

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

UTILISATION DE LA SURCAPACITÉ DES DIAGONALES POUR
L'AMÉLIORATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE DE
CONTREVENTEMENTS EN ACIER DE TYPE SPLIT-X

MARTIN LACERTE

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

AVRIL 2005



Library and
Archives Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Published Heritage
Branch

Direction du
Patrimoine de l'édition

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 0-494-01347-8

Our file Notre référence

ISBN: 0-494-01347-8

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

UTILISATION DE LA SURCAPACITÉ DES DIAGONALES POUR
L'AMÉLIORATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE DE
CONTREVENTEMENTS EN ACIER DE TYPE SPLIT-X

Présenté par : LACERTE Martin

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

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

M. MASSICOTTE, Bruno, Ph.D., président

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

M. LÉGER, Pierre, Ph.D., membre

DÉDICACE

À ma conjointe Annie, à ma sœur Karine,
à mes parents Rita & Guy et ma grand-mère Marie

REMERCIEMENTS

Sincèrement, à ma conjointe qui m'a supporté tout au long de ce parcours. À ma famille qui ma toujours encouragé à aller jusqu'au bout des projets qu'on entreprend, ainsi qu'à mes amis et amies.

À mon directeur, M. Robert Tremblay, pour son aide, sa patience et son savoir qui sont pour moi une source constante d'inspiration.

À tout le personnel enseignant, technique et de soutien et tous les étudiants aux cycles supérieurs qui font à eux seuls le département des génies civil, géologique et des mines, section structure. Un merci particulier à Mme Christine Lacasse pour son aide précieuse lors de la révision de cet ouvrage.

De plus, le support financier procuré par le « Steel Structures Education Foundation » et le Conseil de Recherche en Sciences Naturelles et en Génie (CRSNG) a été grandement apprécié. Les conclusions et les recommandations de ce mémoire sont celles de l'auteur et ne reflètent pas nécessairement celles des commanditaires.

RÉSUMÉ

Ce mémoire de maîtrise présente les résultats d'une étude portant sur le comportement sismique de contreventements en treillis concentriques à ductilité modérée en acier de type Split-X. Un total de 24 bâtiments témoins de différentes hauteurs et de différentes dimensions en plan furent conçus et analysés pour les villes de Victoria en Colombie-Britannique et Québec dans la province de Québec. Les bâtiments, conçus conformément aux normes en vigueur, ont révélé des problèmes de concentrations de la demande inélastique sur leur hauteur. Ce comportement favorable au développement d'instabilités dynamiques était plus prononcé pour les structures élevées et de grandes dimensions situées dans l'Ouest canadien.

Une méthode de conception est proposée pour atténuer la concentration des déformations inélastiques en sélectionnant judicieusement les diagonales de contreventement. De plus, il est démontré qu'il est requis d'inclure les effets $P-\Delta$ dans les charges sismiques de conception. Une approche effective pour le calcul de l'effort axial anticipé dans les colonnes de la baie contreventée est proposée. En parallèle, les efforts de conception de la poutre au toit et des poutres aux étages intermédiaires des Split-X sont revus et améliorés. Les 6 bâtiments de 12 étages et moins, conçus conformément aux méthodes proposées dans cette étude montrent un comportement inélastique stable et des déplacements inter-étages acceptables.

ABSTRACT

This master thesis presents a study on the inelastic seismic response of multi-storey Split-X concentrically braced steel frames. A total of 24 buildings with different plan areas and heights are examined for Victoria, BC, and Quebec City, QC. Structures designed according to current code provisions are found to develop concentration of inelastic demand over their height, which can lead to dynamic instability. This behaviour was more pronounced for the taller and larger structures located in Western Canada.

A design method is proposed to mitigate the concentration of inelastic deformations by a proper selection of the bracing members. P-delta effects also need to be included in design. Guidelines are also proposed for the accumulation of brace induced axial loads for column design. In addition, beam design load at the roof and at intermediate levels are reviewed and improved. Six structures up to 12 storeys designed according to the proposed methods are found to exhibit stable inelastic response and storey drifts within acceptable limits.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	iv
REMERCIEMENTS.....	v
RÉSUMÉ.....	vi
ABSTRACT	vii
TABLE DES MATIÈRES	viii
LISTE DES FIGURES	xi
LISTE DES TABLEAUX	xiii
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS.....	xiv
LISTE DES ANNEXES	xix
CHAPITRE I : INTRODUCTION.....	1
1.1 Problématique.....	1
1.2 Objectifs	2
1.3 Méthodologie	4
1.4 Organisation du mémoire	6
CHAPITRE II : CONDENSÉ FRANÇAIS	7
2.1 Introduction	7
2.2 Bâtiments témoins étudiés.....	8
2.3 Modèle d'analyse numérique et sollicitations sismiques	9
2.4 Résultats d'analyses	10
2.5 Critères de conception révisés.....	12

2.6	Validation des nouveaux critères de conception proposés.....	15
2.7	Présentation de l'article.....	16
CHAPITRE III : MAKING USE OF BRACE OVERSTRENGTH TO		
IMPROVE THE SEISMIC RESPONSE OF MULTI-STOREY SPLIT-X		
CONCENTRICALLY BRACED STEEL FRAMES.....		
3.1	Introduction	18
3.2	Building design and modelling assumptions.....	22
3.2.1	Buildings studied.....	22
3.2.2	Design of the buildings	23
3.2.3	Analytical model and ground motion records	28
3.3	Analysis results	32
3.3.1	Overall building performance	32
3.3.2	Comparison with previous studies	36
3.3.3	Overall performance vs brace slenderness and relative storey shear resistance.....	38
3.4	Revised design provisions.....	43
3.4.1	Design for Enhanced Storey Ductility Redistribution Capacity (ESDRC)	43
3.4.2	Accounting for P- Δ effects in design	47
3.4.3	Design of the short-span beams	48
3.4.4	Design of the roof beams	50
3.4.5	Column design.....	52

3.5	Validation of proposed design approach.....	53
3.5.1	Building geometry and design.....	53
3.5.2	Overall building behaviour.....	55
3.5.3	Beam and column design assumptions	57
3.6	Conclusions	59
3.7	Acknowledgements	61
3.8	References	61
CHAPITRE VI : DISCUSSION ET CONCLUSIONS.....		65
4.1	Sommaire	65
4.2	Études complémentaires proposées.....	69
REFERENCES		71
ANNEXES		76

LISTE DES FIGURES

Figure 1.2.1	Contreventement en treillis concentrique en acier de type Split-X.....	4
Figure 2.4.1	Surcapacité en cisaillement de l'étage en fonction de λ	11
Figure 2.5.1	Effort axial maximal dans la poutre au toit.....	14
Figure 3.1.1	CBF systems: (a) Split-X Bracing; (b) Chevron Bracing; (c) Inelastic response of chevron bracing; (d) X-Bracing	19
Figure 3.2.2.1	(a) Plan view of the R-building; (b) Braced frame elevation and analytical model for the 4-storey R-building; (c) Building design loads.....	24
Figure 3.2.2.2	Capacity design patterns: (a) Short-span beam at buckling of the braces; (b) Short-span beam after buckling of the braces; and (c) Long-span beam after buckling of the braces	28
Figure 3.2.3.1	Design and ground motion acceleration spectra	30
Figure 3.3.1.1	Observed dynamic instability patterns	35
Figure 3.3.1.2	Peak inter-storey drift for buildings in: (a) Victoria; (b) Quebec	36
Figure 3.3.2.1	Hazard, design and ground motion spectra used in the study by Redwood et al. (1991)	38

Figure 3.3.3.1	Occurrences of collapse in Victoria: (a) Correlation with the brace slenderness, λ ; (b) Correlation with the storey shear resistances in adjacent levels.....	39
Figure 3.3.3.2	Post-buckling storey shear overstrength as a function of brace slenderness, λ	40
Figure 3.4.1.1	Inertia forces acting when brace buckling occurs after tension yielding and brace buckling have developed in the storey: (a) below; (b) above.....	45
Figure 3.4.1.2	Peak inter-storey drifts for the 8- and 12-storey R-buildings in Victoria (analyses without P- Δ effects): (a) Initial design; (b) With braces modified to satisfy $V_{u,i}/V_{y,i+1}$ and $V_{u,i}/V_{y,i-1}$ ratios; (c) With braces modified to also satisfy $V_{u,i}/V_{u,i+1}$ ratios.....	46
Figure 3.4.4.1	Peak axial load in the roof beam of the 4-storey RR-building in Victoria.....	51
Figure 3.5.1.1	Building properties: (a) Brace slenderness, λ ; (b) Post-buckling storey shear capacity for the RR- and MAX-building; (c) Post-buckling storey shear capacity for the modified MAX-building	54
Figure 3.5.2.1	Peak storey drifts in the RR- and MAX-buildings.....	56
Figure 3.5.3.1	Peak axial load recorded in the braced bay columns	59

LISTE DES TABLEAUX

Table 3.2.2.1	UHS spectral ordinates, S_a , and design spectral ordinates, S	24
Table 3.2.2.1	Building fundamental periods and base shear ratios.....	27
Table 3.2.3.1	Selected ground motion time histories.....	31
Table 3.3.1.1	Occurrence of dynamic instability for building in Victoria	34
Table 3.4.3.1	Occurrence of dynamic instability - Hinged and strong beam designs.....	50
Table 3.5.1.1	Properties of the RR- and MAX-buildings	54
Table 3.5.3.1	Statistics of peak response parameters for the RR- and MAX- buildings.....	57

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A	= Aire brute de la section entière ;
b	= Largeur effective d'une section plane ;
b / t	= Ratio d'élancement d'une paroi plane de la section ;
CBF	= « Concentrically Braced Frames », équivalent français : « contreventements en treillis concentriques » ;
C _f	= Effort de compression élastique dans une diagonale ou charge de gravité totale reprise par les colonnes et stabilisée par le contreventement ;
CGC	= Commission géologique du Canada ;
CNBC	= Code national du bâtiment du Canada ;
Comp.	= Composante horizontale d'un mouvement sismique ;
C _r	= Capacité en compression pondérée d'une diagonale ;
C _u	= Capacité initiale en compression d'une diagonale ;
C' _u	= Capacité post-flambement d'une diagonale ;
E	= Module de Young de l'acier ;
ESDRC	= « Enhanced Storey Ductility Redistribution Capacity », équivalent français : « capacité accrue de redistribution de la ductilité entre les étages » ;
F	= Facteur de fondation de l'équation du NBCC 1990 ;
F _a	= Facteur de fondation fonction de l'accélération ;

F_i	=	Force d'inertie appliquée à l'étage i ;
F_j	=	Force d'inertie appliquée à l'étage j ;
F_v	=	Facteur de fondation fonction de la vitesse ;
F_y	=	Limite élastique de l'acier ;
FG	=	Désigne « Forte grande », en référence au scénario sismique : « Séisme de <u>forte</u> magnitude à <u>grande</u> distance du site. » ;
h_s	=	Hauteur d'un étage du bâtiment considéré ;
h_n	=	Hauteur totale du bâtiment ;
I_E	=	Facteur d'importance d'un bâtiment ;
K	=	Facteur de longueur effective de la diagonale ;
KL	=	Longueur effective de la diagonale ;
KL/r	=	Ratio d'élancement de la diagonale ;
L-building	=	Bâtiment témoin de grande dimension (large) ;
Magn.	=	Magnitude d'un séisme ;
MAX-building	=	Bâtiment témoin de la dimension maximale permettant de satisfaire tous les critères de l'approche ESDRC ;
MC	=	Désigne « Moyenne courte » en référence au scénario sismique : « Séisme de <u>moyenne</u> magnitude à <u>courte</u> distance du site. » ;
M_f	=	Moment de flexion élastique enregistré dans la poutre à la mi- hauteur d'un Split-X ;
M_p	=	Capacité flexionnelle d'un élément ;

M_v	= Facteur d'ajustement pour prendre en compte les modes supérieurs de vibration ;
NBCC	= « National Building Code of Canada » , équivalent français : Code national du bâtiment du Canada (CNBC) ;
PHA	= Accélération horizontale maximale non étalonnée ;
PHV	= Vitesse horizontale maximale non étalonnée ;
r	= Rayon de giration de la section ;
R	= Coefficient de ductilité ou distance hypocentrale ;
R_d	= Facteur de modification sismique relié à la ductilité ;
R_o	= Facteur de modification sismique relié à la surcapacité du système ;
R-building	= Bâtiment témoin de référence ;
RR-building	= Bâtiment témoin de référence révisé ;
R_y	= Facteur d'amplification de la limite élastique nominale afin d'obtenir la limite élastique anticipée ;
S-building	= Bâtiment témoin de petite dimension (Small) ;
S_F	= Facteur d'étalonnage ;
SPU	= Spectre de péril uniforme ;
SRSS	= « Square root of the sum of the squares », équivalent français : « Racine carrée de la somme des carrés » ;
$S(T)$	= Spectre de conception sismique ;

$S_a(T)$	= Ordonnée du spectre de réponse sismique uniforme spécifique à un site ;
t	= Épaisseur de la paroi de la section ;
T	= Période de calcul d'un bâtiment ;
T_a	= Période fondamentale d'un bâtiment ;
T_f	= Effort de traction élastique dans la diagonale ;
T_u	= Capacité en traction d'une diagonale ;
U_2	= Facteur d'amplification pour prendre en compte les effets P- Δ
UHS	= « Uniform Hazard Spectra », équivalent français : « Spectre de péril uniforme » ;
νS_a	= Valeur spectrale ajustée pour le site considéré d'après le CNBC 1990 ;
V_f	= Cisaillement à la base de conception sismique ;
$\overline{V}_s$	= Vitesse moyenne d'onde de cisaillement d'un matériau ;
$V_{u\ i}$	= Capacité en cisaillement post-flambement de l'étage i ;
$V_{y\ i}$	= Capacité en cisaillement élastique de l'étage i ;
W	= Poids sismique d'un bâtiment ;
α	= Facteur pour la prise en compte de la position du contreventement dans le bâtiment ;
β	= Fraction de la capacité des diagonales à l'étage ;
Δ	= Déplacement inter-étage statique ;

ϕ	=	Coefficient de tenue de l'acier ;
λ	=	Élancement de la diagonale ;
θ_i	=	Angle d'inclinaison des diagonales à l'étage i.

LISTE DES ANNEXES

Annexe A	Ensemble de séismes	76
Annexe B	Influence of the properties of bracing members on the seismic response of concentrically braced steel frames	107

CHAPITRE I

INTRODUCTION

1.1 Problématique

La compréhension du comportement structural des bâtiments lors d'un séisme est en constante évolution. L'intérêt grandissant des chercheurs et des ingénieurs de la pratique pour l'étude du comportement des systèmes structuraux usuels et le développement de systèmes structuraux ayant un comportement optimum durant un séisme, contribue grandement à cette évolution. Malgré les progrès réalisés ces dernières années en génie parasismique, les connaissances acquises sont encore incomplètes à ce jour. Le Canada n'est pas à l'abri d'événements sismiques de moyenne à grande importance et le tremblement de terre du Saguenay, QC¹ en 1988 en est la preuve.

Le Code national du bâtiment du Canada (CNBC) qui régit, entre autres, les charges de calcul des bâtiments et la norme CSA-S16 sur le calcul des charpentes d'acier ont tous deux été revus et fortement modifiés en ce qui a trait à la conception parasismique. Principalement, la nouvelle édition du CNBC prévue pour 2005,

¹ Pour plus d'information sur les dommages causés aux structures lors de ce séisme, consultez l'article suivant : « Tinawi, R., Mitchell, D. et Law, T. (1990). Les dommages dus au tremblement de terre du Saguenay du 25 novembre 1988. Can. J. Civ. Eng., 17(3), p. 366-394. »

modifie la période de retour de l'aléa sismique de référence et introduit une toute nouvelle équation plus rationnelle pour déterminer la charge de calcul sismique. Dans cette dernière équation, la période réelle de la structure, sous certaines limites, peut être utilisée (Heidebrecht 2003). La nouvelle norme CSA-S16-01 (CSA, 2001), présentement en vigueur, comporte d'importantes modifications à l'article 27.5 qui porte sur la conception parasismique des contreventements en treillis concentriques à ductilité modérée pour les bâtiments en acier. Le relâchement des critères d'élancement des diagonales et du ratio b/t des parois planes de la section, en passant par l'introduction de limites quant à la hauteur des bâtiments en sont quelques exemples. Les objectifs visés par ces changements sont d'obtenir un comportement symétrique de la structure lors d'une secousse sismique pour l'ensemble des zones sismiques canadiennes et de prévenir certains modes de rupture non souhaitables. L'atteinte de ces objectifs par les bâtiments ainsi conçus demande à être éprouvée.

1.2 Objectifs

Le présent mémoire a pour objectif principal de vérifier le comportement sismique global des contreventements en treillis concentriques en acier de bâtiments multi-étagés. Principalement, les contreventements à ductilité modérée conçus par capacité suivant l'édition du CNBC prévue pour 2005 et la norme CSA-S16-01 présentement en vigueur. La configuration des contreventements étudiée est de type Split-X ou X

sur deux étages, telle que présentée sur la figure 1.2.1, avec diagonales travaillant en tension-compression.

Les objectifs spécifiques sont les suivants :

- i) Vérifier que les charges sismiques peuvent être calculées avec la période réelle du bâtiment plutôt qu'avec les équations simplifiées de la norme ;
- ii) Examiner le comportement de ces contreventements conçus de façon usuelle et dont le critère de sélection final des membrures diagonales est le poids minimal ;
- iii) Évaluer l'impact de l'élancement des diagonales sur le comportement global de la structure et sur la capacité de ces dernières à répartir entre les étages la demande en ductilité ;
- iv) Valider les hypothèses de conception par capacité des poutres et colonnes des baies contreventées ;
- v) Confirmer la limite de hauteur de huit étages prescrite par la norme CSA-S16-01 pour ce type de système de résistance aux charges latérales ;

- vi) Étudier l'impact de la zone sismique sur le comportement de ce type de structure.
- vii) Pour chacun des objectifs, proposer des limites d'applicabilité de la norme et, au besoin, des mesures correctives si des comportements inacceptables sont observés.

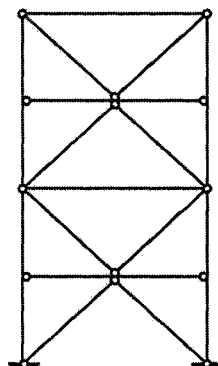


Figure 1.2.1 Contreventement en treillis concentrique en acier de type Split-X.

1.3 Méthodologie

La procédure préconisée pour atteindre les objectifs du présent mémoire est d'effectuer l'étude du comportement sismique de deux ensembles de bâtiments témoins à l'aide d'analyses dynamiques non linéaires dans le temps. Ces bâtiments témoins sont stabilisés par des contreventements en treillis concentriques à ductilité modérée de type Split-X (figure 1.2.1) et conçus pour deux sites situés dans des zones

sismiques différentes. Le logiciel d'analyse retenu pour effectuer l'ensemble des analyses est Drain-2D (Kanaan and Powell, 1973). Il est à noter que dans le cadre de la présente recherche, aucune étude expérimentale n'a été effectuée.

En premier lieu, deux ensembles de bâtiments témoins sont conçus : un pour la ville de Québec dans l'Est canadien et l'autre pour la ville de Victoria dans l'Ouest canadien. Chacun de ces ensembles est composé de bâtiments témoins de trois différents poids sismiques et de quatre différentes hauteurs. Ces ensembles de 24 bâtiments témoins au total ont pour but de représenter un large éventail de ces structures et de voir l'impact de la zone sismique sur leur comportement.

En second lieu, un ensemble de séismes représentatifs des paramètres globaux et locaux des sites étudiés, tels que la signature des mouvements de sol et les conditions géologiques du site, est sélectionné pour chacun de ces sites. Il est à noter que la sélection de ces sollicitations sismiques représente une des parties les plus importantes de cette étude car toute la validité scientifique des résultats d'analyse et des conclusions et recommandations qui en découlent dépend directement de ces séismes. Par conséquent, l'annexe A est entièrement consacrée à la sélection de ces ensembles de séismes.

En troisième lieu, les analyses numériques des bâtiments témoins sont effectuées. Ensuite, le traitement des résultats est réalisé.

Le cas échéant, des mesures correctives sont élaborées dans le but d'améliorer le comportement global de l'ensemble de ces bâtiments. Suivant les mesures correctives proposées, la conception, l'analyse numérique et le traitement des résultats de ces structures témoins sont repris. Il est à noter que ce volet de l'étude constitue un processus itératif qui a pris fin lorsque le comportement global de toutes les structures munies de contreventements en treillis concentriques à ductilité modérée de type Split-X fut adéquat.

1.4 Organisation du mémoire

Le présent mémoire est présenté par articles ce qui représente une variante aux mémoires traditionnels. Le chapitre 2 présente un condensé français de l'article présenté au chapitre suivant. L'article inclus au chapitre 3 de ce mémoire est rédigé en anglais et a été soumis à la revue « Revue Canadienne de Génie Civil » pour une éventuelle publication. Les conclusions et recommandations relatives à la conception de contreventements en treillis concentriques à ductilité modérée en acier et la liste des références utilisées suivront. Par la suite, la sélection des ensembles de séismes spécifiques à chacun des sites étudiés est décrite à l'annexe A. Pour conclure, l'annexe B présente l'article entier de Tremblay et Lacerte (2002) présenté lors de la 12^e Conférence européenne de génie sismique (12th ECEE) à Londres en 2002 et qui est en lien direct avec l'article présenté au chapitre 3.

CHAPITRE II

CONDENSÉ FRANÇAIS

2.1 Introduction

Les contreventements en treillis concentriques en acier de type Split-X (figure 1.2.1a) gagnent en popularité au Canada. Ce type de contreventement est très efficace pour procurer la résistance latérale et la rigidité aux bâtiments. Redwood et al. (1991) ont étudié le comportement de ce type de bâtiments. Leurs résultats d'analyses démontrent que le comportement sismique de ces structures est adéquat et qu'il est nécessaire d'effectuer une conception basée sur la capacité des diagonales pour les assemblages, les poutres et les colonnes de la baie contreventée. Par la suite, Tremblay (2000), Sabelli (2001), Tremblay et Robert (2001), Tremblay et Lacerte (2002), Uriz et Mahin (2004), Tremblay et Poncet (2004, 2005) ont étudié le comportement sismique de contreventements en treillis concentriques en acier de type Split-X, ou équivalent. Les résultats de ces études démontrent des problèmes de concentration de ductilité dans les bâtiments élevés. Des limites de hauteur sont proposées par certains auteurs pour diminuer ces problèmes de comportement.

Les différences majeures entre les conclusions obtenues par Redwood et al. (1991) et les études subséquentes jumelées aux changements majeurs introduits dans l'édition 2005 du CNBC et dans la norme de conception des structures d'acier CSA-S16-01,

actuellement en vigueur, requièrent de revoir en profondeur le comportement et les hypothèses de conception des contreventements concentriques de type Split-X. En particulier, l'influence de l'élancement des diagonales sur le comportement global des bâtiments doit être étudiée et l'approche de conception par capacité proposée par Redwood et al. (1991) doit être revue.

2.2 Bâtiments témoins étudiés

L'ensemble de bâtiments stabilisés par des contreventements en acier de type Split-X étudiés par Tremblay et Lacerte (2002) est revu en profondeur. Cet ensemble de bâtiments est composé de bâtiments de trois superficies différentes, nommé bâtiment « large », de « référence » et « petit », avec chacun 2, 4, 8 et 12 étages afin de couvrir l'ensemble du spectre de conception. L'ensemble de ces douze (12) bâtiments est conçu pour la ville de Québec, QC et la ville de Victoria, BC, pour un total de 24 bâtiments. Chacun de ces deux sites possède une sismicité différente. Pour plus de détails sur l'étude de Tremblay et Lacerte (2002), référez-vous à l'annexe B où cet article est présenté en entier.

La conception de ces structures est réalisée suivant l'édition prévue pour 2005 du CNBC et suivant la nouvelle norme d'acier CSA-S16-01. La période réelle est utilisée dans le calcul des charges sismiques et les effets $P-\Delta$ sont négligés au stade de

la conception. La conception de ces bâtiments est un processus itératif qui prend fin lorsque la période naturelle du bâtiment se stabilise.

2.3 Modèle d'analyse numérique et sollicitations sismiques

Les analyses numériques sont réalisées avec le logiciel d'analyse Drain-2D. Un modèle en deux dimensions de la moitié du bâtiment est analysé. La modélisation est fidèle aux hypothèses de conception et est basée sur la capacité nominale des membrures.

L'ensemble des bâtiments conçu pour le site de Québec et de Victoria est soumis à six (6) séismes historiques et quatre (4) séismes artificiels intra-plaques pour chacun des cas. Pour le site de Victoria, quatre (4) séismes artificiels développés pour la zone de subduction Cascadia sont ajoutés afin d'évaluer l'impact de séismes de grande magnitude et de longue durée associés à cette zone. Il est à noter que généralement les séismes de l'Ouest canadien possèdent une période dominante et une durée plus longue que ceux de l'Est. De plus, la sélection des accélérographes est en accord avec les scénarios magnitude-distance hypocentrale qui dominent la réponse de chacun des sites. Ces scénarios sont définis par Tremblay et Atkinson (2001). Une discussion en profondeur sur la sélection de ces séismes est présentée à l'annexe A.

2.4 Résultats d'analyses

Pour évaluer les résultats obtenus des analyses, les critères proposés par Tremblay et Robert (2001) sont adoptés. Pour l'ensemble de douze (12) bâtiments conçus pour le site de Québec, seulement un effondrement est enregistré pour un bâtiment large de huit (8) étages sur un total de 120 analyses. Pour le site de Victoria, 32 effondrements sont enregistrés sur un total de 168 analyses et surviennent principalement à la base des bâtiments de huit (8) et douze (12) étages suivant un schéma d'effondrement par étage souple se développant simultanément sur les deux étages formant un même Split-X. Généralement, il s'en suit la plastification de la poutre située au centre du X lorsque le déplacement inter-étage excède $2,5\%h_s$, où h_s est la hauteur de l'étage.

L'ensemble des effondrements survient aux étages où l'élancement des diagonales, $\lambda = (KL/r)(F_y/\pi^2E)^{1/2}$, est inférieur à 1,1. Dans l'équation de λ , KL/r est le ratio d'élancement de la diagonale alors que F_y et E sont respectivement la limite élastique et le module de Young de l'acier. De plus, il est démontré que lorsque λ est inférieur à 1,0, la capacité en cisaillement de l'étage diminue suite à une demande inélastique importante. Ce phénomène de perte de capacité ne se produit pas pour les diagonales ayant un λ supérieur ou égal à 1,0, car la réserve de capacité en traction augmente plus rapidement que la réduction de capacité en compression ce qui procure à l'étage une surcapacité en cisaillement post-flambement (inélastique) des diagonales, tel que

présenté à la figure 2.4.1. De plus, dans les structures qui ont résisté aux sollicitations sismiques, des concentrations de ductilité aux étages où λ est inférieur à 1,1 sont observées.

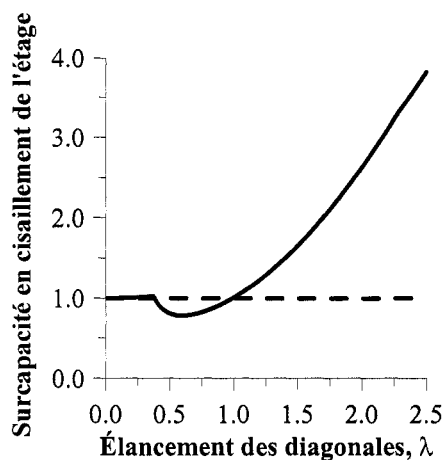


Figure 2.4.1 Surcapacité en cisaillement de l'étage en fonction de λ .

Une corrélation est observée entre la capacité en cisaillement post-flambement d'un étage, V_u , donnée et la capacité en cisaillement élastique de l'étage, V_y , au-dessus et au-dessous. Une autre corrélation est observée entre la capacité en cisaillement post-flambement d'un étage donné et la capacité en cisaillement post-flambement de l'étage au-dessus. Ces deux corrélations sont établies avec la concentration de ductilité à certains étages. Il est à noter que V_u est atteint à des déformations inélastiques importantes. Pour minimiser ces concentrations de ductilité, un étage donné doit avoir une capacité V_u supérieure à la capacité V_y de l'étage au-dessus afin

d'offrir un support suffisant à cet étage pour permettre à ces diagonales de devenir inélastiques. Conjointement, pour que l'étage donné atteigne V_u et offre son support à l'étage au-dessus, il faut que l'étage au-dessous ait une capacité V_u supérieure à ce dernier pour lui offrir le support nécessaire. De plus, pour que la ductilité puisse être partagée entre l'étage donné et l'étage au-dessous, l'étage donné doit avoir une capacité V_u supérieure à la capacité V_y de l'étage au-dessous afin de pouvoir pousser l'étage du dessous dans le domaine inélastique. Ces comparaisons de capacité entre les étages doivent être effectuées à tous les étages d'un bâtiment. Ces vérifications sont incorporées dans une nouvelle approche pour la sélection des diagonales, nommée « Enhanced Storey Ductility Redistribution Capacity (ESDRC) », ce qui se traduit par la « capacité accrue de redistribution de la ductilité entre les étages ». Cette approche est expérimentée dans cette étude et s'avère prometteuse.

2.5 Critères de conception révisés

Tel que discuté précédemment, généralement lorsque des déplacements inélastiques importants se développent à un étage donné et que les poutres situées au centre des X se plastifient en flexion, un étage souple se forme et conduit généralement la structure à l'effondrement. Des analyses sont réalisées pour déterminer l'impact des efforts de conception et l'importance de la continuité de ces poutres sur le comportement global des bâtiments. Les résultats démontrent que l'impact des poutres situées à l'étage

central d'un Split-X est faible et que la continuité des poutres demeure souhaitable car elle permet de réduire la demande en flexion sur les colonnes de contreventement et offre à la structure une certaine redondance. Par la suite, une autre série d'analyses a permis d'évaluer la nécessité d'inclure les effets $P-\Delta$ dans les charges sismiques de conception tout en tenant compte de l'approche ESDRC pour le choix des diagonales.

Basé sur les résultats d'analyse de la section 2.4 et sur les analyses précédentes, les hypothèses de conception des poutres au toit et à chacun des étages sont revues. La figure 2.5.1, représentant un bâtiment de quatre (4) étages du site de Victoria, démontre que l'effort axial maximal dans la poutre au toit est atteint alors que les diagonales qui la sollicitent demeurent élastiques. Il est montré que le débalancement vertical entre la diagonale qui plastifie en traction, T_u , et la diagonale flambée en compression, C'_u , à l'avant-dernier étage du bâtiment tente de tirer la poutre au milieu du X vers le bas. De plus, ce débalancement force les diagonales situées au-dessus de la poutre à agir comme des tirants élastiques en traction, T_f , qui ont pour effet de fortement comprimer la poutre au toit. Il est à noter que dans cette figure, T_f représente l'effort de traction élastique dans la diagonale, C_f représente l'effort de compression élastique dans la diagonale et M_f représente le moment de flexion élastique enregistré au centre de la poutre. Pour les autres poutres auxquelles les diagonales s'assemblent à chacune de ces extrémités, les cas usuels de chargement sont confirmés.

Pour définir l'effort axial de conception des poutres situées au centre du X, il est requis de préciser que l'effort maximal anticipé que peut supporter une diagonale en compression avant de flamber est fixé à $1,2 C_u$. Pour le cas d'un contreventement situé, en plan, au centre du bâtiment, l'effort axial anticipé dans la poutre est égal à la moitié de la charge de cisaillement à l'étage permettant d'atteindre T_u en traction et $1,2 C_u$ en compression simultanément dans les diagonales de l'étage au-dessous de la poutre. À cet effort axial, il est requis d'enlever la contribution des étages supérieurs. Cette contribution est fixée à 25% de la capacité en cisaillement de l'étage au-dessus de la poutre lorsque les diagonales atteignent simultanément T_u en traction et $1,2 C_u$ en compression. Ces poutres sont conçues comme un poteau-poutre dont le moment de flexion est fixé à 30% de la capacité flexionnelle de la poutre sélectionnée.

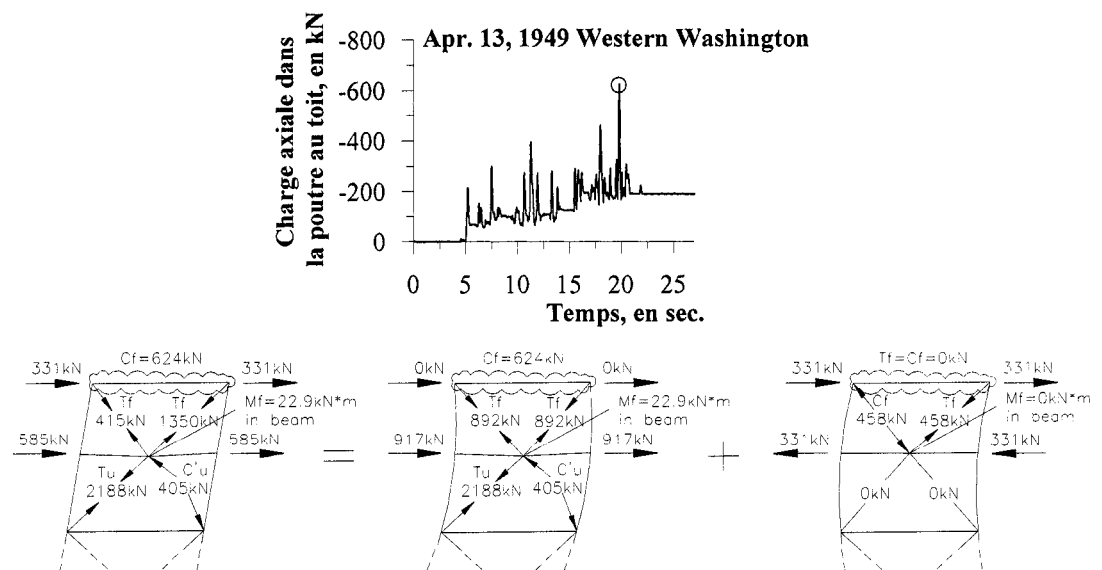


Figure 2.5.1 Effort axial maximal dans la poutre au toit.

De plus, une nouvelle approche est proposée pour l'estimation de l'effort axial maximal anticipé dans les colonnes de la baie contreventée, car les résultats d'analyse démontrent que l'effort axial calculé avec l'approche SRSS proposée par Redwood et al. (1991) sous-estime dramatiquement la demande sur ces colonnes pour les bâtiments de plus de quatre (4) étages. La nouvelle approche permet d'estimer efficacement et de façon sécuritaire l'effort axial maximal anticipé sur ces colonnes. Elle consiste à calculer tous les schémas de chargement avec deux (2) Split-X consécutifs à la charge de flambement des diagonales (T_u en traction et $1,2 C_u$ en compression) alors que toutes les autres diagonales demeurent élastiques à $1,2 C_u$. Toutefois, cet effort ne doit pas être inférieur à l'effort axial calculé avec toutes les diagonales à T_u en traction et C'_u en compression à chacun des étages. De plus, l'effort axial dans la partie inférieure de la dernière colonne au sommet du bâtiment doit inclure l'augmentation du cisaillement dans la poutre au centre du X causé par un moment de flexion additionnel correspondant à 30% de la capacité de la poutre en flexion.

2.6 Validation des nouveaux critères de conception proposés

La conception des bâtiments de référence révisés de 4, 8 et 12 étages conçus pour la ville de Victoria est faite en respectant l'approche ESDRC pour le choix des diagonales, en utilisant les nouveaux efforts de conception proposés à la section 2.5

pour les poutres et colonnes de contreventement et en incluant les effets $P-\Delta$ dans la charge sismique de conception. De façon à mettre à l'épreuve ces nouveaux critères de conception, une série de bâtiments de 4, 8 et 12 étages, ayant dans chacun des cas la plus grande surface de plancher pour laquelle l'ensemble des critères de conception précédents est respecté, est conçue et analysée. Les résultats présentent une plus grande uniformité au niveau de la demande en ductilité sur la hauteur des bâtiments. Le 84^e fractile du déplacement inter-étage maximal demeure inférieur à 2,02% et aucun effondrement n'est enregistré. De plus, une réduction de la demande en flexion sur les colonnes du contreventement est observée. Il faut noter que ces résultats demeurent sensibles au choix des diagonales et à l'uniformité des ratios inclus dans l'approche ESDRC. De plus, tous les nouveaux efforts de conception proposés à la section 2.5 pour les poutres et les colonnes de la baie contreventée sont adéquatement vérifiés.

2.7 Présentation de l'article

L'article qui suit, soumis à la revue « Revue Canadienne de Génie Civil », contient l'information détaillée relative à la configuration et à la conception des bâtiments témoins sommairement présentées à la section 2.2. Les résultats d'analyse sont présentés avec chiffres à l'appui dans le texte, dans des tableaux et/ou sous forme de figures. Par la suite, les motifs reliés aux modifications des critères de conception

sont discutés. Les corrélations entre l'élancement, la capacité relative entre les étages et l'occurrence des instabilités dynamiques et la concentration en ductilité sont expliquées en détail de même que l'approche ESDRC qui en découle. Pour conclure, les critères de conception révisés sont présentés et validés par l'analyse de deux ensembles de bâtiments témoins conçus en respectant l'ensemble de ces critères.

CHAPITRE III
MAKING USE OF BRACE OVERSTRENGTH TO IMPROVE THE SEISMIC
RESPONSE OF MULTI-STOREY SPLIT-X CONCENTRICALLY BRACED
STEEL FRAMES

Par M. Lacerte et R. Tremblay

*Article soumis, le 29 mars 2005, à la revue « Revue Canadienne de Génie Civil »,
numéro de référence de l'article #05109.*

3.1 Introduction

Centrically braced steel frames (CBFs) are very effective in providing lateral strength and stiffness for buildings. In particular, the two-storey X, or Split-X, configuration shown in Fig. 3.1.1a has become most popular because it compares well with conventional chevron bracing in terms of efficiency for resisting lateral loads in the elastic range, without exhibiting the poor inelastic seismic behaviour of that bracing geometry (Redwood et al., 1991; Tremblay and Robert, 2001; AISC, 2002; Sabelli, 2001). As shown in Fig. 3.1.1b, beam hinging and large storey drifts are likely in conventional chevron bracing after brace buckling has occurred. Such undesirable behaviour can be mitigated by providing strong beams with sufficient strength to resist the unbalanced vertical forces induced by the inelastic braces (Fig. 3.1.1c), but this approach can have significant impact on the structure cost. In Split-X bracing,

similar response can be obtained with less steel tonnage as the braces located above or below the floors where severe inelastic brace response occurs can support the short-span beams at intermediate levels.

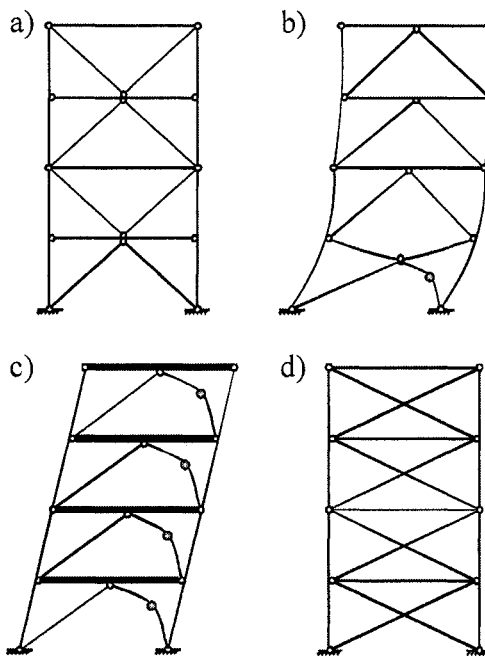


Figure 3.1.1 CBF systems: (a) Split-X Bracing; (b) Chevron Bracing; (c) Inelastic response of chevron bracing; (d) X-Bracing.

Redwood et al. (1991) studied the inelastic seismic response of regular 8- and 20-storey Split-X braced steel frames located in Victoria, BC, and Montreal, QC. The analyses showed good performance with storey drifts and brace ductility levels within acceptable limits. Concentration of the inelastic response along the building height was observed but this effect was limited and did not have detrimental impact on the overall building response. The study confirmed the necessity to apply capacity design

principles for brace connections, columns, and other members for which elastic response is needed. A “square root of the sum of the squares (SRSS)” approach was proposed to determine the maximum anticipated axial load demand in the bracing bent columns, and the method was found to be satisfactory.

More recent studies however generally indicate poorer response for braced steel frames. For instance, Tremblay (2000) examined the influence of brace slenderness on the seismic performance of X-braced frames (Fig. 3.1.1d) for buildings up to 8 storeys in height. In that study, fictitious braces were used to obtain both the desired brace slenderness ratio and the code specified lateral resistance, with constant brace slenderness over the building height. Tremblay and Robert (2001) studied chevron bracing with strong beam up to 12 storeys. Actual structural shapes were used for the braces and a minimum weight design was adopted to meet the required strength at every floor. In both cases, the results indicated that multi-storey CBFs located in Vancouver, BC, can exhibit unstable inelastic response due to concentration of inelastic demand and large storey drifts. It was concluded that tension-compression braced steel frames designed for ductile response should not exceed 8 storeys in height unless stable inelastic response can be demonstrated.

An extensive study on Split-X braced frames in buildings with different plan dimensions and different heights was undertaken for Victoria, BC, and Quebec City, QC. Preliminary results of this investigation (Tremblay and Lacerte, 2002) confirmed

that soft-storey response and dynamic instability are likely in tall frames due an uneven distribution of the plastic demand. This behaviour was found to be more critical in structures with larger dimensions and located in western Canada. Uneven brace ductility demand and storey drift response in multi-storey braced frames assumed located in Vancouver was also observed by Tremblay and Poncet (2004, 2005). Similar response and flexural demand imposed on multi-storey columns were also reported by Sabelli (2001) for 3- and 6-storey chevron braced frames with strong beams designed for the Los Angeles area. For the same structures, Uriz and Mahin (2004) determined unacceptable levels of confidence when using the FEMA 350 (FEMA, 2000) procedure for seismic performance assessment.

The increasing popularity of Split-X bracing in the Canadian construction practice and the discrepancy between the early study by Redwood et al. and subsequent investigations regarding the performance of multi-storey braced steel frames motivated further examination of this bracing configuration. In particular, the influence of the brace slenderness on the overall system response needed to be explored. The structures studied by Tremblay and Lacerte (2002) and the preliminary findings of that study are presented in the first part of the paper. Design and modelling assumptions used in that project are then compared to those adopted by Redwood et al. to explain the differences in observed behaviour. The subsequent sections of the paper deal with the additional work that was carried out to develop design guidelines

that are proposed to achieve enhanced seismic performance for multi-storey Split-X bracing.

3.2 Building design and modelling assumptions

3.2.1 Buildings studied

The reference building configuration (R-building) is illustrated in Fig. 3.2.2.1a. This floor plan arrangement represents a typical geometry for multi-storey frames used for office buildings. Two other building sizes were also examined: a large (L) building and a small (S) building. They have 3.15 and 0.64 times the seismic weight of the R-building, respectively. For all buildings, four different heights were considered: 2, 4, 8, and 12 storeys. All structures have one pair of Split-X braced frames resisting lateral loads in each orthogonal direction, and the geometry of the braced bay is as shown in Fig. 3.2.2.1b for the 4-storey R-building. The response of the structures along the E-W direction was examined. Two sites located in two different seismic regions of Canada were considered: Victoria, B.C. in western Canada, and Quebec City, Qc, in eastern Canada.

3.2.2 Design of the buildings

The design was performed according to the upcoming 2005 National Building Code of Canada (NBCC) (Heidebrecht 2003) and the CSA-S16-01 Standard for the design of steel structures (CSA, 2001). The design gravity loads are summarised in Fig. 3.2.2.1c. Wind loading was neglected to isolate the impact of seismic design provisions. In the NBCC 2005, the design seismic base shear, V_f , is given by:

$$[1] \quad V_f = S(T_a) M_v I_E W / (R_d R_o)$$

where $S(T)$ is the design spectral response acceleration function of the period, T . Values of S are obtained from 2% in 50 year site specific uniform hazard spectra (UHS) ordinates, $S_a(T)$, that are multiplied by acceleration- and velocity-based site coefficients, F_a and F_v respectively, to account for local soil conditions. Details are given in Table 3.2.2.1, together with the values of S_a and S for both sites (Adams and Atkinson, 2003). A Site Class B (rock) was assumed in the study. For periods between 0.2 and 4.0 s, S is obtained by linear interpolation between the values at $T = 0.2, 0.5, 1.0, 2.0$ and 4.0 s. In design, S is determined with a period T_a corresponding to the building fundamental period from methods of mechanics, except that $T_a \leq 0.05 h_n$, where h_n is the building height. In [1], the factor M_v accounts for higher mode effects on base shear, I_E is the importance factor, W is the seismic weight, R_d is the ductility-related force modification factor, and R_o is the system overstrength-related force

modification factor. The resulting force V_f must not be less than the value obtained with $S(2.0\text{ s})$ but need not exceed $2/3$ the value obtained with $S(0.2\text{ s})$. Accidental eccentricity effects on torsional response and $P-\Delta$ effects must be accounted for in design, and the anticipated inelastic inter-storey drifts are obtained by multiplying the elastic deflections by R_d/I_E .

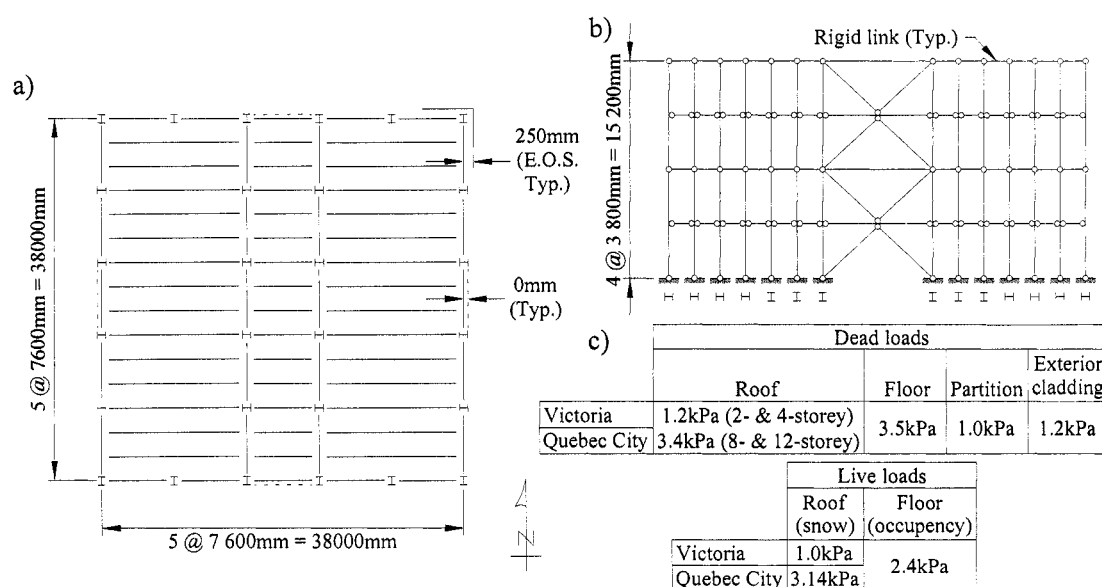


Figure 3.2.2.1 (a) Plan view of the R-building; (b) Braced frame elevation and analytical model for the 4-storey R-building; (c) Building design loads.

Table 3.2.2.1 UHS spectral ordinates, S_a , and design spectral ordinates, S .

T (s)	$S_a(T)$ (g)		$S(T)$ as per NBCC 2005 (g)	$S(T)$ (g)	
	Victoria	Quebec		Victoria	Quebec
≤ 0.2	1.20	0.59	$F_a S_a(0.2)$	1.20	0.49
0.5	0.83	0.29	$\text{Min} [F_a S_a(0.2) \& F_v S_a(0.5)]$	0.66	0.19
1.0	0.38	0.14	$F_v S_a(1.0)$	0.30	0.09
2.0	0.19	0.048	$F_v S_a(2.0)$	0.15	0.031
≥ 4.0	-	-	$0.5 F_v S_a(2.0)$	0.075	0.016

In this study, the structures were designed according to an earlier draft of NBCC 2005, before the limit on the design periods ($0.05 h_n$) and the cut-off on earthquake forces corresponding to $2/3 V_f$ computed with $S(0.2 s)$ were introduced. Therefore, these provisions were not considered in design. The factor M_v was equal to 1.0 for Victoria but varied linearly between 1.0 and 1.5 for T between 1 and 2 s for Quebec City. The buildings were of the normal importance category, with $I_E = 1.0$ and a storey drift limit of $0.025 h_s$. The force modifications R_d and R_o were respectively taken equal to 3.0 and 1.2. The latter value is smaller than that prescribed in NBCC ($R_o = 1.3$) because the member resistances in the analytical models were based on the nominal steel yield strength and, hence, did not include the overstrength associated to the actual higher yield strength implied by the NBCC R_o value (Mitchell et al, 2003). For consistency with the 2D analytical modelling, accidental torsion was not considered in design, and each bracing bent was designed for half the total seismic loads. $P-\Delta$ effects were ignored at the design stage, but this aspect is discussed further later. The NBCC equivalent static force procedure was used to distribute V_f over the building height.

All members were made of CSA-G40.21-350W steel with a steel yield strength, F_y , of 350 MPa and a Young's modulus, E , of 200 000 MPa. W shapes and cold formed square HSS were used for the braces, and the minimum weight member was selected among those which provided the required factored compression resistance and satisfied the CSA-S16 limits for the brace slenderness and the width-to-thickness ratio

(b/t) of the flat elements of the cross-section. A brace effective length $KL = 0.9L$ was used in design. Beams and columns were sized following capacity design principles, i.e. with consideration of the maximum brace forces induced upon brace buckling ($1.2 C_u$) and tension yielding (T_u). T_u and C_u are respectively given by:

$$[2] \quad T_u = A R_y F_y$$

$$[3] \quad C_u = A R_y F_y (1 + \lambda^{2n})^{-1/n}, \text{ with } \lambda = (KL/r)(F_y/\pi^2 E)^{1/2}$$

where A is the brace cross-section area, $R_y = 1.1$, λ is the brace slenderness parameter, $n = 1.34$ for the brace sections used, and KL/r is the effective brace slenderness ratio. In column design, the vertical components of these brace induced forces were cumulated from the roof to the foundation, without any reduction. Two-storey tier columns were used for both the gravity and the braced bay columns, as prescribed in CSA-S16-01. For beam design, the condition that prevails after brace buckling can be more critical, as shown in Figs. 3.2.2.2b and 3.2.2.2c for the short- and long-span beams, respectively. In this figure, C'_u is the expected post-buckling brace capacity given by: $C'_u = 0.2 A R_y F_y \leq C_u$, as proposed in CSA-S16-01.

Table 3.2.2.1 gives the fundamental periods of the buildings and the base shear ratios, V_f/W . As a result of the higher seismic loads in Victoria, the buildings at that site have shorter fundamental periods than the corresponding structures in Quebec. The periods

also shorten when the building size is reduced. The structures with $T > 2.0$ s were designed for the minimum prescribed seismic load. The upper limit $T_a = 0.05 h_n$ in NBCC was equal to 0.38, 0.76, 1.52, and 2.28 s for the four building heights. In Victoria, applying the limit would have resulted in small increases in lateral resistance for some of the buildings, and similar building response would have been obtained had the limit been applied. For the Quebec City site, larger seismic loads would have been considered for the 8-storey and lower buildings if T_a had been limited to $0.05 h_n$. The results obtained for these structures can then be seen as conservative in the context of the application of NBCC provisions. The 2/3 base shear cut-off only affects structures with T shorter than 0.42 s and 0.36 s in Victoria and Quebec, respectively. Hence, only the 2-storey R- and S-buildings in Victoria would have benefited from a reduction in design loads.

Table 3.2.2.1 Building fundamental periods and base shear ratios.

Height	Victoria						Quebec					
	L-Buildings		R-Buildings		S-Buildings		L-Buildings		R-Buildings		S-Buildings	
	T_a	V_f/W	T_a	V_f/W	T_a	V_f/W	T_a	V_f/W	T_a	V_f/W	T_a	V_f/W
	(s)	()	(s)	()	(s)	()	(s)	()	(s)	()	(s)	()
12	3.49	0.041	2.84	0.041	2.64	0.041	5.11	0.013	3.92	0.013	3.46	0.013
8	2.34	0.041	1.95	0.043	1.61	0.057	3.54	0.013	2.62	0.013	2.43	0.013
4	1.04	0.081	0.71	0.14	0.64	0.15	1.60	0.020	1.19	0.024	1.06	0.025
2	0.47	0.195	0.34	0.26	0.30	0.28	0.85	0.033	0.61	0.046	0.58	0.047

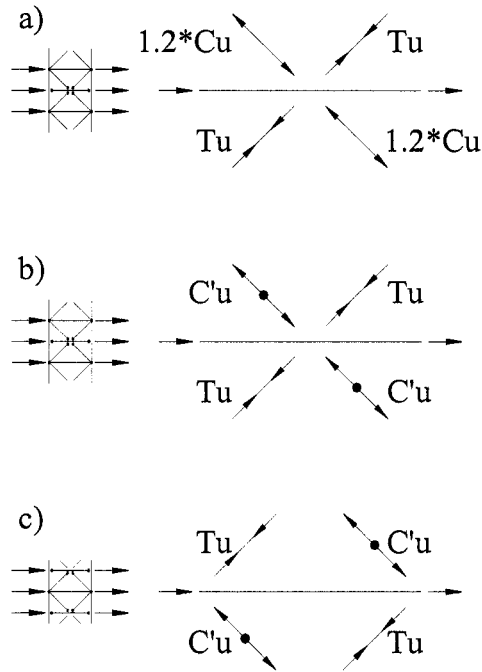


Figure 3.2.2.2 Capacity design patterns: (a) Short-span beam at buckling of the braces; (b) Short-span beam after buckling of the braces; and (c) Long-span beam after buckling of the braces.

3.2.3 Analytical model and ground motion records

Nonlinear time step dynamic analyses of the structures were performed using the Drain-2D computer program by Kanaan and Powell (1973). As shown in Fig. 3.2.2.1b, the numerical model included the bracing bent studied as well as all the gravity columns laterally stabilized by that bracing bent. The bracing members were modelled using the inelastic brace buckling element with pinned ends developed by Jain & Goel (1978). The initial compressive resistance and the post-buckling strength

of the brace elements were set equal to C_u and C'_u , respectively, and the tension capacity was equal to T_u . For the post-buckling strength, the expression $C'_u = A R_y F_y (0.176 + 0.024 \lambda^{-3.51}) \leq C_u$, as proposed by Tremblay (2000), was preferred to the CSA-S16 equation as it accounts for the fact that the post-buckling brace compression strength typically increases when λ is reduced. This expression is used in the rest of the study. For member capacity calculations, nominal steel yield strength was assumed and R_y was then set equal to 1.0. All columns were made continuous over two consecutive storeys, with zero-moment splice connections. The beams were assumed pin-connected to the columns and laterally supported. Beams and columns were modelled using beam-column elements with plastic hinges forming at their ends only. Bi-linear hysteretic response with 2% of strain hardening was considered for these beam-column elements. The Newmark constant acceleration integration scheme with a time step varying from 0.0005 s to a maximum of 0.001 s was used. P- Δ effects were considered in the model with 100% of the dead load applied to the structure with 50% of the reduced live load and 50% of the roof snow load. Rayleigh damping based on tangent stiffness and equal to 5% of critical damping in the first two modes was adopted.

Each structure was subjected to 10 compatible ground motions produced by intra-plate events matching the two dominant magnitude-hypocentral distance scenarios for each site: **M**6.5-30 km and **M**7.2-70 km for Victoria, and **M**6.0-30 km and **M**7.0-70 km for

Quebec (Tremblay and Atkinson, 2001). Each ensemble included six historical and four simulated time histories compatible with the seismic conditions at the site. Ground motions in Victoria typically have longer dominant periods and longer durations than those in Quebec. For Victoria, four simulated time histories for M8.5 Cascadia subduction inter-plate events were also considered. All intra-plate ground motions were scaled such that the area under both the ground motion spectra and the UHS at the site were equal for the applicable period ranges. The Cascadia motions were scaled as proposed by Tremblay and Atkinson (2001). The characteristics of the records including unscaled peak acceleration, PHA, and peak velocity, PHV, as well as the scaling factor, S_F , used are given in Table 3.2.3.1. The computed ground motion spectra are compared to the corresponding hazard spectra in Fig. 3.2.3.1.

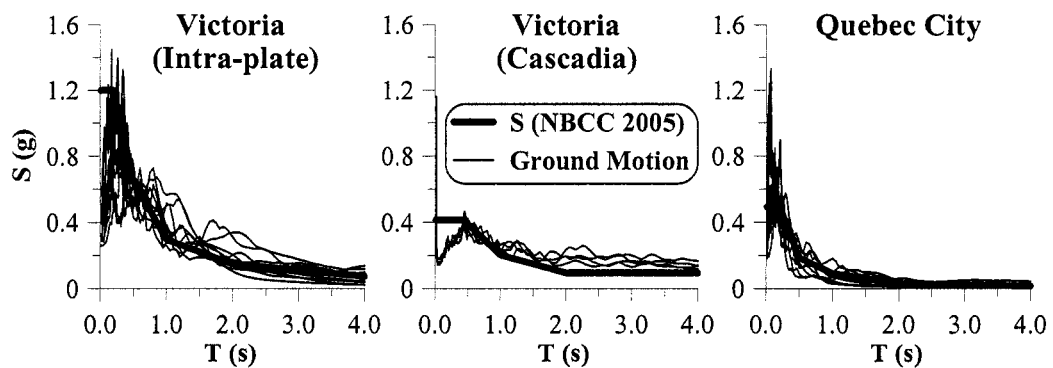


Figure 3.2.3.1 Design and ground motion acceleration spectra.

Table 3.2.3.1 Selected ground motion time histories.

Event	Magn.	R (km)	Station	Comp.	PHA (g)	PHV (m/s)	S _F
<i>Victoria</i>							
Simulated (Trial #1)	M _W 6.5	30			0.53	0.48	1.05
Simulated (Trial #4)	M _W 6.5	30			0.39	0.38	1.05
Simulated (Trial #1)	M _W 7.2	70			0.25	0.40	1.20
Simulated (Trial #4)	M _W 7.2	70			0.25	0.38	1.20
Apr. 24, 1984 Morgan Hill	M _S 6.1	38	San Ysidro, Gilroy #6	90°	0.29	0.37	1.00
Jan. 17, 1994 Northridge	M _W 6.7	44	Castaic, Old Ridge Rd	90°	0.57	0.52	0.70
Apr. 4, 1965 Puget Sound	M _W 6.7	87	Olympia, Test Lab	266°	0.20	0.13	2.30
Apr. 13, 1949 West.Wash.	M _W 7.1	76	Olympia, Test Lab	86°	0.28	0.17	1.40
Oct. 18, 1989 Loma Prieta	M _W 7.0	54	Stanford Univ.	360°	0.29	0.28	1.00
Oct. 18, 1989 Loma Prieta	M _W 7.0	100	Presidio	90°	0.20	0.34	1.30
Simul. Cascadia (Trial #1)	M _W 8.5	120			0.10	0.17	2.20
Simul. Cascadia (Trial #2)	M _W 8.5	120			0.09	0.24	2.20
Simul. Cascadia (Trial #3)	M _W 8.5	120			0.11	0.21	2.20
Simul. Cascadia (Trial #4)	M _W 8.5	120			0.12	0.19	2.20
<i>Quebec City</i>							
Simulated (Trial #1)	M _W 6.0	30			0.43	0.18	0.70
Simulated (Trial #3)	M _W 6.0	30			0.47	0.14	0.70
Simulated (Trial #2)	M _W 7.0	70			0.29	0.15	0.70
Simulated (Trial #4)	M _W 7.0	70			0.29	0.17	0.70
Dec. 23, 1985 Nahanni	M _S 6.5	24	Battlement Creek	0°	0.19	0.03	2.10
Dec. 23, 1985 Nahanni	M _S 6.5	24	Battlement Creek	270°	0.19	0.06	2.10
Nov. 25, 1988 Saguenay	M _S 5.7	43	Chicoutimi-Nord	124°	0.13	0.03	3.00
Nov. 25, 1988 Saguenay	M _S 5.7	95	Les Éboulements	0°	0.13	0.04	2.00
Nov. 25, 1988 Saguenay	M _S 5.7	97	La Malbaie	63°	0.12	0.04	2.00
Nov. 25, 1988 Saguenay	M _S 5.7	200	Dickey	63°	0.09	0.03	2.00

3.3 Analysis results

3.3.1 Overall building performance

Detailed analysis results can be found in Tremblay and Lacerte (2002). Only the overall seismic performance is discussed herein to provide the basis for the development of improved design provisions. The peak inter-storey drift is used to assess the performance of the buildings. As in design, the response is considered acceptable if the inter-storey drift remains below $2.5\% h_s$. Conversely, collapse by dynamic instability is assumed to have occurred when the inter-storey drift exceeded $5.0\% h_s$, as proposed by Tremblay and Robert (2001).

Table 3.3.1.1 summarises the occurrences of instability for Victoria and the three collapse patterns that were observed are illustrated in Fig. 3.3.1.1 (note that the deformations are amplified in the figure). Collapse generally occurred by excessive lateral deformations developing simultaneously within the two consecutive storeys part of the same Split-X. In most cases, the short-span beam in that Split-X yielded at its mid-length, usually when the inter-storey drift reached or exceeded $2.5\% h_s$, regardless whether or not the same brace sizes were used above and below the beam. Dynamic instability was mainly observed in the 8- and 12-storey buildings, following the pattern shown in Fig. 3.3.1.1a. The number of collapse cases increases with the building size, and Cascadia earthquakes appeared to be more critical than intra-plate

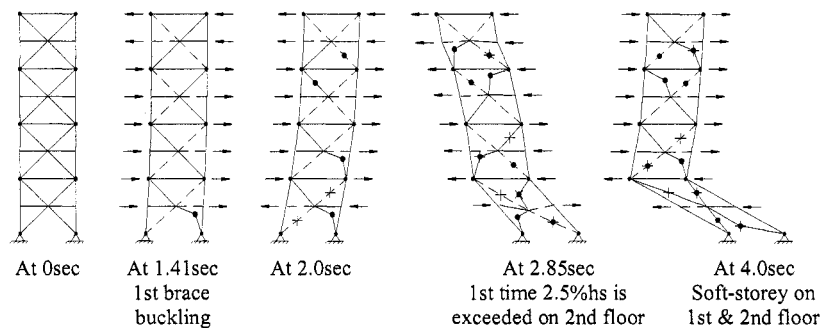
earthquakes. For Quebec City, only one of the 8-storey L-buildings collapsed, and the failure developed at the 2th floor following the chisel pattern of Fig. 3.3.1.1c.

Figure 3.3.1.2 gives the peak storey drift computed at every floor of the structures that could withstand the applied ground motions without collapse at both sites. In Victoria, storey drifts vary significantly over the building height and exceed the $2.5\% h_s$ limit in several cases. The peak inter-storey drifts for the Quebec structures are very uniform and are all well below the code limit, indicating satisfactory performance even if the design base shear forces at this site were very low (Table 3.2.2.1). Note that such a relatively good behaviour in Quebec City can be partly attributed to the lack of strong motions from historical earthquakes for eastern Canada and caution should be exercised when applying these results. For this reason and because more severe damage was observed in the West, the rest of the study focuses on the Victoria site.

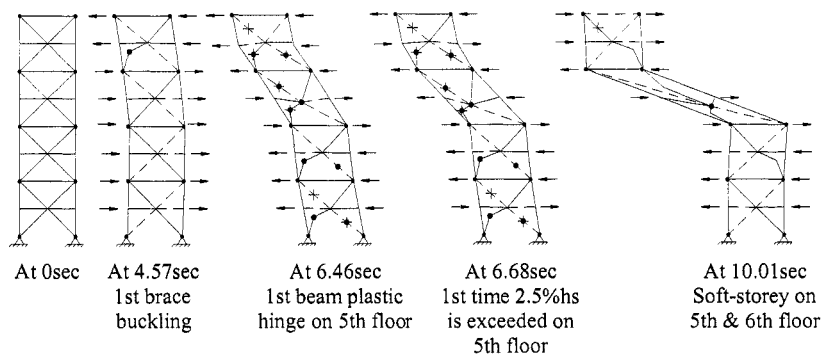
Table 3.3.1.1 Occurrence of dynamic instability for building in Victoria.

Collapse patterns (See Fig. 3.3.1.1)	Intra-plate earthquakes [Out of 10 ground motions]										Cascadia earthquakes [Out of 4 ground motions]										Total				
	12 ¹					8					4					2									
	L ²	R	S	L	R	S	L	R	S	L	R	S	L	R	S	L	R	S	L	R		S	L	R	S
Soft storey, at 1 st & 2 nd floor simultaneously	4	2	1	2	1						4	4	2	2	2	1									25
Soft storey, at other floor	1			2										1	1										5
In chisel					1										1										2
Total	5	2	1	5	1						4	4	2	4	3	1									32

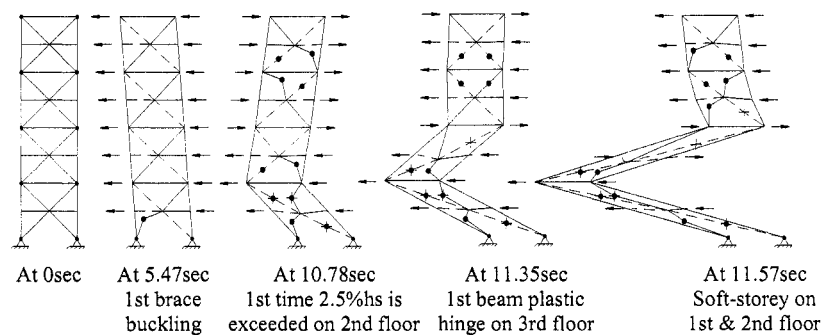
Note: ⁽¹⁾ Number of storeys; ⁽²⁾ Building size.



[Victoria, R-Building, Simulated (Trial #1)]
a) Soft storey, at 1st & 2nd floor simultaneously



[Victoria, L-Building, Apr. 13, 1949 West.Wash., 86deg.]
b) Soft storey, at other floor



[Quebec, L-Building, Dec. 23, 1985 Nahanni, 270deg.]
c) In chisel

Compression ——— Compression buckling •
Tension - - - - Tension yielding ×

Figure 3.3.1.1 Observed dynamic instability patterns.

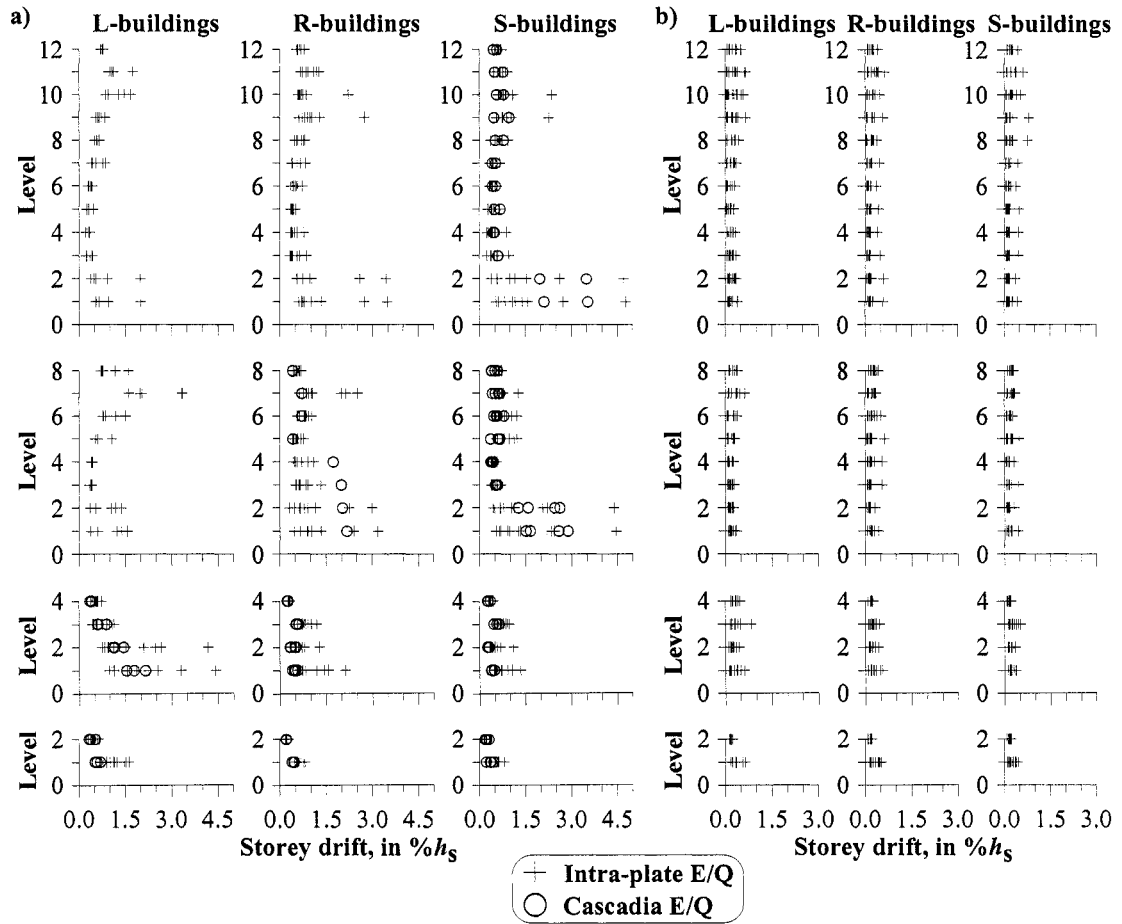


Figure 3.3.1.2 Peak inter-storey drift for buildings in: (a) Victoria; (b) Quebec.

3.3.2 Comparison with previous studies

In contrast with this study, Redwood et al. concluded that Split-X concentrically braced steel frames can exhibit acceptable seismic performance in both eastern and western regions. This discrepancy can be explained by several differences in design assumptions and ground motion input used in each study, these differences leading to much lower demand to supply ratios for the structures designed by Redwood et al. For

instance, code provisions have undergone significant modifications since the 1990 NBCC (NRCC, 1990) and the CSA-S16.1-89 Standard (CSA, 1989) used by Redwood et al. For the 8-storey Split-X braced frame in Victoria, the base shear force ratio, V_f/W , is equal to 0.089 for NBCC 1990 and 0.043 for NBCC 2005. In their study, Redwood et al. also increased the seismic loads by 22% and 7.7% to account respectively for accidental eccentricity and P- Δ effects, as would be done in practice. However, no accidental torsional effects were imposed in the analyses and only the gravity loads supported by the braced frame studied was considered in the analytical model, which included only 21% of the gravity loads supported by the floor area stabilised by the braced frame.

In their study, Redwood et al. scaled the ground motions based on peak velocity, as was commonly done in the context of NBCC 1990. This resulted in a low demand relative to the design forces, as illustrated in Fig. 3.3.2.1 where the 5% damped response spectra of the scaled ground motions are compared to the 1990 NBCC design spectrum scaled for the Victoria site ($v S_a$). On average, the earthquake spectral values are 30% lower than the design spectrum for the applicable period range. The allowance for accidental torsion in design and the ground motion scaling procedure resulted in a demand to supply ratio equal to 57% (0.70/1.22) of what should be considered. In the present paper, accidental torsion was neglected in design for consistency with the analysis assumptions, and the ground motions were scaled to match the design spectrum. Full P-delta effects were included in analysis but were not

considered in design, and the lower base shear forces from NBCC 2005 resulted in higher gravity to lateral load ratios for the structures, thus creating more critical conditions for stability effects.

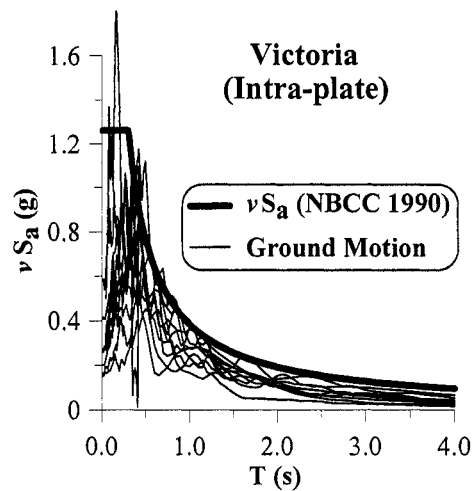


Figure 3.3.2.1 Hazard, design and ground motion spectra used in the study by Redwood et al. (1991).

3.3.3 Overall performance vs brace slenderness and relative storey shear resistance

Figure 3.3.3.1a illustrates the correlation between brace slenderness λ and the occurrences of collapse for Victoria. As shown, λ varies from 0.66 to 2.20. It generally decreases towards the base of the structures, or as the building dimensions or the seismic loads are increased. In the figure, the λ values at levels where collapse occurred in the structures are circled, and the number of occurrences of collapse is

indicated. It can be observed that $\lambda \leq 1.1$ for all occurrences of collapse. In Fig. 3.3.1.2a, concentration of storey deformations occurred at the base of all 8- and 12-storey buildings, as well as at the base of the 4-storey L-building. In all these cases, the brace slenderness is also equal to or less than 1.1, which tends to confirm that this λ value can be associated to soft storey response. Tremblay (2000) observed collapse and concentration of inelastic demand in multi-storey buildings with $\lambda \leq 0.85$ and satisfactory performance when $\lambda \geq 1.35$.

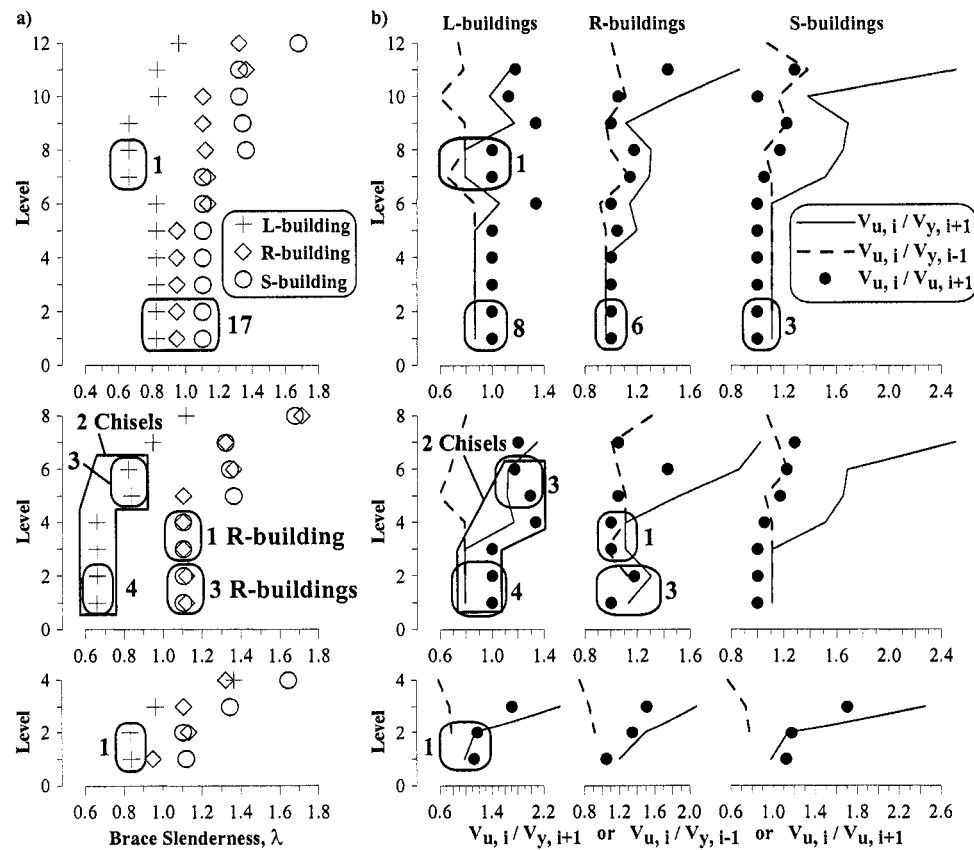


Figure 3.3.3.1 Occurrences of collapse in Victoria: (a) Correlation with the brace slenderness, λ ; (b) Correlation with the storey shear resistances in adjacent levels.

The correlation between λ and building collapse can be explained by the relation that exists between λ and the ratio of the post-buckling storey shear capacity, $V_u = (T_u + C'_u) \cos \theta$, where θ is the brace inclination, to the storey shear required to trigger brace buckling, $V_y = 2 C_u \cos \theta$. Figure 3.3.3.2 shows the variation of V_u/V_y with λ . For stocky braces with λ comprised between 0.37 and 1.00, V_u/V_y is less than 1.0, indicating a loss in storey shear capacity after brace buckling and significant inelastic response. Conversely, for $\lambda \geq 1.0$, the system exhibits lateral overstrength because the reserve strength of the tension brace exceeds the loss in capacity of the compression brace (Tremblay, 2003; Tremblay & Lacerte 2002; Elghazouli, 2002). In Fig. 3.3.3.1a, collapse did not occur in storeys where λ exceeded 1.1, i.e. where sufficient post-buckling storey shear overstrength was present.

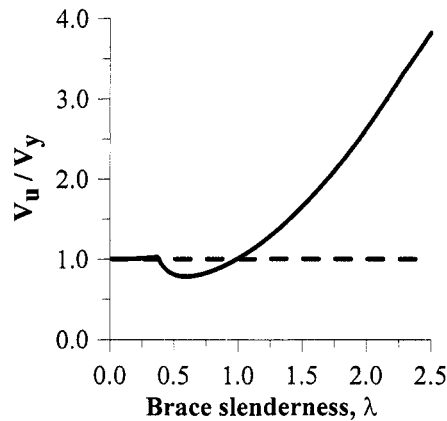


Figure 3.3.3.2 Post-buckling storey shear overstrength as a function of brace slenderness, λ .

In Fig. 3.3.1.2a, it can also be noted that the response of the 8- and 12-storey L-buildings in Victoria remained essentially elastic at the intermediate levels. For instance, in the 8-storey building, inelastic response developed in the 5th and upper storeys as well as in the bottom two floors, while the braces at levels 3 and 4 did not buckle and remained elastic. This can be explained by the fact that the post-buckling storey shear resistance V_u at the 5th floor was not sufficient to impose a storey shear force large enough to trigger brace buckling at levels 3 and 4. Furthermore, even if V_u at level 5 had been sufficiently large, brace buckling at level 4 would have only occurred if the floor below had exhibited a capacity V_u greater than V_y at level 4.

The likelihood for damage concentration can therefore be assessed by comparing V_u at a given level to V_y in the adjacent floors: $V_{u,i}/V_{y,i+1}$ and $V_{u,i}/V_{y,i-1}$. If the first ratio is greater than 1.0, the storey i can provide enough resistance to provoke buckling of the braces in the floor above. The second ratio, $V_{u,i}/V_{y,i-1}$, when greater than 1.0, indicates that inelastic response developing at storey i can propagate down because $V_{u,i}$ is large enough to trigger brace buckling at the level below. Conversely, if anyone of these two ratios is less than 1.0, the storey i represents a potential location for damage concentration because the braces at that floor, after buckling, will not develop a storey shear force, $V_{u,i}$, to force brace buckling in adjacent floors. Such damage concentration in the weaker floors, and the associated large storey drift deformations, can lead to collapse by instability of the structure.

Figure 3.3.3.1b shows the correlation between the occurrences of collapse and the ratios $V_{u,i}/V_{y,i+1}$ and $V_{u,i}/V_{y,i-1}$. For the 8-storey L-building in Victoria, the $V_{u,i}/V_{y,i-1}$ ratio is less than 1.0 over the entire building height, with a minimum value at the 5th floor (V_{u5}/V_{y4}). As shown, three occurrences of collapse were observed at storeys 5 and 6 while the braces at storey 4 remained elastic. For the 8-storey R-building, the ratio $V_{u,i}/V_{y,i-1}$ is less than 1.0 at storey 3, which can also explain the ductility concentration at levels 3 and 4. In Quebec City, most braces have a slenderness parameter λ greater than 1.1 and collapse of the 8-storey L-building at that site occurred at the only level where the $V_{u,i}/V_{y,i-1}$ ratio was less than 1.0.

Figure 3.3.3.1a shows that the same bracing members (same λ) were often selected over several consecutive floors near the building base of the 8- and 12-storey structures in Victoria. Such a design also creates favourable conditions for soft-storey response as all storeys offer the same post-buckling capacity whereas the seismic force demand typically increases towards the building base. As shown in Fig. 3.3.3.1b, collapse by instability often coincides with locations where $V_{u,i}/V_{y,i+1} = 1.0$. In addition, non uniform storey drift demand is observed when this ratio varies significantly from one floor to the next, as was the case at the 3rd and 4th levels of the 8-storey L-building in Victoria.

These observations suggest that selecting bracing members on a minimum weight basis only can result in uneven ductility distribution along the building height and, eventually, dynamic instability. It is likely that the ability of redistributing the inelastic demand after the first occurrence of brace buckling and, thereby, mobilising the entire energy dissipation capacity of a braced steel frame could be improved by also paying attention to the brace slenderness and the relative storey shear resistances along the building height. Such an “Enhanced Storey Ductility Redistribution Capacity (ESDRC)” approach is developed and validated in the following sections.

3.4 Revised design provisions

Further study of the analysis results and complementary analyses were carried out to develop the ESDRC brace design approach, to examine the need to include P- Δ effects in design and to propose design guidelines for the beams and columns.

3.4.1 Design for Enhanced Storey Ductility Redistribution Capacity (ESDRC)

Previous observations indicated that building instability coincided with brace slenderness less than 1.1 and that good correlation existed between concentrations of storey drifts and collapse, on one hand, and post-buckling storey shear resistance V_u values lower than V_y or V_u in adjacent storeys, on the other hand. In Fig. 3.3.3.2, the

ratio V_u/V_y increases with brace slenderness and, interestingly, takes a value of 1.11 when $\lambda = 1.1$. Thus, with the exception that the ratios $V_{u,i}/V_{y,i+1}$ and $V_{u,i}/V_{y,i-1}$ also vary when different bracing members are specified in adjacent floors, both conditions for stable seismic response in terms of brace slenderness and V_u/V_y ratios would generally be met simultaneously. The EDSRC approach thus consists in selecting slender braces with post-buckling storey shear resistance sufficient to help the propagation of inelastic response in several storeys after large storey drifts have developed at a given floor. For typical brace lengths, W shapes, small HSS or rectangular HSS sections that buckle about their weak axis can be used for that purpose.

As shown in Fig. 3.4.1.1a, one must also consider for the ratio $V_{u,i}/V_{y,i+1}$ that a fraction of $V_{u,i}$ will be used to react the inertia force that develops at level i (F_i) when the compression brace is on the verge of buckling at the floor above. It is difficult to predict the amplitude of these inertia forces as they depend on the localised inelastic dynamic response of the structure. If the lateral load distribution used in design is assumed to exist when the compression brace buckles at level $i+1$, it can be shown that $V_{u,i}$ must exceed $V_{y,i+1}(1 + F_i / \sum_{j=i}^n F_j)$ to reach V_y at level $i+1$. As illustrated in

Fig. 3.4.1.1b, the opposite happens for the $V_{u,i}/V_{y,i-1}$ ratio as the floor inertia forces at level $i-1$ contribute to triggering brace buckling at level $i-1$. In this case, the ratio $V_{u,i}/V_{y,i-1}$ can be conservatively taken equal to or greater than 1.0. Similarly, it is

suggested that braces should be selected such that ratio $V_{u,i}/V_{u,i+1}$ just exceeds 1.0 to ensure that inelastic action will develop upward from the building base, even if some inertia forces develop at the level i .

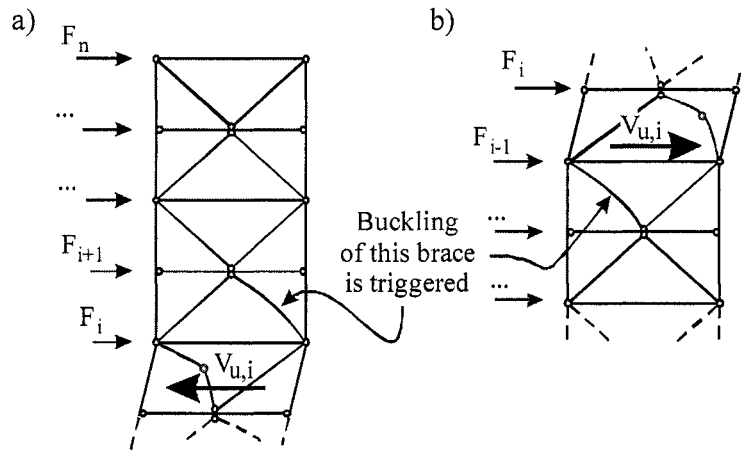


Figure 3.4.1.1 Inertia forces acting when brace buckling occurs after tension yielding and brace buckling have developed in the storey: (a) below; (b) above.

The concept was assessed on a preliminary basis by examining the behaviour of the 8- and 12-storey R-buildings in Victoria. These structures were redesigned into two steps: first, by selecting braces that met the minimum $V_{u,i}/V_{y,i+1}$ and $V_{u,i}/V_{y,i-1}$ ratios and, second, by adjusting further the braces to also meet $V_{u,i}/V_{u,i+1} > 1.0$. The analyses were conducted with and without consideration of P- Δ effects. When P- Δ effects were included in the analysis of the first set of structures, the number of collapse occurrences reduced from 6 to 0 and from 4 to 2 for the 12- and 8-storey structures, respectively. For these structures, modifying further the brace sections to meet $V_{u,i}/V_{u,i+1} > 1.0$ had no impact on the number of collapses. As expected, no

collapse by instability was observed when P- Δ effects were not included in the analyses, but large concentrations of deformations were observed, as shown in Fig. 3.4.1.2a for the original design, which is typical for conventional braced frame design. Figures 3.4.1.2b&c show that applying the EDSRC approach improved the distribution of the storey drift demand along the height of both structures by initiating inelastic response in a larger number of braces. It must be noted that the uniformity of the storey drift distribution still remains sensitive to brace properties. Therefore, braces must be carefully chosen such that the $V_{u,i}/V_{u,i+1}$ does not exhibit marked variations between successive storeys and it suggested to keep the differences below 10%, especially in the lower floors.

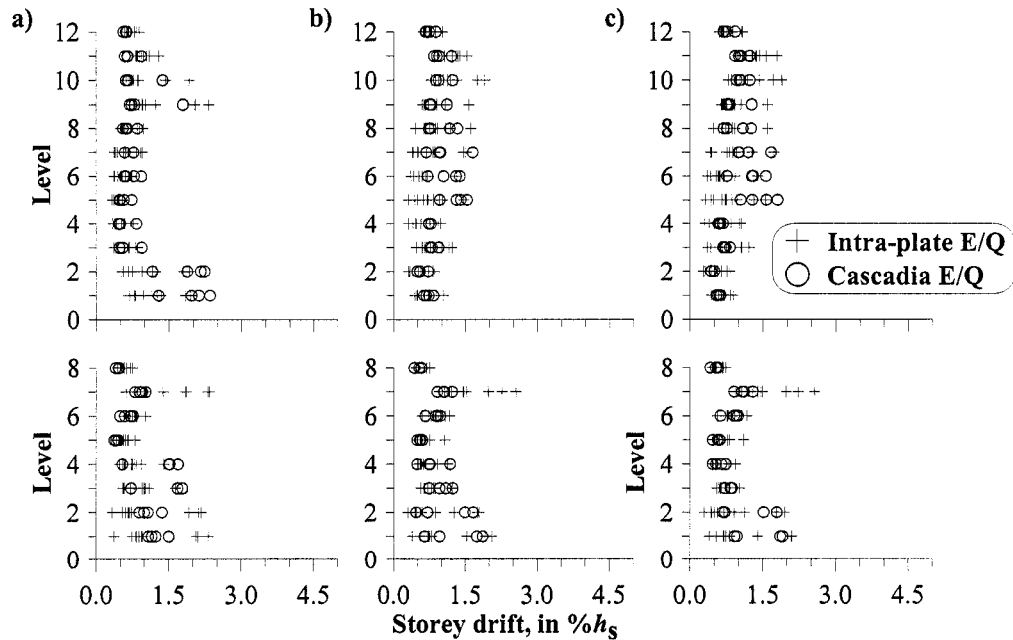


Figure 3.4.1.2 Peak inter-storey drifts for the 8- and 12-storey R-buildings in Victoria (analyses without P- Δ effects): (a) Initial design; (b) With braces modified to satisfy $V_{u,i}/V_{y,i+1}$ and $V_{u,i}/V_{y,i-1}$ ratios; (c) With braces modified to also satisfy $V_{u,i}/V_{u,i+1}$ ratios.

3.4.2 Accounting for P-Δ effects in design

Although the ESDRC approach can help in mitigating damage concentration, minimum lateral strength must still be provided to ensure proper response. Gravity loads acting on a laterally deformed structure actually reduce its lateral resistance. If P-Δ effects are significant, the net effective lateral capacity may not be sufficient to withstand the applied ground motions, which can lead to amplified storey deformations and, eventually, building collapse. As indicated in Table 3.3.1.1, 25 of the 32 soft-storey collapse responses were observed at the 1st and 2nd storeys of the structures, where gravity loads were maximum. Instability also mainly developed in the taller frames, with the greater gravity load to lateral resistance ratios.

In CSA-S16, P-Δ effects are included in design by amplifying the design storey shear by a factor U_2 given by:

$$[4] \quad U_2 = 1 / \{1 + \Sigma[C_f (R_d/I_E) \Delta] / \Sigma(V_f h_s)\}$$

where C_f is the total gravity load carried by the columns stabilized by the braced frame studied and Δ is the storey drift under the design lateral loads. For the 8-storey L- and R-buildings in Victoria, U_2 at the base was equal to 1.30 and 1.20, respectively, which indicates that a significant portion of the frame lateral resistance

was used to resist gravity load effects. Ignoring $P-\Delta$ effects in the building design likely contributed to a lack of capacity at the base of the larger size or taller buildings. Accounting for such effects, together with applying the ESDRC procedure, should contribute to achieving a stable building seismic response.

3.4.3 Design of the short-span beams

In the analysis, nearly all collapse occurrences initiated from large displacements developing in one two-storey Split-X together with plastic hinging forming in the short-span beam located in that Split-X. To explore the impact of the short-span beam design assumptions on the overall building seismic behaviour, all 8-storey buildings were re-analysed using different short-span beam design strategies. A “hinged beam design” was first considered in which the flexural strength and stiffness of the short-span beams were set to zero by inserting a pin at the beam mid-spans. In a second analysis series, strong beam design was considered by specifying for all beams a very strong and very stiff W360x677 shape. The number of collapse cases observed in these analyses are summarised in Table 3.4.3.1. The results for the original design are also given for comparison. As shown, changing the beam flexural stiffness and capacity had no significant effect on the seismic stability of the structures. For the structures that did not collapse, the inter-storey drifts and brace ductility demand also remained unchanged. Only the flexural demand on the columns was found to increase noticeably for the hinged beam design case.

Although the beam flexural properties has limited impact on the overall building behaviour, Redwood et al. indicated that providing continuous short-span beams with minimum moment capacity could provide beneficial redundancy in the braced frame, and it was suggested to design these beams as beam-columns supporting a moment equal to 30% of their flexural strength. For the axial load, C_f , they recommended to use (see Fig. 3.2.2.2a):

$$[5] \quad C_f = \alpha [(T_{u i} + 1.2 C_{u i}) \cos \theta_i - \beta (T_{u i+1} + 1.2 C_{u i+1}) \cos \theta_{i+1}].$$

In this equation, the α factor accounts for the position of the braced frame in the building, while β is the fraction of the brace capacities likely to be reached at level $i+1$ when the braces reach T_u and $1.2 C_u$ at the floor below. A value $\beta = 0.75$ was proposed by Redwood et al. but examination of the analysis results obtained for the structures that did not collapse indicates that this value could underestimate the axial load demand on the short-span beams. This parameter should be set equal to 0.5. In addition, the pattern in Fig. 3.2.2.2b was found generally less critical and can be neglected in design.

Table 3.4.3.1 Occurrence of dynamic instability - Hinged and strong beam designs.

Site	Intra-plate earthquakes [Out of 10 ground motions]									Cascadia earthquakes [Out of 4 ground motions]								
	<i>Hinged Beam</i>			<i>Original Design</i>			<i>Strong Beam</i>			<i>Hinged Beam</i>			<i>Original Design</i>			<i>Strong Beam</i>		
	L ⁽¹⁾	R	S	L	R	S	L	R	S	L	R	S	L	R	S	L	R	S
Victoria	5	1		5	1		4	1		4	3		4	3		4	3	1
Quebec	1			1			1											

Note: ⁽¹⁾ Building size.

3.4.4 Design of the roof beams

Compression axial loads up to 30% to 50% in excess of those anticipated from the load case illustrated in Fig. 3.2.2.2c were obtained in the structure roof beams. Close examination of the time history response in the upper part of the structures revealed that peak compression forces develop when the storey shear at the second topmost floor reaches V_u and the braces at the top floor are still elastic. As illustrated for a four-storey structure in Fig. 3.4.4.1, the two braces at the top level can then become in tension, resisting the unbalanced vertical force imposed by the second last floor braces. For this particular example, a maximum compression of 624 kN in the roof beam is attained and the force distribution at that time can be obtained from the superposition of two cases: the forces required to carry the vertical unbalanced load imposed by the braces at the third level and the forces producing the computed storey shear at the 4th level. As shown, it is the first case that needs to be considered for the design of the roof beam. Note that the frame in this example is located in the center of

the building, with equal inertia forces acting on each side of the frame ($\alpha = 0.5$) and that the mid-span beam at the 3rd floor contributed slightly to the resistance of the brace unbalanced vertical load. For this particular example, neglecting that beam contribution gives an axial load of 630 kN, which compares well with the 624 kN obtained in the analysis. Similar small short-beam contributions are anticipated in other structures when applying the design guidelines proposed earlier. It is noted that this particular load condition was only observed at the roof level, and other long-span beams can be designed using the load condition illustrated in Fig. 3.2.2.2c.

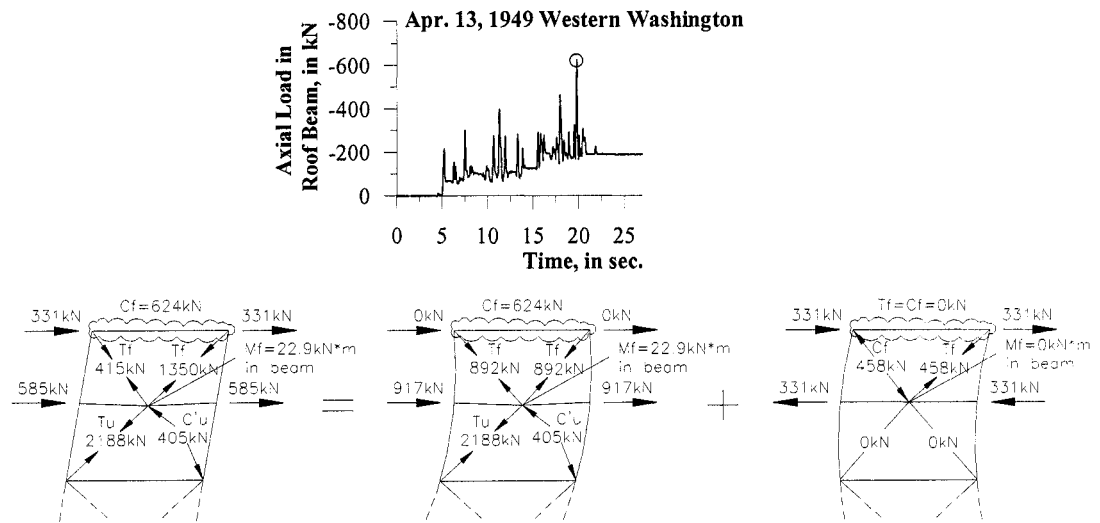


Figure 3.4.4.1 Peak axial load in the roof beam of the 4-storey RR-building in Victoria.

3.4.5 Column design

In the original design, a conservative approach was used for the braced bay columns assuming that all braces located above the level under consideration were reaching simultaneously their expected capacity (T_u and $1.2 C_u$). Redwood et al. proposed to consider the full contribution of the braces located at the level above the level into consideration and to combine the contribution of the braces at the upper levels using a “square root of the sum of the squares (SRSS)” approach. For the structures studied herein, this method underestimated the column axial loads and a new approach was therefore proposed in which the braces in any two consecutive Split-X develop simultaneously T_u in tension and $1.2 C_u$ in compression while the brace forces in the other floors are those induced by a storey shear equal to V_y . In addition, the column axial loads must not be less than those produced by all the braces above the level under consideration imposing T_u in tension and C'_u in compression. For the topmost Split-X, the columns should also be designed to carry the beam shear due to an additional moment in the short-span beam equal to 30% of the beam flexural strength. As specified in CSA-S16, the columns in the braced bays should be designed as beam-columns with a moment equal to 20% of their flexural strength.

3.5 Validation of proposed design approach

3.5.1 Building geometry and design

The 4-, 8-, and 12-storey R-buildings in Victoria were redesigned according to the above recommendations. These structures are referred to RR-buildings (Revised R-buildings). In addition, the largest building size (MAX-buildings) that could be constructed with actual brace shapes meeting the ESDRC design criteria, i.e. braces with a minimum λ of approximately 1.2, was also considered. For all these structures, the ESDRC approach was applied except that the requirement for $V_{u,i}/V_{u,i+1} > 1.0$ was not met. This aspect is examined later. The characteristics of the structures are summarised in Table 3.5.1.1, including the seismic weight ratio of the MAX-buildings compared to the RR-buildings. As shown, including P-delta effects in design increased the average lateral strength by 3 to 21% depending on the building height and size. Figure 3.5.1.1a shows that the brace slenderness for the structures is almost constant over the building height and varies from 1.2 up to 1.68, providing significant post-buckling storey shear overstrength ($V_u/V_y > 1.0$). In Fig. 3.5.1.1b, V_u is sufficient to induce brace buckling in adjacent storeys. As expected, $V_{u,i}/V_{y,i+1}$ is generally greater than $V_{u,i}/V_{y,i-1}$ as brace sizes diminish towards the building top. In the 8- and 12-storey structures, the same brace section was used in several consecutive levels, resulting in $V_{u,i}/V_{u,i+1} = 1.0$. Applying the EDSRC concept required additional steel.

For example, for the 8-storey RR-building, the steel tonnage for the braced bay had to be increased by 11%.

Table 3.5.1.1 Properties of the RR- and MAX-buildings.

Properties	Building height and size					
	4-storey		8-storey		12-storey	
	RR	MAX	RR	MAX	RR	MAX
T_a (s)	0.61	0.63	1.71	1.82	2.58	2.66
Seismic weight factor	N/A	1.52	N/A	1.90	N/A	1.46
U_2 , average over the height	1.04	1.04	1.14	1.18	1.21	1.26
Maximum (average) over the height	(1.03)	(1.04)	(1.11)	(1.15)	(1.18)	(1.21)

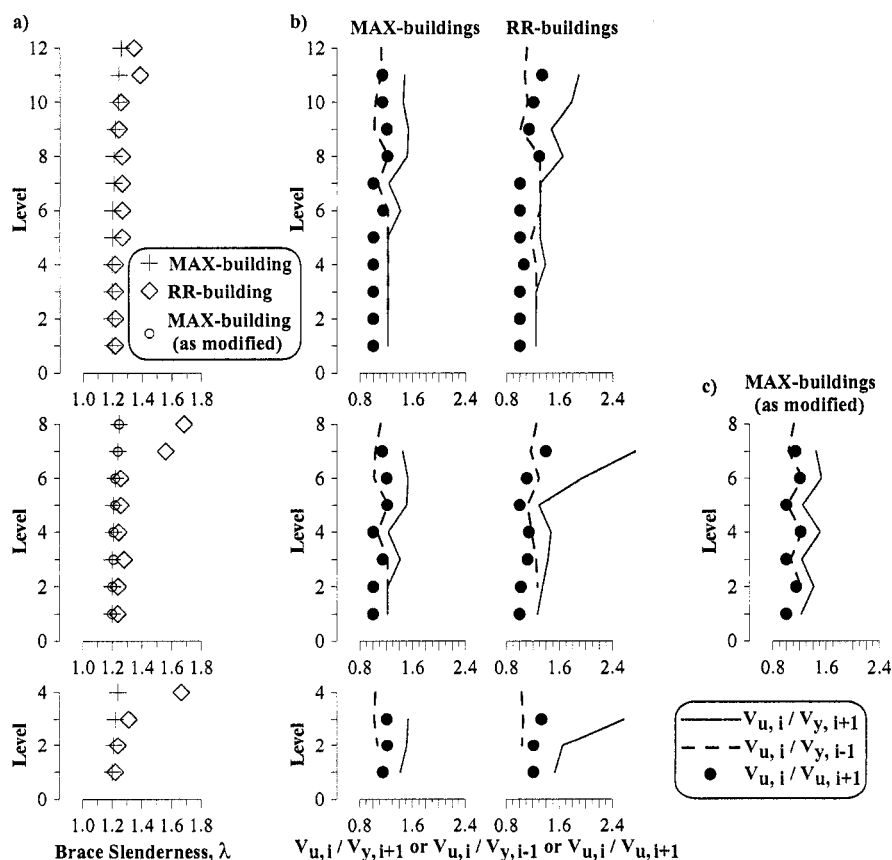


Figure 3.5.1.1 Building properties: (a) Brace slenderness, λ ; (b) Post-buckling storey shear capacity for the RR- and MAX-building; (c) Post-buckling storey shear capacity for the modified MAX-building.

3.5.2 Overall building behaviour

Collapse by dynamic instability was observed only in the 8-storey MAX-building under two artificial ground motions (one intra-plate and one Cascadia earthquake). Stable inelastic response was obtained in all other cases. Figure 3.5.2.1 presents the peak inter-storey drifts computed in the structures. For all structures, the 84th percentile values are less than 2.02% h_s and the maximum value reached 2.63% h_s , which is considered as satisfactory. Such low storey drift values also reduced the flexural demand in the braced bay columns, as discussed later.

For the 8-storey MAX-building, collapse occurred at the first floor in both cases, as shown in Fig. 3.3.1.1a. For these two cases, reducing the ground motion amplitude by 5% was sufficient to obtain storey drifts less than 5% h_s , indicating that the structure as designed was nearly adequate. The braces at the 3rd floor were the same as the ones used in the two-storey X at levels 1 and 2. Similarly, the braces at level 5 were the same as those at level 4. The braces at levels 3 and 5 were therefore changed for those at levels 4 and 6, respectively, resulting in $V_{u,i}/V_{u,i+1} > 1.0$ between consecutive two-storey X's as shown in Fig. 3.5.1.1c. In the figure, the saw tooth distribution is a result of using the same braces in a single Split-X. The λ values for that revised building are shown in Fig. 3.5.1.1a. The analyses were redone for that new design and the behaviour was significantly improved: no collapse, 84th fractile and maximum peak storey drifts of 1.87% and 3.76% h_s for the intra-plate ground motions, and 1.78% and

2.12% h_s for the Cascadia earthquakes. These results suggest that the same brace can be used within a two-storey X but that $V_{u,i}/V_{u,i+1}$ should be greater than 1.0 between two consecutive Split-X's. The results for that modified design were used in the following section.

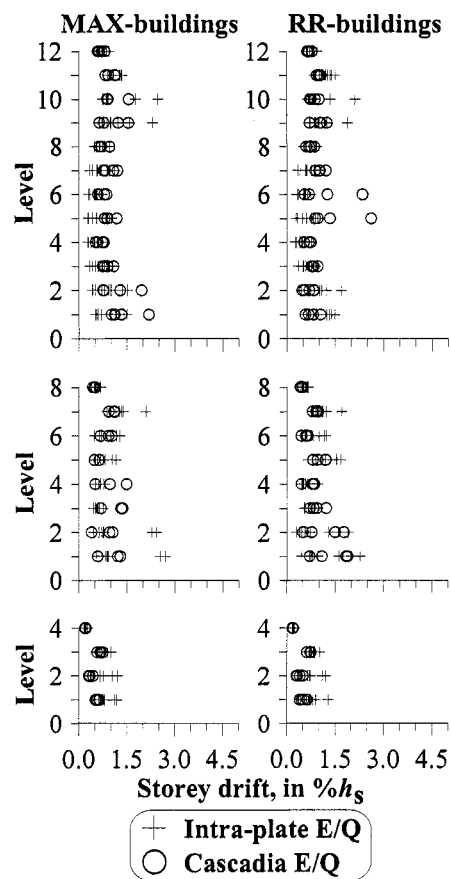


Figure 3.5.2.1 Peak storey drifts in the RR- and MAX-buildings.

3.5.3 Beam and column design assumptions

Table 3.5.3.1 presents statistics of the axial load and bending moment demand on the short-span beams and on the columns. For the roof beams, the computed axial loads reached the design values in all cases. The results for the intermediate floor beams indicate that the design assumptions are verified. Out of a total of 336 possibilities (all beams in all buildings subjected to all earthquake motions), only 9 short-span beam yielding occurrences were observed (7 at the first floor). It was also observed that the maximum axial loads and bending moments did not occur simultaneously in short-span beams, which can explain the observed behaviour.

Table 3.5.3.1 Statistics of peak response parameters for the RR- and MAX-buildings.

Response parameters	RR-buildings		MAX-building	
	50 th	84 th	50 th	84 th
<i>Axial load demand-to-supply ratios</i>				
Short-span beams	0.82	0.88	0.89	0.98
Long-span beams (excluding the roof beams)	0.86	0.94	0.88	0.94
Braced bay columns	0.92	0.99	0.86	0.96
<i>Bending moment demand ($/M_p$)</i>				
1 st storey short-span beams	0.22	0.57	0.29	0.61
Other short-span beams	0.14	0.34	0.15	0.32
Braced bay columns	0.15	0.20	0.17	0.23

Figure 3.5.3.1 presents the 84th percentile value as well as the maximum value of the computed peak column loads. The values computed without reduction, as in the

original design, and those obtained with the SRSS method by Redwood et al. are also given for comparison. All these loads are normalised with respect to the loads obtained using the new design approach proposed earlier. In the figure, design values recomputed with $R_y = 1.0$ and an expected compression brace strength of C_u , instead of $1.2 C_u$, were used for consistency with the analysis assumptions. As shown in the figure, cumulating the brace induced loads without any reduction overestimates the column load demand in the lower floors. The new approach gives very satisfactory results for the 8- and 12-storey structures, with uniform demand-to-supply ratio over the building height. The method is conservative for the 4-storey structures. Values in Table 3.5.3.1 confirm the adequacy of the proposed approach. Both the new approach and the SRSS methods give the same results for the 4-storey buildings. However, the 84th percentile column loads exceed the SRSS method predictions by up to 22% and 43% at the base of the 8- and 12-storey buildings, respectively. In Table 3.5.3.1, the computed bending moments in the braced bay columns are in good agreement with the $0.2 M_p$ value specified in CSA-S16-01.

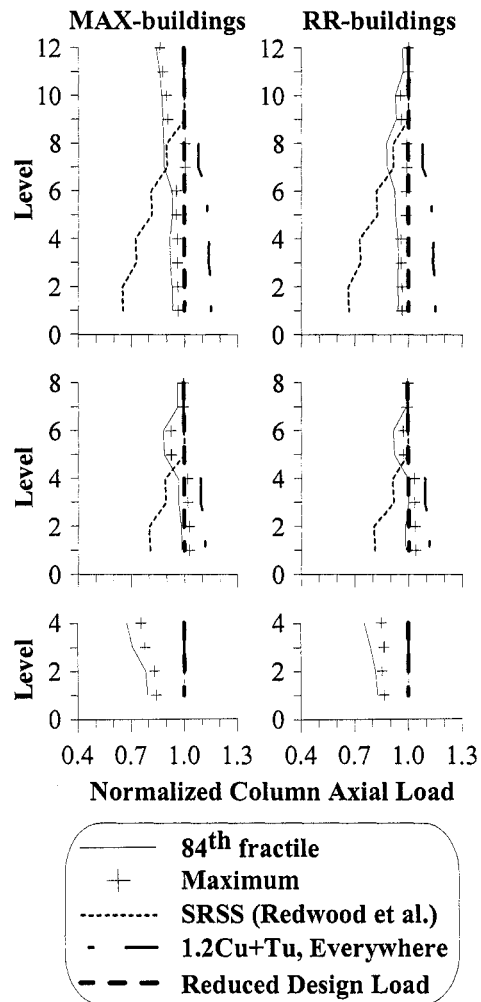


Figure 3.5.3.1 Peak axial load recorded in the braced bay columns.

3.6 Conclusions

This analytical study showed that multi-storey Split-X concentrically braced steel frames can experience significant storey drift concentrations over their height when subjected to design level seismic ground motions. This behaviour was found to lead to

collapse by dynamic instability for 8-storey and taller braced frames. This behaviour was more pronounced for structures located in western Canada and for buildings with heavy gravity loads imposing large P-delta effects. An Enhanced Storey Ductility Distribution Capacity (ESDRC) design approach has been proposed in which the braces are selected such that storeys experiencing large deformations force inelastic response to also develop in adjacent floors, thus reducing the likelihood of soft storey response and instability. This design approach, when used with seismic loads amplified for P- Δ effects, permitted to prevent this undesirable behaviour and achieve satisfactory seismic performance, with more uniform storey drift demand over the building height, even for structures up to 12 storeys. Guidelines have also been proposed for effective design of beams and columns in Split-X braced frames.

Storey deformations in EDSRC braced steel frames still remains sensitive to the brace properties and the braces must be carefully selected to attain smooth variations of the post-buckling storey shear resistance over the building height. Further studies are needed to provide additional guidance on the relative storey shear resistances. The structures studied herein were designed using the code equivalent static force procedure and it is also recommended that the EDSRC approach be validated when used on structures designed using a dynamic analysis method such as the response spectrum. In such studies, the effects of imposing NBCC limits on the design periods should be examined and if the combine effect of limiting the design period and including P- Δ effects on the design load is not too much conservative.

3.7 Acknowledgements

Financial assistance for this project was provided by the Steel Structures Education Foundation and the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada.

3.8 References

Adams, J. and Atkinson, M.-G. 2001. Development of seismic hazard maps for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Can. J. of Civ. Eng.*, 30(2), 255-271.

AISC. 2002. ANSI/AISC 341-02, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.

CSA. 2001. CSA Standard S16-01, Limit States Design of Steel Structures. Canadian Standards Association, Rexdale, ON.

CSA. 1989. CAN/CSA-S16.1-M89, Steel Structures for Buildings (Limit States Design). Canadian Standards Association, Rexdale, ON.

Elghazouli, A. Y. 2002. Seismic performance of concentrically braced steel frames. Proc. 12th European Conf. on Earthquake Eng., London, UK, Paper No. 520.

Heidebrecht, A.C. 2003. Overview of NBCC 2005 seismic provisions. Can. J. of Civ. Eng., 30(2), 241-254.

Jain, A. K. and Goel, S. C. 1978. Hysteresis models for steel members subjected to cyclic buckling or cyclic end moments and buckling (User's guide for Drain-2D: EL9 and EL10), Report UMEE 78R6, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan.

Kanaan, A. E. and Powell, G. H. 1973. DRAIN-2D, Reports EERC 73-6 and 73-22 (revised in 1975), Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

NRCC. 1990. National Building Code of Canada, 10th ed. National Research Council of Canada, Ottawa, ON.

Redwood, R. G. and Channagiri, V. S. 1991. Earthquake resistant design of concentrically braced steel frames. Can. J. of Civ. Eng., 18, 839-850.

Redwood, R. G., Lu, F., Bouchard, G. and Paultre, P. 1991. Seismic response of concentrically braced steel frames. Can. J. of Civ. Eng., 18, 1062-1077.

Sabelli, R. 2001. Research on Improving the Design and Analysis of Earthquake-Resistant Steel Braced Frames. NEHRP Fellowship Report No. PF2000-9, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.

Tremblay, R. 2003. Achieving a Stable Inelastic Seismic Response for Concentrically Braced Steel Frames. Eng. J., AISC, 40, 2, 111-129.

Tremblay, R. and Poncet, L. 2005. Seismic performance of concentrically braced steel frames in multi-storey buildings with mass irregularity. J. of Struct. Eng., ASCE. (in press)

Tremblay, R. and Lacerte, M. 2002. Influence of the Properties of Bracing Members on the Seismic Response of Concentrically Braced Steel Frames. Proc. 12th European Conf. on Earthquake Eng., London, UK, Paper No. 481.

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

Tremblay, R. and Robert, N. 2001. Seismic performance of low- and medium-rise chevron braced steel frames. Can. J. of Civ. Eng., 28(4), 699-714.

Tremblay, R. 2000. Influence of brace slenderness on the seismic response of concentrically braced steel frames. In F. Mazzolani and R. Tremblay (eds.), Behaviour of Steel Structures in Seismic Area; Proc. STESSA 2000 Conf., 527-534, Montreal, Canada, August 2000. Rotterdam: Balkema.

Uriz, P. and Mahin, S. 2004. Seismic performance assessment of concentrically braced steel frames, Proc. 13th WCEE, Vancouver, BC. Paper No. 1639.

CHAPITRE VI

DISCUSSION ET CONCLUSIONS

4.1 Sommaire

Cette étude analytique démontre que les contreventements en treillis concentriques en acier de type Split-X peuvent subir des concentrations importantes de déplacement inter-étage sur leur hauteur sous des sollicitations sismiques représentatives des charges sismiques de conception. Ce type de comportement est plus prononcé pour les structures localisées dans l'Ouest canadien, ainsi que pour les bâtiments dont les charges de gravité élevées imposent des effets $P-\Delta$ importants. Une approche de conception nommée « Enhanced Storey Ductility Redistribution Capacity (ESDRC) » est proposée pour limiter la concentration de la demande inélastique. Pour ce faire, les diagonales sont choisies de sorte que les étages où des déplacements inélastiques importants se développent puissent forcer la réponse inélastique aussi aux étages adjacents. Ainsi, la demande en ductilité est répartie sur plusieurs étages et limite les risques de concentration de la demande inélastique qui est fortement favorable au développement d'étage souple et d'instabilité. Lorsque les charges sismiques incluent les effets $P-\Delta$, la conception des bâtiments suivant l'approche ESDRC permet de prévenir ces comportements indésirables et d'obtenir une performance sismique satisfaisante.

Les conclusions relatives à l'atteinte des objectifs spécifiques de la section 1.2 sont les suivantes :

- i. Il est démontré que l'utilisation de la période réelle pour le calcul des charges sismiques est adéquate si l'approche ESDRC est respectée et que les effets $P-\Delta$ sont pris en compte dans ces charges.
- ii. La sélection des diagonales basée uniquement sur la capacité et le poids minimal des sections n'est pas suffisante pour assurer un comportement stable de la structure sous des sollicitations sismiques représentatives des charges sismiques de conception.
- iii. L'élancement des diagonales est directement lié à la surcapacité disponible aux étages. Le choix de diagonales dont l'élancement, λ , est supérieur ou égal à 1,0 est souhaitable et pratiquement inévitable pour respecter l'approche ESDRC.

- iv. Les efforts de conception des poutres au toit sont revus et actualisés au phénomène de tirant par les diagonales supérieures d'un Split-X. Les efforts axiaux dans les poutres de l'étage central d'un Split-X sont augmentés pour palier aux charges non sécuritaires proposées par Redwood et al. Tel que proposé par ce dernier, la continuité de ces poutres est souhaitable et offre une certaine redondance au système.

- v. Tous les bâtiments témoins de 2, 4, 8 et 12 étages, conçus suivant l'approche ESDRC et incluant les effets $P-\Delta$ dans leurs charges sismiques de conception, se sont comportés adéquatement. Par conséquent, il serait possible d'envisager d'augmenter de 8 à 12 étages la limite de hauteur prescrite dans la norme CSA-S16-01 pour les contreventements concentriques à ductilité modérée lorsque les directives proposées dans cette étude sont suivies. Cependant, compte tenu de la sensibilité élevée du comportement des bâtiments aux caractéristiques des diagonales, il est recommandé, avant de procéder à cette modification, de poursuivre les études afin de mieux définir les plages admissibles pour la variation des ratios de capacité inter-étage de l'approche ESDRC.

- vi. En ce qui a trait à la zone sismique, les structures conçues pour la ville de Victoria dans l'Ouest canadien sont davantage sollicitées que les structures conçues pour la ville de Québec dans l'Est. Le comportement des structures de l'Est, même sans l'approche ESDRC pour le choix des diagonales et sans tenir compte des effets $P-\Delta$, est acceptable, malgré un effondrement d'un bâtiment large de 8 étages. Le manque de données sismiques historiques ne permet pas de statuer s'il est requis ou non d'inclure les effets $P-\Delta$ dans les charges sismiques de conception et de respecter l'approche ESDRC. À cause de l'effondrement d'un bâtiment de 8 étages sous un séisme historique, l'application de l'approche ESDRC en incluant les effets $P-\Delta$ est fortement recommandée.

Les déformations aux étages des contreventements en treillis concentriques conçus selon l'approche ESDRC demeurent sensibles au choix des diagonales. C'est pourquoi les diagonales doivent être choisies judicieusement afin d'obtenir une variation progressive de la capacité en cisaillement post-flambement des étages sur la hauteur du bâtiment. Des études additionnelles sont requises pour permettre de fixer une plage admissible pour la variation des ratios de capacité inter-étage. Des propositions d'étude en ce sens et complémentaires sont faites à la section ci-dessous.

4.2 Études complémentaires proposées

Le problème de sensibilité lié au choix des diagonales doit être surmonté pour tirer profit au maximum de cette nouvelle approche ESDRC. Cette approche proposée pour la sélection des diagonales est née d'un système de contreventement de type Split-X. Il fut démontré que le débalancement vertical entre la diagonale qui plastifie en traction et la diagonale flambée en compression au premier étage d'un Split-X complet force les diagonales du second étage à travailler comme des tirants en traction. Ce comportement des diagonales du deuxième étage a pour effet de modifier complètement la répartition des efforts à l'intérieur du Split-X. Une meilleure compréhension de la distribution des efforts est nécessaire afin de raffiner les critères de sélection pour ces diagonales et réduire la sensibilité du choix des diagonales sur les résultats. De plus, pour éprouver cette approche et faciliter l'analyse du comportement et de la performance des bâtiments construits suivant cette approche, les contreventements en X sur un étage devraient être étudiés. Cette configuration est équivalente au contreventement de type Split-X, mais sans l'influence des diagonales du premier étage sur celles du deuxième des Split-X. Par conséquent, la simplicité du comportement des contreventements en X est favorable à l'élaboration de plages admissibles quant à la variation des ratios de capacité inter-étage inclus dans l'approche ESDRC sur la hauteur du bâtiment.

Les structures étudiées dans le présent mémoire sont conçues suivant la procédure de la charge statique équivalente du CNBC. Il est donc recommandé que cette approche soit validée pour des structures utilisant une méthode de conception dynamique, telle que la méthode spectrale. Dans ce type d'étude, l'effet d'imposer les limites du CNBC sur la période de conception devrait être examiné. De plus, il faudrait vérifier que la combinaison de ces limites sur la période jumelée à la prise en compte des effets $P-\Delta$ dans la charge sismique de conception ne représente pas une approche trop conservatrice.

RÉFÉRENCES

ADAMS, J. et ATKINSON, M.-G. (2003). Development of seismic hazard maps for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. Can. J. of Civ. Eng., 30(2), 255-271.

ADAMS J, WEICHERT D et HALCHUK S. (1999). Lowering the probability level:- Fourth generation seismic hazard results for Canada at the 2% in 50 year probability level. Proceedings of the 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering, 83-88, Vancouver, B.C.

ADAMS J, WEICHERT D et HALCHUK S. (1999). Trial seismic hazard maps of Canada – 1999: 2%/50 year values for selected Canadian cities, Geological Survey of Canada, Open File 3274, National Earthquake Hazards Program, Geological Survey of Canada, Natural Resources Canada, Ottawa, Ont.

ATKINSON M.-G. et BERESNEV A. I. (1998). Compatible ground-motion time histories for new national seismic hazard maps. Can. J. of Civ. Eng., 25, 305-318.

AISC. (2002). ANSI/AISC 341-02, Seismic provisions for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.

CCBFC. (1995). National building code of Canada, 11th ed., Canadian Commission on Building and Fire Codes, National Research Council of Canada, Ottawa, ON.

CSA. (2001). CSA Standard S16-01, Limit states design of steel structures. Canadian Standards Association, Rexdale, ON.

CSA. (1994). CAN/CSA-S16.1-94, Limit states design of steel structures. Canadian Standards Association, Rexdale, ON.

CSA. (1989). CAN/CSA-S16.1-M89, Steel structures for buildings (Limit states design). Canadian Standards Association, Rexdale, ON.

Elghazouli, A. Y. (2002). Seismic performance of concentrically braced steel frames. Proc. 12th European Conf. on Earthquake Eng., London, UK, Paper No. 520.

FEMA. (2000). FEMA-350, Recommended seismic design criteria for new steel moment frame building. Prepared by the SAC Joint Venture for Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA. (1997). FEMA-273, NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Prepared by Applied Technology Council for Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

GUPTA, A. et KRAWINKLER, H. (1999). Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame. John A. Blume Earthquake Engineering Center, Rep. No. 132, Dept. of Civ. Engrg., Stanford University, Stanford, California.

HEIDEBRECHT, A.C. (2003). Overview of NBCC 2005 seismic provisions. Can. J. of Civ. Eng., 30(2), 241-254.

JAIN, A. K. et GOEL, S. C. (1978). Hysteresis models for steel members subjected to cyclic buckling or cyclic end moments and buckling (User's guide for Drain-2D: EL9 and EL10), Report UMEE 78R6, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan.

KANAAN, A. E. et POWELL, G. H. (1973). DRAIN-2D, Reports EERC 73-6 and 73-22 (revised in 1975), Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

MITCHELL, D., TREMBLAY, R., KARACABEYLI, E. PAULTRE, P., SAATCIOGLU, M. et ANDERSON, D. (2003). Seismic force modification factors for the proposed 2005 NBCC. Can. J. of Civ. Eng., 30(2), 308-327.

NRCC. (1990). National building code of Canada, 10th ed. National Research Council of Canada, Ottawa, ON.

REDWOOD, R. G. et CHANNAGIRI, V. S. (1991). Earthquake resistant design of concentrically braced steel frames. Can. J. of Civ. Eng., 18, 839-850.

REDWOOD, R. G., LU, F., BOUCHARD, G. et PAULTRE, P. (1991). Seismic response of concentrically braced steel frames. Can. J. of Civ. Eng., 18, 1062-1077.

SABELLI, R. (2001). Research on improving the design and analysis of earthquake-resistant steel braced frames. NEHRP Fellowship Report No. PF2000-9, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.

TREMBLAY, R. (2003). Achieving a stable inelastic seismic response for concentrically braced steel frames. Eng. J., AISC, 40, 2, 111-129.

TREMBLAY, R. (2000). Influence of brace slenderness on the seismic response of concentrically braced steel frames. In F. Mazzolani and R. Tremblay (eds.), Behaviour of Steel Structures in Seismic Area; Proc. STESSA 2000 Conf., 527-534, Montreal, QC. Rotterdam: Balkema.

TREMBLAY R. (1998) Development of design spectra for long duration ground motions from Cascadia Subduction Earthquakes. Can. J. of Civ. Eng., 25, 1078-1090.

TREMBLAY, R. et ATKINSON, G.-M. (2001). Comparative study of the inelastic seismic demand of eastern and western sites. Earthquake Spectra, 17(2), 333-358.

TREMBLAY, R. et LACERTE, M. (2002). Influence of the properties of bracing members on the seismic response of concentrically braced steel frames. Proc. 12th European Conf. on Earthquake Eng., London, UK, Paper No. 481. **(NOTE: Article présenté à l'annexe B)**

TREMBLAY, R. et PONCET, L. (2005). Seismic performance of concentrically braced steel frames in multi-storey buildings with mass irregularity. J. of Struct. Eng., ASCE. (in press)

TREMBLAY, R. et PONCET, L. (2004). Improving the seismic stability of concentrically braced steel frames. Proc. of the 13th WCEE, Vancouver, BC, Paper No. 2893.

TREMBLAY, R. et ROBERT, N. (2001). Seismic performance of low- and medium-rise chevron braced steel frames. Can. J. of Civ. Eng., 28(4), 699-714.

URIZ, P. et MAHIN, S. (2004). Seismic performance assessment of concentrically braced steel frames, Proc. 13th WCEE, Vancouver, BC. Paper No. 1639.

ANNEXE A

ENSEMBLE DE SÉISMES

Il est à noter que la sélection de ces sollicitations sismiques représente une des parties les plus importantes de cette étude car toute la validité des résultats d'analyses et des conclusions et recommandations qui en sont extraites dépend directement de ces séismes. Par conséquent, l'annexe A est entièrement consacrée à la sélection de ces banques de séismes.

A.1 Philosophie du Code national du bâtiment du Canada

Dans la prochaine édition du CNBC prévue pour 2005, on se propose d'utiliser un spectre de péril uniforme (SPU) spécifique à chacune des villes du pays et représentant l'accélération spectrale en fonction de la période naturelle des structures pour le calcul des charges sismiques. Selon l'ébauche du CNBC du 14 septembre 2000 utilisée pour ce mémoire, ce spectre est déterminé pour une probabilité de dépassement uniforme de 2% en 50 ans, ce qui représente une période de retour d'environ 2500 ans. À titre indicatif, dans le CNBC 1995 présentement en vigueur, on utilise une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans correspondant à une période de retour de 475 ans. De plus, dans l'édition 1995 du CNBC, le spectre de péril n'a pas une probabilité de dépassement uniforme pour l'ensemble du pays,

lorsque la période de retour des séismes augmente (exemple 2500 ans), contrairement au SPU proposé pour l'édition CNBC prévue pour 2005. Ceci signifie que le niveau de protection sismique est supérieur dans certaines villes du pays et inférieur dans d'autres (Adams et al., 1999).

Au Canada, l'ensemble des scientifiques oeuvrant en sismicité s'entendent pour confirmer l'existence d'une zone de subduction nommée « Cascadia » située à l'ouest des Rocheuses canadiennes. La Commission géologique du Canada (CGC) considère un modèle déterministe, mais exclut le modèle probabiliste du risque sismique, pour cette source sismique dans la création du SPU. Dans le présent mémoire, une étude parallèle sommaire est faite sur le comportement des CBF pendant un séisme prenant naissance dans la zone de subduction « Cascadia » versus des séismes intra-plaques pour l'ouest du pays. Où la zone de subduction « Cascadia » représente une source potentielle de séismes de grande magnitude et de longue durée versus les séismes intra-plaques qui ont une magnitude et une durée plus courtes généralement.

A.2 Choix des séismes

Le SPU, pour une ville donnée, correspond à la contribution totale des mouvements de sol résultant de toutes les combinaisons magnitude - distance tenant compte de la récurrence des séismes et des lois d'atténuation pour ce site. Les deux scénarios qui

dominent la réponse des bâtiments pour le Canada sont les séismes de moyenne magnitude se produisant à courte distance du site et les séismes de forte magnitude se produisant à grande distance du site (Atkinson & Beresnev, 1998 ; Tremblay & Atkinson, 2001).

À partir du SPU des villes considérées dans le présent mémoire (Québec & Victoria) deux groupes d'accélérogrammes sont sélectionnés, un premier, formé d'accélérogrammes historiques et un second, formé d'accélérogrammes artificiels. L'objectif poursuivi est de reproduire le SPU de chacune de ces villes à l'aide de ces signaux. Pour ce faire, Tremblay & Atkinson (2001) suggèrent que pour respecter le SPU il faut rechercher des scénarios sismiques « Magnitude-Distance » qui rencontrent les indications présentées au tableau A.2.1 pour les villes de Québec et de Victoria. De plus, Tremblay & Atkinson (2001) suggèrent un scénario supplémentaire et particulier aux villes à l'ouest des Rocheuses, telle que la ville de Victoria, qui représente un séisme historique majeur de magnitude 8,5Mw prenant origine dans la zone de subduction « Cascadia ». Pour ce dernier scénario, seulement un groupe d'accélérogrammes artificiels est sélectionné. Il est à noter que généralement les séismes de l'Ouest canadien possèdent une période dominante et une durée plus longue que ceux de l'Est. De plus, la zone de subduction « Cascadia » représente une source potentielle de séismes de forte magnitude et de longue durée (Tremblay & Lacerte, 2002).

Pour arriver à sélectionner un groupe de séismes historiques représentatifs et pertinents pour la ville de Québec et de Victoria, un grand nombre de mouvements de sol spécifiques à chacun de ces sites sont examinés. Les accélérogrammes sélectionnés proviennent de signaux réels enregistrés à l'aide de sismographes lors d'événements sismiques passés et qui sont répertoriés dans différentes bases de données disponibles gratuitement sur Internet. Les bases de données consultées pour sélectionner les accélérogrammes sont présentées dans le tableau A.2.2.

Tableau A.2.1 Scénarios pour la sélection d'accélérogrammes représentatifs du SPU.

Ville	Séisme de <u>moyenne</u> magnitude à <u>courte</u> distance du site (MC*)		Séisme de <u>forte</u> magnitude à <u>grande</u> distance du site (FG*)	
	Magnitude (Mw)	Distance de l'hypocentre du site (km)	Magnitude (Mw)	Distance de l'hypocentre du site (km)
Québec	6,0	30	7,0	70
Victoria**	6,5	30	7,2	70

* Notation utilisée dans le texte pour faire référence à un scénario sismique de ce tableau, où MC correspond à « Moyenne courte » et FG à « Forte grande » en lien avec la magnitude et la distance du site, respectivement.

** Pour Victoria, un scénario particulier et supplémentaire est considéré, soit un séisme majeur de magnitude 8,5Mw dans la zone de subduction « Cascadia »

Les séismes choisis doivent représenter principalement les conditions géologiques du site où sera construit le bâtiment, la magnitude, la distance de la faille et le mécanisme à l'origine de la secousse. Étant donné que la géologie d'une ville est rarement uniforme, pour les analyses, les structures seront supposées être construites sur un roc

de type « B » ayant une vitesse moyenne d'ondes de cisaillement $\bar{V}_s$ comprise entre 760 m/s et 1500 m/s.

Tableau A.2.2 Bases de données d'accélérogrammes naturels disponibles sur Internet.

Nom : Consortium of Organizations for Strong-Motion Observation Systems (COSMOS) Adresse Internet : http://www.cosmos-eq.org/default.html Appréciation : 9 sur 10 Notes : Possibilité de voir le signal, carte interactive avec l'épicentre et les stations d'enregistrement à l'échelle, télécharger les signaux séparément, information sur les stations d'enregistrement, banque de données importante, beaucoup d'information disponible dans la liste des enregistrements et autres
Nom : PEER Strong Motion Database Adresse Internet : http://peer.berkeley.edu/smcat/ Appréciation : 9 sur 10 Notes : Interface intéressante : trace le spectre de réponse, permet de trier par séismes et par stations d'enregistrement, permet de télécharger : accélérogramme, vitesse, déplacement et spectre de réponse des signaux, banque de données importante, mais il faut savoir ce que l'on cherche à utiliser conjointement avec COSMOS
Nom : NCEER Strong Motion Data Base (Strongmo) Adresse Internet : http://www.ldeo.columbia.edu/res/data/nceer/strongmo.html Appréciation : 5 sur 10 Notes : Interface peu conviviale, mais banque de données importante

Pour le choix des accélérogrammes, les critères de sélection sont les suivants : la distance de l'hypocentre et la magnitude du séisme sont similaires aux scénarios sismiques du tableau A.2.1, la station d'enregistrement est sur un sol de type « B »,

soit un sol dont la vitesse moyenne en cisaillement est $760 \text{ m/s} < \bar{V}_s < 1500 \text{ m/s}$, et le spectre du signal requiert un facteur d'étalonnage inférieur à $\pm 2,0$ pour bien épouser le SPU du site considéré.

Pour effectuer la conception sismique d'un ouvrage par la méthode d'analyse dynamique dans le temps, Atkinson et al. (1998) recommande l'utilisation de 4 mouvements sismiques pour un site donné, cependant Tremblay & Atkinson (2001) modifient ce nombre pour huit (8) accélérogrammes. FEMA-273 (1997) recommande un minimum de trois (3) mouvements de sol si la réponse maximale est utilisée et l'utilisation de sept (7) accélérogrammes ou plus pour utiliser la réponse moyenne du système pour la conception.

Dans cette étude, on choisi six (6) accélérogrammes historiques plus quatre (4) accélérogrammes artificiels pour un total de dix (10) pour chacune des villes considérées. La répartition de ces signaux est la suivante : trois (3) accélérogrammes historiques et deux (2) artificiels de moyenne magnitude à courte distance du site et trois (3) accélérogrammes historiques et deux (2) artificiels de forte magnitude se produisant à grande distance du site, conformément au tableau A.2.1. Pour la ville de Victoria, un groupe de quatre (4) accélérogrammes artificiels supplémentaires est utilisé pour étudier le scénario particulier lié à la zone de subduction « Cascadia ». Le choix de dix (10) accélérogrammes pour chacune des villes dépasse toutes les valeurs

recommandées dans la littérature citée ci-haut et le choix de quatre (4) accélérogrammes pour considérer les effets des séismes dans la zone de subduction « Cascadia » constitue un nombre minimum acceptable pour observer une tendance dans le cadre d'une étude sommaire.

Étant donné que le signal d'un tremblement de terre est unique et constitue un événement passé, maintenant connu (Atkinson & Beresnev, 1998), les accélérogrammes de différents séismes sont examinés et sélectionnés dans le but d'avoir une plus grande diversité dans les sollicitations pour chacune des villes considérées. Les séismes considérés et les stations d'enregistrement étudiées sont présentés aux tableaux A.2.3 et A.2.4 pour la ville de Québec et la ville de Victoria, respectivement. La position géographique de l'épicentre de ces séismes et la position géographique de la ville de Québec et de Victoria sont montrées sur la figure A.2.1. Les signaux qui ont été sélectionnés pour les analyses sont marqués d'un « * » suivi de la notation MC ou FG dans la dernière colonne de ces tableaux. La notation MC et FG fait référence aux scénarios sismiques du tableau A.2.1 pour lequel le séisme est choisi, soit MC (Moyenne Courte) pour séisme de moyenne magnitude à courte distance du site et FG (Forte Grande) pour séisme de forte magnitude à grande distance du site.

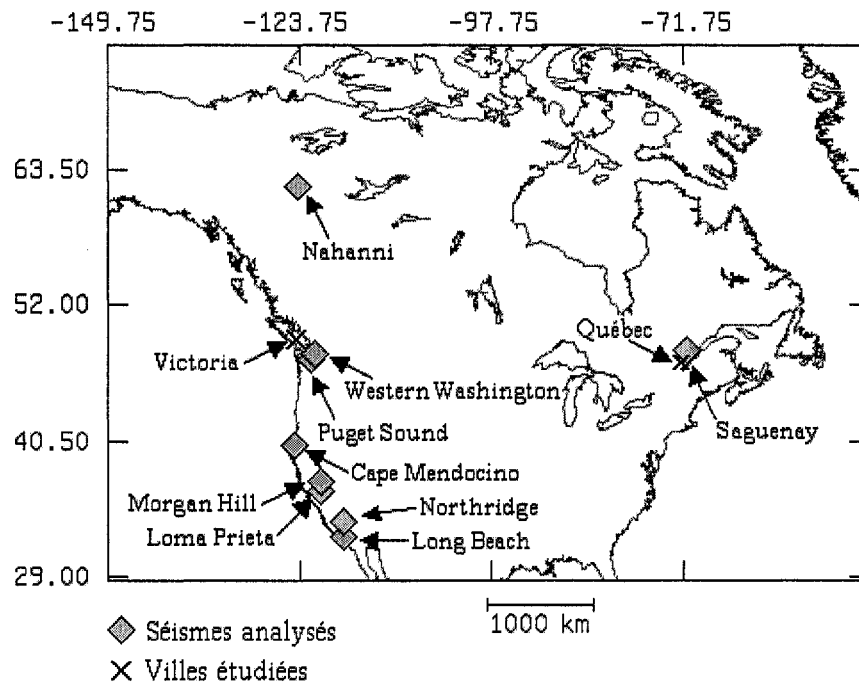


Figure A.2.1 Carte géographique de la position des séismes et des villes étudiés.

(Adapté du site Internet : <http://smdb.crustal.ucsb.edu/>)

Tableau A.2.3 Séismes historiques analysés pour la ville de Québec.

Nom - Station, date et magnitude du séisme considéré	Type de bâtiment et localisation de l'appareil d'enregistrement	Profondeur focale (km)	Distance de l'épicentre (km)	Distance de l'hypocentre (km)	Conditions de sol	Direction de l'enregistrement	Accélération horizontale de pointe au sol (g)	Vitesse horizontale de pointe au sol (m/s)	Sélection ⁺
Saguenay - Chicoutimi-Nord, 25/11/1988, 5,7Ms (5,7Mw) ⁺⁺	Charpente de bois de 2 étages, appareil sur affleurement au sous-sol	29,0	43,0	52,0	Roche dure	124°	0,131	0,0252	*MC
Saguenay - Dickey, 25/11/1988, 5,7Ms (5,7Mw) ⁺⁺	Free-field	29,0	198,0	200,0	Roche dure, schiste métamorphosé	90°	0,092	0,0307	*FG
Saguenay - La Malbaie, 25/11/1988, 5,7Ms (5,7Mw) ⁺⁺	Charpente métallique de 1 étage, mur en maçonnerie, appareil sur pilier en béton au sous sol	29,0	93,0	97,0	Roche dure	63°	0,124	0,0465	*FG
Saguenay - Les Éboulements, 25/11/1988, 5,7Ms (5,7Mw) ⁺⁺	Voûte sismique au-dessus de terre	29,0	90,0	95,0	Roche dure	0° 270°	0,125 0,102	0,0440 0,0265	*FG
Saguenay - St-André-du-Lac-St-Jean, 25/11/1988, 5,7Ms (5,7Mw) ⁺⁺	Voûte sismique au-dessus de terre	29,0	64,0	70,0	Roche dure	0° 270°	0,156 0,091	0,0183 0,0094	
Nahanni - Battlement Creek, 23/12/1985, 6,9Ms (6,5Mw) ⁺⁺	Free-field	6,0	24,0	25,0	Roche dure	270° 360°	0,186 0,194	0,0629 0,0343	*MC *MC

⁺ MC correspond à « Moyenne courte » et FG à « Forte grande » et font référence aux scénarios sismiques du tableau A.2.1

⁺⁺ Approximation du moment sismique Mw équivalent à la magnitude des ondes de surface Ms.

Tableau A.2.4 Séismes historiques analysés pour la ville de Victoria.

Nom - Station, date et magnitude du séisme considéré	Type de bâtiment et localisation de l'appareil d'enregistrement	Profondeur focale (km)	Distance de l'épicentre (km)	Distance de l'hypocentre (km)	Conditions de sol	Direction de l'enregistrement	Accélération horizontale de pointe (g)	Vitesse horizontale de pointe (m/s)	Sélection ⁺
Puget sound - Seattle / Federal Office Bldg., 29/4/1965, 6,7Mw	Bâtiment de 10 étages, appareil au sous-sol	60,0	21,0	64,0	Free-field	148° 238°	0,053 0,079	0,0560 0,0934	
Puget sound - Olympia / Highway Test Lab, 29/4/1965, 6,7Mw	Petit bâtiment préfabriqué en acier, appareil au rez-de-chaussée	60,0	62,0	87,0	Free-field	176° 266°	0,137 0,198	0,0794 0,1274	*FG *FG
Western Washington - Olympia / Highway Test Lab, 13/4/1949, 7,1Mw	Petit bâtiment préfabriqué en acier, appareil au rez-de-chaussée	70,0	30,0	76,0	Free-field	86° 356°	0,280 0,165	0,1701 0,2140	
Western Washington - Olympia / Highway Test Lab, 13/4/1949, 7,1Mw	Bâtiment préfabriqué, appareil au rez-de-chaussée	70,0	30,0	76,0	Inconnue	176° 266°	0,164 0,279	0,1939 0,1623	
Western Washington - Seattle / Army Base, 13/4/1949, 7,1Mw	Bâtiment de 1 étage, appareil au rez-de-chaussée	70,0	51,0	86,0	Free-field	182° 272°	0,068 0,067	0,0813 0,0777	
Cape Mendocino - Fortuna - 701 Sud Fortuna Boul., 25/4/1992, 7,0Mw	Free-field	15,0	28,0	32,0	Free-field	0° 90°	0,116 0,114	0,2879 0,2093	
Cape Mendocino - Cape Mendocino - Petrolia, 25/4/1992, 7,0Mw	Small fiberglass shelter, appareil au rez-de-chaussée	15,0	4,0	16,0	Roche cretaceous	0° 90°	1,496 1,039	1,2612 0,4052	

⁺ MC correspond à « Moyenne courte » et FG à « Forte grande » et font référence aux scénarios du tableau A.2.1

Tableau A.2.4 (suite) Séismes historiques analysés pour la ville de Victoria.

Nom - Station, date et magnitude du séisme considéré	Type de bâtiment et localisation de l'appareil d'enregistrement	Profondeur focale (km)	Distance de l'épicentre (km)	Distance de l'hypocentre (km)	Conditions de sol	Direction de l'enregistrement	Accélération horizontale de pointe (g)	Vitesse horizontale de pointe (m/s)	Sélection ⁺
Cape Mendocino - Rio Dell / 101/Painter st. Overpass, 25/4/1992, 7,0Mw	Petit bâtiment préfabriqué en acier, appareil au rez-de-chaussée	15,0	24,0	28,0	Free-field	270°	0,386	0,4472	
						360°	0,549	0,4263	
Loma Prieta - San Francisco / Presidio, 18/10/1989, 7,0Mw	Free-field, appareil dans une petite boîte en acier au rez-de-chaussée	18,0	98,0	100,0	Serpentine	0°	0,098	0,1046	*FG
						90°	0,199	0,3355	*FG
Loma Prieta - San Francisco / Stanford University - Slac Test Lab, 18/10/1989, 7,0Mw	Free-field	18,0	51,0	54,0	Roche sédimentaire	270°	0,202	0,3667	
						360°	0,288	0,2802	*MC
Northridge - Los Angeles / Griffith Park Observatory, 17/1/1994, 6,7Mw	Free-field, appareil au sous-sol sur pilier directement sur le rocher	19,0	25,0	31,0	Granite	270°	0,289	0,2569	
						360°	0,163	0,1373	
Northridge - Castaic / Old Ridge Route, 17/1/1994, 6,7Mw	Bâtiment de 1 étages, appareil au rez-de-chaussée	19,0	40,0	44,0	Sandstone	90°	0,568	0,5151	*MC
						360°	0,514	0,5256	
Long beach - Los Angeles / Subway Terminal, 10/3/1933, 6,4Mw	Bâtiment de 12 étages, appareil au sous-sol	13,0	55,0	57,0	Roche dure, schiste	39°	0,064	0,1734	
						309°	0,097	0,2365	
Morgan Hill - San Ysidro / Gilroy #6, 24/4/1984, 6,1Ms (6,1Mw)	Bâtiment de 1 étages, appareil au rez-de-chaussée	8,0	37,0	38,0	Roche dure	0°	0,219	0,1126	
						90°	0,286	0,3659	*MC
Morgan Hill - Gilroy / Gavilan College - Gilroy #1, 24/4/1984, 6,1Ms (6,1Mw)	Small Fiberglass Shelter, appareil au rez-de-chaussée	8,0	39,0	40,0	Rocher	230°	0,059	0,0252	
						320°	0,095	0,0266	

⁺ MC correspond à « Moyenne courte » et FG à « Forte grande » et font référence aux scénarios du tableau A.2.1

A.2.1 Ensemble de séismes historiques pour la ville de Québec

Le bouclier canadien est une zone sismique particulière du monde pour laquelle seuls les enregistrements sismiques qui s'y sont produits sont considérés comme représentatifs des séismes qui s'y produiront dans l'avenir, ceci en raison de l'amplitude et du contenu fréquentiel spécifiques à cette région (Tremblay & Atkinson, 2001). Pour cette raison, seuls les enregistrements des séismes historiques du Saguenay de 1988 et de Nahanni en 1985 sont considérés pour la ville de Québec. Il est à noter que malgré la grande distance entre l'épicentre du séisme de Nahanni et la ville de Québec, voir figure A.2.1, ce dernier est survenu sur le bouclier canadien et il est, par conséquent, adéquat. Le choix de ces deux séismes est appuyé par Gupta & Krawinkler (1999) qui les recommandent comme accélérogrammes naturels pour la ville de Boston située au nord-est des États-Unis, donc à proximité du bouclier canadien.

Toutes les stations d'enregistrement considérées pour le séisme du Saguenay et de Nahanni sont sur le roc (sol de type : « B »). Un des paramètres qui a été considéré dans le choix des enregistrements de ces séismes est la période de coupure des accéléromètres, période au-delà de laquelle les signaux enregistrés sont considérés comme étant du bruit qui devra être filtré. Cette période de coupure varie de 1,25 à 3,00 secondes pour ce type d'appareil. On a retenu les enregistrements obtenus avec la période de coupure la plus longue, de façon à avoir un signal qui sollicite un plus

large éventail de structures. Les structures dont la période naturelle est supérieure à la période de coupure ne sont pratiquement pas sollicitées dans leur premier mode et ainsi la réponse réelle du bâtiment est faussée.

La station d'enregistrement Chicoutimi-Nord est sélectionnée car sa distance hypocentrale de 52 km est la plus près parmi toutes les stations d'enregistrement de la valeur de 30 km recommandée au tableau A.2.1. Les stations des Éboulements et de La Malbaie qui se trouvent à $95\pm$ km du site sont retenues car la période de coupure des appareils est plus longue que celle de l'appareil utilisé à St-André-du-Lac-St-Jean qui se situe à $70\pm$ km du site. L'enregistrement de Dickey, 90° , est choisi car il a, malgré une distance de 200 km, une accélération au sol de 0,091 g. Ce choix est aussi basé sur la curiosité de l'auteur d'examiner le comportement des structures sous une telle sollicitation (haute fréquence à grande distance).

Les enregistrements du séisme de Nahanni ont été réalisés avec le même type d'instrument que pour le séisme du Saguenay, donc l'importance de la période de coupure demeure. Les deux enregistrements de Battlement Creeks, 270° et 360° , sont choisis car ils respectent le mieux les scénarios sismiques du tableau A.2.1 avec une distance de l'hypocentre de 24,5 km et une magnitude de 6,5Mw. Il est à noter que tous les autres enregistrements de ce séisme sont à des distances inférieures à 24,5 km de l'hypocentre.

A.2.2 Ensemble de séismes historiques pour la ville de Victoria

Dans l'Ouest canadien, comme pour la ville de Victoria, les séismes de la Californie aux États-Unis sont valables, car les conditions de sol ainsi que les mécanismes de rupture potentielle sont similaires. De plus, l'influence de la période de coupure n'intervient pas ici dans le choix des sollicitations sismiques car les instruments d'enregistrement utilisés en Californie ont des caractéristiques différentes de celles des appareils utilisés au Canada. Pour cette étude, seulement les séismes naturels intra-plaques sont considérés pour la ville de Victoria. Les séismes naturels de subduction susceptibles de survenir le long de la zone de subduction « Cascadia » sont exclus puisque aucun enregistrement de séisme naturel valable pour cette zone n'a été enregistré à ce jour. Il est à noter que des séismes naturels provenant de zone de subduction ont été enregistrés dans d'autres parties du monde (Alaska, Nouvelle-Zélande, etc.), mais ces derniers ne comportent pas suffisamment de similitude avec les conditions géologiques de la zone de subduction « Cascadia » pour être retenus.

Les séismes de Puget Sound de 1965 et de Western Washington en 1949 se sont produits à proximité de Victoria ($150 \pm$ km). La station retenue est Olympia-Highway Test Lab pour ces deux séismes. Le séisme de Loma Prieta de 1989 enregistré aux stations de Presidio et de Stanford University de San Francisco situées sur un sol de type « B » sont sélectionnés car leurs spectres épousent bien le SPU de la ville de

Victoria et ce, avec des facteurs d'étalonnages² faibles de 1,30 et 1,00, respectivement. La station de « Castaic – Old Ridge Route » où on a enregistré le séisme de Northridge en 1994 est sélectionnée car le spectre du signal épouse bien le SPU, le sol est de type « B » et le facteur d'étalonnage de 0,70 est acceptable. Pour le séisme de Morgan Hill de 1984, la station Gilroy #6 de San Ysidro est choisie pour son spectre particulier, son facteur d'étalonnage de 1,00 et pour ses conditions de sol de type « B ».

Les enregistrements du séisme de Cape Mendocino de 1992 sont tous écartés car la magnitude de 7,0Mw versus la distance de l'hypocentre des enregistrements disponibles ne correspond pas aux recommandations du tableau A.2.1 et le spectre de ces signaux ne colle pas très bien au SPU. Le séisme de Long Beach de 1933 est écarté car l'amplitude de son spectre de réponse est faible dans la zone des périodes courtes et d'autres signaux étudiés sont meilleurs sur ce point.

A.2.3 Ensemble de séismes artificiels pour la ville de Québec et de Victoria

L'utilisation de séismes artificiels a pour objectif de combler les vides des séismes historiques versus les scénarios sismiques utilisés. Dans l'Est, le manque à gagner est au niveau des instruments d'enregistrement qui ne permettent pas d'enregistrer les

² Facteur d'étalonnage : Les facteurs d'étalonnages sont discutés à la section A.3

mouvements du sol au-delà d'une période de coupure faible entre 1,25 et 3,00 secondes. De plus, la magnitude des séismes historiques qui n'est pas parfaitement en accord avec les recommandations du tableau A.2.1 pour les séismes de forte magnitude à grande distance du site.

Pour l'Ouest, le problème principal est, qu'à ce jour, aucun séisme de magnitude importante ne s'est produit, avec son épicentre au Canada, dans cette zone d'activité sismique. Tel que cité ci-haut, malgré le fait qu'il existe certaines similitudes entre la Californie et l'Ouest canadien, il ne s'agit pas là de deux endroits identiques, donc certaines différences subsistent entre ces deux sites et peuvent être examinées par l'intermédiaire de séismes artificiels. Pour étudier le comportement des structures sous des séismes prenant naissance dans la zone de subduction « Cascadia » seul des séismes artificiels sont sélectionnés pour les raisons énoncées au début de cette section.

Les séismes artificiels utilisés pour les analyses proviennent de l'étude de Tremblay & Atkinson (2001) dans laquelle les auteurs élaborent les scénarios sismiques qui dominent la réponse des structures au Canada (présentés précédemment au tableau A.2.1). Les signaux développés par les auteurs sont en accord avec ces scénarios sismiques ainsi qu'avec le SPU de 2% en 50 ans. Les auteurs proposent une banque de séismes artificiels de magnitude 6,0Mw et 7,0Mw pour l'Est et de magnitude 6,5Mw et 7,2Mw pour l'Ouest. Pour chacune de ces magnitudes, plusieurs séries de

quatre (4) accélérographes sont générées pour différentes distances du site. Pour cette étude, seulement les séries conformes aux recommandations du tableau A.2.1 sont analysées. De plus, dans cette étude, plusieurs groupes de quatre (4) accélérographes artificiels dont la source sismique est la zone de subduction « Cascadia » sont proposés pour différentes villes de l'Ouest canadien et un groupe spécifique pour la ville de Victoria est inclus.

Tableau A.2.3.1 Séismes artificiels sélectionnés pour la ville de Québec et Victoria.

Ville	Numéro d'enregistrement, scénario* (MC, FG, Cascadia)	Magnitude (Mw)	Distance du site étudié (km)	Accélération horizontale de pointe (g)	Vitesse horizontale de pointe (m/s)
Québec	Trial #1, MC	6,0	30	0,430	0,1845
	Trial #3, MC	6,0	30	0,470	0,1403
	Trial #2, FG	7,0	70	0,285	0,1535
	Trial #4, FG	7,0	70	0,292	0,1719
Victoria	Trial #1, MC	6,5	30	0,533	0,4762
	Trial #4, MC	6,5	30	0,387	0,3801
	Trial #1, FG	7,2	70	0,247	0,3988
	Trial #4, FG	7,2	70	0,252	0,3843
	Trial #1, Cascadia	8,5	-	0,102	0,1729
	Trial #2, Cascadia	8,5	-	0,093	0,2395
	Trial #3, Cascadia	8,5	-	0,107	0,2057
	Trial #4, Cascadia	8,5	-	0,118	0,1864

* MC correspond à « Moyenne courte », FG à « Forte grande » et font référence aux scénarios du tableau A.2.1 et Cascadia au scénario d'un séisme majeur de magnitude 8,5Mw ayant pour source la zone de subduction « Cascadia »

Les critères de sélection des séismes artificiels sont plus simples que ceux des séismes historiques car toutes les conditions géologiques (mécanismes de rupture, type de sol, etc.), de magnitude et de distance (tableau A.2.1) sont prises en compte lors de la génération des signaux. Ainsi, les critères de sélection sont limités à l'amplitude sous le spectre et à sa forme qui doit bien épouser le SPU dans la plage d'intérêt. La liste des accélérogrammes sélectionnés est présentée au tableau A.2.3.1. Pour les séismes artificiels dont la source est la zone de subduction « Cascadia », la série de quatre (4) accélérogrammes est utilisée en entier et présentée dans ce même tableau. Il est à noter que les signaux générés par Tremblay & Atkinson (2001) utilisent un sol de type « C ». L'écart entre les propriétés des sols de type « B » et « C » est jugé suffisamment mince pour que ces signaux soient applicables, même s'ils ne sont pas parfaitement rigoureux.

A.3 Étalonnage des séismes sélectionnés

L'objectif du présent mémoire est d'étudier les aspects du comportement sismique de contreventements en treillis concentriques pour charpentes de bâtiments en acier conçus selon la nouvelle norme CSA-S16-01. Ces structures doivent procurer aux occupants un niveau de protection conforme aux exigences de la nouvelle édition du CNBC prévue pour 2005 lors d'un tremblement de terre. Pour atteindre cet objectif,

le spectre de réponse des signaux sélectionnés est ajusté avec le SPU de l'édition du CNBC prévue pour 2005 des villes étudiées.

Pour chaque ville, la CGC donne les ordonnées du SPU, $S_a(T)$, qui ont été établies avec un taux d'amortissement de 5% et pour un sol de type C ($360\text{m/s} < \bar{V}_s < 760\text{m/s}$). Pour obtenir un spectre adapté au type de sol spécifique au site (type B dans cette étude) les valeurs de $S_a(T)$ doivent être modifiées. L'édition 2005 du CNBC est complètement différente par rapport aux éditions antérieures : le facteur de fondation unique des versions précédentes, « F », est remplacé par deux facteurs d'étalonnage, soit « F_a », facteur qui dépend de l'accélération au sol, et « F_v », facteur qui dépend de la vitesse au sol. Les valeurs de F_a sont spécifiées à l'intérieur d'un tableau en fonction du type de sol et de la valeur de $S_a(0,2)$ prescrite par la CGC pour la ville considérée. Il en est de même pour le facteur d'étalonnage F_v , cependant on doit utiliser la valeur de $S_a(1,0)$ plutôt que $S_a(0,2)$ et le tableau correspondant à F_v . Le tableau A.3.1 présente les valeurs de $S_a(T)$ prescrite par la CGC pour les villes de Québec et de Victoria, la définition du spectre SPU, $S(T)$, à utiliser pour une conception par la méthode spectrale et les valeurs de $S(T)$ calculées pour les villes de Québec et de Victoria. Pour les périodes entre 0,2 et 4,0 seconde, $S(T)$ est déterminé par interpolation linéaire. Il est à noter que pour la conception par la méthode simplifiée, le SPU est tracé selon les mêmes critères que précédemment sauf qu'une borne inférieure est fixée à $S(2,0)$ pour toutes les périodes supérieures à 2,0 secondes.

L'étalonnage des spectres de réponse des séismes historiques et artificiels s'effectue à l'aide d'un facteur d'étalonnage. Pour cette étude, le facteur d'étalonnage est jugé obtenu lorsque l'aire sous la courbe de ce spectre devient égale à l'aire sous la courbe du SPU du CNBC entre deux périodes déterminées. L'intégration numérique des deux spectres est effectuée par la méthode des trapèzes dans un tableur. Pour fixer les périodes entre lesquelles le spectre est intégré, on détermine visuellement la zone où les courbes spectrales (spectre de réponse et SPU) se superposent le mieux et on prend les périodes qui la délimitent comme bornes d'intégration. Par la suite, on trouve par itération la valeur du facteur d'étalonnage pour laquelle l'aire sous la courbe des deux spectres est égale.

Tableau A.3.1 Spectre de péril uniforme (SPU) pour les villes de Québec et de Victoria.

T (s)	S _a (T) (g)		S(T) selon le CNBC 2005 (g)	S(T) (g)	
	Victoria	Quebec		Victoria ¹	Quebec ²
≤ 0,2	1,20	0,59	F _a S _a (0,2)	1,20	0,49
0,5	0,83	0,29	Min [F _a S _a (0,2) & F _v S _a (0,5)]	0,66	0,19
1,0	0,38	0,14	F _v S _a (1,0)	0,30	0,09
2,0	0,19	0,048	F _v S _a (2,0)	0,15	0,031
≥ 4,0	-	-	0,5 F _v S _a (2,0)	0,075	0,016

¹ Pour Québec, les facteurs de fondation associés au sol de type « B » sont : F_a = 0,836 et F_v = 0,640.

² Pour Victoria, les facteurs de fondation associés au sol de type « B » sont : F_a = 1,000 et F_v = 0,780.

Les facteurs d'étalonnage calculés pour les signaux sélectionnés pour la ville de Québec et pour la ville de Victoria sont présentés aux tableaux A.3.2 et A.3.3,

respectivement. Pour les séismes artificiels, il faut se référer au tableau A.3.4. De plus, on retrouve dans ces tableaux les facteurs d'étalonnage qui sont utilisés pour les analyses. Il est à noter que les facteurs d'étalonnage calculés ont été ajustés pour les analyses, tel que discuté plus bas. Pour les séismes artificiels, les facteurs d'étalonnage proposés par Tremblay & Atkinson (2001) sont inclus dans le tableau A.3.4.

Tableau A.3.2 Facteurs d'étalonnage pour les séismes historiques utilisés pour la ville de Québec.

Nom- Station, scénario (Moyenne courte ¹ ou Forte grande ²)	Direction de l'enregistrement	Plage d'intégration	Intégrale sous le SPU pour la plage d'intégration (g*sec)	Facteurs d'étalonnage	
				Calculés	Cette étude
Saguenay - Chicoutimi-Nord, Moyenne courte	124°	Entre 0,05sec et 1,00sec	0,2446	3,13	3,00
Nahanni - Battlement Creek, Moyenne courte	270°	Entre 0,20sec et 3,00sec	0,2577	2,09	2,10
Nahanni - Battlement Creek, Moyenne courte	360°	Entre 0,04sec et 0,50sec	0,1807	2,10	2,10
Saguenay - Dickey, Forte grande	90°	Entre 0,10sec et 0,32sec	0,1011	1,92	2,00
Saguenay - La Malbaie, Forte grande	63°	Entre 0,10sec et 1,00sec	0,2200	1,94	2,00
Saguenay - Les Éboulements, Forte grande	0°	Entre 0,10sec et 1,00sec	0,2199	2,22	2,00

¹ Moyenne courte : Correspond au scénario du tableau A.2.1, séisme de moyenne magnitude à courte distance du site.

² Forte grande : Correspond au scénario du tableau A.2.1, séisme de forte magnitude à grande distance du site.

Dans le tableau A.3.2, pour la ville de Québec, la différence entre les facteurs calculés pour Dickey, La Malbaie et Les Éboulements est relativement faible. Puisqu'il s'agit du même séisme, un seul facteur d'étalonnage est retenu pour ces trois signaux et posé égal à la moyenne de ces trois facteurs. Pour les enregistrements de Nahanni un seul facteur est retenu puisqu'il s'agit de la même station, soit Battlement Creek. Pour Chicoutimi-Nord, l'écart avec les autres enregistrements du Saguenay est trop considérable, donc un facteur spécifique est utilisé pour cet enregistrement. Il est à noter que plusieurs facteurs d'étalonnage sont supérieurs à la limite de 2,0 spécifiée ci-haut comme critère de sélection. Ceci est lié au fait que pour l'Est canadien, le nombre d'accélérogrammes naturels valables est restreint et la magnitude des séismes est plus faible que dans les scénarios visés.

Pour la ville de Victoria (Tableau A.3.3), on obtient un facteur d'étalonnage égal à 1,0 pour le séisme de Morgan Hill et celui de Loma Prieta enregistré à la station Presidio. Pour le second signal de Loma Prieta, un facteur d'étalonnage égal à l'unité engendre un écart entre le spectre du signal et le SPU suffisant pour justifier l'utilisation d'un facteur particulier (1,30) pour cette station. Pour l'accélérogramme de Northridge, le facteur d'étalonnage est inférieur à l'unité car le spectre original du signal est supérieur au SPU.

Tableau A.3.3 Facteurs d'étalonnage pour les séismes historiques utilisés pour la ville de Victoria.

Nom- Station, scénario (Moyenne courte ¹ ou Forte grande ²)	Direction de l'enregistrement	Plage d'intégration	Intégrale sous le SPU pour la plage d'intégration (g*sec)	Facteurs d'étalonnage	
				Calculés	Cette étude
Morgan Hill - San Ysidro / Gilroy #6, Moyenne courte	90°	Entre 0,25sec et 3,00sec	0,8073	0,96	1,00
Northridge - Castaic / Old Ridge Route, Moyenne courte	90°	Entre 0,25sec et 4,00sec	0,9000	0,68	0,70
Loma Prieta - San Francisco / Stanford University - Slac Test Lab, Moyenne courte	360°	Entre 0,25sec et 4,00sec	0,9000	1,03	1,00
Puget Sound - Olympia / Highway Test Lab, Forte grande	266°	Entre 0,40sec et 3,00sec	0,6619	2,29	2,30
Western Washington - Olympia / Highway Test Lab, Forte grande	86°	Entre 0,40sec et 4,00sec	0,7545	1,39	1,40
Loma Prieta - San Francisco / Presidio, Forte grande	90°	Entre 0,40sec et 4,00sec	0,7545	1,30	1,30

¹ Moyenne courte : Correspond au scénario du tableau A.2.1, séisme de moyenne magnitude à courte distance du site.

² Forte grande : Correspond au scénario du tableau A.2.1, séisme de forte magnitude à grande distance du site.

Les facteurs d'étalonnage proposés par les auteurs des séismes artificiels Tremblay & Atkinson (2001) et présentés au tableau A.3.4 n'ont pas tous été respectés puisque qu'ils ont été calculés pour un sol de type C versus, dans ce mémoire, l'utilisation d'un sol de type B, des différences étaient à prévoir. De plus, il est consistant d'obtenir en général des valeurs plus faibles pour les facteurs d'étalonnage puisque les facteurs de fondation, F_a et F_v , sont plus faibles pour l'élaboration du SPU. Donc, lorsque l'écart entre le spectre du signal artificiel et le SPU était trop important, un

nouveau facteur d'étalonnage a été proposé. Ce fut le cas pour les séismes de magnitude 7,0Mw à 70 km du site pour la ville de Québec et les séismes de magnitude 6,5Mw à 30 km du site pour la ville de Victoria. Pour les séismes dans la zone de subduction « Cascadia », les facteurs d'étalonnage sont calculés par rapport au SPU déterministe lié à cette zone. Cependant, pour l'étude, les valeurs des facteurs d'étalonnage proposées dans Tremblay & Atkinson (2001) sont utilisées directement, sans modification.

Les spectres de réponse des six (6) accélérogrammes naturels sélectionnés pour la ville de Québec sont présentés sur la figure A.3.5. Pour ces mêmes signaux, sur la figure A.3.6, sont tracés les spectres enveloppes, le spectre moyen pour le scénario sismique de moyenne magnitude à faible distance du site ainsi que pour le scénario sismique de forte magnitude à grande distance du site, le tout jumelé avec le SPU du CNBC. Pour les séismes artificiels sélectionnés pour la ville de Québec on retrouve le même type d'information aux figures A.3.7 et A.3.8, respectivement. Pour ceux de la ville de Victoria, ces différents spectres historiques sont présentés aux figures A.3.9 et A.3.10 et aux figures A.3.11 et A.3.12 pour les séismes artificiels.

Tableau A.3.4 Facteurs d'étalonnage pour les séismes artificiels.

Ville	Numéro d'enregistrement, scénario (Moyenne courte ¹ , Forte grande ² ou Cascadia ³)	Plage d'intégration	Intégrale sous le SPU pour la plage d'intégration (g*sec)	Facteurs d'étalonnage		
				Calculés	Tremblay & Atkinson	Cette étude
Québec	Trial #1, Moyenne courte	Entre 0,10sec et 5,00sec	0,3416	0,71	0,70	0,70
	Trial #3, Moyenne courte	Entre 0,10sec et 5,00sec	0,3416	0,73	0,70	0,70
	Trial #2, Forte grande	Entre 0,10sec et 10,00sec	0,4183	0,71	0,80	0,70
	Trial #4, Forte grande	Entre 0,10sec et 10,00sec	0,4183	0,73	0,80	0,70
Victoria	Trial #1, Moyenne courte	Entre 0,10sec et 8,00sec	1,3741	0,93	1,20	1,05
	Trial #4, Moyenne courte	Entre 0,10sec et 8,00sec	1,3741	1,12	1,20	1,05
	Trial #1, Forte grande	Entre 0,40sec et 10,00sec	1,1991	1,17	1,20	1,20
	Trial #4, Forte grande	Entre 0,40sec et 10,00sec	1,1991	1,29	1,20	1,20
	Trial #1, Cascadia	Entre 1,00sec et 10,00sec	0,5694	1,01	2,20	2,20
	Trial #2, Cascadia	Entre 1,00sec et 10,00sec	0,5694	1,12	2,20	2,20
	Trial #3, Cascadia	Entre 1,00sec et 10,00sec	0,5694	1,28	2,20	2,20
	Trial #4, Cascadia	Entre 1,00sec et 10,00sec	0,5694	1,04	2,20	2,20

¹ Moyenne courte : Correspond au scénario du tableau A.2.1, séisme de moyenne magnitude à courte distance du site.

² Forte grande : Correspond au scénario du tableau A.2.1, séisme de forte magnitude à grande distance du site.

³ Cascadia : Séisme ayant pour source la zone de subduction « Cascadia » et l'étalonnage par rapport au SPU n'est pas consistant donc n'est pas effectué.

Pour les séismes artificiels du scénario lié à la zone de subduction « Cascadia », les mêmes spectres que pour les scénarios précédents sont présentés aux figures A.3.13 et

A.3.14. De plus, le spectre de péril déterministe lié à la zone de subduction « Cascadia », ayant une probabilité de dépassement uniforme de 2% en 50 ans utilisé par la CGC pour développer le SPU, est présenté sur ces figures. Dans ce cas-ci, le SPU est tracé sur les figures à titre indicatif et dans le but de situer les spectres des séismes artificiels de subduction par rapport au spectre de conception (SPU). Cette vérification a pour objet de situer ces séismes par rapport à la capacité des bâtiments car il ne serait pas pertinent d'utiliser des séismes avec une amplitude spectrale grandement supérieure au SPU de conception. L'analyse visuelle de ces figures confirme que les facteurs d'étalonnage utilisés sont consistants avec le SPU pour toute la plage de période à l'exception du séisme artificiel Cascadia #4 qui est un peu supérieur dans la plage de période de 1,8 à 2,5 secondes, mais il se rétablit au-delà de 2,5 secondes (section du spectre non-présentée dans le but d'améliorer la clarté des figures).

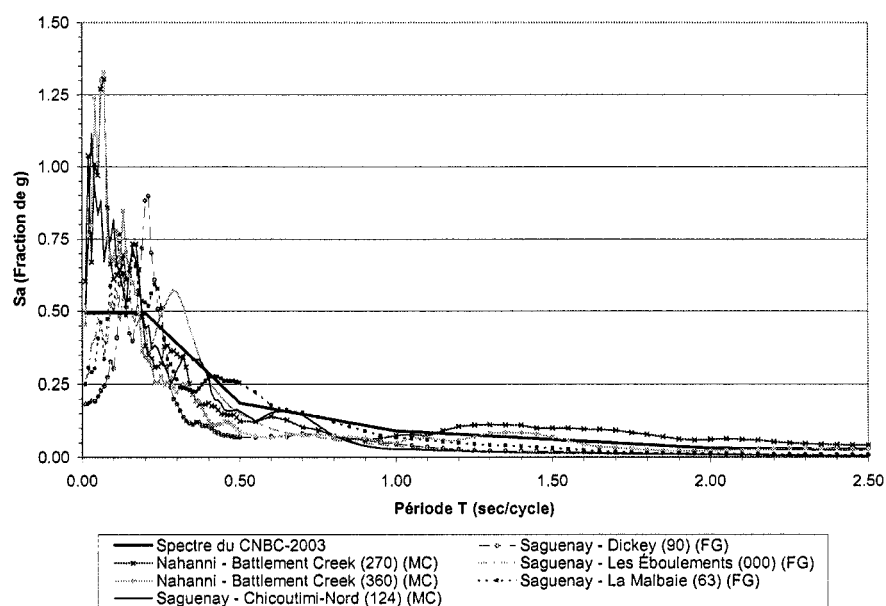


Figure A.3.1 Spectres de réponse des six (6) accélérographes historiques sélectionnés jumelés au SPU pour la ville de Québec.

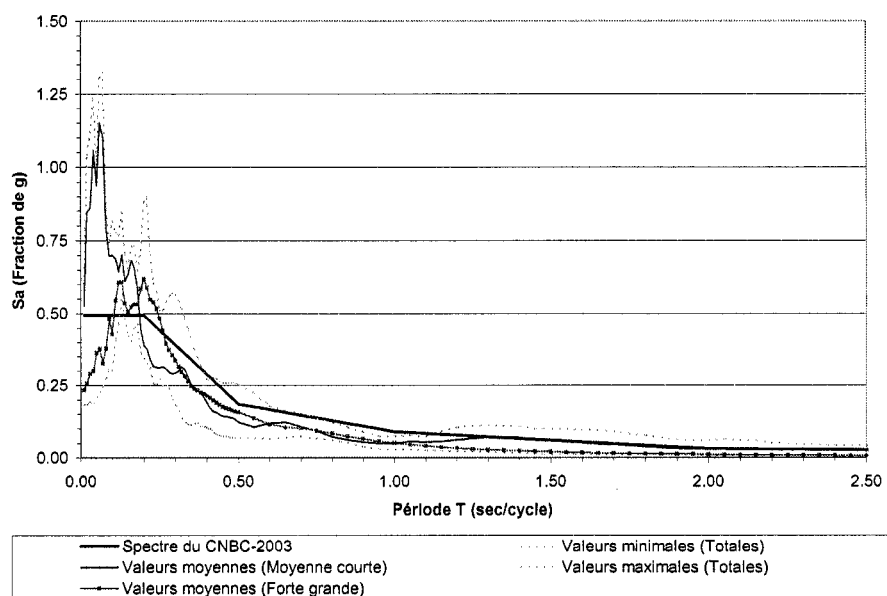


Figure A.3.2 Spectres enveloppes et moyens des signaux historiques sélectionnés jumelés au SPU pour la ville de Québec.

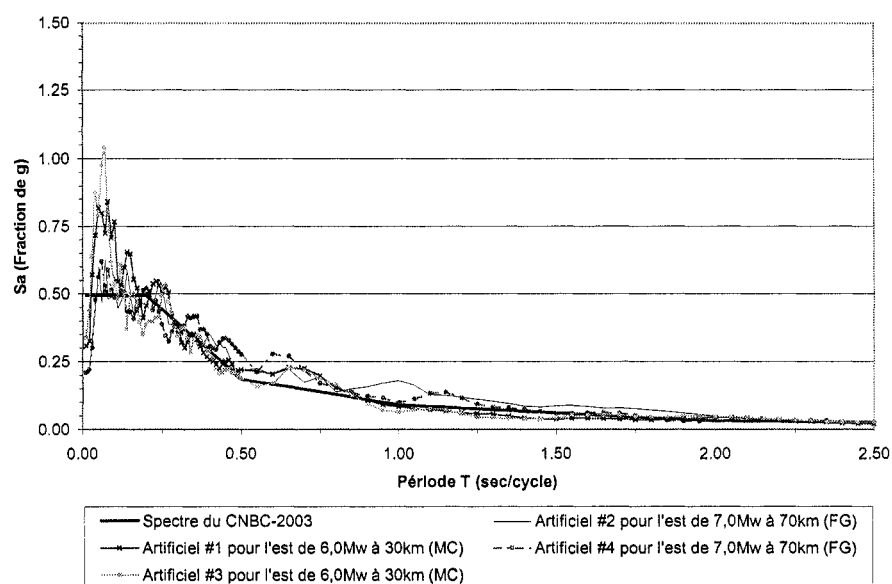


Figure A.3.3 Spectres de réponse des quatre (4) accélérogrammes artificiels sélectionnés jumelés au SPU pour la ville de Québec.

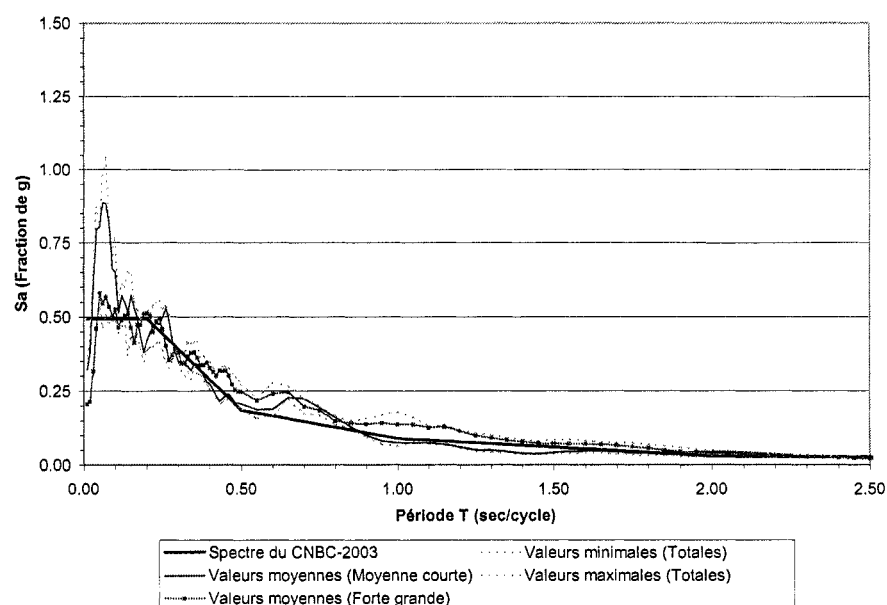


Figure A.3.4 Spectres enveloppes et moyens des signaux artificiels sélectionnés jumelés au SPU pour la ville de Québec.

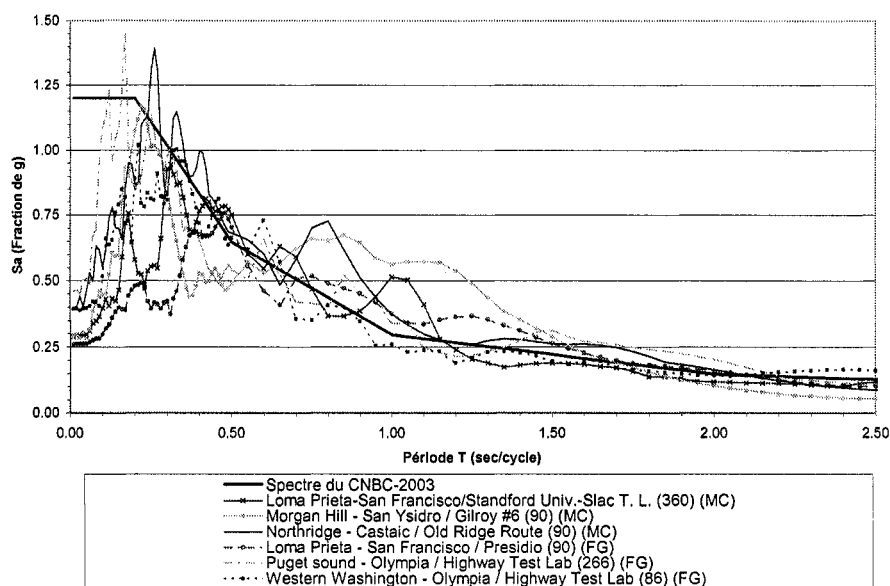


Figure A.3.5 Spectres de réponse des six (6) accélérogrammes historiques sélectionnés jumelés au SPU pour la ville de Victoria.

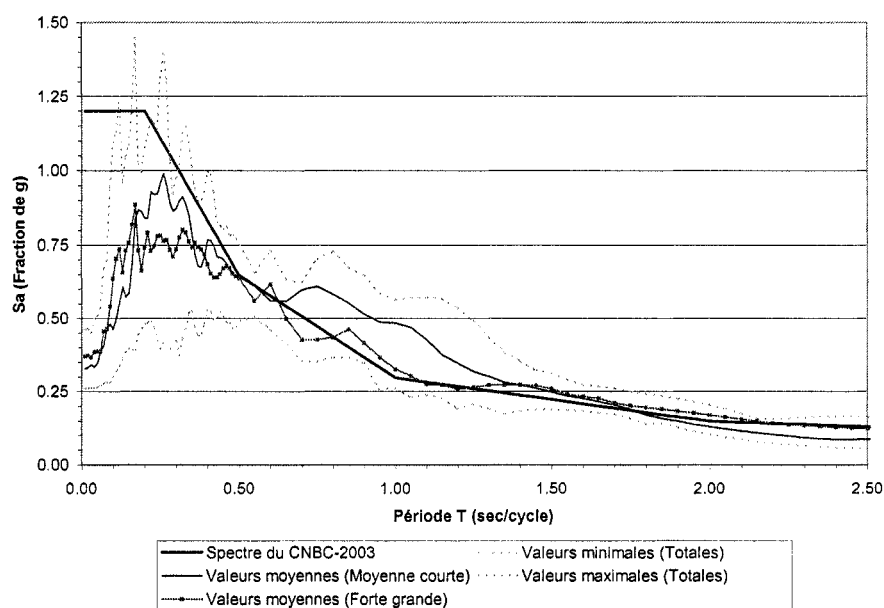


Figure A.3.6 Spectres enveloppes et moyens des signaux historiques sélectionnés jumelés au SPU pour la ville de Victoria.

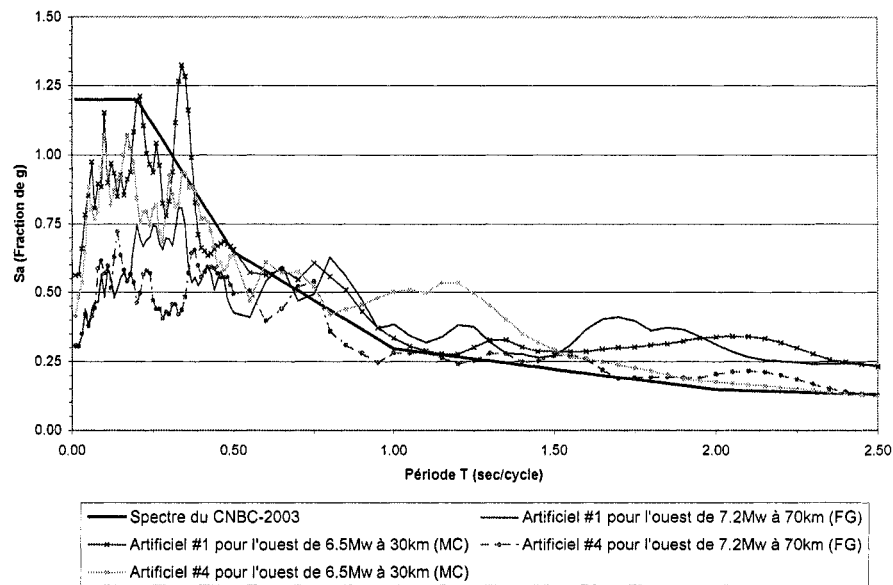


Figure A.3.7 Spectres de réponse des quatre (4) accélérogrammes artificiels sélectionnés jumelés au SPU pour la ville de Victoria.

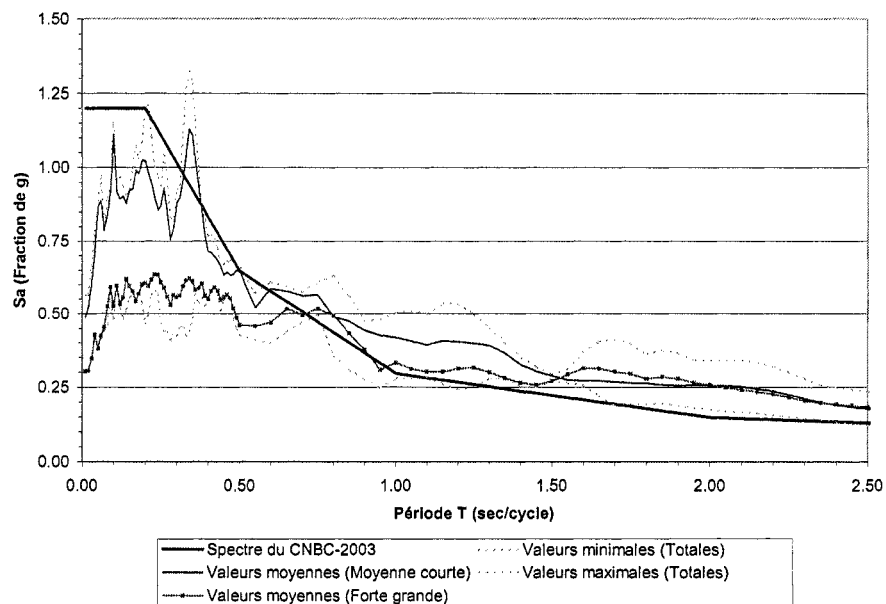


Figure A.3.8 Spectres enveloppes et moyens des signaux artificiels sélectionnés jumelés au SPU pour la ville de Victoria.

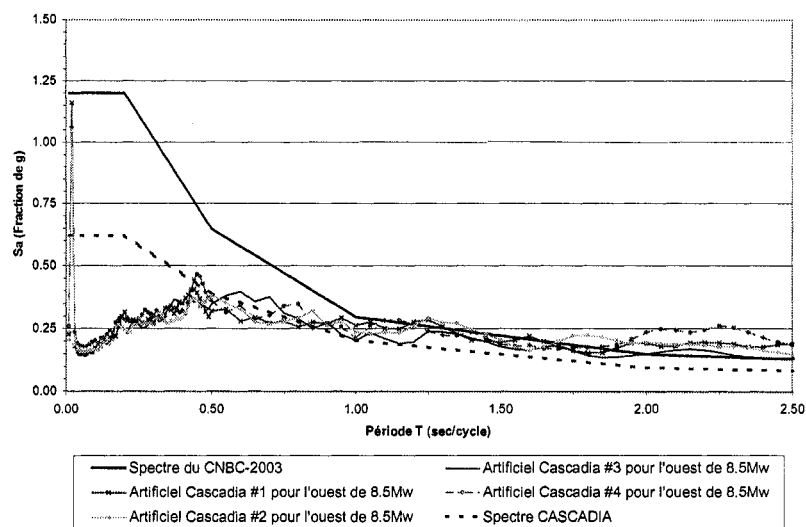


Figure A.3.9 Spectres de réponse des quatre (4) accélérogrammes artificiels sélectionnés liés à la zone de subduction « Cascadia » jumelés au SPU pour la ville de Victoria.

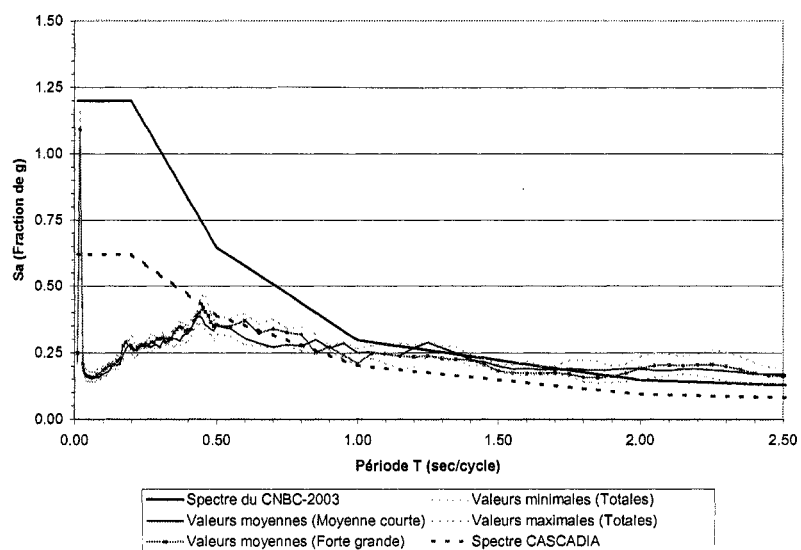


Figure A.3.10 Spectres enveloppes et moyens des signaux artificiels sélectionnés liés à la zone de subduction « Cascadia » jumelés au SPU pour la ville de Victoria.

ANNEXE B**INFLUENCE OF THE PROPERTIES OF BRACING MEMBERS ON THE
SEISMIC RESPONSE OF CONCENTRICALLY BRACED STEEL FRAMES**

Par R. Tremblay et M. Lacerte

*Article présenté dans le cadre de la « 12^e Conférence Européenne en génie sismique
(12th ECEE) » à Londres, Royaume-Uni, en 2002*

Abstract

Nonlinear time step dynamic analyses were performed on typical multi-storey split-X, tension-compression concentrically braced steel frames to determine the influence of the brace slenderness on the seismic response of the structures. The brace slenderness was varied by modifying the amplitude of design seismic loads. Buildings having three different sizes in plan and 2, 4, 8, and 12 storeys were examined. In addition, the response of the structures was studied for two different seismic regions: western and eastern North America. The results indicate that the storey drift generally increases as the braces slenderness is reduced. Lateral deformations also generally increase with the building height, and occurrences of dynamic instability were observed for the 8- and 12-storey braced frames.

B.1 Introduction

Tremblay [1] examined the influence of brace slenderness on the seismic response of multi-storey concentrically braced steel frames. For braced frames in which the storey shear is equally resisted by tension- and compression-acting braces, the study revealed that the brace ductility demand generally decreases when the brace slenderness is increased. On that basis, it was proposed that the limit on the brace slenderness for tension-compression bracing systems be increased from $\lambda = 1.35$, as currently specified in the CSA 1994 provisions [2] to ensure minimum energy dissipation characteristics, to 2.65. The parameter λ is defined herein as the normalized brace slenderness given by: $\lambda = (KL/r) \cdot (F_y/\pi^2 E)^{1/2}$. The same study also indicated that soft-storey response and dynamic instabilities could develop in taller frames and a building height limitation of 8 storeys was recommended to prevent this phenomena.

In that investigation, fictitious braces were used to match both the desired brace slenderness ratio and the code specified lateral resistance. In several instances, the properties of the so-designed bracing members were not representative of available structural shapes that would be used in practice for steel braces. In addition, the brace slenderness was set constant over the height of the braced frames studied, which would be unlikely in actual structures as brace slenderness typically increases towards the top of buildings. These assumptions may have led to a behaviour different from

what can be expected in as-built structures. The frames studied by Tremblay [1] were also designed using 10% in 50 years design spectra, as was recommended in the 1995 National Building Code of Canada (NBC 1995) [3]. For the coming NBC 2003, the design spectra correspond to site specific, median Uniform Hazard Spectra (UHS) established for a 2% probability of exceedance in 50 years [4] and modified for local soil conditions. Such a new design approach will likely result in changes in the seismic resistance level across Canada, which may also alters the conclusions of the original study by Tremblay [1]. Therefore, there was a need to extend that study by examining the response of more realistic structures that would be designed according to future code provisions. This paper describes and presents the main findings of this more recent study.

B.2 Buildings studied

B.2.1 Building geometry and sites

For a given bracing geometry, brace slenderness in concentrically braced steel frames depends on the size of the brace cross-section which, in turn, mainly varies with the magnitude of the design storey shear. In this study, a typical bracing arrangement was adopted and the prescribed seismic loads were varied by considering three building sizes and two different seismic regions. In regular multi-storey frames such as those

used for office buildings, the storey height typically varies between 3.6 m and 4.0 m and the width of the braced bays range between 6.0 m and 9.0 m. On that basis, a storey height of 3.8 m and a braced bay width of 7.6 m were selected. The braces were arranged in a split-X configuration, as shown in Figure B.2.1.1 for a 4-storey structure, which represents an efficient brace system for that type of structures. Buildings having 2, 4, 8, and 12 storeys were examined.

The building floor plan studied by Tremblay [1] and shown in Figure B.2.1.1 was retained in this study as the reference building size. The foot print of that building is 38.5 m x 38.5 m and the structural lay-out is symmetrical in plan with a pair of identical braced frames acting in each orthogonal direction. Buildings of that size are referred to herein as “R buildings”. Two other building sizes were also considered: “L buildings” (large) and “S buildings” (small), which have approximately four times and half the area of the R buildings, respectively. Lateral loads in these two buildings are also resisted by a pair of identical braced frames in each direction.

Two Canadian sites with different seismicity were selected to extend the range in design seismic loads: Victoria, British Columbia, situated in the Pacific Northwest region and Quebec City, Quebec, representative of eastern North American cities. These two sites are also exposed to different types of ground motions (Tremblay and Atkinson [5]). Victoria is in a region of higher seismicity and anticipated ground motions exhibit longer dominant period than in the east. In addition, Victoria is

located near the Cascadia subduction zone in the Pacific Ocean, a potential source of large magnitude earthquakes with long duration. The effects of these ground motions were also considered in this study.

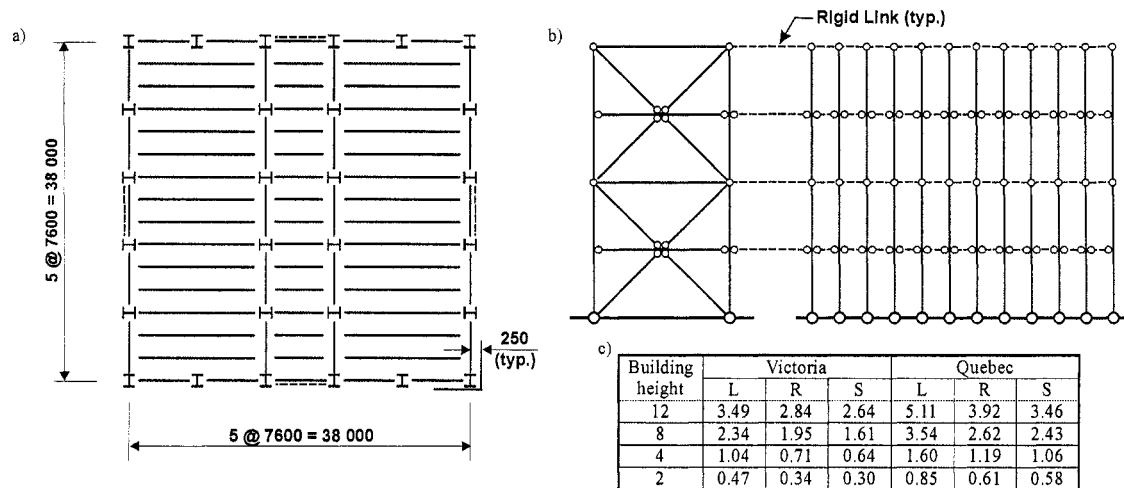


Figure B.2.1.1 (a) Building plan view; (b) Elevation of a 4-storey frame; (c) Fundamental periods (s).

B.2.2 Building design

The structures were designed according to the seismic provisions proposed for inclusion in the NBC 2003 and to the 2001 edition of the CSA-S16.1 Steel Standard. The following gravity loads were considered in the calculations: a roof dead load of 1.2 kPa for buildings up to 4 storeys and 3.4 kPa for the 8- and 12-storey buildings, a floor dead load of 3.5 kPa plus 1.0 kPa for partitions, a roof snow load of 1.0 kPa (Victoria) and 3.14 kPa (Quebec), and an occupancy floor live load of 2.4 kPa. The weight of the exterior cladding was taken equal to 1.2 kPa. A load factor of 0.5 was

applied to the live loads when combined with seismic loads. Reduction of occupancy floor live loads with tributary area was considered in the calculations.

In the NBC 2003 equivalent static force procedure, the lateral earthquake force is given by $V = SM_vIW/(R_dR_0)$. In this equation, S is the design spectral response acceleration ordinate, which depends on the 2% in 50 year UHS ordinate for the site, S_a , the fundamental period of the structure, T , and the type of soil. S is taken as $F_aS_a(0.2)$ for $T < 0.2$ s, $F_vS_a(0.5)$ or $F_aS_a(0.2)$ whichever is smaller for $T = 0.5$ s, $F_vS_a(1.0)$ for $T = 1.0$ s, and $F_vS_a(2.0)$ for $T = 2.0$ s. For periods between 0.2 s and 4.0 s, S is obtained by linear interpolation. For T longer than 2.0 s, a minimum seismic load determined with S at $T = 2.0$ s must be considered. In these expressions, F_a and F_v are the acceleration-based and velocity-based site coefficients, respectively. Values of S_a at periods $T = 0.2$ s, 0.5 s, 1.0 s, and 2.0 s are prescribed in Adams et al. [6] and are given in Table B.2.2.1. In the equation for V , M_v is a factor that accounts for higher mode effects on base shear, I is the importance factor, W is the seismic weight, and R_d and R_0 are force modifications factors that are related to the ductility and the overstrength of the structural system, respectively. For both locations, a Site Class B with a shear wave velocity ranging between 760 and 1500 m/s was assumed and the resulting value of S are presented in Table B.2.2.1. The factor M_v was equal to 1.0 for Victoria and to 1.0, 1.1, 1.5, and 1.5, respectively, for the 2-, 4-, 8-, and 12-storey frames in Quebec. An importance factor of 1.0 was used (building of normal importance). The weight W included the floor and roof dead loads, the weight of the

exterior walls, 50% of the partition load, and 25% of the roof snow load. For these structures, an R_d of 3.0 and an R_0 of 1.2 were adopted for the calculations.

Table B.2.2.1 UHS spectral ordinates, S_a , and Design spectral ordinates, S .

T (s)	S_a (g)		S (g)	
	Victoria	Quebec	Victoria	Quebec
0.2	1.20	0.59	1.20	0.49
0.5	0.83	0.29	0.66	0.19
1.0	0.38	0.14	0.30	0.09
2.0	0.19	0.048	0.15	0.031

At every floor, the minimum weight structural member having a factored compressive resistance, C_r , equal to or greater than the applied compression load was selected for both bracing members. The resistance C_r was taken equal to ϕC_u , with $C_u = AF_y / (1 + \lambda^{2.68})^{1/1.34}$. The brace slenderness λ was determined assuming an effective length factor, K , of 0.9 to reproduce the net member length and account for partial end fixity. All members were made of CSA-G40.21-350W steel with $F_y = 350$ MPa. The bracing members were selected, in order of preference, from cold formed square rectangular sections and wide flange shapes. Beams and columns were sized using capacity design principles, i.e., with consideration of the maximum brace forces that could be induced upon buckling and yielding of the bracing members. Two-storey column tiers were assumed both for the gravity columns and the columns of the bracing bents.

The fundamental periods of the buildings are given in Figure B.2.1.1. Structures located in Victoria are generally stiffer than comparable buildings in Quebec City. For each site, the periods are also found to lengthen when the building dimensions are increased. As shown, several buildings had a period longer than 2.0 s and the minimum lateral force was therefore used for the design.

Figure B.2.2.1a presents the brace slenderness parameter λ at every floor of all structures. This parameter varies from 0.58 to 2.20 with the lower values being obtained for the L buildings in Victoria. The brace slenderness also generally decreases towards the base of all buildings. In the estimated post-buckling storey shear resistance of the braced frames, V_u , as normalised to the design storey shear, V_f , is given in Figure B.2.2.1b. The value of V_u at a given level corresponds to the sum of the horizontal components from the tension and compression braces at that level, assuming the tension brace reaches its yield resistance, AF_y , while the compression brace develops its post-buckling resistance. The latter is given by: $C'_u = AF_y (0.176 + 0.024\lambda^{-3.51}) \leq C_u$, as proposed by Tremblay [1]. The resistance V_u is a measure of the lateral capacity of the structure after significant inelastic response has developed in the bracing members. As shown, it generally decreases when the brace slenderness is reduced. For slender braces, the brace tensile resistance exceeds significantly the compression strength, which provides extra storey shear capacity that compensates for the degradation in compressive resistance due to brace buckling ($V_u/V_f > 1.0$). For

stockier braces, that difference is not large enough and the inelastic lateral resistance V_u becomes lower than V_f .

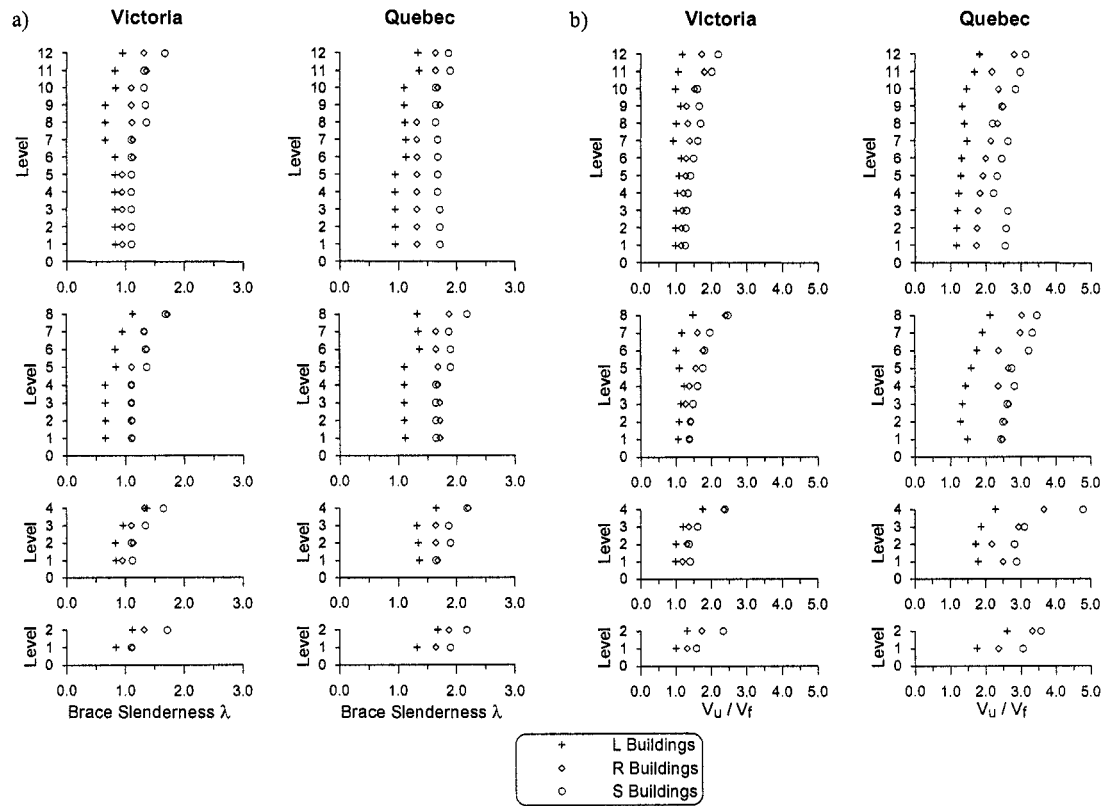


Figure B.2.2.1 (a) Brace Slenderness; (b) Post-buckling storey shear resistance.

B.3 Nonlinear Dynamic Analysis

B.3.1 Analytical model and ground motion records

Nonlinear time step dynamic analyses of the structures were performed using the Drain-2D computer program by Kanaan and Powell [7]. The numerical model is shown in Figure B.2.1.1b for the 4-storey building. It includes the bracing bent studied as well as all the gravity columns that are laterally stabilised by the bracing bent. The bracing members were modelled using the inelastic brace buckling element with pinned ends (element no. 9) developed by Jain & Goel [8]. The initial compressive resistance and the post-buckling strength of the brace elements were set equal to C_u and C'_u , respectively. All columns were made continuous over two storeys with zero-moment connection splices and beams were assumed pin-connected to the columns. Beams and columns were modelled using beam-column elements with plastic hinges forming at their ends. An elasto-plastic hysteretic response was considered for these elements. A Newmark constant acceleration integration scheme with a time step of 0.001 s was used in the study. P- Δ effects were considered in the calculations with 100% of the dead load and 50% of the live load applied to the structure. Rayleigh damping based on tangent stiffness and equal to 5% of critical damping in the first two modes was adopted.

Each structure was subjected to 10 ground motions produced by intra-plate events matching the two dominant magnitude-hypocentral distance scenarios for each site: M6.5-30 km and M7.2-70 km for Victoria and M6.0-30 km and M7.0-70 km for Quebec (Tremblay and Atkinson [5]). Each ensemble included six historical and four simulated time histories compatible with the seismic conditions at the site. For Victoria, four simulated time histories for M8.5 Cascadia subduction events were also considered. All ground motions were scaled to match the design spectra over the applicable period range. For the Cascadia ground motions, scaling was performed with respect to 84th percentile spectral ordinates determined for that specific hazard (Adams et al. [6]). The characteristics of the records including unscaled peak acceleration, PHA, and peak velocity, PHV, as well as the scaling factor used, S_F , are given in Table B.3.2.1. The computed ground motion acceleration response spectra are compared to the corresponding hazard spectra in Figure B.3.2.1.

B.3.2 Results

The computed peak inter-storey drift is used herein to assess the performance of the buildings studied. In the NBC 2003, inelastic inter-storey drifts are limited to 2.5% of the storey height, h_s , and that limit was adopted to determine whether or not the response was adequate. Structural failure by dynamic instability was assumed to have occurred when the storey drift exceeded $0.05 h_s$, as proposed by Tremblay and Robert [9]. The number of such occurrences is given in Table B.3.2.2 for each building at

both sites. For Victoria, intra-plate and Cascadia ground motions are examined separately.

Table B.3.2.1 Selected ground motion time histories.

Event	Magn.	R (km)	Station	Comp.	PHA (g)	PHV (m/s)	S _F
<i>Victoria</i>							
Simulated (Trial #1)	M _W 6.5	30			0.53	0.48	1.05
Simulated (Trial #4)	M _W 6.5	30			0.39	0.38	1.05
Simulated (Trial #1)	M _W 7.2	70			0.25	0.40	1.20
Simulated (Trial #4)	M _W 7.2	70			0.25	0.38	1.20
Apr. 24, 1984 Morgan Hill	M _S 6.1	38	San Ysidro, Gilroy #6	90°	0.29	0.37	1.00
Jan. 17, 1994 Northridge	M _W 6.7	44	Castaic, Old Ridge Rd	90°	0.57	0.52	0.70
Apr. 4, 1965 Puget Sound	M _W 6.7	87	Olympia, Test Lab	266°	0.20	0.13	2.30
Apr. 13, 1949 West. Wash.	M _W 7.1	76	Olympia, Test Lab	86°	0.28	0.17	1.40
Oct. 18, 1989 Loma Prieta	M _W 7.0	54	Stanford Univ.	360°	0.29	0.28	1.00
Oct. 18, 1989 Loma Prieta	M _W 7.0	100	Presidio	90°	0.20	0.34	1.30
Simul. Cascadia (Trial #1)	M _W 8.5	120			0.10	0.17	2.20
Simul. Cascadia (Trial #2)	M _W 8.5	120			0.09	0.24	2.20
Simul. Cascadia (Trial #3)	M _W 8.5	120			0.11	0.21	2.20
Simul. Cascadia (Trial #3)	M _W 8.5	120			0.12	0.19	2.20
<i>Quebec</i>							
Simulated (Trial #1)	M _W 6.0	30			0.43	0.18	0.70
Simulated (Trial #3)	M _W 6.0	30			0.47	0.14	0.70
Simulated (Trial #2)	M _W 7.0	70			0.29	0.15	0.70
Simulated (Trial #4)	M _W 7.0	70			0.29	0.17	0.70
Dec. 23, 1985 Nahanni	M _S 6.5	24	Battlement Creek	0°	0.19	0.03	2.10
Dec. 23, 1985 Nahanni	M _S 6.5	24	Battlement Creek	270°	0.19	0.06	2.10
Nov. 25, 1988 Saguenay	M _S 5.7	43	Chicoutimi-Nord	124°	0.13	0.03	3.00
Nov. 25, 1988 Saguenay	M _S 5.7	95	Les Éboulements	0°	0.13	0.04	2.00
Nov. 25, 1988 Saguenay	M _S 5.7	97	La Malbaie	63°	0.12	0.04	2.00
Nov. 25, 1988 Saguenay	M _S 5.7	200	Dickey	63°	0.09	0.03	2.00

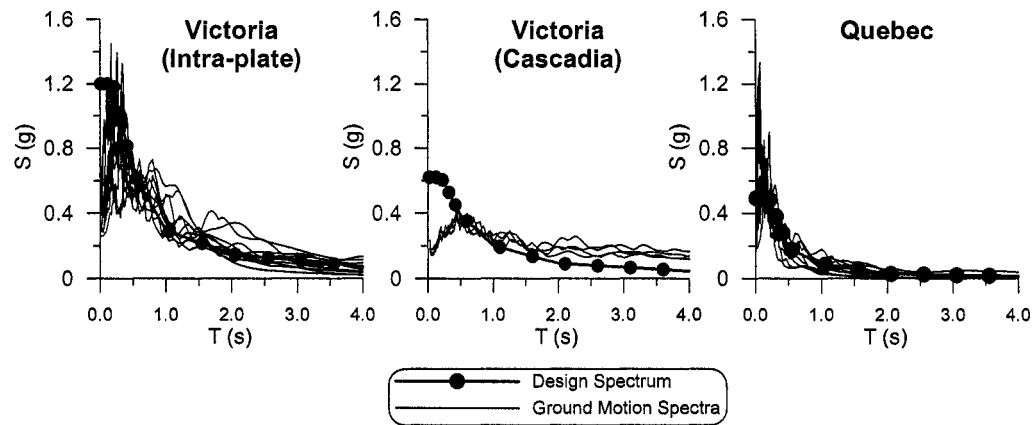


Figure B.3.2.1 Design and ground motion spectra.

As shown, dynamic instability was observed only in the 8- and 12-storey buildings, the number of failures being larger for the 12-storey structures. In Quebec City, only one occurrence of instability was noted in the 8-storey large building. In Victoria, the larger buildings are also found to be more prone to structural collapse and Cascadia subduction earthquakes appear to be more critical than intra-plate earthquakes. Collapse generally occurred as a result of excessive lateral deformations developing simultaneously in two adjacent storeys that are part of the same X-bracing. This phenomenon generally took place at the base of the structures although failure was also observed in the upper part of the buildings. Figure B.3.2.2 shows examples of dynamic instability in the large 8-storey building located in Victoria.

A correlation can be established between the brace slenderness and the occurrence of dynamic instability when examining Table B.3.2.2 and Figure B.2.2.1, the buildings

with stockier braces being more vulnerable to collapse than those with slender braces. This is mainly attributed to the lower post-buckling storey shear resistance associated with a lower value of λ . In addition, taller buildings with a larger floor area carry larger gravity loads and, hence, were subjected to more significant P-delta effects. These effects being maximum at the bottom floor of the structures, combined to the fact that brace slenderness is minimum at this location, probably contributed to the larger number of failures observed at the base of the frames.

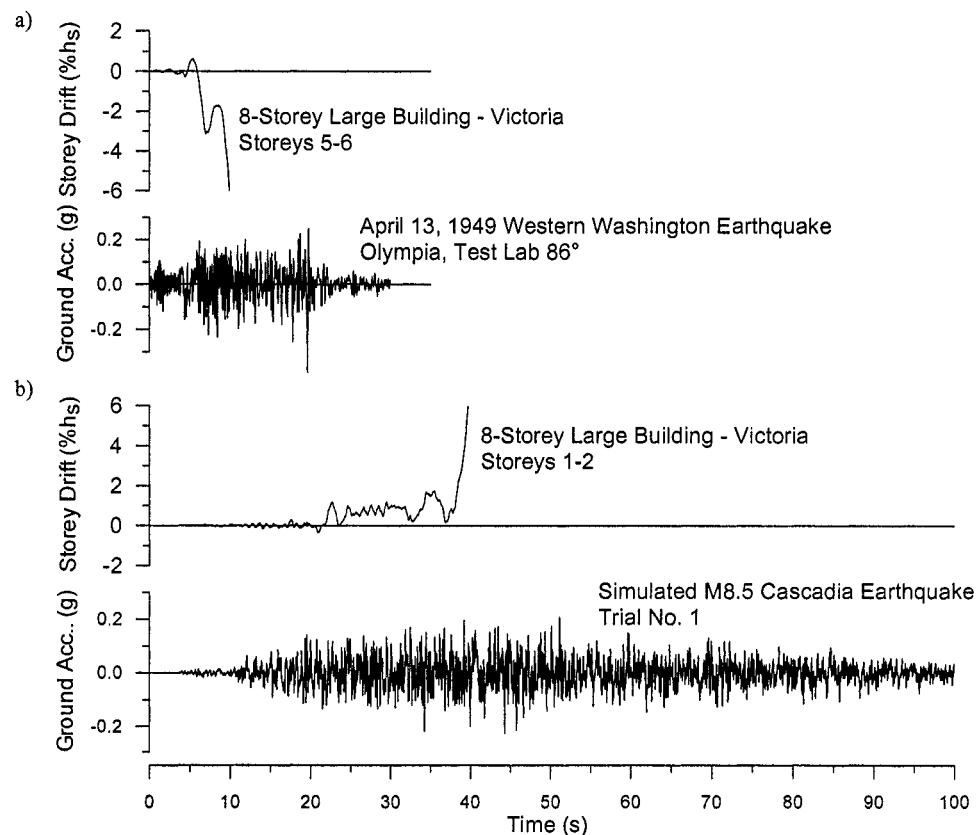


Figure B.3.2.2 Dynamic instability of the 8-storey L Building in Victoria under: (a) intra-plate earthquake; (b) Cascadia earthquake.

Due to the lower design seismic loads, more slender braces were used for the structures located in Quebec City and only one collapse occurred. However, other factors may have influenced this behaviour. The minimum seismic loads determined with S at $T = 2.0$ s applied to all of the 8- and 12-storey buildings in Quebec and the resulting reserve in strength for these structures was larger than that for comparable structures in Victoria because their period was much longer. Furthermore, the capacity to demand ratio for the tall structures in Quebec was also increased by the fact that ground motions at that site exhibited a shorter dominant period than those in Victoria. For Victoria, Cascadia earthquakes motions were found to be more critical, which confirmed the findings of previous studies on single-degree-of-freedom systems by Tremblay and Atkinson [5] and Tremblay [10]. The long duration of shaking generated by these seismic events also promoted a one-sided type response under P-delta effects, with the progressive development of large deformations towards one direction eventually leading to collapse by instability.

Table B.3.2.2 Occurrences of dynamic instability.

[illegible]

The peak storey drifts computed for the cases where the structures could withstand the applied ground motions without collapse are presented in Figure B.3.2.3. The trends observed on that figure are in agreement with the observations made on dynamic instability. In particular, the peak lateral deformations generally increase when brace slenderness is reduced, i.e., when higher seismic loads were used in design (Victoria vs Quebec, larger vs small building foot print, and tall vs low-rise structures). It is worth mentioning that several cases (the most critical) are missing in the figure for the 8- and 12-storey buildings in Victoria due to dynamic instability. Therefore, the influence of the site and the building size can be better assessed by examining the results of the 2- and 4-storey structures whereas S buildings in Victoria can be used to investigate the effects of the building height. The storey drifts remained within the code limit ($2.5\% h_s$) for all structures except for the 4-storey L building in Victoria and for the 8- and 12-storey S and R buildings under some ground motions.

Larger deformations mainly took place in the building bottom floors due to a lower brace slenderness and larger P-delta effects at these levels. Higher mode response can be observed, however, in the 8- and 12-storey frames in Victoria. Such high inelastic demand in the upper floors likely contributed to the cases of instability observed in that portion of the structures. In Quebec City, the amplitude of the storey drifts is nearly the same, regardless of the number of storeys and the location along the building height. For the taller buildings, the demand is slightly higher in the upper floors and decreases when the period (size) of the building is increased. This response

can be attributed to the higher frequency content of the eastern North America ground motions relative to the structure fundamental periods. As observed before, Cascadia earthquakes are more severe than intra-plate events for the 8- and 12-storey buildings located in Victoria. However, these ground motions do not seem to have detrimental effects on lower structures at that site.

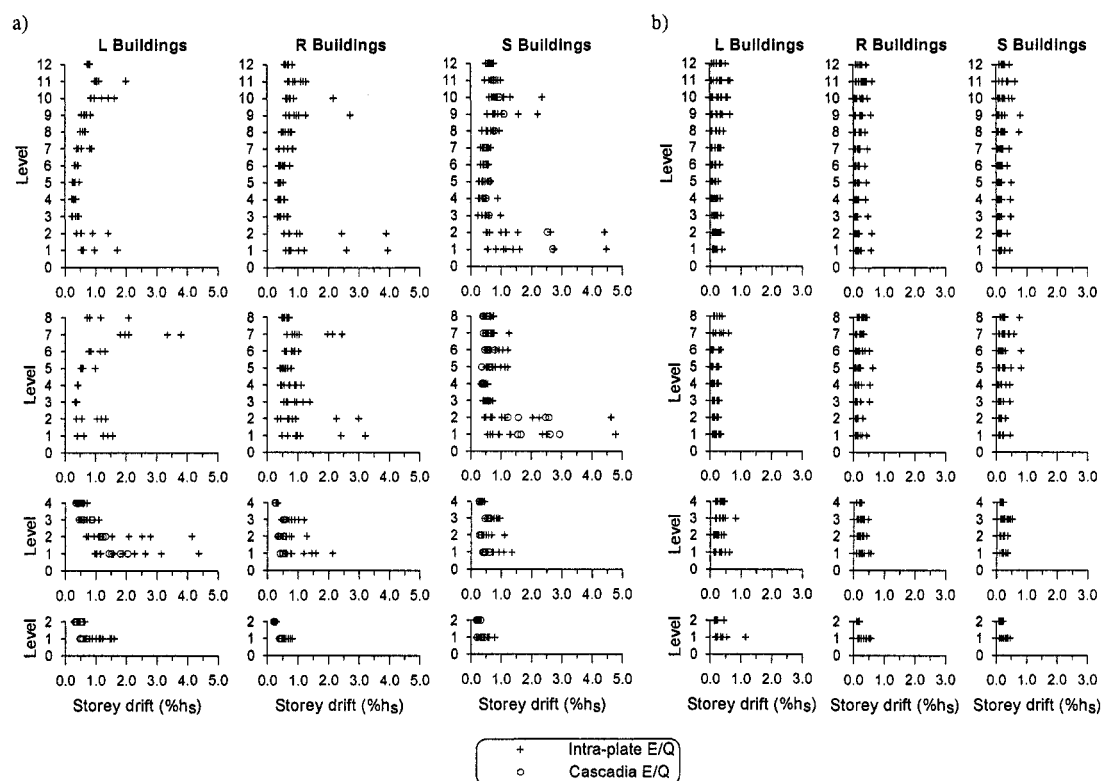


Figure B.3.2.3 Peak storey drift for buildings in: (a) Victoria; (b) Quebec.

B.4 Conclusions

Nonlinear dynamic analysis of multi-storey tension-compression, split-X concentrically braced steel frames was performed to evaluate the influence of brace slenderness on their seismic response under different types of ground motions. The brace slenderness of the frames was varied by modifying the design seismic loads. The main findings of this study are as follows:

The use of more slender braces result in a higher post-buckling storey shear resistance due to the extra-resistance provided by the tension braces. This benefit appears to compensate for the lower energy dissipation typically associated with high slenderness ratio as buildings constructed with slender braces exhibited smaller storey drifts and more stable inelastic response. This finding suggests that there is no need to prescribe a maximum brace slenderness for tension-compression bracing systems. In lieu of such a requirement, minimum brace slenderness or minimum post-buckling storey shear resistance should be specified to ensure satisfactory inelastic response.

Occurrences of dynamic instability due to large inelastic deformations were observed in buildings having 8 and 12 storeys in height. This tendency was more pronounced for larger structures located in a higher seismic zone, due to a combination of larger P-delta effects and lower brace slenderness. The number of storeys for tension-compression braced steel frames should therefore be limited unless it can be

demonstrated through proper nonlinear dynamic analyses that a stable inelastic response can be achieved. In tall buildings, increasing the storey shear resistance near the base and the upper part of the structure should contribute to limiting storey drifts.

High frequency ground motions that are anticipated in zones of low to moderate seismicity such as in eastern North America generally imposed a limited deformation demand on braced steel frames, this effect being more pronounced as the building height was increased. Conversely, long duration ground motions such as those produced by subduction earthquakes were found to have a greater impact than intra-plate events on the stability of tall frames.

B.5 Acknowledgements

This research was funded by the Steel Structures Education Foundation and the Fonds FCAR of the Province of Quebec.

B.6 References

1. Tremblay R. Influence of brace slenderness on the seismic response of concentrically braced steel frames. In: Mazzolani F, Tremblay R, Editors. Proceedings of the 3rd Stessa Conference, Montreal, Canada: 527-534, Rotterdam: Balkema, 2000.
2. CSA. CSA-S16.1-94, Limit states design of steel structures. Canadian Standards Association, Rexdale, Ont., 1994.
3. CCBFC. National Building Code of Canada, 11th ed., Canadian Commission on Building and Fire Codes, National Research Council of Canada, Ottawa, Ont., 1995.
4. Adams J, Weichert D, Halchuk S. Lowering the probability level:- Fourth generation seismic hazard results for Canada at the 2% in 50 year probability level. Proceedings of the 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., 1999: 83-88.
5. Tremblay R, Atkinson GM. Comparative Study of the Inelastic Seismic Demand of Eastern and Western Sites. Earthquake Spectra 2001, 17(2): 333-358.
6. Adams J, Weichert D, Halchuk S. Trial seismic hazard maps of Canada – 1999: 2%/50 year values for selected Canadian cities, Geological Survey of Canada Open File 3274, National Earthquake Hazards Program, Geological Survey of Canada, Natural Resources Canada, Ottawa, Ont., 1999.

7. Kanaan AE, Powell GH. DRAIN-2D, Reports no. EERC 73-6 and 73-22 (revised in 1975), Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Ca, 1973.
8. Jain AK, Goel SC. Hysteresis models for steel members subjected to cyclic buckling or cyclic end moments and buckling (User's guide for Drain-2D: EL9 and EL10), Report UMEE 78R6, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, Mi, 1978.
9. Tremblay R, Robert N. Seismic performance of low- and medium-rise chevron braced steel frames. Canadian Journal of Civil Engineering 2001, 28(4): 699-714.
10. Tremblay R. Development of design spectra for long duration ground motions from Cascadia Subduction Earthquakes. Canadian Journal of Civil Engineering, 25, 1078-1090.