes, ces efforts étaient conjointement augmentés par les modes supérieurs de vibrations activés par les masses verticales, mais également par les impacts induits entre les colonnes et leurs fondations. Les résultats obtenus ont également permis de conclure que l'influence des masses verticales sur le comportement global de la structure diminuait à mesure que la hauteur de la structure augmentait.

La seconde étude numérique menée (dont les résultats sont présentés dans le Chapitre 7) modélisait cette fois les masses verticales des planchers en 3D, pour inclure les effets dynamiques du comportement des planchers. Les résultats obtenus ont confirmé que la prise en compte de la dynamique des planchers induisait des efforts additionnels de cisaillement et de moment dans les poutres de planchers, du fait de leurs modes de vibration propres. Ces sollicitations additionnelles doivent être considérées lors de la conception des systèmes de planchers. Les résultats ont également montré que ces modes de vibrations des planchers induisaient également des efforts

additionnels dans les diagonales de l'ordre de 15 %, et que les effets de ces modes devaient être considérés lors de la conception des CBG.

9.1.4 Performance et fiabilité des cadres berçants gravitaires

L'ensemble des résultats présentés dans cette thèse ont permis de mettre en évidence que le système de cadres berçants gravitaires permettait d'obtenir une performance sismique adéquate au Canada, dans le cas de bâtiments de faible à moyenne hauteur, situés dans les deux régions densément peuplées et sismiquement actives au Canada et sur divers types de sol. Dans l'ensemble des cas étudiés, les déplacements latéraux maximaux obtenus étaient compris dans les limites préconisées par le Code National du Bâtiment Canadien. Ces déplacements peuvent de plus être estimés de manière précise par l'utilisation d'une équation prédictive précédemment formulée (Zhang, Steele, & Wiebe, 2018), à condition qu'une capacité de dissipation d'énergie minimale soit conférée aux bâtiments à l'étude.

Par ailleurs, l'étude des courbes de fragilité qui ont été générées pour ces structures a permis de confirmer que les performances sismiques des CBG contre le risque de renversement étaient satisfaisantes au sens de la norme FEMA P695 (ATC, 2009). Par conséquent, cette thèse a permis de conclure que les seules charges de gravité permanentes supportées par la structure étaient suffisantes pour assurer un recentrage des bâtiments ainsi dimensionnés pendant un séisme important, tout en assurant le maintien de leur intégrité structurelle.

9.1.5 Conclusions additionnelles

9.1.5.1 Modèles numériques

Durant les études menées, plusieurs modèles numériques ont été proposés pour reproduire adéquatement les résultats expérimentaux obtenus. La comparaison de ces résultats avec les réponses proposées par les modèles numériques a permis de confirmer que le comportement sismique des cadres berçants gravitaires pouvait être reproduit à partir de modélisations numériques usuelles, et ce, sans introduire d'amortissement numérique dans le modèle.

9.1.5.2 Dissipation d'énergie

Le projet expérimental décrit dans le Chapitre 4 proposait de comparer l'influence de plusieurs mécanismes de dissipation d'énergie. De cette étude, il a été conclu que, parmi les dispositifs étudiés, les mécanismes de dissipation d'énergie par friction permettaient de contrôler le plus efficacement les déplacements latéraux.

Par ailleurs, l'étude numérique présentée au Chapitre 7 a permis de conclure qu'une source de dissipation d'énergie additionnelle était disponible par la friction induite par les assemblages boulonnés entre les colonnes de la baie contreventée et les poutres des systèmes de planchers et de toit. La prise en compte de cette capacité de dissipation d'énergie supplémentaire permet de contrôler davantage les déplacements latéraux de la structure et de diminuer les efforts de flexion et de cisaillement mesurés dans les membrures des systèmes de planchers et de toit.

9.1.5.3 Composante verticale des signaux sismiques

L'étude présentée dans le Chapitre 7 a révélé que la composante verticale des signaux sismique pouvait avoir une influence majeure sur les efforts de cisaillement et de flexion dans les poutres des systèmes de planchers, en induisant des efforts additionnels. Dans les structures étudiées dans les études présentées dans cette thèse, les amplifications d'efforts mesurées pouvaient dépasser de 20% les charges de conception. Ce chiffre pourrait différer dans le cas d'autres structures berçantes gravitaires.

9.2 Recommandations

À la suite de l'analyse des résultats présentés dans l'ensemble de cette thèse, les recommandations suivantes peuvent être formulées, quant à la conception des cadres berçants gravitaires.

9.2.1 Influence des masses verticales

Comme discuté et mis en évidence dans les Chapitres 4 à 7, le mouvement vertical des masses représentant les masses des planchers des étages et du toit mobilisés pendant les cycles de bercement du cadre induit des forces d'inertie additionnelles non négligeables dans les membrures de la baie contreventée, ainsi que dans les poutres constitutives du système de résistance aux charges gravitaires. De ce fait, il est recommandé : (i) de ne pas négliger les effets des masses verticales sur la réponse sismique des structures contreventées par cadres berçants gravitaires ; (ii)

d'inclure les masses dans la direction verticale dans les modèles numériques conçus pour l'étude des cadres berçants gravitaires ; (iii) de prendre en compte les effets des masses dans la direction verticale dans la conception des membrures du contreventement et de leurs assemblages, au moins en les modélisant comme des masses ponctuelles affectées aux nœuds à la jonction des poutres et des colonnes du contreventement ; (iv) de prendre en compte l'influence de la composante verticale des signaux sismiques attendus pour la conception des poutres des systèmes de planchers, dans la baie contreventée et ses baies adjacentes.

Dans le cas où la géométrie du bâtiment imposerait une baie contreventée étroite, réduisant de fait le moment de résistance au renversement dû aux charges de gravité, l'utilisation de dispositifs de dissipation d'énergie additionnels pourrait être nécessaire.

9.2.2 Dissipation d'énergie

À la suite des études menées, en particulier celles présentées au Chapitre 4 et au Chapitre 7, les recommandations suivantes sur les dispositifs de dissipation d'énergie ajoutés à la base des colonnes pour contrôler les déplacements latéraux des cadres berçants gravitaires peuvent être faites : (i) parmi les dispositifs de dissipation d'énergie étudiés, les dispositifs de dissipation d'énergie par friction sont les plus efficaces dans le contrôle des déplacements latéraux ; (ii) une valeur minimale de dissipation d'énergie correspondant à $\beta \geq 0.4$ devrait être utilisée lors de la conception de CBG pour être en mesure d'estimer correctement les valeurs maximales des déplacements latéraux attendues; (iii) lorsque possible, l'utilisation de dispositifs de dissipation d'énergie comme résistance au moment de renversement est plus appropriée que l'utilisation des charges des gravités supportées par les colonnes du cadre berçant, pour s'assurer d'un contrôle efficace des déplacements latéraux de la structure.

9.3 Perspectives de travaux futurs

9.3.1 Analyse tridimensionnelle

L'ensemble des travaux présentés dans cette thèse, en particulier les Chapitres 4, 6 et 7, se concentrent sur le comportement unidirectionnel de la structure étudiée lors d'un séisme. Dans certains cas, l'influence de la composante verticale du séisme a été étudiée, notamment dans le Chapitre 7. Cependant, aucune des études présentées n'a traité de la réponse tridimensionnelle de

structures berçantes gravitaires. Bien qu'il ne soit pas attendu que les conclusions tirées et présentées dans cette thèse soient modifiées de façon significative par la prise en compte de l'ensemble des trois composantes des signaux sismiques, une étude globale tridimensionnelle devrait être menée pour confirmer les résultats obtenus. Les résultats numériques produits devront être validés par des essais sur table sismique. Par ailleurs, l'influence de la torsion accidentelle (CNRC, 2015) sur la réponse sismique des CBG devrait être étudiée.

9.3.2 Analyse du comportement des assemblages boulonnés

Les résultats présentés dans cette thèse se sont fondés sur des modèles numériques robustes, vérifiés et validés. Cependant, si le comportement des membrures des CBG a été précisément étudié et analysé, tant numériquement qu'expérimentalement, le comportement et la rupture des assemblages boulonnés entre les poutres des planchers et du toit et les poteaux du CBG n'a pas été explicitement modélisé. Lors du bercement, ces assemblages peuvent être soumis à des rotations excessives pouvant conduire à un endommagement. De ce fait, des études ultérieures devraient se concentrer sur le comportement de ces assemblages, notamment pour des grandes déformations. La conception d'assemblages boulonnés poutre-colonne permettant de supporter de grandes rotations pourrait être entreprise.

9.3.3 Génération de courbes de fragilité

La discussion présentée au chapitre 8 a permis de montrer les valeurs de *CMR* obtenues pour les structures à cadre berçants diminuent significativement lorsque la non-linéarité des matériaux est prise en compte, en particulier au niveau des diagonales et des colonnes de la baie contreventée. De ce fait, la production de courbes de fragilité pour des structures de type CBG en utilisant des modèles numériques permettant de reproduire le comportement non linéaire des membrures serait souhaitable. Cela permettrait de caractériser de manière plus réaliste les marges de résistance à l'effondrement de telles structures. Une étude, comme celle présentée au Chapitre 7, pourrait être menée pour étudier l'influence de plusieurs paramètres de conception sur les courbes de fragilité produites. D'autre part, la modélisation plus réaliste du comportement des assemblages boulonnés mentionnée en 9.3.2 devrait être incluse dans une telle étude.

RÉFÉRENCES

Agüero, A., Iznaveri, C., & Tremblay, R. (2006). Modeling of the seismic response of concentrically braced steel frames using the Opensees environment. *Advanced Steel Construction*, 242-274.

AISC. (2016). *Vibrations of steel-framed structural systems due to human activity: AISC Design Guide 11.* American Institute of Steel Construction.

Anderson, J. C., & Bertero, V. V. (1973). Effects of gravity loads and vertical ground acceleration on the seismic response of multistory frames. *Memorias, V World Conference on Earthquake Engineering*, (pp. 2914-2923). Rome, Italy.

Ari-Gur, J., Weller, T., & Singer, J. (1982). Experimental and theoretical studies of columns under axial impact. *International Journal of Solids and Structures, 18*(7), 619-641.

ASCE. (2014). *ASCE 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.* Reston, VA, USA: ASCE.

Astaneh, A., Nader, M., & Malik, L. (1989). Cyclic behavior of double angle connections. *Journal of Structural Engineering, 115*(5), Paper No 23469.

Astaneh-Asl, A., McMullin, K. M., & Call, S. M. (1993). Behavior and design of steel single plate shear connections. *Journal of Structural Engineering, 119*, 2421-2440.

ATC. (1985). *Earthquake damage evaluation data for California.* Redwood City, CA, USA: Applied Technology Council.

ATC. (2009). *Quantification of building seismic performance factors, FEMA Report P695.* Federal Emergency Management Agency. Washington, DC, United States.: Applied Technology Council.

Atkinson, G. (2009). Atkinson, Gail M. "Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering, 36*(6), 991-1000.

Auger, K. (2017). *Conception parasismique eds contreventements concentriques en treillis à segments multiples combinés aux poteaux gravitaires.* Mémoire de Maîtrise. Polytechnique Montréal.

Baker, J. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra, 31*(1), 579-599.

Baker, J., & Cornell, C. (2005). A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34*(10), 1193-1217.

Bathe, J. K. (2006). *Finite element procedures.* Klaus-Jurgen.

Belytschko, T., Liu, W. K., & Moran, B. (2000). *Nonlinear finite elements for continua and structures.* Wiley & Sons.

Berton, É., Bouaanani, N., Lamarche, C.-P., & Roy, N. (2017). Finite element modeling of the impact of heavy vehicles on highway and pedestrian bridge decks. *X International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2017. 199*, pp. 2451-2456. Rome, Italy: Procedia engineering.

Binder, J., & Christopoulos, C. (2018). Seismic performance of hybrid ductile-rocking braced frame system. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 47*(6), 1394-1415.

Blebo, F. C., & Roke, D. A. (2015). Seismic-resistant self-centering rocking core system. *Engineering Structures, 101*, 193-204.

Bozorgnia, Y., Mahin, S. A., & Brady, G. (1998). Vertical response of twelve structures recorded during the Northridge earthquake. *Earthquake Spectra, 14*(3), 411-432.

Bureau of Indian Standards. (2002). *IS 1893 (Part 1): Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures, Part 1: General Provisions and Buildings (Fifth Revision).* Manak Bhawan.

Business Desk. (2013, 04 29). Christchurch quake cost rises $10b to $40b. *NBR*. Retrieved from https://www.nbr.co.nz/article/christchurch-quake-cost-rises-10b-40b-bd-139278

CERC. (2012). *Summary and recommendations in volumes 1-3, seismicity, soils and the seismic design of buildings.* Wellington, NZ: Canterbury Earthquakes Royal Commission.

Cerema. (2017). *Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants.* Collection Références.

Chang, K., & Lee, G. (1987). Strain rate effect on structural steel under cyclic loading. *Journal of Engineering Mechanics, 113*(9), 1292-1301.

Chopra, A. K. (2007). *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering.* Upper Saddle River, N.J., USA: Pearson/Prentice Hall.

CISC. (2017). *Handbook of Steel Construction, 11th edition* (11th ed.). Toronto, Ontario, Canada: Canadian Institute of Steel Construction.

CNRC. (1980). *Code national du bâtiment - Canada.* Ottawa, ON: Comité Associé au Code National du Bâtiment, Conseil National de Recherche Canada.

CNRC. (2015). *Code national du bâtiment - Canada.* Ottawa, ON: Comité Associé au Code National du Bâtiment, Conseil National de Recherche Canada.

CNRC. (2017). *Commentaire sur le calcul des structures (Guide de l'utilisateur - CNB 2015 : partie 4 de la division B), 4e édition.* Toronto, Ontario, Canada: Conseil National de Recherche Canada.

Code, U. B. (1997). *Uniform Building Code.* Whittier, CA: International Conference of Building Officials.

CSA. (1978). *Steel Structures for Buildings - Limit States Design.* Rexdale, Ontario: CSA.

CSA. (2014). *CSA S6-14, Canadian Highway Bridge Design Code* . Toronto, ON, Canada.: Canadian Standards Association (CSA).

CSA. (2019). *CSA S16-19, Design of Steel Structures.* Toronto, ON, Canada.: Canadian Standards Association (CSA).

CSI. (2019). *SAP 2000, Ver. 21, Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual.* Berkeley, CA: Computers and Structures, Inc.

Dehghani, M. (2016). *Seismic Design and Qualification of All-Steel Buckling-Restrained Braced Frames for Canadian Applications.* Ph.D. Thesis. Polytechnique Montréal.

Deierlein, G., Krawinkler, H., Ma, X., Eatherton, M., Hajjar, J., Takeuchi, T., . . . Midorikawa, M. (2011). Earthquake resilient steel braced frames with controlled rocking and energy dissipating fuses. *Steel Construction, 4*(3), 171-175.

Deierlein, G., Ma, X., Hajjar, J., Eatherton, M., Krawinkler, H., Takeuchi, T., & Kasai, K. (2010). Large-scale shaking table test of steel braced frame with controlled rocking and energy

dissipating fuses. *Proceedings of the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering.*

Do, T. V., Pham, T. M., & Hao, H. (2018). Dynamic responses and failure modes of bridge columns under vehicle collision. *Engineering Structures*, 243-259.

Dowdell, D., & Hamersley, B. (2000). Lions' Gate Bridge north approach: seismic retrofit. *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas: Proc., 3rd Int. Conf : STESSA 2000*, (pp. 319-326). Montréal, Canada.

Dyanati, M., Huang, Q., & Roke, D. (2015). Seismic demand models and performance evaluation of self-centering and conventional concentrically braced frames. *Engineering Structures, 84*, 368-381.

Eatherton, M. R., & Hajjar, J. F. (2014). Hybrid simulation testing of a self-centering rocking steel braced frame system. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 43*(11), 1725-1742.

Eatherton, M. R., Deierlein, G. G., Ma, X., Krawinkler, H., & Hajjar, J. F. (2012). Toward a performance-based design framework for self-centering rocking braced-frame spine systems. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa.* Lisboa, Portugal.

Eatherton, M., & Hajjar, J. (2008). Controlled rocking of steel-framed buildings with replaceable energy-dissipative fuses. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering.* Beijing, China.

Eatherton, M., Ma, X., Krawinkler, H., Deierlein, G., & Hajjar, J. (2014). Quasi-static cyclic behaviour of controlled rocking steel frames. *Journal of Structural Engineering, 140*(11), 04014083.

El-Tawil, S., Severino, E., & Fonseca, P. (2005). Vehicle collision with bridge piers. *Journal of Bridge Engineering, 10*(3), 345-353.

Filiatrault, A., Tremblay, R., Christopoulos, C., Folz, B., & Pettinga, D. (2013). *Elements of earthquake engineering and structural dynamics* (3 ed.). Montréal: Presses internationales Polytechnique.

Fréour, P. (2011, 02 23). Le bilan du séisme en Nouvelle-Zélande s'alourdit. *Le Figaro*.

Galambos, T. V., & Ketter, R. L. (1959). *Columns under combined bending and thrust. Report No. 205A.21.* Bethlehem, PA, USA: Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University.

Gioncu, V. (2000). Influence of strain-rate on the behavior of steel members. *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas: Proc., 3rd Int. Conf : STESSA 2000*, (pp. 19-26). Montréal, Canada.

Giraudeau, F. (2015). *Thèse de Doctorat : Construction de courbes de fragilité sismique par la représentation de Karhunen-Loève.* Université Blaise Pascal de Clermond-Ferrand.

Goldsmith, W. (2015). *Impact: The theory and physical behavior of colliding solids. Reedition.* Mineola, New York: Dover Publication, Inc.

Government of Nepal. (1994). *Nepal National Building Code - NBC105:1994 - Seismic Design of Buildings in Nepal.* Kathmandu, Nepal.

Gram, M. M., Clark, A. J., Hegemier, G. A., & Seible, F. (2012). Laboratory simulation of blast loading on building and bridge structures. *WIT Transactions on State-of-the-art in Science and Engineering, 60*, 75-86.

Griffith, M., Aiken, I., & Kelly, J. (1988). *Experimental Evaluation of Seismic Isolation of a 9-Story Braced Steel Frame Subject to Uplift.* Berkeley, CA: University of California.

GSC. (2020, 05). *Continuous Waveform Archive*. Retrieved from Earthquakes Canada: http://earthquakescanada.nrcan.gc.ca/stndon/AutoDRM/index-eng.php

Hariri, B., & Tremblay, R. (2020). *Personal communication.* Montreal, QC: Polytechnique Montreal.

HBM. (2000). *Catman Data Acquisition Software.* Hottinger Baldwin Messtechnik.

Hogg, S. (2015). Seismically resilient building technology: examples of resilient buildings constructed in New Zealand since 2013. *Proceedings of the 10th Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Pacific.* Sydney, Australia.

Housner, G. (1963). The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America, 53*(2), 403-417.

Huckelbridge, A. (1977). *Earthquake simulation tests of a nine-storey steel frame with columns allowed to uplift. Report No. UBC/EERC-77/23.* Berkeley, CA: EERC, University of California.

Iyengar, R., & Shinozuka, M. (1972). Effect of self-weight and vertical acceleration on the behaviour of tall structures during earthquake. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1*, 69-78.

Jahnel, L., & Cole, E. (2016). Design approach for friction spring dampers in steel framed buildings. Experiences from Christchurch/NZ. *Australasian Structural Engineering Conference: ASEC 2016* (p. 255). Engineers Australia.

Jalayer, F. (2003). *Direct probabilistic seismic analysis: implementing non-linear dynamic assessments.* Stanford, CA, USA: Ph. D. Thesis. Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University.

Kelly, J., & Tsztoo, D. (1977). *Earthquake simulation testing of a stepping frame with energy-absorbing devices. Report no. UCB/EERC-77/17.* College of Engineering, University of California, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, USA.

Kœchlin, P. (2007). *Modèle de comportement membrane-flexion et critère de perforation pour l'analyse de structures minces en béton armé sous choc mou.* Paris, France: Thèse de Doctorat. Université Pierre et Marie Curie.

Larousse. (2018). *Le Grand Larousse.* Paris: Larousse.

Latham, D., Reay, A., & Pampanin, S. (2013). Kilmore street medical: application of a post-tensioned steel rocking system. *New Zealand Society for Earthquake Engineering–NZSEE–conference*, (pp. 26-28). Wellington, NZ.

Leon, R. T. (1998). Composite connections. *Progress in Structural Engineering and Materials, 1*(2), 159-169.

Liu, J., & Astaneh-Asl, A. (2000). Cyclic Testing of Simple Connections Including Effects of Slab. *Journal of Structural Engineering, 126*, 32-39.

Ma, X., Krawinkler, H., & Deierlein, G. G. (2011). *Seismic design and behavior of self-centering braced frame with controlled rocking and energy dissipating fuses. Report No.174.* San Francisco, CA.: Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University.

Mar, D. (2010). Design examples using mode shaping spines for frame and wall buildings. *Proceedings of the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, (pp. 25-29). Toronto, Canada.

Martin, A., Deierlein, G., & Ma, X. (2019). Capacity design procedure for rocking braced frames using modified modal superposition method. *Journal of Structural Engineering, 145*(6), 04019041.

Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). *The Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES) - User Command- Language Manuel.*

Meier, J. H. (1945). On the dynamics of elastic buckling. *Journal of the Aeronautical Sciences, 12*(4), 433-440.

Midorikawa, M., Azuhata, T., Ishihara, T., & Wada, A. (2006). Shaking table tests on seismic response of steel braced frames with column uplift. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35*, 1767-1785.

Mitchell, D., Paultre, P., Tinawi, R., Saatcioglu, M., Tremblay, R., Elwood, K., . . . DeVall, R. (2010). Evolution of seismic design provisions in the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering, 37*(9), 1157-1170.

Moehle, J., & Deierlein, G. (2004). A framework methodology for performance-based earthquake engineering. *13th World Conference on Earthquake Engineering.*

Mottier, P. (2017). *Réhabilitation sismique de bâtiments de faible hauteur au Canada au moyen de contreventements berçants gravitaires en acier.* Montréal, Canada: Mémoire de Maîtrise. École Polytechnique de Montréal.

Mottier, P. (2020). *Analyses numérique et expérimentale du comportement sismique des cadres berçants gravitaires en acier.* Montréal, QC: Thèse de doctorat. Polytechnique Montréal.

Mottier, P., Tremblay, R., & Rogers, C. (2017). Seismic retrofit of low-rise steel buildings in Canada using rocking steel braced frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1*(23). doi:https://doi.org/10.1002/eqe.2953

Mottier, P., Tremblay, R., & Rogers, C. (2018). Shake table test of a half-scale 2-storey steel building seismically retrofitted using rocking braced frame system. (T. T. Ltd., Ed.) *Key Engineering Materials, 763*, pp. 466-474.

Mottier, P., Tremblay, R., & Rogers, C. (2019). Full-scale impact tests of columns for rocking steel braced frames. *Proceedings of the 12th Canadian Conference on Earthquake Engineering.* Québec, Canada.

Mottier, P., Tremblay, R., & Rogers, C. (2020, submitted). Shake-table test of a 2-storey steel building seismically retrofitted using gravity-controlled rocking braced frame system. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.

Mottier, P., Tremblay, R., Rogers, C., & Wiebe, L. (2020). Influence of vertical masses on the response of gravity-controlled rocking braced frames (Submitted). *Proceedings 17th World Conference on Earthquake Engineering (submitted).* Sendaï, Japan.

Mottier, P., Wiebe, L., Steele, T., Tremblay, R., & Rogers, C. (2019). Performance evaluation of gravity-controlled rocking braced frames for low-rise steel buildings. *Proceedings of the 12th Canadian Conference on Earthquake Engineering.* Quebec City, QC, Canada.

NIST, G. (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 methodology for quantification of building seismic performance factors.* Gaithersburg, MD, USA: National Institute of Standards and Technology.

Okazaki, T., & Engelhardt, M. (2007). Cyclic loading behavior of EBF links constructed of ASTM A992 steel. *Journal of Constructional Steel Research, 63*(6), 751-765.

OpenSees. (2012). *Open system for earthquake engineering simulation v3.0.3*. Retrieved from http://opensees.berkeley.edu/

Papazoglou, A., & Elnashai, A. (1996). Analytical and field evidence of the damaging effect of vertical earthquake ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25*, 1109-1137.

Paul, S., Raj, A., Biswas, P., Manikandan, G., & Verma, R. (2014). Tensile flow behavior of ultra low carbon, low carbon and micro alloyed steel sheets for auto application under low to intermediate strain rate. *Material and Design, 57*, 211-217.

Paultre, P. (2005). *Dynamique des structures - application aux ouvrages de génie civil.* (H. Sciences, Ed.) Paris, France: Lavoisier.

Pollino, M., & Bruneau, M. (2007). Experimental study of the controlled rocking response of steel braced frames. *Structures Congress 2007 - New Horizons and Better Practices.* Long Beach, California.

Pollino, M., & Bruneau, M. (2008). Dynamic seismic response of controlled rocking bridge steel-truss piers. *Engineering Structures, 30*, 1667-1676.

Pollino, M., & Bruneau, M. (2010). Seismic testing of a bridge steel truss pier designed for controlled rocking. *Journal of Structural Engineering*, 1523-1532.

Pollino, M., Sabzehazar, S., Qu, B., & Mosqueda, G. (2013). Research needs for seismic rehabilitation of sub-standard buildings using stiff rocking cores. *Structures Congress 2013: Bridging Your Passion with Your Profession*, 1683-1693.

Priestley, M., Evison, R., & Carr, A. (1978). Seismic response of structures free to rock on their foundations. *Bulletin of the New-Zealand National Society for Earthquake Engineering, 11*(3), 141-150.

Rahgozar, N., Moghadam, A., & Aziminejad, A. (2016). Quantification of seismic performance factors for self-centering controlled rocking special concentrically braced frame. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*.

Rao, N., Lohrmann, M., & Tall, L. (1966). Effect of strain rate on the yield stress of structural steels. *Journal of Materials, 1*(1), 241-262.

Reed, J. (1985). Energy losses due to elastic wave propagation during an elastic impact. *Journal of Physics D: Applied Physics, 18*(12), 2329-2337.

Roke D., R., S., JM., R., & NB., C. (2010). *Damage-free seismic resistant self-centring concentrically-braced frames. Report 10-09.* Bethlehem, PA, United States.: Advanced Technology for Large Structural Systems Engineering Research Center.

Roke, D., Sause, R., Ricles, J., & Gonner, N. (2009). Design concepts for damage-free seismic-resistant self-centering steel concentrically braced frames. *Structures Congress 2009: Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role*, 1-10.

Rousseau, J. (2009). *Modélisation numérique du comportement dynamique de structures sous impact sévère avec un couplage éléments discrets / éléments finis.* Thèse de Doctorat. Université Joseph-Fourier - Grenoble I.

Sabuwala, T., Linzell, D., & Krauthammer, T. (2005). Finite element analysis of steel beam to column connections subjected to blast loads. *International Journal of Impact Engineering, 31*, 861-876.

Sause, R., Ricles, J. M., Roke, D. A., Chancellor, N. B., & & Gonner, N. P. (2010). Seismic performance of a self-centering rocking concentrically-braced frame. *Proceeding of the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, (p. Paper N. 1330). Toronto, Canada.

Sause, R., Ricles, J., Roke, D., Chancellor, N., & Gonner, N. (2010). Large-scale experimental studies of damage-free self-centering concentrically-braced frame under seismic loading. *Structures Congress 2010* (pp. 1498-1509). Orlando, FL, United states: American Society of Civil Engineers (ASCE).

Sause, R., Ricles, J., Roke, D., Seo, C., & Lee, K. (2006). Design of self-centering steel concentrically-braced frames. *Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Engineering.* Taiwan: Taipei.

Shiu, W. (2008). *Impact de missiles rigides sur structures en béton armé : analyse par la méthode des éléments discrets.* Grenoble, France: Thèse de Doctorat. Université Joseph-Fourier - Grenoble I.

Shome, N. (1999). *Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures.* Ph. D. Thesis. Stanford University.

Sin, O. (2017). *Étude en deux dimensions de l'effet du taux de déformation sur la limite élastique de l'acier structural.* Mémoire de maîtrise, Mémoire de maîtrise. Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada.

Steele, T. C., & Wiebe, L. (2016). Dynamic and equivalent static procedures for capacity design of controlled rocking steel braced frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 45*(15), 2349-2369. doi:10.1002/eqe.2765.

Steele, T. C., & Wiebe, L. D. (2017). Collapse risk of controlled rocking steel braced frames with different post-tensioning and energy dissipation designs. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 46*, 2063–2082.

Steneker, P., Filiatrault, A., Wiebe, L., & Konstantidinis, D. (2019). Retrofit vs. repair: economic benefits and costs of seismic retrofit of non-structural components. *4th International Workshop on the Seismic Performance of Non-Structural Elements (SPONSE).* Pavia, Italy.

SVS. (2015). *ARTeMIS Modal Pro 3.0.* Aalborg East, Denmark: Structural Vibration Solutions.

Teichman, H., & Tadros, R. N. (1991). Analytical and experimental simulation of fan blade behavior and damage under bird impact. *Journal of Engineering for Gas Turbines and Power, 113*(4), 582-594. doi:10.1115/1.2906281

Tipping-Mar. (2012). Packard foundation headquarter building. Los Altos, CA, USA. Retrieved from http://www.tippingmar.com/projects/project_details/43

Tran, B., Kasai, K., Sato, T., Oohara, K., & Shao, L. (2004). JSSI manual for building passive control technology part-7. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, (p. Paper no. 5059). Vancouver, Canada.

Tremblay, R., & Mottier, P. (2020). A simple self-centring shear fuse for cost-effective controlled rocking steel braced frames. *Proceedings 17th World Conference on Earthquake Engineering (submitted).* Sendaï, Japan.

Tremblay, R., Atkinson, G., Bouaanani, N., Daneshvar, P., Léger, P., & Koboevic, S. (2015). Selection and scaling of ground motion time histories for seismic analysis using NBCC 2015. *Proceedings of the 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering.* Victoria, BC, Canada.

Tremblay, R., Poirier, L.-P., Bouaanani, N., Leclerc, M., René, V., Fronteddu, L., & Rivest, S. (2008). Innovative viscously damped rocking braced steel frames. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering.* Beijing, China.

Uriz, P., Filippou, F. C., & Mahin, S. A. (2008). Model for cyclic inelastic buckling of steel braces. *Journal of Structural Engineering*, 619-628.

Vamvatsikos, D., & Cornell, C. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31*, 491-514. doi:10.1002/eqe.141

Vetr, M., Riahi Nouri, A., & Kalantari, A. (2016). Seismic evaluation of rocking structures through performance assessment and fragility analysis. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 115-127.

Wiebe, L. (2013). *Design of controlled rocking steel frames to limit higher mode effects.* Toronto, Canada: Ph. D. Thesis. University of Toronto.

Wiebe, L., & Christopoulos, C. (2009). Mitigation of higher mode effects in base-rocking systems by using multiple rocking sections. *Journal of Earthquake Engineering, 13*(S1), 83-108.

Wiebe, L., & Christopoulos, C. (2010). Characterizing acceleration spikes due to the stiffness changes in non-linear systems. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 39*(14), 1653-1670. doi:10.1002/eqe.1009.

Wiebe, L., & Christopoulos, C. (2014). Performance-based seismic design of controlled rocking steel braced frames. I : Methodological framework and design of base rocking joint. *Journal of Structural Engineering, 141*(9), 04014226.

Wiebe, L., Christopoulos, C., Tremblay, R., & Leclerc, M. (2013). Mechanisms to limit higher mode effects in a controlled rocking steel frame 1 & 2. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 42*, 1053-1068.

Wiebe, L., Chrsitopoulos, C., Tremblay, R., & Leclerc, M. (2012). Modelling inherent damping for rocking systems: results of a large-scale shake table testing. *Proceedings of th 15th World Conference on Earthquake Engineering.* Lisbon, Portugal.

Wiebe, L., Sidwell, G., & Gledhill, S. (2015). *Design guide for controlled rocking steel braced frames.* Manukau City, New Zealand: Steel Construction New Zealand Incorporated.

Wu, H. (2016). *Impact of vertical ground motion on seismic response of steel frame structures.* Auburn, AL: Ph.D. Thesis. Graduate Faculty of Auburn University.

Wu, H., & Marshall, J. D. (2017). Effect of vertical accelerations on steel frame structures. *Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering*, (p. Paper N°2336). Santiago de Chile, Chile.

Yamazaki, F., Hamada, T., Motoyama, H., & Yamauchi, H. (1999). Earthquake damage assessment of expressway bridges in Japan. *Proceedings of the 5th U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering*, (pp. 361-370). Seattle, WA, USA.

Yao, G. C., & Chen, W. (2017). Vertical motion effect on suspended ceilings. *Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering*, (p. Paper N°3353). Santiago de Chile.

Yim, C., & Chopra, A. (1983). *Effects of transient foundation uplift on earthquake response of structures.* University of California, Earthquake Engineering Research Center.

Zhang, C., Steele, T. C., & Wiebe, L. D. (2018). Design-level estimation of seismic displacements for self-centering SDOF systems on stiff soil. *Engineering Structures, 177*, 431-443.

ANNEXE A : PLAN D'USINE DES PIÈCES DU SPÉCIMEN EXPÉRIMENTAL CONÇU POUR ÉTUDIER LES EFFETS DE L'IMPACT

L'annexe A présente les plans et dimensions des pièces constitutives du spécimen conçu pour mener à bien les essais détaillés en section 1.5.2 et dont les résultats sont présentés au Chapitre 5.

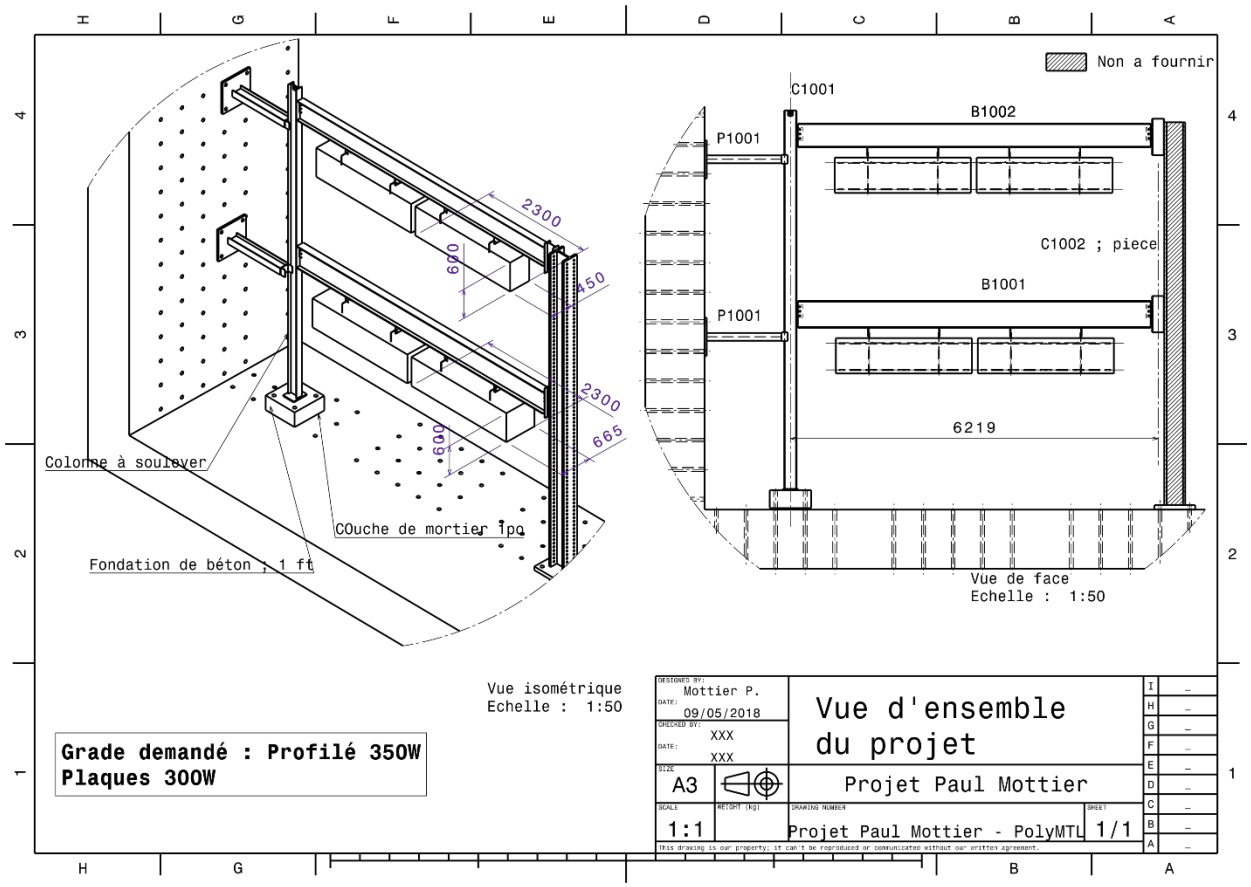
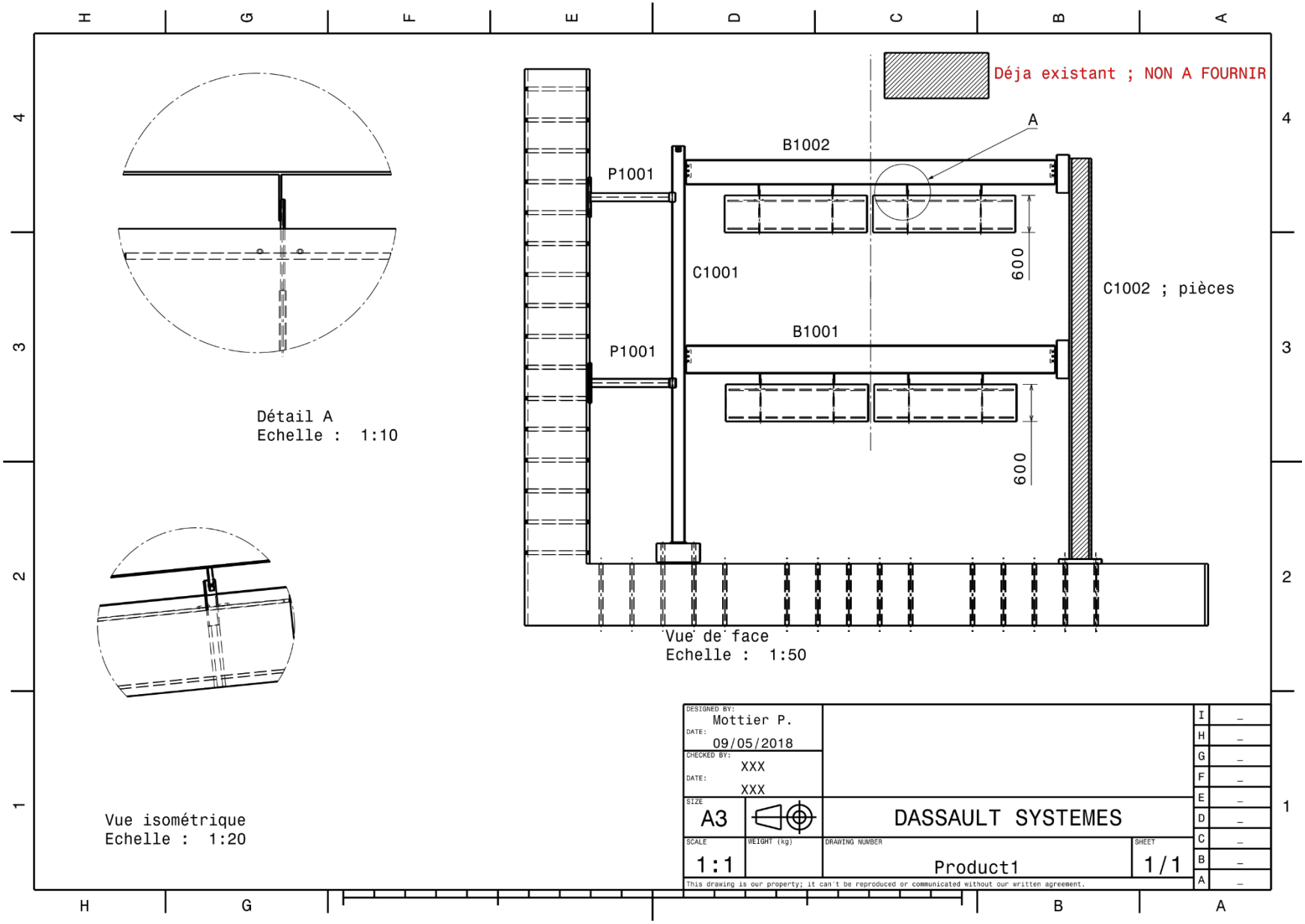
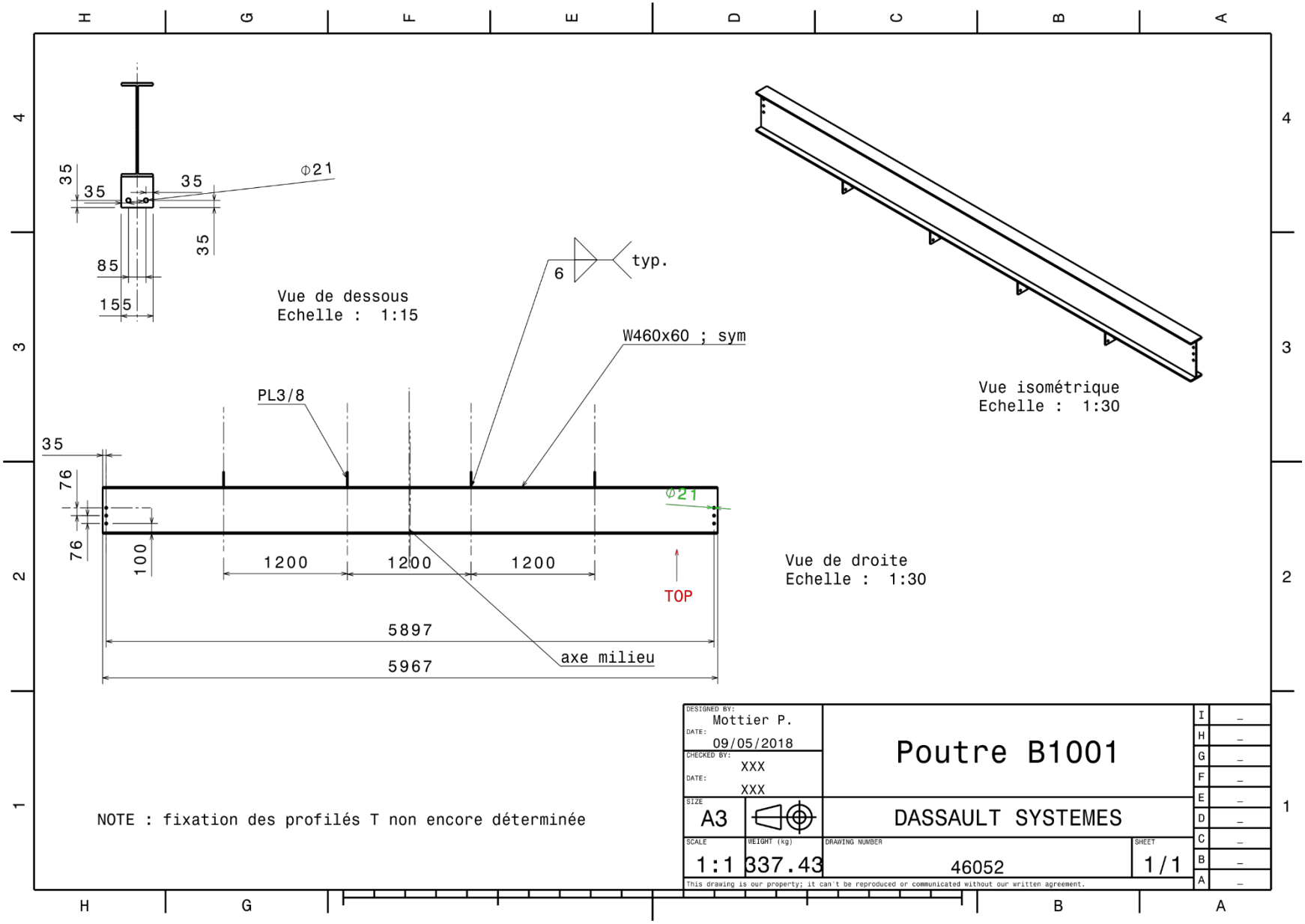
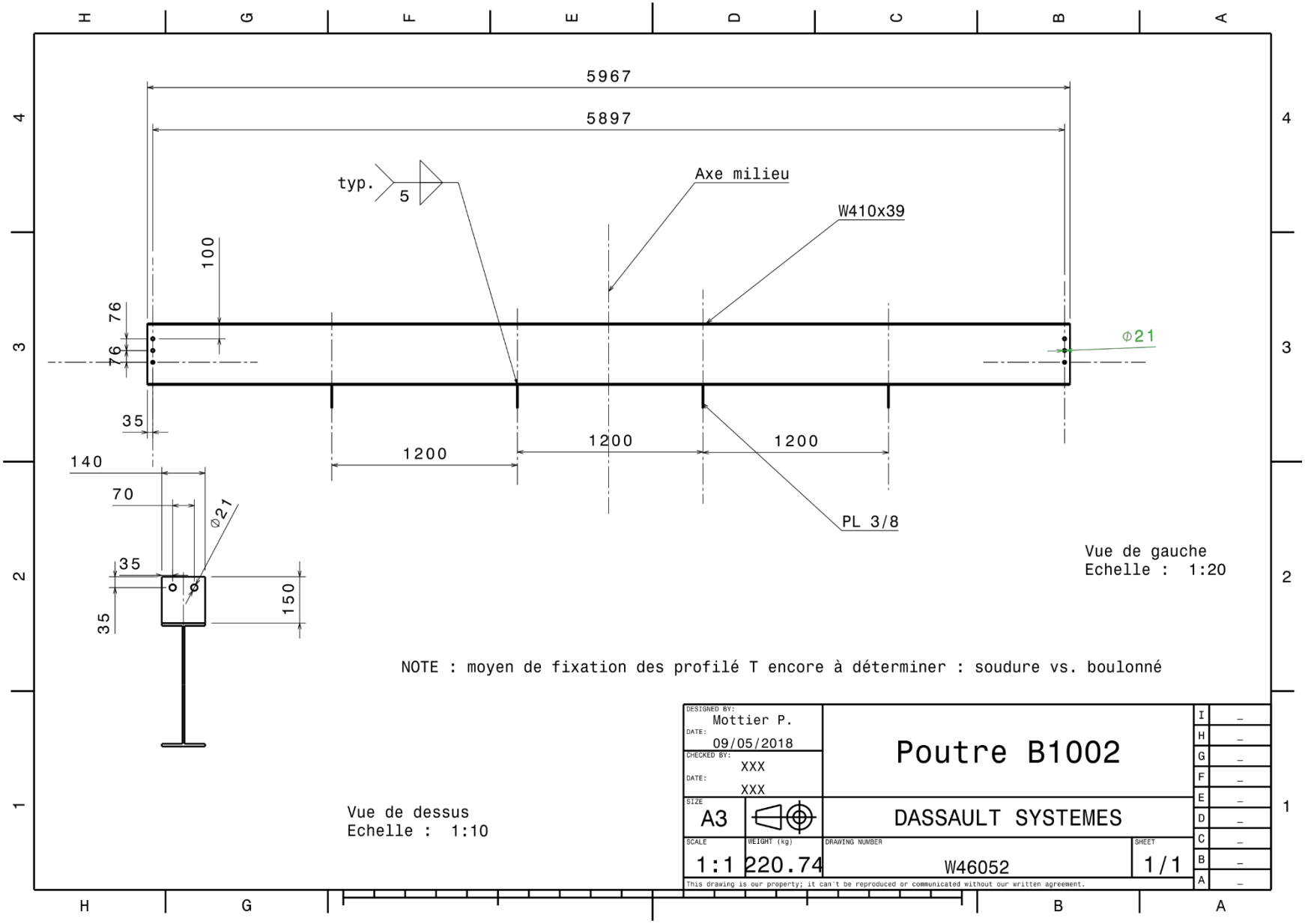
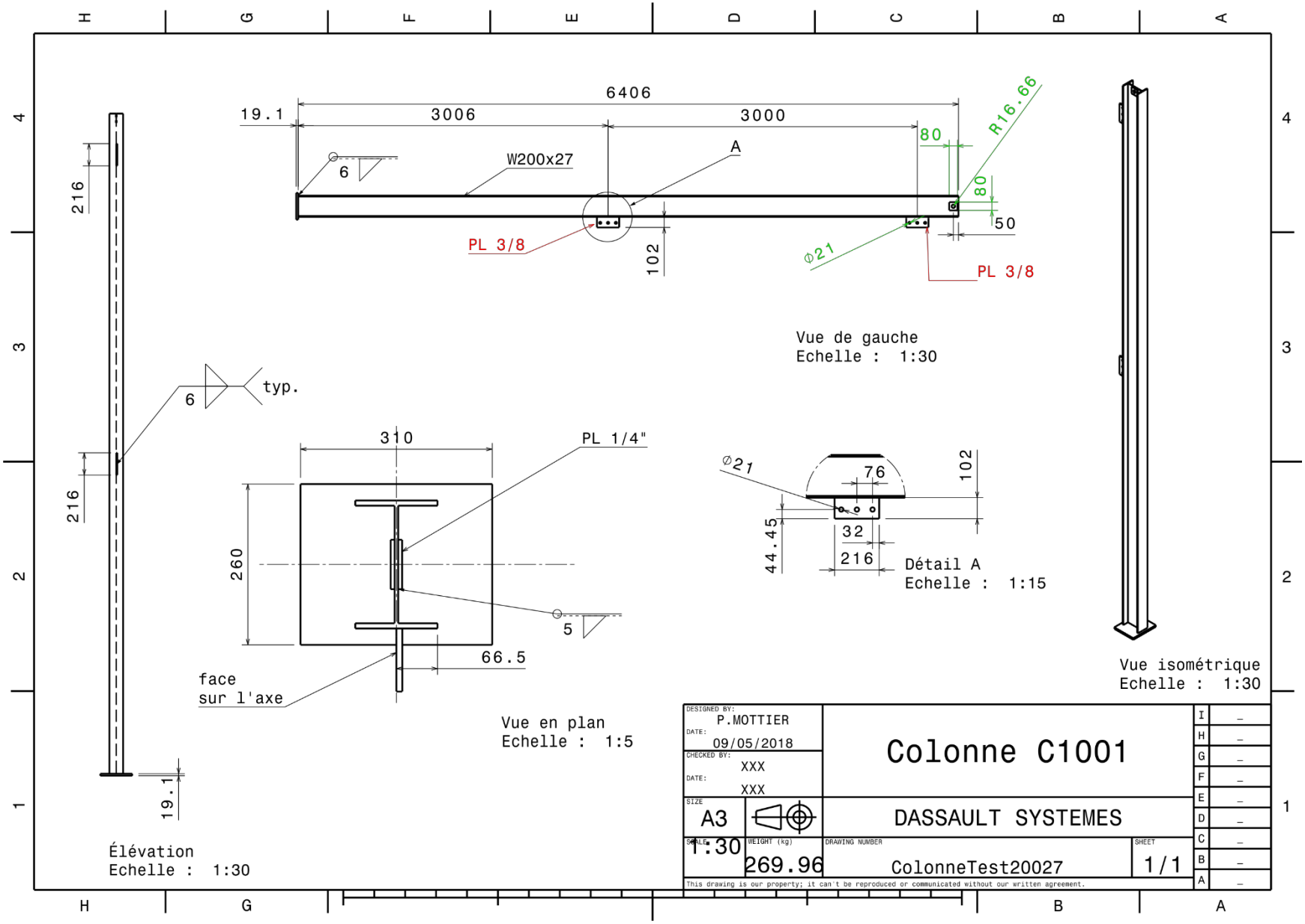


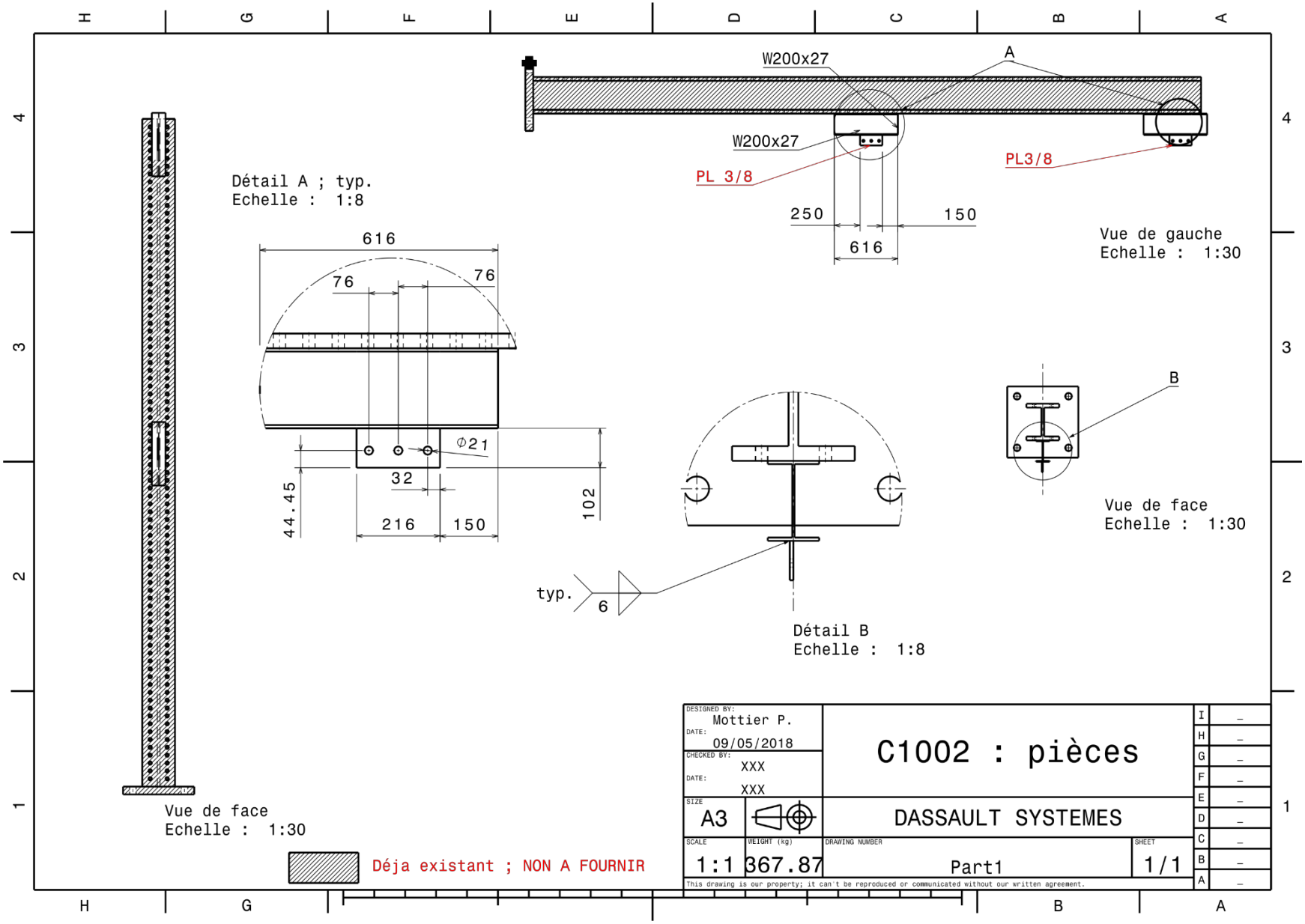
Figure A.1 Plan d'usine des pièces du montage expérimental d'étude des impacts

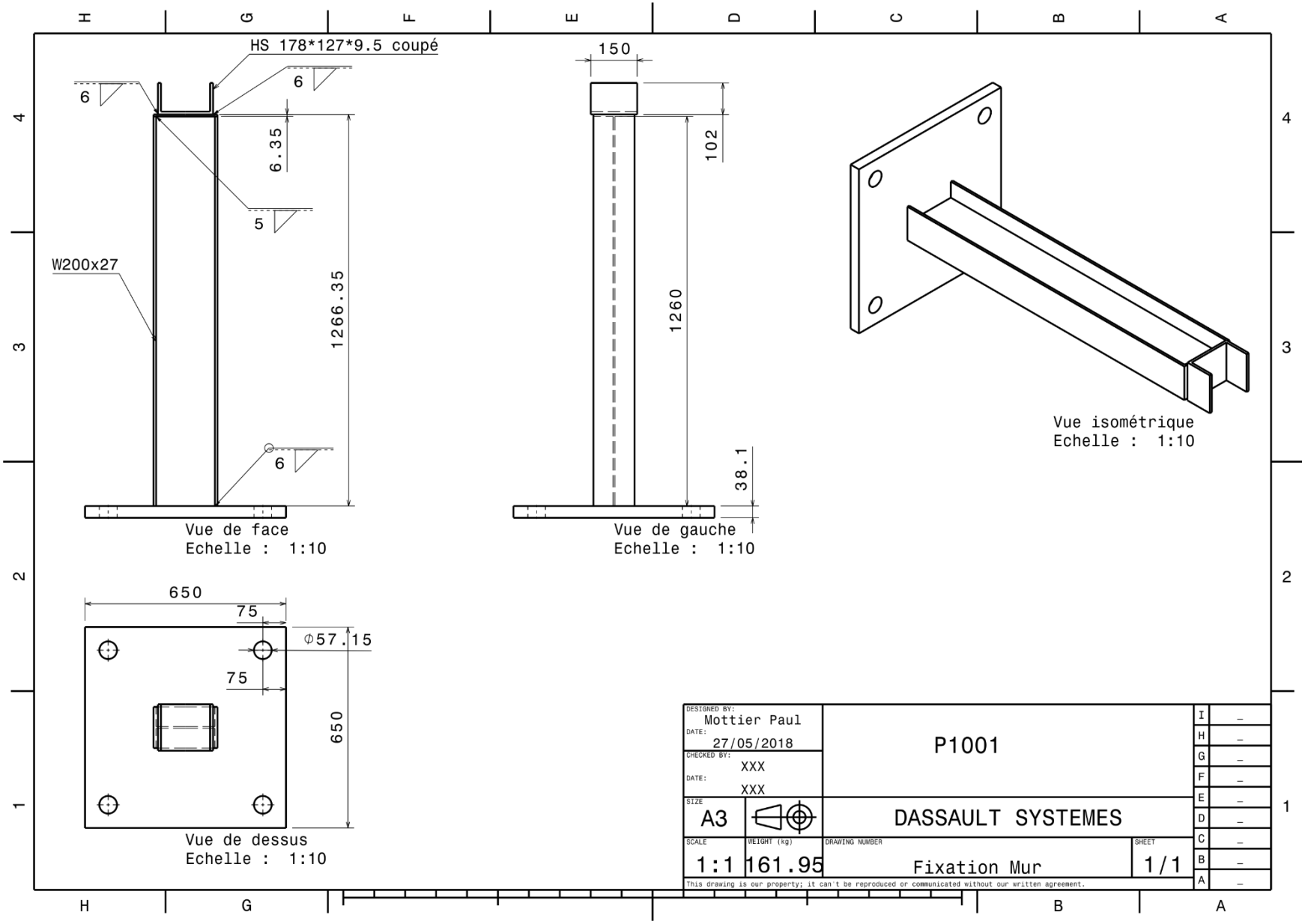

Déja existant ; NON A FOURNIR
A
B1002
P1001
C1001
600
C1002 ; pièces
B1001
P1001
600
Détail A
Echelle : 1:10
Vue de face
Echelle : 1:50
Vue isométrique
Echelle : 1:20
DESIGNED BY:
Mottier P.
DATE:
09/05/2018
CHECKED BY:
XXX
DATE:
XXX
SIZE
A3
DASSAULT SYSTEMES
SCALE
1:1
WEIGHT (kg)
DRAWING NUMBER
Product1
SHEET
1/1
This drawing is our property; it can't be reproduced or communicated without our written agreement.


35
35
35
Φ21
35
85
155
Vue de dessous
Echelle : 1:15
6
typ.
W460x60 ; sym
PL3/8
Vue isométrique
Echelle : 1:30
35
76
76
100
1200
1200
1200
Φ21
TOP
5897
5967
axe milieu
Vue de droite
Echelle : 1:30
NOTE : fixation des profilés T non encore déterminée
DESIGNED BY: Mottier P.
DATE: 09/05/2018
CHECKED BY: XXX
DATE: XXX
SIZE A3
SCALE 1:1
WEIGHT (kg) 337.43
Poutre B1001
DASSAULT SYSTEMES
DRAWING NUMBER 46052
SHEET 1/1
This drawing is our property; it can't be reproduced or communicated without our written agreement.

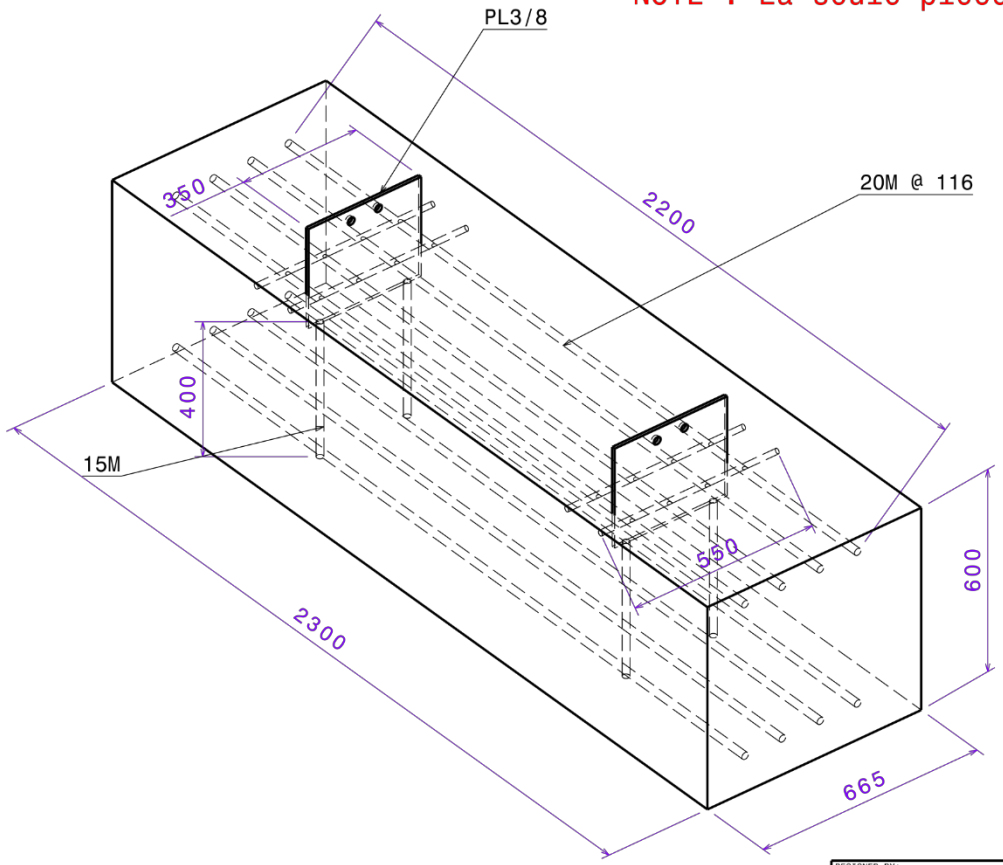

5967
5897
typ.
5
Axe milieu
W410x39
100
76
76
35
1200
1200
1200
Φ21
PL 3/8
140
70
Ø21
35
35
150
Vue de gauche
Echelle : 1:20
NOTE : moyen de fixation des profilé T encore à déterminer : soudure vs. boulonné
Vue de dessus
Echelle : 1:10
DESIGNED BY: Mottier P.
DATE: 09/05/2018
CHECKED BY: XXX
DATE: XXX
Poutre B1002
SIZE A3
DASSAULT SYSTEMES
SCALE 1:1
WEIGHT (kg) 220.74
DRAWING NUMBER W46052
SHEET 1/1
This drawing is our property; it can't be reproduced or communicated without our written agreement.


6406
19.1
3006
3000
80
R16.66
W200x27
A
6
80
50
102
PL 3/8
Ø21
PL 3/8
Vue de gauche
Echelle : 1:30
216
6
typ.
216
310
PL 1/4"
260
5
66.5
face
sur l'axe
Vue en plan
Echelle : 1:5
Ø21
76
102
44.45
32
216
Détail A
Echelle : 1:15
Vue isométrique
Echelle : 1:30
19.1
Élévation
Echelle : 1:30
DESIGNED BY: P.MOTTIER
DATE: 09/05/2018
CHECKED BY: XXX
DATE: XXX
Colonne C1001
SIZE A3
DASSAULT SYSTEMES
SCALE 1:30
WEIGHT (kg) 269.96
DRAWING NUMBER ColonneTest20027
SHEET 1/1
This drawing is our property; it can't be reproduced or communicated without our written agreement.

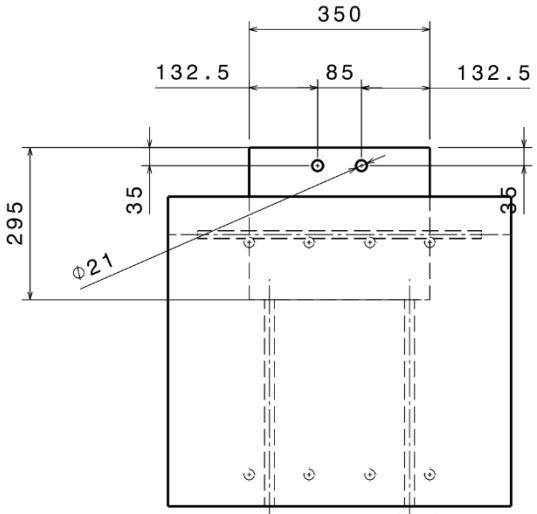

W200x27
A
W200x27
PL 3/8
PL3/8
250
150
616
Vue de gauche
Echelle : 1:30
Détail A ; typ.
Echelle : 1:8
616
76
76
Φ21
32
44.45
216
150
102
B
Vue de face
Echelle : 1:30
typ.
6
Détail B
Echelle : 1:8
Vue de face
Echelle : 1:30
Déja existant ; NON A FOURNIR
DESIGNED BY: Mottier P.
DATE: 09/05/2018
CHECKED BY: XXX
DATE: XXX
C1002 : pièces
SIZE A3
DASSAULT SYSTEMES
SCALE 1:1
WEIGHT (kg) 367.87
DRAWING NUMBER Part1
SHEET 1/1
This drawing is our property; it can't be reproduced or communicated without our written agreement.


HS 178*127*9.5 coupé
6
6
6.35
5
W200x27
1266.35
6
Vue de face
Echelle : 1:10
150
102
1260
38.1
Vue de gauche
Echelle : 1:10
Vue isométrique
Echelle : 1:10
650
75
Φ57.15
75
650
Vue de dessus
Echelle : 1:10
DESIGNED BY: Mottier Paul
DATE: 27/05/2018
CHECKED BY: XXX
DATE: XXX
P1001
SIZE A3
DASSAULT SYSTEMES
SCALE 1:1
WEIGHT (kg) 161.95
DRAWING NUMBER Fixation Mur
SHEET 1/1
This drawing is our property; it can't be reproduced or communicated without our written agreement.

NOTE : La seule pièce à fournir est la plaque, qté 4



Vue isométrique
Echelle : 1:10

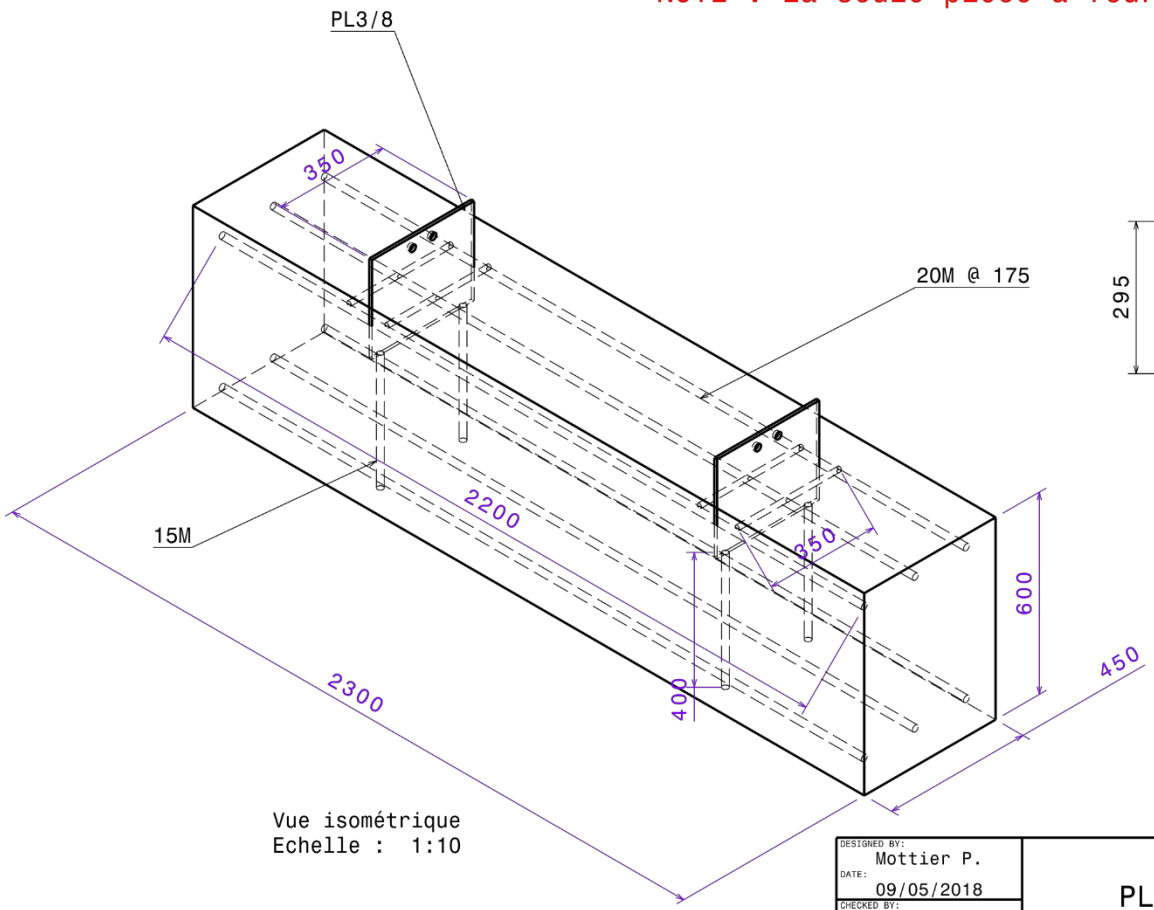


Vue de face
Echelle : 1:8

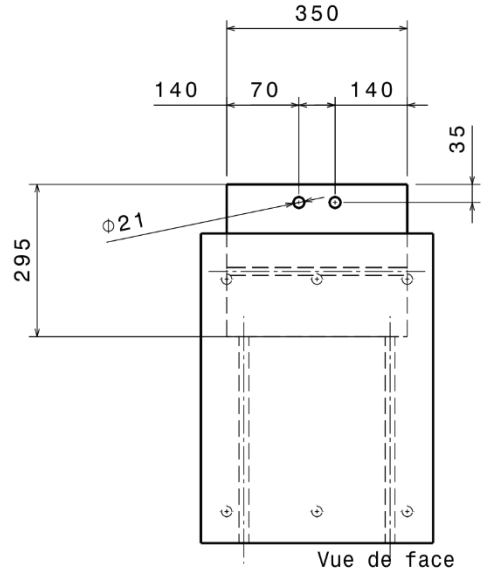
DESIGNED BY: Mottier P. DATE: 09/05/2018	PL 1001 ETAGE ; QTE 4		
CHECKED BY: XXX DATE: XXX			
SIZE A3	DASSAULT SYSTEMES		
SCALE 1:1	WEIGHT (kg)	DRAWING NUMBER Product1	SHEET 1/1

This drawing is our property; it can't be reproduced or communicated without our written agreement.

NOTE : La seule pièce à fournir est la plaque, Qté 4



Vue isométrique
Echelle : 1:10



Vue de face
Echelle : 1:8

DESIGNED BY: Mottier P.	PL 1002 ; TOIT ; QTE 4
DATE: 09/05/2018	
CHECKED BY: XXX	
DATE: XXX	
SIZE A3	DASSAULT SYSTEMES
SCALE 1:1 / WEIGHT (kg)	DRAWING NUMBER Product1 / SHEET 1/1

This drawing is our property; it can't be reproduced or communicated without our written agreement.

ANNEXE B : LISTE DES SIGNAUX SISMIQUES UTILISÉS LORS DE L'ÉTUDE PRÉSENTÉE AU CHAPITRE 7

Tableau B.1 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol C, 2 étages

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
RSN57_SFERN_ORR291	6.61	22.63	C	San Fernando	Castaic - Old Ridge Route	1971-01-01	1.473	1.083
RSN1083_NORTHR_GLE170	6.69	13.35	C	Northridge-01	Sunland - Mt Gleason Ave	1994-01-01	2.642	1.083
RSN4864_CHUETSU_65037NS	6.8	16.1	C	Chuetsu-oki_ Japan	Yoitamachi Yoita Nagaoka	2007-01-01	1.098	1.083
RSN2626_CHICHI.03_TCU075E	6.2	19.65	C	Chi-Chi_ Taiwan-03	TCU075	1999-01-01	1.806	1.083
RSN302_ITALY_B-VLT270	6.2	22.69	C	Irpinia_ Italy-02	Rionero In Vulture	1980-01-01	4.025	1.083

Tableau B.1 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol C, 2 étages - suite

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
6987c_a	7.7	95	C	El Salvador,	Presa 15 de Septiembre	2001-01-13	2.004	1.032
HRS0110103241528_EW	6.8	74	C	Japan, Geiyo	FUCHUH	2001-03-24	3.717	1.032
7134a_a	7.7	88	D	El Salvador,	Relaciones Exteriores [top of borehole]	2001-01-13	0.858	1.032
0725a_a	6.8	47	C	USA, Nisqually	Gig Harbor Fire Station	2001-02-28	2.461	1.032
4364c_a	7.7	86	D	El Salvador,	Observatorio, San Salvador	2001-01-13	0.933	1.032
poconchile0106231_T	8.4	140	C	Southern Peru	Poconchile	2001-06-23	1.142	1.000

Tableau B.1 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol C, 2 étages - suite

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
AOM0281103111446_EW	9.1	167	C	Japan, Tohoku	HAKKOHDA	2011-03-11	3.084	1.000
FKSH161103111446_NS2	9.1	140	C	Japan, Tohoku	FUKUSHIMA	2011-03-11	1.630	1.000
FKS0141103111446_NS	9.1	134	C	Japan, Tohoku	YAMATSURI	2011-03-11	1.633	1.000
IWTH161103111446_EW2	9.1	132	C	Japan, Tohoku	SHIZUKUISHI	2011-03-11	1.542	1.000

Tableau B.2 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol C, 4 étages

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
RSN1083_NORTHR_GLE170	6.69	13.35	C	Northridge-01	Sunland - Mt Gleason Ave	1994-01-01	2.622	1.072
RSN57_SFERN_ORR291	6.61	22.63	C	San Fernando	Castaic - Old Ridge Route	1971-01-01	1.455	1.072
RSN2626_CHICHI.03_TCU075E	6.2	19.65	C	Chi-Chi_ Taiwan-03	TCU075	1999-01-01	1.735	1.072
RSN302_ITALY_B-VLT270	6.2	22.69	C	Irpinia_ Italy-02	Rionero In Vulture	1980-01-01	3.971	1.072
RSN4864_CHUETSU_65037NS	6.8	16.1	C	Chuetsu-oki_ Japan	Yoitamachi Yoita Nagaoka	2007-01-01	1.072	1.072

Tableau B.2 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol C, 4 étages - suite

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
6987c_a	7.7	95	C	El Salvador,	Presa 15 de Septiembre	2001-01-13	2.004	1.032
HRS0110103241528_EW	6.8	74	C	Japan, Geiyo	FUCHUH	2001-03-24	3.717	1.032
7134a_a	7.7	88	D	El Salvador,	Relaciones Exteriores [top of borehole]	2001-01-13	0.858	1.032
0725a_a	6.8	47	C	USA, Nisqually	Gig Harbor Fire Station	2001-02-28	2.461	1.032
4364c_a	7.7	86	D	El Salvador,	Observatorio, San Salvador	2001-01-13	0.933	1.032
poconchile0106231_T	8.4	140	C	Southern Peru	Poconchile	2001-06-23	1.233	1.043

Tableau B.2 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol C, 4 étages - suite

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
MYG0161103111446_EW	9.1	128	C	Japan, Tohoku	SHIOISHI	2011-03-11	0.995	1.043
AOM0281103111446_EW	9.1	167	C	Japan, Tohoku	HAKKOHDA	2011-03-11	3.616	1.043
FKSH161103111446_NS2	9.1	140	C	Japan, Tohoku	FUKUSHIMA	2011-03-11	1.792	1.043
ABSH130309260450_EW2	8.3	134	C	Japan, Tokachi-Oki	RUBESHIBE	2003-09-25	1.808	1.043

Tableau B.3 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol C, 8 étages

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
RSN57_SFERN_ORR291	6.61	22.63	C	San Fernando	Castaic - Old Ridge Route	1971-01-01	1.334	1.000
RSN1485_CHICHI_TCU045-N	7.62	26	C	Chi-Chi_ Taiwan	TCU045	1999-01-01	0.846	1.000
RSN4864_CHUETSU_6503 7NS	6.8	16.1	C	Chuetsu-oki_ Japan	Yoitamachi Yoita Nagaoka	2007-01-01	0.957	1.000
RSN2626_CHICHI.03_TCU 075E	6.2	19.65	C	Chi-Chi_ Taiwan-03	TCU075	1999-01-01	1.581	1.000
RSN548_CHALFANT.A_A-BEN360	6.19	21.92	C	Chalfant Valley-02	Benton	1986-01-01	2.222	1.000

Tableau B.3 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol C, 8 étages - suite

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
7134a_a	7.7	88	D	El Salvador,	Relaciones Exteriores [top of borehole]	2001-01-13	0.825	1.031
6987c_a	7.7	95	C	El Salvador,	Presa 15 de Septiembre	2001-01-13	1.904	1.031
7133c_a	7.7	88	C	El Salvador,	Relaciones Exteriores [bottom of borehole 12.5 m depth]	2001-01-13	1.373	1.031
0725a_a	6.8	47	C	USA, Nisqually	Gig Harbor Fire Station	2001-02-28	2.349	1.031
4364a_a	7.7	86	D	El Salvador,	Observatorio, San Salvador	2001-01-13	0.724	1.031
HKD0540309260450_NS	8.3	125	C	Japan, Tokachi-Oki	KITAMI	2003-09-25	2.651	1.142

Tableau B.3 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol C, 8 étages - suite

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
YMTH121103111446_NS2	9.1	181	C	Japan, Tohoku	TACHIKAWA	2011-03-11	4.380	1.142
CHBH161103111446_EW2	9.1	219	C	Japan, Tohoku	KAMOGAWA	2011-03-11	2.697	1.142
KNG0031103111446_EW	9.1	222	C	Japan, Tohoku	YOKOSUKA	2011-03-11	4.276	1.142
HKD1240309260450_NS	8.3	147	C	Japan, Tokachi-Oki	YUNI	2003-09-25	3.933	1.142

Tableau B.4 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol E, 2 étages

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
RSN729_SUPER.B_B-IVW360	6.54	23.85	E	Superstition Hills-02	Imperial Valley Wildlife Liquefaction Array	1987-01-01	1.815	1.121
RSN322_COALINGA.H_H-CAK270	6.36	24.02	D	Coalinga-01	Cantua Creek School	1983-01-01	2.024	1.121
RSN721_SUPER.B_B-ICC000	6.54	18.2	D	Superstition Hills-02	El Centro Imp. Co. Cent	1987-01-01	1.518	1.121
RSN778_LOMAP_HDA255	6.93	24.82	D	Loma Prieta	Hollister Differential Array	1989-01-01	1.385	1.121
RSN1110_KOBE_MRG090	6.9	24.78	D	Kobe_ Japan	Morigawachi	1995-01-01	3.263	1.121

Tableau B.4 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol E, 2 étages - suite

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
EHM0160103241528_NS	6.8	47	D	Japan, Geiyo	IYO	2001-03-24	1.858	1.000
4354c_a	7.7	137	D	El Salvador,	Ahuachapán	2001-01-13	2.297	1.000
BA01003u.smc.F1.a	7.7	87.4103	E	El Salvador,	San Bartolo	2001-01-13	1.838	1.000
EHM0080103241528_EW	6.8	44	D	Japan, Geiyo	MATSUYAMA	2001-03-24	1.445	1.000
YMG0180103241528_EW	6.8	56	D	Japan, Geiyo	TOHWA	2001-03-24	1.513	1.000
AOM0211103111446_NS	9.1	143	D	Japan, Tohoku	TOWADA	2011-03-11	3.422	1.000

Tableau B.4 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol E, 2 étages - suite

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
MYG0171103111446_EW	9.1	119	E	Japan, Tohoku	KAKUDA	2011-03-11	1.044	1.000
AOM0141103111446_NS	9.1	155	D	Japan, Tohoku	SUTAMA	2011-03-11	3.361	1.000
FKS0121103111446_NS	9.1	119	D	Japan, Tohoku	NAKOSO	2011-03-11	0.992	1.000
FKS0201103111446_EW	9.1	155	E	Japan, Tohoku	INAWASHIRO	2011-03-11	1.036	1.000

Tableau B.5 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol E, 4 étages

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
RSN729_SUPER.B_B-IVW360	6.54	23.85	E	Superstition Hills-02	Imperial Valley Wildlife Liquefaction Array	1987-01-01	1.654	1.000
RSN988_NORTHR_CCN360	6.69	23.41	D	Northridge-01	LA - Century City CC North	1994-01-01	2.104	1.000
RSN322_COALINGA.H_H-CAK270	6.36	24.02	D	Coalinga-01	Cantua Creek School	1983-01-01	1.801	1.000
RSN778_LOMAP_HDA255	6.93	24.82	D	Loma Prieta	Hollister Differential Array	1989-01-01	1.226	1.000
RSN6959_DARFIELD_REHSS88E	7	19.48	E	Darfield_ New Zealand	Christchurch Resthaven	2010-01-01	1.271	1.000

Tableau B.5 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol E, 4 étages - suite

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
EHM0160103241528_NS	6.8	47	D	Japan, Geiyo	IYO	2001-03-24	1.858	1.000
BA01003u.smc.F1.a	7.7	87.4103	E	El Salvador,	San Bartolo	2001-01-13	1.838	1.000
4354c_a	7.7	137	D	El Salvador,	Ahuachapán	2001-01-13	2.297	1.000
EHM0080103241528_EW	6.8	44	D	Japan, Geiyo	MATSUYAMA	2001-03-24	1.445	1.000
YMG0180103241528_EW	6.8	56	D	Japan, Geiyo	TOHWA	2001-03-24	1.513	1.000
AOM0211103111446_NS	9.1	143	D	Japan, Tohoku	TOWADA	2011-03-11	3.385	1.000

Tableau B.5 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol E, 4 étages - suite

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
AOM0141103111446_NS	9.1	155	D	Japan, Tohoku	SUTAMA	2011-03-11	3.278	1.000
MYG0171103111446_EW	9.1	119	E	Japan, Tohoku	KAKUDA	2011-03-11	1.092	1.000
FKS0201103111446_EW	9.1	155	E	Japan, Tohoku	INAWASHIRO	2011-03-11	1.018	1.000
HKD1260309260450_NS	8.3	115	E	Japan, Tokachi-Oki	MUKAWA	2003-09-25	1.120	1.000

Tableau B.6 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol E, 8 étages

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
RSN778_LOMAP_HDA255	6.93	24.82	D	Loma Prieta	Hollister Differential Array	1989-01-01	1.192	1.000
RSN6959_DARFIELD_REHSS88E	7	19.48	E	Darfield_ New Zealand	Christchurch Resthaven	2010-01-01	1.238	1.000
RSN611_WHITTIER.A_A-CAS000	5.99	23.37	D	Whittier Narrows-01	Compton - Castlegate St	1987-01-01	1.425	1.000
RSN169_IMPVALL.H_H-DLT262	6.53	22.03	D	Imperial Valley-06	Delta	1979-01-01	1.661	1.000
RSN848_LANDERS_CLW-TR	7.28	19.74	D	Landers	Coolwater	1992-01-01	0.876	1.000

Tableau B.6 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol E, 8 étages - suite

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
4359a_a	7.7	109	D	El Salvador,	San Miguel	2001-01-13	3.699	1.024
EHM0160103241528_NS	6.8	47	D	Japan, Geiyo	IYO	2001-03-24	1.903	1.024
4354c_a	7.7	137	D	El Salvador,	Ahuachapán	2001-01-13	2.353	1.024
BA01003u.smc.F1.a	7.7	87.4103	E	El Salvador,	San Bartolo	2001-01-13	1.882	1.024
EHM0080103241528_EW	6.8	44	D	Japan, Geiyo	MATSUYAMA	2001-03-24	1.480	1.024
HKD1260309260450_NS	8.3	115	E	Japan, Tokachi-Oki	MUKAWA	2003-09-25	1.408	1.052

Tableau B.6 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Vancouver, sol E, 8 étages - suite

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Station d'Enregistrement	Date	SF1	SF2
CHB0131103111446_NS	9.1	184	D	Japan, Tohoku	MOBARA	2011-03-11	3.860	1.052
IKRH020309260450_NS2	8.3	171	E	Japan, Tokachi-Oki	SHINSHINOTSU	2003-09-25	4.087	1.052
NIGH081103111446_NS2	9.1	203	D	Japan, Tohoku	TSUGAWA	2011-03-11	3.673	1.052
CHB0161103111446_NS	9.1	190	E	Japan, Tohoku	MISAKI	2011-03-11	3.921	1.052

Tableau B.7 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Montréal, sol C, 2 étages

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Azimuth (º)	Date	SF1	SF2
M6c1-11H1	6	17	C	M6c1-1	238.8	N/A	0.817	1.079
M6c1-3H1	6	12.8	C	M6c1-3	239.3	N/A	0.629	1.079
M6c2-13H2	6	25.1	C	M6c2-1	329.6	N/A	1.756	1.079
M6c2-11H1	6	25.6	C	M6c2-1	46.7	N/A	1.540	1.079
M6c2-7H1	6	26.3	C	M6c2-7	177.6	N/A	1.939	1.079
M7c2-4H2	7	50.3	C	M7c2-4	174.8	N/A	1.723	1.056
M7c2-6H2	7	62.6	C	M7c2-6	297	N/A	2.276	1.056
M7c2-3H1	7	45.2	C	M7c2-3	85.6	N/A	0.986	1.056
M7c2-6H1	7	62.6	C	M7c2-6	297	N/A	2.156	1.056
M7c1-12H2	7	25.2	C	M7c1-1	142	N/A	0.809	1.056
M7c2-8H1	7	69.9	C	M7c2-8	166.6	N/A	2.035	1.056

Tableau B.8 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Montréal, sol C, 4 étages

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Azimuth (º)	Date	SF1	SF2
M6c1-11H1	6	17	C	M6c1-1	238.8	N/A	0.795	1.084
M6c1-3H1	6	12.8	C	M6c1-3	239.3	N/A	0.609	1.084
M6c2-13H2	6	25.1	C	M6c2-1	329.6	N/A	1.781	1.084
M6c2-11H1	6	25.6	C	M6c2-1	46.7	N/A	1.569	1.084
M6c2-7H1	6	26.3	C	M6c2-7	177.6	N/A	1.922	1.084
M7c2-6H2	7	62.6	C	M7c2-6	297	N/A	2.523	1.140
M7c2-4H2	7	50.3	C	M7c2-4	174.8	N/A	1.955	1.140
M7c2-8H1	7	69.9	C	M7c2-8	166.6	N/A	2.399	1.140
M7c1-13H2	7	25.7	C	M7c1-1	203.2	N/A	0.993	1.140
M7c1-11H2	7	25.8	C	M7c1-1	256.5	N/A	0.975	1.140
M7c2-4H1	7	50.3	C	M7c2-4	174.8	N/A	2.269	1.140

Tableau B.9 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Montréal, sol C, 8 étages

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Azimuth (º)	Date	SF1	SF2
M6c1-3H1	6	12.8	C	M6c1-3	239.3	N/A	0.560	1.100
M6c1-11H1	6	17	C	M6c1-1	238.8	N/A	0.780	1.100
M6c1-9H2	6	14.4	C	M6c1-9	160.1	N/A	1.008	1.100
M6c2-13H2	6	25.1	C	M6c2-1	329.6	N/A	1.858	1.100
M6c2-7H1	6	26.3	C	M6c2-7	177.6	N/A	2.020	1.100
M7c2-3H2	7	45.2	C	M7c2-3	85.6	N/A	1.805	1.105
M7c1-13H2	7	25.7	C	M7c1-1	203.2	N/A	0.943	1.105
M7c2-4H1	7	50.3	C	M7c2-4	174.8	N/A	2.181	1.105
M7c2-8H1	7	69.9	C	M7c2-8	166.6	N/A	2.103	1.105
M7c2-6H2	7	62.6	C	M7c2-6	297	N/A	2.726	1.105
M7c2-5H2	7	50.3	C	M7c2-5	257.7	N/A	1.797	1.105

Tableau B.10 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Montréal, sol E, 2 étages

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Azimuth (º)	Date	SF1	SF2
M6e1-3H1.txt	6	12.8	E	M6e1-3	239.3	N/A	0.672	1.078
M6e1-11H1.txt	6	17	E	M6e1-1	238.8	N/A	0.910	1.078
M6e1-1H1.txt	6	12.8	E	M6e1-1	114.9	N/A	0.557	1.078
M6e2-7H1.txt	6	26.3	E	M6e2-7	177.6	N/A	1.278	1.078
M6e2-11H1.txt	6	25.6	E	M6e2-1	46.7	N/A	1.012	1.078
M7e1-11H2.txt	7	25.8	E	M7e1-1	256.5	N/A	0.931	1.067
M7e2-8H1.txt	7	69.9	E	M7e2-8	166.6	N/A	1.397	1.067
M7e2-6H2.txt	7	62.6	E	M7e2-6	297	N/A	1.561	1.067
M7e2-4H2.txt	7	50.3	E	M7e2-4	174.8	N/A	1.188	1.067
M7e1-9H1.txt	7	19.6	E	M7e1-9	112.2	N/A	0.588	1.067
M7e2-1H1.txt	7	41.6	E	M7e2-1	304.4	N/A	0.866	1.067

Tableau B.11 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Montréal, sol E, 4 étages

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Azimuth (º)	Date	SF1	SF2
M6e1-3H1.txt	6	12.8	E	M6e1-3	239.3	N/A	0.634	1.050
M6e1-9H2.txt	6	14.4	E	M6e1-9	160.1	N/A	1.123	1.050
M6e1-11H1.txt	6	17	E	M6e1-1	238.8	N/A	0.866	1.050
M6e1-1H1.txt	6	12.8	E	M6e1-1	114.9	N/A	0.548	1.050
M6e2-7H1.txt	6	26.3	E	M6e2-7	177.6	N/A	1.262	1.050
M7e1-9H1.txt	7	19.6	E	M7e1-9	112.2	N/A	0.582	1.048
M7e1-11H1.txt	7	25.8	E	M7e1-1	256.5	N/A	1.072	1.048
M7e2-6H2.txt	7	62.6	E	M7e2-6	297	N/A	1.628	1.048
M7e1-13H2.txt	7	25.7	E	M7e1-1	203.2	N/A	0.986	1.048
M7e2-8H1.txt	7	69.9	E	M7e2-8	166.6	N/A	1.547	1.048
M7e2-4H2.txt	7	50.3	E	M7e2-4	174.8	N/A	1.287	1.048

Tableau B.12 Liste des signaux sismiques utilisés lors de l'étude numérique présentée au Chapitre 7 : Montréal, sol E, 8 étages

Nom du Signal Sismique	M	R (km)	Classe de Sol	Nom du Séisme	Azimuth (º)	Date	SF1	SF2
M6c1-11H1.txt	6	17	C	M6c1-1	238.8	N/A	0.795	1.084
M6c1-3H1.txt	6	12.8	C	M6c1-3	239.3	N/A	0.609	1.084
M6c2-13H2.txt	6	25.1	C	M6c2-1	329.6	N/A	1.781	1.084
M6c2-11H1.txt	6	25.6	C	M6c2-1	46.7	N/A	1.569	1.084
M6c2-7H1.txt	6	26.3	C	M6c2-7	177.6	N/A	1.922	1.084
M7c2-6H2.txt	7	62.6	C	M7c2-6	297	N/A	2.523	1.140
M7c2-4H2.txt	7	50.3	C	M7c2-4	174.8	N/A	1.955	1.140
M7c2-8H1.txt	7	69.9	C	M7c2-8	166.6	N/A	2.399	1.140
M7c1-13H2.txt	7	25.7	C	M7c1-1	203.2	N/A	0.993	1.140
M7c1-11H2.txt	7	25.8	C	M7c1-1	256.5	N/A	0.975	1.140
M7c2-4H1.txt	7	50.3	C	M7c2-4	174.8	N/A	2.269	1.140