

**Titre:** Conception parasismique des contreventements concentriques pour les structures industrielles lourdes en acier  
Title:

**Auteur:** Frédéric Brunet  
Author:

**Date:** 2018

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Brunet, F. (2018). Conception parasismique des contreventements concentriques pour les structures industrielles lourdes en acier [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/3293/>  
Citation:

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/3293/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de recherche:** Robert Tremblay  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

CONCEPTION PARASISMIQUE DES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES POUR  
LES STRUCTURES INDUSTRIELLES LOURDES EN ACIER

FRÉDÉRIC BRUNET

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)

AOÛT 2018

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

CONCEPTION PARASISMIQUE DES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES POUR  
LES STRUCTURES INDUSTRIELLES LOURDES EN ACIER

présenté par : BRUNET Frédéric

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

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

Mme KOBOEVIC Sanda, Ph. D., présidente

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

M. PARENT Serge, Ph. D., membre

## DÉDICACE

*À mes parents,  
pour leur soutien indéfectible*

*« The roots of education are bitter,  
but the fruit is sweet »*

*ARISTOTLE*

*(384 av. J.-C. – 322 av. J.-C.)*

## REMERCIEMENTS

Je désire d'abord remercier mon directeur de recherche, M. Robert Tremblay, de m'avoir accordé sa confiance pour ce projet. Ce fut une expérience très enrichissante qui m'a permis de travailler sur un projet qui m'a passionné à chaque instant de ma maîtrise. Collaborer avec ce chercheur de haut calibre m'a motivé à rehausser mes capacités de chercheur. Merci pour les enseignements, le partage de connaissances et pour le temps consacré à la réalisation de mon projet.

Je tiens ensuite à remercier le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) et le Fonds de recherche du Québec - Nature et technologies (FRQNT) pour l'aide financière qu'ils ont accordée au projet. Également, de profonds et sincères remerciements à l'Institut Canadien de la Construction en Acier (ICCA) pour m'avoir choisi comme récipiendaire 2017 pour la bourse G.J. Jackson Fellowship.

Je remercie également M. Mark Lasby et M. Julien Richard pour les conseils, leurs disponibilités et pour avoir accepté de contribuer au projet.

Je souhaite exprimer ma gratitude envers Mme. Sanda Koboevic et M. Serge Parent pour avoir accepté de faire partie du jury.

Je salue également mes collègues étudiants avec qui j'ai développé de belles amitiés au cours de ces années d'études. Merci à mon ami Jean-Luc pour les échanges, les conseils et pour la relecture de nombreux textes.

Finalement, merci à mes frères, Maxime et Mathieu, mes parents, Ginette et Ronald et ma copine, Sophie, pour les encouragements continus et pour m'avoir épaulé tout au long de mes études.

## RÉSUMÉ

Plusieurs grands complexes industriels au Canada sont localisés dans des zones sismiques importantes. Les structures doivent donc être conçues pour résister à de fortes secousses sismiques sans subir de dommages majeurs. La conception parasismique de ces structures est généralement effectuée de la même manière que pour les bâtiments standards alors que les propriétés dynamiques pour ces deux catégories de structures divergent grandement. Qui plus est, les règles de conception parasismique du Code national du bâtiment du Canada ont été développées principalement pour des structures régulières de bâtiments à vocations résidentielle, commerciale ou institutionnelle. Pour ce faire, en 2014, l'Annexe M : *Conception parasismique des structures industrielles en acier* a été créée et intégrée à la norme CSA S16-14 dans le but de fournir des lignes directrices pour la conception sismique des structures industrielles lourdes. Pour les zones de sismicité modérée et élevée, l'annexe permet de concevoir des ossatures à contreventements concentriques (CBF) de ductilité moyenne (Type MD) jusqu'à une hauteur de 60 mètres. En revanche, les provisions exigent que les effets sismiques soient déterminés à partir d'une analyse dynamique et amplifiés pour compenser l'amortissement réduit et la redondance limitée de la structure. Autrement, les ossatures contreventées peuvent être traitées comme des bâtiments standards se conformant à la catégorie de construction conventionnelle (Type CC). Dans ce cas, des règles de conception plus simples s'appliquent, mais au détriment des forces sismiques de calcul environ deux fois plus élevées en raison de la ductilité limitée du système. Pour cette catégorie, la hauteur de la structure est limitée à 40 mètres dans les régions de forte sismicité.

La recherche présentée dans ce mémoire avait pour objectif d'explorer la possibilité d'assouplir les limites de hauteur de la norme CSA S16-14 et les exigences de conception pour les colonnes de CBF utilisés dans les applications industrielles lourdes en acier de grande hauteur. Un autre objectif était d'évaluer la possibilité d'utiliser une méthode de conception directe, sans l'application du calcul par capacité, pour concevoir des contreventements de grande hauteur.

Un prototype de structure industrielle de 65,4 m de haut, situé à Vancouver, a été utilisé pour comparer les efforts sismiques de conception et la quantité d'acier pour différentes stratégies de conception. Des relaxations sur les provisions actuelles de l'Annexe M ont été formulées sur la base de ces résultats. En plus, une méthode de conception basée sur la catégorie Type CC a été définie. Pour les deux méthodes de conception, des analyses temporelles non linéaires ont été

réalisées avec le programme OpenSees afin d'examiner les scénarios de plastification et de flambement des diagonales sur la hauteur du contreventement ainsi que les efforts axiaux et les moments de flexion induits dans les colonnes. Les déplacements entre les étages ont également été étudiés. La capacité des dispositions proposées à prédire adéquatement les efforts sismiques et à produire des systèmes robustes a été vérifiée en réalisant des analyses non linéaires sur des prototypes additionnels de 43 m et 80 m de hauteur et en conduisant une analyse dynamique incrémentale. Une analyse sur un modèle tridimensionnel de 65.4 de hauteur a également été menée pour évaluer la demande axiale des colonnes communes à deux plans de contreventements orthogonaux.

Les résultats montrent que la réponse inélastique des diagonales ne survient pas simultanément sur toute la hauteur de la structure comme il est actuellement supposé dans la phase de conception. De plus, les diagonales des CBF de chaque approche demeurent élastiques en tension ce qui contribue à limiter les déplacements et la demande de flexion des colonnes. Les mêmes observations ont été obtenues pour l'ensemble des structures étudiées. Les analyses menées dans cette étude ont permis de confirmer la possibilité de simplifier les exigences de conception des colonnes de l'Annexe M et de valider que les structures conçues avec cette approche proposée se comportent adéquatement pour une hauteur allant jusqu'à 80 m. Par ailleurs, les analyses ont confirmé qu'une alternative de conception basée sur la catégorie Type CC était envisageable, et ce pour une hauteur de structure de 65 mètres.

## ABSTRACT

Several heavy industrial complexes in Canada are located in major seismic zones. These structures must be designed to withstand strong seismic forces without major damage. The seismic design of these structures is usually done in the same way as for standard buildings while the dynamic properties for these two categories of structure are greatly different. Also, the seismic design rules of the National Building Code of Canada have been developed primarily for standard structures of the residential, commercial or institutional category. In 2014, Annex M: Seismic Design of Industrial Steel Structures was created and incorporated into the CSA S16-14 standard with the aim of providing guidelines for the seismic design of heavy industrial structures. For moderate and high seismic zones, the Annex allows steel concentrically braced frames (CBFs) of the moderately ductile (Type MD) category to be used for structures up to 60 m tall. The provisions, however, require that seismic effects be determined from a dynamic analysis and amplified to compensate for the reduced damping and limited redundancy of the structure. Alternatively, tall braced frames may be considered as of the Conventional Construction (Type CC) category for design. In this case, simpler design rules apply but this is at the expense of design seismic loads approximately two times higher due to the limited ductility of the system. In addition, for this category, the frame height is limited to 40 m in high seismic regions.

The purpose of this research was to explore the possibility of relaxing current CSA S16 height limits and special design requirements for columns of tall CBFs used in heavy industrial applications. Another objective was to evaluate the possibility of using a direct design method, without the application of capacity calculation, to design high-rise braces.

A prototype industrial structure 65.4 m tall and located in Vancouver was used to compare design seismic loads and steel tonnage for different design strategies. Relaxations of the current provisions of Annex M have been formulated based on these results. In addition, a design method based on the Type CC category has been defined. For both design methods, nonlinear response history analyses (NLRHA) were carried out with the OpenSees program to examine the brace yielding and buckling scenarios over the frame height and the resulting column axial load demands. Storey drifts and flexural demands on columns were also studied. The ability of the modified provisions to adequately predict seismic forces and to produce robust systems was verified with NLRHA on additional prototype structures 43 m and 80 m tall and by performing incremental dynamic



analysis. Three-dimensional analysis of a 65.4 m tall structure was performed to examine the seismic force demand on columns part of the two orthogonal braced frames.

For such a tall frame, brace inelastic response did not develop simultaneously over the entire structure height, as currently assumed in design. In addition, the braces in the CBF of both design approaches remain elastic in tension, which contributes to limiting the storey drift and the flexural demand on the columns. The same observations were obtained for all the studied structures. The analyses conducted in this study confirmed the possibility of simplifying the design requirements for the columns in Annex M. They also validate that structures designed with the Annex M proposed method responded adequately for height up to 80 m. In addition, the analyses confirmed that a design alternative based on the Type CC category was conceivable for a structure up to 65 m.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VII
TABLE DES MATIÈRES .....	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES.....	XV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XX
LISTE DES ANNEXES .....	XXIV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Les structures industrielles lourdes en acier.....	1
1.2 Problématique de conception des structures industrielles.....	2
1.3 Objectifs de l'étude .....	4
1.4 Méthodologie .....	4
1.5 Organisation du mémoire .....	5
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE .....	7
2.1 Conception parasismique des structures industrielles .....	7
2.1.1 Propriétés dynamiques .....	7
2.1.2 Calcul des forces sismiques.....	8
2.2 Méthode de conception .....	9
2.3 Normes canadiennes de conception parasismique .....	10
2.3.1 Code national du bâtiment du Canada 2015.....	10
2.3.2 Calcul des charpentes d'acier (CSA S16) .....	11

2.4	Normes américaines de conception parasismique.....	19
2.4.1	ASCE 7-10 <i>Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures</i> .....	20
2.4.2	Calcul des charpentes d'acier - AISC 360-16 et AISC 341-16.....	22
2.5	Normes parasismiques du Chili.....	23
2.6	Logiciel SAP2000 .....	25
2.7	Modélisation numérique avec le logiciel OpenSees .....	26
2.7.1	Modélisation des sections.....	27
2.7.2	Modélisation des éléments .....	28
CHAPITRE 3 DÉMARCHE DE L'ENSEMBLE DU TRAVAIL DE RECHERCHE ET ORGANISATION GÉNÉRALE DU DOCUMENT INDIQUANT LA COHÉRENCE DES ARTICLES PAR RAPPORT AUX OBJECTIFS DE LA RECHERCHE .....		30
3.1	Comparaison des approches de dimensionnement des codes canadiens et américains .	30
3.1.1	Choix du prototype et conception selon les approches .....	30
3.1.2	Comparaison des résultats .....	33
3.2	Analyses numériques avec le programme OpenSees .....	37
3.2.1	Réponse sismique et modification des provisions.....	37
3.2.2	Modèles numériques .....	40
3.2.3	Sélection et calibration des enregistrements sismiques.....	51
CHAPITRE 4 ARTICLE 1: IMPROVED CANADIAN SEISMIC PROVISIONS FOR STEEL BRACED FRAMES IN HEAVY INDUSTRIAL STRUCTURES .....		54
4.1	Introduction .....	55
4.2	Current Canadian Seismic Design Approaches for Industrial Structures .....	57
4.3	Comparison of Current Canadian Design Approaches .....	62
4.4	Seismic Response of the Reference Frame .....	67
4.4.1	Numerical Model and Ground Motion Time Histories .....	67

4.4.2	Seismic Response for Design Iteration #1 .....	69
4.4.3	Design iterations #2 and #3 .....	73
4.4.4	Incremental Dynamic Analysis .....	79
4.5	Parametric Study .....	81
4.5.1	Storey Drift Response .....	82
4.5.2	Axial Forces in Braces and Brace Connections .....	82
4.5.3	Seismic demand on Columns .....	85
4.6	Seismic Demand on Columns Part of Two Intersecting CBFs .....	87
4.7	Conclusions .....	89
4.8	Acknowledgements .....	91
4.9	References .....	91
CHAPITRE 5	RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES .....	93
5.1	Analyse incrémentale .....	93
5.2	Analyses numériques du prototype 3D .....	95
5.2.1	Approche de conception pour les colonnes communes à deux plans de contreventements orthogonaux .....	95
5.2.2	Choix du prototype 3D et analyses non linéaires .....	97
5.2.3	Prototype conçu selon l'approche proposée de l'Annexe M.....	98
5.2.4	Prototype conçu selon l'approche proposée de Type CC .....	105
CHAPITRE 6	ÉTUDES COMPLÉMENTAIRES .....	109
6.1	Élément non linéaire <i>Link</i> du logiciel SAP2000 .....	109
6.1.1	Calibration des paramètres pour la modélisation numérique de diagonales .....	109
6.1.2	Comparaison des analyses non linéaires pour les logiciels SAP2000 et OpenSees.....	113
6.2	Structure industrielle supportant un réservoir pour l'extraction minière .....	115
CHAPITRE 7	DISCUSSION GÉNÉRALE .....	121

CHAPITRE 8	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS .....	124
8.1	Retour sur les résultats .....	124
8.2	Limitations et recommandations .....	127
BIBLIOGRAPHIE .....		128
ANNEXES .....		133

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 : Comparaison des facteurs de réduction des forces sismiques pour la conception des diagonales.....	33
Tableau 3.2 : Limites d'élancement des parois d'un profilé W .....	35
Tableau 3.3 : Résistance probable des diagonales pour un élancement donné .....	35
Tableau 3.4 : Données de conception pour chaque structure .....	36
Tableau 3.5 : Propriétés pour chaque spécimen .....	42
Tableau 3.6 : Paramètres utilisés pour définir les éléments non linéaires de la calibration des diagonales dans le programme OpenSees .....	44
Tableau 3.7 : Paramètres du matériau <i>Steel02</i> dans le programme OpenSees.....	44
Tableau 3.8 : Résultats des simulations numériques comparés aux essais expérimentaux.....	45
Tableau 3.9 : Propriétés des éléments rigides des assemblages des diagonales .....	47
Tableau 3.10 : Magnitude moyenne et distance des courbes de désagrégation pour chaque type d'événement utilisé pour la sélection des enregistrements sismiques.....	52
Table 4.1 : CSA S16-14 seismic design provisions for steel CBFs in high seismic regions .....	61
Table 4.2: Design data and NLRHA results for the three CBF designs for mass distribution case “a” .....	66
Table 4.3: Design data and NLRHA results for the Annex M and Type CC CBF designs for mass distribution case “b” .....	67
Table 4.4: Storey height, mass properties, and gravity loads for the additional 43 <sup>(1)</sup> and 80 m tall prototype structures. ....	81
Table 4.5: Design and NLRHA results for the three structure heights and two mass distribution cases .....	85
Tableau 6.1 : Propriétés des spécimens pour la calibration du modèle numérique .....	111
Tableau 6.2 : Résultats des simulations numériques comparés aux essais expérimentaux.....	113
Tableau 6.3 : Résultats des structures pour les logiciels SAP2000 et OpenSees.....	114

Tableau C.1 : Paramètres proposés du modèle « Pivot » .....	140
Tableau D.1 : Forces de conception des colonnes de coin et de centre induites par les charges de gravité.....	146
Tableau D.2 : Forces de conception des poutres de coin et de centre induites par les charges de gravité.....	146
Tableau D.3 : Forces de conception des diagonales, pour deux plans orthogonaux, induites par les charges gravitaires et sismiques .....	147
Tableau D.4 : Forces de conception des colonnes de coin induites par la combinaison des charges gravitaires et sismiques .....	147

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Structure industrielle abritant un procédé vertical. © Hatch Ltée, 2014. Reproduit avec permission. ....	1
Figure 2.1 : Calcul des forces dans les diagonales pour la conception des colonnes (CISC, 2014) .....	14
Figure 2.2 : Détail de gousset pour permettre le flambement hors plan des diagonales (CISC, 2014) .....	16
Figure 2.3 : Choix du système de reprise des forces sismiques selon l'Annexe M (CSA, 2014)..	17
Figure 2.4 : Comparaison des spectres de conception en fonction du type de connexions de la structure .....	18
Figure 2.5 : Comparaison des types de modèles numériques pour simuler le flambement inélastique (Tremblay, 2017).....	26
Figure 3.1 : Prototype bidimensionnel : a) Géométrie et masses; b) Charges de conception pour les diagonales et les colonnes .....	31
Figure 3.2 : Réduction des forces sismiques pour la conception des diagonales.....	34
Figure 3.3 : Montage expérimental pour un essai cyclique sur le profilé W250x115 .....	42
Figure 3.4 : Modèle numérique typique d'un essai expérimental sur une diagonale avec profilé W .....	43
Figure 3.5 : Réponse hystérétique des diagonales selon des essais expérimentaux et des simulations numériques .....	45
Figure 3.6 : Détails des connexions et modélisation numérique : a) Connexion typique diagonale-diagonale; b) Modèle numérique diagonale-diagonale; c) Connexion typique diagonale-poutre-colonne; et d) Modèle numérique diagonale-poutre-colonne.....	48
Figure 3.7 : Moment normalisé en fonction des déplacements inter-étages : a) Modèle numérique pour les assemblages poutre-colonne; et b) Comparaison du modèle numérique avec essais expérimentaux des travaux de Stoakes & Fahnestock, (2011).....	50



Figure 3.8 : a) Spectres d'accélération des enregistrements sismiques choisis et calibrés; et b) Moyenne des spectres d'accélération pour les trois scénarios.....	53
Figure 3.9 : Différence entre la moyenne des spectres d'accélération de chaque scénario et le spectre de conception cible .....	53
Figure 4.1: Reference prototype structure: a) Geometry and mass distribution cases “a” and “b”; b) Brace effective slenderness ratios and Ratio of the probable post-buckling storey shear resistance $V'_u$ to the factored storey shear resistance $V_r$ of design iteration #2.....	65
Figure 4. 2: Numerical one storey inelastic frame: a) Beam-to-column connection; b)brace-to-brace mid connection; and c) Connection's stiffness .....	68
Figure 4.3: Peak response from NLRHA for the 65.4 m reference structures of design iteration #1 and mass distribution case “a”: a) Brace compression loads; b) Brace tension loads, and c) Storey drifts. ....	71
Figure 4.4: Peak demands from NLRHA on columns of the 65.4 m reference structure of design iteration #1 and mass distribution case “a”: a) Axial loads; b) Bending moments. ....	73
Figure 4.5: Peak response from NLRHA for the 65.4 m reference structures of design iteration #2 and mass distribution cases “a” and “b”: a) Brace compression loads; b) Brace tension loads, and c) Storey drifts. ....	77
Figure 4.6: Peak demands from NLRHA on columns of the 65.4 m reference structure of design iteration #2 and mass distribution cases “a” and “b”: a) Axial loads; b) Bending moments. ....	78
Figure 4.7: Comparison of MSD axial load demands in columns for the 65.4 m reference structure of design iterations #1 to #3 with mass distribution cases “a” and “b” with: a) Design factored loads $C_r$ ; b) Factored resistance $C_r$ ; and c) Probable compressive resistances $C_{prob}$ . ....	79
Figure 4.8: Results from incremental dynamic analysis: a) Median IDA curve for Annex M (M) and Type CC (C) frames; b) Axial load demands at scaling factors x1, x2, x3 and x7; c) Axial load-deformation buckling response at a scaling factor of 5 for the column at Level 4 of the Type CC frame; and d) Deformed shape of the buckled column at Level 4 of the Type CC at a scaling factor of 5. ....	80

Figure 4.9: Peak response from NLRHA: a) Storey drifts; b) Brace compression loads ( $/C_u$ ); and c) Brace tension loads and connection design loads ( $/T_u$ ). (Solid lines = Mass distribution Case “a”; Dotted lines = Mass distribution case “b”).	83
Figure 4.10: Design compression and tension loads for brace connections: a) Brace tension loads from NLRHA for the Type CC frames; b) Comparison of design loads for both design approaches.	84
Figure 4.11: Seismic demand on columns of frame 43-M-b: a) Time histories of DCR and axial load ratios at level 6 based on factored and probable resistances; and b) Peak DCR values for all ground motions at levels 1, 3 and 6.	86
Figure 4.12: Peak demands from NLRHA on columns of the Annex M and Type CC 3D structures designed after the third iteration: a) Axial loads for Annexe M CBF; b) Bending moments for Annexe M CBF; c) Axial loads for Type CC CBF; and d) Bending moments for Type CC M CBF	88
Figure 5.1 : Schématisation de l’applicabilité des clauses M3.5 et M5.1 (Cardoso et Coman 2015)	96
Figure 5.2 : Prototype tridimensionnel.	97
Figure 5.3 : Schématisation des étapes pour déterminer les forces de conception des colonnes communes à deux plans de contreventements orthogonaux	100
Figure 5.4 : Réponse maximale des analyses non linéaires pour les prototypes 2D et 3D conçus selon l’approche proposée de l’Annexe M : a) Déplacements inter-étages; b) Forces axiales de compression des diagonales; et c) Forces axiales de tension des diagonales.	102
Figure 5.5 : Demande maximale des analyses non linéaires pour les colonnes des prototypes 2D et 3D conçus selon l’approche proposée de l’Annexe M : a) Forces axiales; b) Ratio de la demande axiale par rapport aux forces de conception ; c) Moments de flexion autour de l’axe faible; et d) Moments de flexion autour de l’axe fort	103
Figure 5.6 : Demande maximale en flexion des analyses non linéaires pour les poutres du prototype 3D conçu selon l’approche proposée de l’Annexe M	104

Figure 5.7 : Réponse maximale des analyses non linéaires pour les prototypes 2D et 3D conçus selon l'approche proposée de Type CC : a) Déplacements inter-étages; b) Forces axiales de compression des diagonales; et c) Forces axiales de tension des diagonales.....	106
Figure 5.8 : Demande maximale des analyses non linéaires pour les colonnes des prototypes 2D et 3D conçus selon l'approche proposée de Type CC : a) Forces axiales; b) Moments de flexion autour de l'axe faible; et c) Moments de flexion autour de l'axe fort.....	107
Figure 5.9 : Demande maximale en flexion des analyses non linéaires pour les poutres du prototype 3D conçu selon l'approche proposée de Type CC .....	108
Figure 6.1 : Modèle multilinéaire plastique <i>Pivot</i> du logiciel SAP2000 .....	110
Figure 6.2 : Comparaison des résultats des modèles numériques par rapport aux essais expérimentaux : a) Réponse hystérétique; et b) Énergie dissipée .....	112
Figure 6.3 : Comparaison des analyses non linéaires avec les logiciels SAP2000 et OpenSees : a) Forces axiales en compression des diagonales; b) Forces axiales en tension des diagonales; c) Forces axiales des colonnes; d) Moment de flexion des colonnes; et e) Déplacements inter-étages .....	114
Figure 6.4 : Cas réel de structure industrielle supportant un réservoir pour l'extraction minière	116
Figure 6.5 : Vue d'élévation du prototype de structure industrielle supportant un réservoir pour l'extraction minière .....	117
Figure 6.6 : Schématisation des contraintes verticale, horizontale et horizontale avec friction ..	118
Figure 6.7 : Aire tributaire des colonnes d'un étage du prototype 3D .....	119
Figure A.1: Prototypes avec cas de chargement « a » : a) 43 mètres; b) 65.4 mètres; et c) 80 mètres .....	133
Figure A.2 : Prototypes avec cas de chargement « b » : a) 43 mètres; b) 65.4 mètres; et c) 80 mètres .....	134
Figure B.1 : Réponse maximale des analyses non linéaires pour la structure de l'Annexe M pour les facteurs d'amplification 1, 3 et 7 : a) Déplacements inter-étages; b) Forces axiales de compression des diagonales; c) Forces axiales de tension des diagonales; et d) Forces axiales des colonnes .....	136

Figure B.2 : Réponse maximale des analyses non linéaires pour la structure de Type CC pour les facteurs d'amplification 1, 3 et 7 : a) Déplacements inter-étages; b) Forces axiales de compression des diagonales; c) Forces axiales de tension des diagonales; et d) Forces axiales des colonnes .....	137
Figure C.1 : Fenêtre pour définir l'élément « Link » .....	138
Figure C.2 : Fenêtre pour attribuer les propriétés .....	139
Figure C.3 : Fenêtre des paramètres du modèle « Pivot ».....	140
Figure C.4 : Modélisation de l'enveloppe force-déformation.....	142
Figure D.1 : Sections non standards.....	143
Figure D.2 : Prototype minier : a) vue en plan de l'étage 6; b) vue d'élévation des colonnes pour la coupe 1-1; et c) modélisation des colonnes présentées à la coupe 1-1 .....	144

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

2D	Bidimensionnel
3D	Tridimensionnel
A	Aire d'une section
AISC	American Institute of Steel Construction
ASCE	American Society of Civil Engineering
A <sub>rigide</sub>	Aire de l'élément rigide du gousset
$\alpha_D$	Facteur de pondération des charges mortes
b	Largeur des semelles d'un profilé W
b	Ratio entre la rigidité initiale et la rigidité post-plastification
$\beta$	Coefficient d'amortissement de l'Annexe M
CBF	Contreventement concentrique en acier / Concentrically Braced Frame
CDS	Catégorie de design sismique
CNBC	Code national du bâtiment du Canada
CNRC	Conseil National de Recherche du Canada
C <sub>f</sub>	Charge axiale pondérée
CSA	Canadian Standards Association
C <sub>pr</sub>	Résistance probable en compression (Norme américaine)
C' <sub>pr</sub>	Résistance probable de post-flambement (Norme américaine)
C <sub>r</sub>	Résistance en compression pondérée
C <sub>r,prob.</sub>	Résistance probable en compression
C <sub>tg</sub>	Rigidité en torsion de la plaque gousset
C <sub>u</sub>	Résistance probable en compression
C' <sub>u</sub>	Résistance probable post-flambement

$d$	Profondeur d'un profilé W
$\delta_y$	Déformation axiale à la plastification
$\delta_u$	Déformation axiale ultime à la rupture
$\Delta/h_s$	Déplacement inter-étages exprimé en fraction de la hauteur de l'étage
$E$	Module de Young ( $E = 200\,000\text{ MPa}$ )
$F_a$	Coefficient de l'emplacement lié à l'accélération
$F_v$	Coefficient de l'emplacement lié à la vitesse
$F_y$	Limite élastique de l'acier
$h_n$	Hauteur de la structure
$h_s$	Hauteur d'un étage
HSS	Profilé tubulaire
$I_E$	Coefficient de risque parasismique de l'ouvrage
$I_{y,\text{rigide}}$	Moment d'inertie selon l'axe faible du gousset
$I_{z,\text{rigide}}$	Moment d'inertie selon l'axe fort du gousset
$J$	Constante de torsion de St. Venant
$K$	Coefficient de longueur effective
$KL/r$	Élancement effectif d'une membrure
$L_h$	Longueur de la diagonale mesurée entre les rotules plastiques dans les goussets.
$\lambda$	Facteur d'élancement
$M_p$	Moment plastique d'un élément
$M_{pg}$	Moment plastique du gousset
$M_r$	Résistance pondérée en flexion
$\mu$	Ductilité anticipée de la diagonale
$M_2$	Moments de flexion dans la direction de l'axe faible

$M_3$	Moments de flexion dans la direction de l'axe fort
NBCC	National Building Code of Canada
NCh	Norma Chilena, Norme officielle du Chili
NRCC	National Research Council of Canada
OCBF	Ordinary Concentrically Braced Frame
OpenSees	Open System for Earthquake Engineering Simulation
$P-\Delta$	Terme utilisé pour les non-linéarités géométriques de la structure (Effet P-Delta)
$P-\delta$	Terme utilisé pour les non-linéarités géométriques de la membrure
$R_d$	Facteur de modification de la force lié à la ductilité
$R_o$	Facteur de modification de la force lié à la sur-résistance
$R_y F_y$	Limite élastique probable de l'acier
SCBF	Special Concentrically Braced Frame
$S_{D1}$	Réponse spectrale de conception à une période 1.0 seconde
$S_{DS}$	Réponse spectrale de conception des courtes périodes
$S(T)$	Réponse spectrale de l'accélération de calcul exprimée sous forme de rapport à l'accélération de la pesanteur, pendant une période $T$
$S_a(T)$	Réponse spectrale de l'accélération avec amortissement de 5%, exprimée par rapport à l'accélération de la pesanteur pendant une période $T$
SFRS	Système de résistance aux forces sismiques
SRSS	Square Root of the Sum of the Squares
$t$	Épaisseur des semelles d'un profilé W
$T$	Période de la structure
$T_1$	Période du mode fondamental de vibration de la structure
$t_g$	Épaisseur de la plaque gousset
$T_{pr}$	Résistance probable en tension (Norme américaine)

$T_u$	Résistance probable en tension
Type CC	Catégorie de construction traditionnelle/conventionnelle
Type MD	Catégorie de ductilité moyenne
$V_d$	Valeur du cisaillement inélastique à la base de la structure
$V_e$	Valeur du cisaillement élastique à la base de la structure
$V_{RdRo = 1.0}$	Valeur du cisaillement limite calculé avec la combinaison des facteurs $R_d R_o = 1.0$
$V_{RdRo = 1.3}$	Valeur du cisaillement limite calculé avec la combinaison des facteurs $R_d R_o = 1.3$
$w$	Épaisseur de l'âme d'un profilé W



## LISTE DES ANNEXES

Annexe A - Prototypes pour l'analyse paramétrique .....	133
Annexe B - Analyse incrémentale.....	135
Annexe C - Élément Link du logiciel SAP2000 .....	138
Annexe D - Structure industrielle minière .....	143

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Les structures industrielles lourdes en acier

Les structures utilisées dans les grands complexes industriels des secteurs minier, pétrolier ou chimique doivent être conçues pour supporter de lourdes charges de production imposées par les équipements et/ou les systèmes d'entreposage et de manutention des matières. Les vibrations occasionnées par les activités d'opération doivent également être prises en compte dans le dimensionnement des éléments structuraux. Ces bâtiments sont donc aménagés en fonction de la disposition des procédés industriels, ce qui donne lieu à des géométries souvent atypiques. La fonction principale de ces bâtiments est de former une structure efficace sans considération architecturale afin de supporter les constituants de l'usine tels que les convoyeurs, la tuyauterie, les équipements et la machinerie. Pour ce faire, les complexes industriels sont souvent des structures de grande hauteur, sans niveaux de plancher clairement définis, et comportant d'importantes irrégularités géométriques et/ou de masses. La Figure 1.1 présente une installation industrielle lourde en acier.

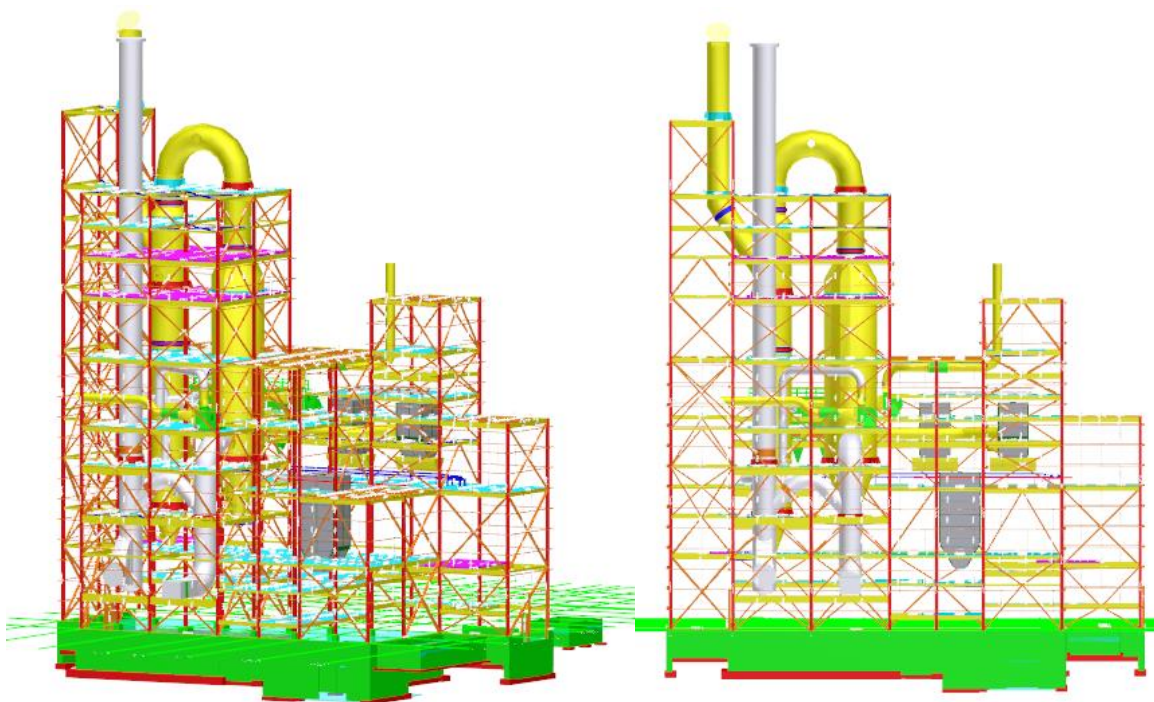


Figure 1.1 : Structure industrielle abritant un procédé vertical. © Hatch Ltée, 2014. Reproduit avec permission.

Ces structures massives sont généralement construites dans des régions éloignées, sur des sites d'exploitations difficiles d'accès. Conséquemment, des contraintes de transport et de logistiques imposent des restrictions quant à l'utilisation des matériaux et des équipements nécessaire à la construction de ces bâtiments. De plus, afin d'accommoder les changements de disposition des équipements ou des procédés, les structures doivent pouvoir être facilement et rapidement modifiées. Pour certains projets, il est nécessaire de prévoir le démantèlement et la relocalisation éventuelle, partielle ou totale, des structures. Afin d'assurer une pérennité des opérations et de prévenir les conséquences économiques et environnementales découlant d'une interruption ou d'une défaillance de production, les projets industriels sont soumis à des normes de construction et de conception très strictes. De ce fait, on utilise principalement l'acier pour ces structures. Ce matériau permet une grande latitude de construction due à une efficacité structurale avantageuse, à une préfabrication qui permet un contrôle de qualité rigoureux, à la facilité de transport ainsi qu'à la rapidité d'installation. Finalement, les structures en acier présentent une grande polyvalence permettant de facilement modifier ou démonter ces bâtiments.

## **1.2 Problématique de conception des structures industrielles**

Au Canada, plusieurs installations industrielles sont construites dans des zones sismiques importantes et doivent donc résister à de fortes secousses sismiques sans subir de dommages majeurs. Les règles de conception parasismique du Code national du bâtiment du Canada (CNBC) ont été développées principalement pour des structures régulières de bâtiments à vocations résidentielle, commerciale ou institutionnelle. Conséquemment, ces règles ne s'appliquent pas directement aux charpentes industrielles lourdes en acier présentant des irrégularités très prononcées et pouvant supporter de très grandes charges. Jusqu'à récemment, dû à l'absence de dispositions pour ces structures industrielles, les concepteurs n'avaient d'autre choix que d'employer ces règles du CNBC pour la conception des charpentes industrielles. Or, ces normes de conception ne peuvent prédire adéquatement le comportement de ces structures lourdes et irrégulières face à un séisme. La possible défaillance de ces charpentes pourrait engendrer des conséquences économiques importantes ainsi que des impacts environnementaux majeurs. Il devenait donc essentiel de développer de nouvelles règles parasismiques adaptées pour ce type de bâtiment.

En 2014, une nouvelle annexe (Annexe M : Seismic design of industrial steel structures) a été introduite à la norme CSA S16-14 (CSA, 2014) pour la conception parasismique des structures industrielles lourdes en acier. Cette annexe permet de concevoir des structures supportant des réservoirs, cuves, silos ou trémies avec un système de contreventements concentriques de ductilité modérée (Type MD) dans des zones de sismicité élevée pour une hauteur allant jusqu'à 60 m. Comparativement aux contreventements de Type MD pour des bâtiments standards, c'est une augmentation de 20 mètres de la limite de hauteur. Il faut noter que les limites de hauteur prescrites dans l'Annexe M sont des exceptions puisque la limite de 40 m est toujours en vigueur pour les autres bâtiments dans le CNBC. En contrepartie, dans l'Annexe M, on exige que les effets sismiques soient déterminés à partir d'une analyse dynamique et qu'ils soient amplifiés pour compenser l'amortissement plus faible et la redondance limitée des structures industrielles.

Bien que cette annexe représente une importante amélioration par rapport aux normes précédentes, cette première édition n'est cependant pas complète et plusieurs aspects requièrent des travaux de recherche supplémentaires. Cardoso et Coman (2015) ont examiné l'impact des dispositions de l'Annexe M sur les efforts de conception et le tonnage d'acier requis pour une structure industrielle de 65,4 m de hauteur abritant un procédé vertical. Ils ont effectué la conception sismique de la structure pour les villes de Vancouver, en Colombie-Britannique, et de Montréal, au Québec, en supposant des sols de catégories C et E. Pour chaque cas, la conception a été comparée à celle obtenue en respectant les exigences pour une construction conventionnelle (Type CC) qui est généralement utilisée par les ingénieurs concepteurs dus à des provisions plus simplistes, mais au détriment de forces sismiques plus élevées. Pour les structures situées à Vancouver (zones sismiques élevées), les auteurs ont constaté que l'utilisation de l'Annexe M permettait de réduire les efforts de conception pour les diagonales, mais que les efforts axiaux dans les poteaux et les poutres étaient plus élevés que ceux découlant de l'approche de conception des contreventements de Type CC. De plus, on exige dans l'Annexe M que les colonnes soient conçues comme des poteaux-poutres résistant à un moment de flexion concomitant aux efforts axiaux correspondant à 20 % du moment plastique des colonnes dans le plan du contreventement. Les résultats ont montré que la quantité d'acier nécessaire pour la structure conçue selon l'Annexe M était plus élevée que celle d'un contreventement de Type CC, principalement en raison des exigences plus sévères pour la conception des colonnes. Les auteurs ont indiqué que certaines de ces dispositions de l'Annexe M pouvaient soulever des questions ou présenter des difficultés lors de leur application. Par

exemple, les règles pour la conception des poteaux communs à deux contreventements orthogonaux se sont révélées être contradictoires pour le calcul des efforts axiaux et ne sont pas suffisamment précises pour le calcul du moment de flexion à considérer dans la conception. Ils ont aussi noté que les limites de hauteur imposées dans l'Annexe M pouvaient limiter l'application de l'annexe pour certains des systèmes de contreventement. Ils ont recommandé d'explorer par le biais d'analyses non linéaires la possibilité de relaxer certaines règles de conception de l'Annexe M pour les colonnes qui étaient jugées trop conservatrices.

D'autre part, les charpentes industrielles posent un problème supplémentaire lorsque comparées aux autres types de bâtiments. En effet, ces structures doivent souvent être modifiées afin de s'adapter à de nouvelles configurations des procédés. Dans ce cas, il est difficile de maintenir une conception par capacité, telle qu'exigée dans l'Annexe M, lorsque l'on introduit des modifications à la structure. Une méthode de conception qui ne serait pas basée sur le calcul par capacité serait plus adaptée aux structures industrielles.

### **1.3 Objectifs de l'étude**

L'objectif général de ce projet était de revoir certaines des dispositions de l'Annexe M afin d'en améliorer l'usage et la portée. Plus spécifiquement, l'étude a porté sur les exigences de conception des poteaux jugées trop conservatrices ou pouvant soulever des questions et qui dans certains cas restreignaient l'application de l'Annexe M. Un second objectif du projet était d'examiner la possibilité d'augmenter les limites de hauteur prescrites dans l'Annexe M afin d'étendre la portée de cette annexe. Finalement, le troisième objectif du projet de recherche était d'examiner la possibilité d'utiliser une méthode de conception pour les colonnes qui ne repose pas sur le calcul par capacité, comme cela est permis pour les contreventements de Type CC (catégorie de Construction Conventionnelle).

### **1.4 Méthodologie**

Pour remplir les objectifs présentés ci-dessus, on a d'abord réalisé une analyse comparative du comportement sismique d'un contreventement de la structure étudiée par Cardoso et Coman (2015) en utilisant les approches de conception de la norme S16 pour les contreventements de Type MD (ductilité modérée), les contreventements de Type CC et les règles de l'Annexe M. Le prototype pour cette étude avait une hauteur de 65.4 mètres et était situé à Vancouver sur un sol ferme (C).

Le logiciel SAP2000 (CSI, 2017) a été utilisé pour effectuer la conception des diagonales, des colonnes et des poutres du prototype. Cette première analyse a aussi permis de comparer les efforts de conception et la quantité d'acier requise pour chacune des approches de conception. Les résultats de cette étude ont permis d'identifier les exigences de l'Annexe M les plus susceptibles d'être assouplies. En outre, cette première partie a permis de formuler des méthodes de conception préliminaires des colonnes de contreventement qui soient mieux adaptées pour l'Annexe M et les contreventements de Type CC.

Dans une deuxième phase, on a réalisé des analyses dynamiques non linéaires sur un ensemble de structure ayant des hauteurs variées et deux scénarios de distribution verticale des masses afin de valider ces méthodes de conception et vérifier si elles pouvaient s'appliquer à des structures de plus grande hauteur que la limite prescrite actuellement pour l'Annexe M. Les modèles numériques ont été construits avec le logiciel d'analyse OpenSees (PEER, 2007) afin de prendre en compte le comportement inélastique des diagonales de contreventement (flambement en compression et plastification en traction) de même que les modes de rupture par instabilité des structures. La conception de ces structures a été réalisée en collaboration avec des ingénieurs des entreprises Hatch (Julien Richard) et Fluor (Mark Lasby) pour s'assurer que les méthodes proposées étaient réalistes et applicables en pratique. Les analyses de cette dernière phase du projet ont permis de valider la méthode de conception simplifiée des colonnes qui est proposée pour l'Annexe M en plus de confirmer la possibilité de concevoir des structures dont la hauteur excède la limite qui est présentement prescrite dans l'Annexe M. En plus, cette étude a montré qu'il était possible d'obtenir un comportement sismique adéquat pour des structures de grande hauteur conçues avec une alternative de conception qui n'est ne repose pas sur le calcul par capacité.

## **1.5 Organisation du mémoire**

Le mémoire est divisé en huit sections. Le Chapitre 2 traite de la revue de littérature qui présente les normes de conception parasismique applicables aux structures industrielles. Les dispositions des codes canadiens, américains et chiliens y sont décrites. Une revue des logiciels SAP2000 (CSI, 2017) et OpenSees (PEER, 2007) est aussi présentée dans le Chapitre 2. Le Chapitre 3 présente les travaux effectués dans le cadre de cette recherche. Le Chapitre 4 comprend l'article qui a été soumis pour publication éventuelle dans la revue *Journal of Constructional Steel Research*. Les résultats additionnels de la recherche qui n'ont pu être présentés dans l'article par manque d'espace se

retrouvent au Chapitre 5. Les études complémentaires de ce projet de recherche sont présentées dans le Chapitre 6. Le Chapitre 7 présente une discussion générale de l'ensemble de l'étude. Finalement, on présente au Chapitre 8 les principales conclusions et recommandations découlant de ce projet de recherche. À noter que le terme ingénieur, utilisé dans le présent texte, désigne également une ingénieure.

## **CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE**

Le but de ce projet de recherche est d'explorer la possibilité de relaxer certaines provisions sismiques pour la conception des colonnes de contreventements utilisés dans les applications industrielles en acier de grande hauteur. De ce fait, le présent chapitre présente un portrait global des normes canadiennes, américaines et chiliennes pour la conception des bâtiments industriels lourds en aciers. Dans un premier temps, les propriétés dynamiques des charpentes industrielles, le calcul des forces sismiques et les méthodes de conception sont abordés. La deuxième partie présente les règles de conception sismiques prescrites par le Code national du bâtiment du Canada (NRCC, 2015) et la norme canadienne de conception des charpentes métalliques (CSA, 2014). Les exigences des codes américains sont ensuite présentées suivies des règles sismiques du Chili. À noter qu'un plus grand accent est mis sur les codes canadiens, puisque les relaxations visent ces provisions. Finalement, les logiciels SAP2000 et OpenSees, utilisés pour cette recherche, sont présentés et décrits.

### **2.1 Conception parasismique des structures industrielles**

#### **2.1.1 Propriétés dynamiques**

Comme discuté par Rolfes et MacCrimmon (2007), les règles de conception sismique des codes canadiens et américains ont été élaborées principalement pour des structures régulières des catégories commerciales, institutionnelles ou résidentielles. De plus, Daali (2004) note que les codes en vigueur sont soit trop généraux, trop complexes ou traitent superficiellement du comportement des structures industrielles ou des éléments non structuraux. Or, la conception des bâtiments industriels s'effectue à partir de ces mêmes codes alors qu'ils possèdent des caractéristiques dynamiques différentes qui peuvent affecter leur performance sismique. Cette dissemblance provient entre autres de la distribution de masse et de la rigidité non uniforme, des hauteurs inter-étages irrégulières et des portées de planchers très grandes. Ces structures possèdent également un amortissement plus faible et présentent une plus grande flexibilité en raison de l'absence d'éléments architecturaux. Leur période fondamentale peut donc être significativement plus longue que les valeurs obtenues à partir des formules empiriques spécifiées dans les codes. On peut également observer des irrégularités d'alignement vertical et horizontal des systèmes de



reprises des forces sismiques (SFRS), attribuable à la disposition particulière des procédés. Finalement, le type et l'amplitude de chargement affectent la réponse des bâtiments et plusieurs incertitudes quant à l'évaluation du comportement de ces structures posent des problèmes pour les concepteurs. Pour tenir compte de ces contraintes géométriques, atteindre la rigidité latérale requise et respecter les normes de conception, les cadres à contreventements concentriques en acier (CBF) sont généralement utilisés pour résister aux charges latérales de vent et de tremblement de terre.

## 2.1.2 Calcul des forces sismiques

Puisque les règles de conception actuellement utilisées ne peuvent prédire adéquatement la réponse sismique des structures industrielles, la meilleure approche consiste à effectuer une analyse temporelle. Or, la grande majorité des ingénieurs n'ont pas à leur disposition les outils techniques pour effectuer de telles analyses. Ce faisant, les approches traditionnelles de la méthode statique équivalente et spectrale sont généralement utilisées en pratique pour déterminer les forces sismiques (Rolfes & MacCrimmon, 2007). En dépit des différences de comportement, la conception s'effectue principalement de la même manière que pour les bâtiments standards. C'est-à-dire que la structure est modélisée avec des éléments élastiques et des forces sismiques réduites par des facteurs de modifications sont appliquées au modèle afin d'estimer la réponse inélastique. Les membrures sont alors sélectionnées pour avoir une résistance supérieure aux forces sismiques réduites alors que les déplacements sont calculés avec des forces non réduites. Cette philosophie de conception repose sur l'hypothèse des déplacements égaux; les déplacements horizontaux maximaux sont presque les mêmes, peu importe la résistance horizontale. Pour le code canadien, la réduction des forces sismiques s'effectue par deux facteurs; le facteur  $R_d$  lié à la ductilité et le facteur  $R_o$  lié à la sur-résistance. D'une part, le facteur  $R_d$  reflète la capacité de la structure à subir des déformations inélastiques cycliques sans défaillance alors que le facteur  $R_o$  tient compte de la résistance réelle de la structure pour un mécanisme plastique complet à la rupture. Cette sur-résistance est due à plusieurs paramètres, notamment le choix restreint des sections et l'arrondissement des valeurs de calculs. Conséquemment, le ratio demande-capacité est inférieur à 100 % pour plusieurs membrures d'une structure et donc ces éléments possèdent une réserve de capacité. De plus, la capacité est calculée avec un facteur de pondération qui diminue la résistance. Finalement, les valeurs des contraintes réelles élastiques des matériaux ( $F_y$  pour l'acier) sont supérieures à celles dictées pour les calculs en plus de la possibilité d'écrouissage qui n'est pas

considérée. Le facteur de sur-résistance permet donc de comparer les forces sismiques aux valeurs réelles de résistance amplifiée par tous les paramètres ci-haut mentionnés. En appliquant ce facteur, on anticipe qu'un bâtiment de catégorie normale soit endommagé lors d'un séisme majeur, mais ne s'effondre pas (Mitchell et al., 2003). À titre comparatif, aux États-Unis les facteurs de ductilité et de sur-résistance sont englobés dans un seul facteur  $R$ .

## 2.2 Méthode de conception

Lorsqu'un ingénieur conçoit une structure, il a le choix entre opter pour une approche par capacité où la structure sera soumise à un régime inélastique ou une approche de type conventionnel où la structure demeure essentiellement élastique. Les mêmes méthodes de conception s'appliquent pour les structures industrielles.

L'objectif général de la méthode de conception par capacité est de conserver l'intégrité de la structure pour permettre aux utilisateurs de fuir le bâtiment en toute sécurité alors que la structure sera laissée dans un état inutilisable après un événement extrême (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011, Filiatrault, Tremblay, Christopoulos, Folz, & Pettinga, 2013). Puisque les séismes sont des événements rares avec une probabilité d'occurrence très faible, pendant la durée de vie de la structure, on accepte que certains éléments subissent un régime inélastique où de grandes déformations surviendront. Ces éléments, communément nommés *éléments fusibles*, permettent de dissiper l'énergie cinétique induite par les accélérations du sol. Ce faisant, on sacrifie ces éléments afin de s'assurer de protéger le système de reprise des forces verticales dans le but de maintenir l'intégrité du bâtiment. La stabilité de l'ouvrage est alors assurée par une hiérarchie des résistances entre les différentes composantes du SFRS. Pour ce faire, les éléments non fusibles, communément nommés *éléments protégés*, sont conçus pour demeurer élastiques sous les effets occasionnés par l'atteinte des résistances probables des éléments fusibles. En général, ce sont les poteaux, les poutres et les éléments qui présentent très peu de ductilité qu'on tente de protéger des forces sismiques.

Par ailleurs, les ingénieurs peuvent opter pour une conception traditionnelle qui se base sur la ductilité inhérente des éléments. Cette option est généralement nommée méthode de conception directe, car le dimensionnement s'effectue avec les forces obtenues directement des analyses statiques ou dynamiques. En effet, pour la conception sismique on procède de la même manière

que pour le dimensionnement aux charges de vents, c'est-à-dire en effectuant une analyse élastique du modèle et en considérant seulement les effets des charges pour l'élément à concevoir. Dans ce cas, les forces sismiques sont plus élevées dues à la ductilité limitée du système. En général, les concepteurs préfèrent cette approche, puisque le temps de calcul est réduit tout comme la complexité. Finalement, si un des éléments du SFRS est changé, la conception ne doit pas être refaite en totalité, à l'inverse de la conception par capacité.

## **2.3 Normes canadiennes de conception parasismique**

La conception des structures d'acier s'effectue à l'aide des dispositions du Code national du bâtiment du Canada (CNBC) et des Règles de calcul des charpentes d'acier (CSA S16). D'une part, le CNBC prescrit les cas de chargement, les exigences générales et les restrictions alors que la norme CSA S16 stipule les règles de dimensionnement des éléments en acier. Les éditions présentement en vigueur et utilisées dans le cadre de ce projet sont le CNBC 2015 et la CSA S16 - 14.

### **2.3.1 Code national du bâtiment du Canada 2015**

Au Canada, le CNBC prescrit les combinaisons de charges pour les calculs aux états limites ultimes et de services, le spectre de réponse sismique en fonction de l'emplacement et du type de sol, les facteurs de modifications des forces sismiques pour chaque catégorie de SFRS et le calcul du cisaillement à la base. De plus, la méthode d'analyse, statique ou dynamique, est déterminée selon la hauteur, la période ainsi qu'en fonction des conditions d'irrégularités du bâtiment. Pour ce faire, un tableau présentant neuf types d'irrégularités permet de déterminer si un bâtiment est régulier ou non. Des restrictions additionnelles sont imposées pour les bâtiments irréguliers. La direction d'application des forces sismiques est déterminée en fonction de l'orientation du SFRS. Pour les bâtiments où les composantes du SFRS sont orientées selon deux axes orthogonaux, une analyse indépendante pour les deux axes peut être effectuée. Au cas contraire et pour les régions de moyenne à forte sismicité ( $I_E F_a S_a(0.2) > 0.35$ ) une analyse indépendante dans deux directions orthogonales est effectuée et les forces de conception sont obtenues en combinant 100 % des effets dans une direction plus 30 % des effets dans la direction orthogonale. Finalement, le code impose des limites sur les déplacements et la hauteur maximale des structures. D'une part, les déplacements entre étages sont limités à 2.5 % de la hauteur de l'étage pour tous les bâtiments qui ne font pas

partie des catégories de protection civile ou de risque élevé. D'autres parts, les limites de hauteurs sont déterminées en considérant le type de système utilisé et le niveau de sismicité du site.

### **2.3.2 Calcul des charpentes d'acier (CSA S16)**

Les règles de calculs pour les éléments structuraux en acier sont présentées dans la norme CSA S16. Cet ouvrage permet de calculer la résistance des éléments et des assemblages et d'assurer la stabilité des ouvrages. Le chapitre 27 présente les dispositions parasismiques à respecter pour qualifier le SFRS selon l'une des catégories présentées dans le CNBC. Ce faisant, les forces sismiques peuvent être réduites par les facteurs  $R_d$  et  $R_o$  correspondants, ce qui permet de profiter de la ductilité des systèmes. Pour la conception de contreventements concentriques en acier, l'ingénieur choisit de se conformer à l'une de ces catégories : Type MD (ductilité moyenne), Type LD (ductilité restreinte) et Type CC (construction traditionnelle). Le facteur  $R_d$  pour les trois systèmes est respectivement égal à 3,0, 2,0 et 1,5. Pour les bâtiments multiétagés, les dispositions sismiques pour les Type MD et Type LD sont presque identiques, la différence principale étant que la limite de hauteur des CBF de Type LD est de 60 m puisque le facteur  $R_d$  est réduit ce qui diminue la demande en ductilité attendue. Pour cette étude, seuls les Types MD et CC sont considérés, puisque d'une part le Type MD constitue la base des dispositions de l'Annexe M pour les CBF et d'autre part, un des objectifs de la recherche est d'explorer la possibilité d'étendre la portée de l'approche Type CC aux structures industrielles. Les principales exigences sismiques pour les conceptions de Type MD, de l'Annexe M et de Type CC sont présentées dans les sections subséquentes.

#### **2.3.2.1 Contreventements concentriques de ductilité moyenne - Type MD**

La norme permet trois configurations des diagonales pour former une ossature à contreventements concentriques de ductilité moyenne. Le Tableau 2.1 présente les choix d'arrangements et les limites de hauteurs pour les sites de faible sismicité ( $I_E F_a S_a(0.2) < 0.35$ ) et pour les autres niveaux. Pour les sites de moyenne à forte sismicité, la limite est fixée à 40 mètres afin de réduire les instabilités dynamiques dues à la formation d'un étage souple. Ce phénomène est plus susceptible de se produire, pour une demande inélastique importante ( $R_d = 3.0$ ), dans les bâtiments de grandes hauteurs compte tenu des effets importants des modes supérieurs et des effets P-delta. La limite des contreventements à traction seulement est abaissée à 20 mètres, puisque ce type de système est

pourvu d'une faible capacité à dissiper l'énergie. À noter que pour le code américain ce type de système est proscrit. Pour cette étude, seuls les contreventements travaillant en traction-compression sont étudiés, puisqu'ils permettent la conception de bâtiments de grande hauteur. Aucune limite (NL) n'est imposée pour les sites à faibles accélérations spectrales. À noter qu'une configuration en X sur deux étages requiert moins de connexions ce qui est préférable.

Tableau 2.1 : Arrangement pour ossature à contreventements concentriques

Type de système	Arrangement géométrique	Limite de hauteur Si $I_E F_a S_a(0.2)$ (m)	
		< 0.35	$\geq 0.35$
Traction-compression	X	NL	40
	V ou V inversé	NL	40
Traction	X	NL	20

Les contreventements en traction-compression sont conçus pour dissiper l'énergie cinétique à travers le flambement inélastique en compression et l'élongation plastique en tension des diagonales. Dans le cas d'un arrangement en chevron, l'énergie est également dissipée par la flexion des poutres jointes aux diagonales. Or, cette configuration est moins efficace pour dissiper l'énergie qu'une configuration en X, car la résistance de cisaillement de l'étage diminue durant les cycles suivant le flambement d'une ou plusieurs diagonales. En effet, le déséquilibre des résistances post-flambement et de tension est tel que la diagonale en traction tire sur la poutre, ce qui mène à former une rotule plastique à la mi-portée, avant même que la diagonale tendue ait atteint sa résistance probable. Cette configuration ne permet donc pas de mobiliser complètement la réserve de résistance de tension des diagonales (Tremblay, 2003).

Pour les CBF de Type MD, les forces sismiques élastiques sont réduites de 3.9 par l'application de la combinaison des facteurs  $R_d = 3$  et  $R_o = 1.3$ . Par contre, pour les structures d'une hauteur supérieure à 80% de la limite prescrite dans le CNBC, soit 32 m pour les contreventements en traction-compression, les forces sismiques sont augmentées de 3% pour chaque mètre au-dessus de ce seuil. Les structures étudiées dans les travaux de Lacerte & Tremblay (2006) ont présenté une réponse plus robuste lorsque les forces sismiques de conception étaient augmentées pour tenir

compte des effets P-delta. Cette augmentation réduit indirectement le facteur de modification de la force sismique ce qui mène à concevoir une structure plus résistante où l'amplitude des déformations inélastiques est réduite ce qui assure une stabilité adéquate de l'ouvrage.

Les diagonales du SFRS sont dimensionnées pour résister aux forces sismiques réduites. Ce faisant, elles subiront d'importantes déformations inélastiques cycliques afin de dissiper l'énergie. Pour maintenir l'intégrité de ces composantes, la norme prescrit des limites d'élancement strictes pour la membrure et pour la section. D'une part, on limite l'élancement effectif global maximal  $(KL/r)$  à 200, pour les contreventements en traction-compression, afin de conserver une résistance et une rigidité post-flambement suffisante pour dissiper l'énergie. Comme discuté dans les travaux de Tremblay (2003), les étages composés de diagonales élancées possèdent une marge de résistance latérale significative due à la grande différence entre les résistances en compression et en tension, ce qui contribue à la stabilité de l'ouvrage. En contrepartie, les contreventements formés de diagonales très élancées sont plus enclins à présenter de grands déplacements inter-étages ce qui mène à des instabilités dynamiques. D'autre part, on applique des limites pour l'élancement des parois de la section. Ces limites sont calculées à partir de l'élancement effectif global de la membrure. Cette mesure vise à retarder le voilement local des sections et empêcher les fractures fragiles et donc à pourvoir le système d'une réponse ductile stable. Pour ce faire, l'utilisation de sections trapues de classe 1 et 2 permet une réponse cyclique robuste dissipant un maximum d'énergie. À noter que pour les sections tubulaires rectangulaires (HSS) un seuil minimal d'élancement effectif de 70 est prescrit de manière à éviter les ruptures fragiles initiées dans les zones de rotules plastiques. Pour cette étude, les diagonales sont des profilés W puisque ces sections sont typiquement utilisées dans les complexes industriels dus à leur géométrie ouverte qui facilite l'inspection contre la corrosion.

Les colonnes sont dimensionnées en respectant les principes du calcul par capacité. C'est-à-dire que les charges de gravité combinées aux forces correspondant à la résistance probable des diagonales sont appliquées à ces éléments. L'équation (2.1) présente le calcul pour la résistance probable de tension ( $T_u$ ) de compression ( $C_u$ ) de post-flambement ( $C'_u$ ) des diagonales.

$$T_u = A_g R_y F_y \quad C_u = \min \left\{ \begin{array}{l} T_u \\ 1.2 \frac{C_r}{\phi} \end{array} \right. \quad C'_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 T_u \\ \frac{C_r}{\phi} \end{array} \right. \quad (2.1)$$

Où  $C_r$  est calculé avec  $R_y F_y$

De cette façon les colonnes sont dites protégées puisqu'elles ne subiront que les effets des forces probables, ce qui permet de mieux anticiper la réponse inélastique. Pour la conception de ces éléments, de même que pour tous les autres éléments protégés, les forces induites par les diagonales peuvent être limitées à celles produisant un cisaillement d'étage calculé avec  $R_d R_o = 1,3$ . Ceci permet de limiter les efforts à des valeurs physiquement admissibles. Lorsque les diagonales sont surdimensionnées pour respecter les limites d'élancement ou si  $T_u$  est significativement plus grande que les forces de conception, comme c'est le cas pour les diagonales élancées, cette limite contrôle. Dans ce cas, il faut déterminer si la diagonale en compression flambe et ajuster la force de tension en conséquence. Dans ce cas, la force de compression à un étage est alors posée égale à  $C_u$  ou  $C'_u$ , dépendamment de celle produisant les effets les plus néfastes, et la force de tension ( $T$ ) est recalculée de manière à ce que le cisaillement de l'étage corresponde à la valeur calculée pour  $R_d R_o = 1.3$ . Pour les colonnes, la combinaison  $C'_u$  et  $T$  impose une plus grande demande axiale. La Figure 2.1 présente ce cas de chargement pour une structure d'un étage. Pour un même cisaillement, la demande axiale sur la colonne de droite sera plus grande si le calcul de  $T$  est fait en considérant la valeur plus faible de  $C'_u$  que de  $C_u$ . À l'inverse, si la diagonale en compression ne flambe pas, les forces d'inertie sont réparties également entre les deux diagonales puisque ceux-ci demeurent élastiques.

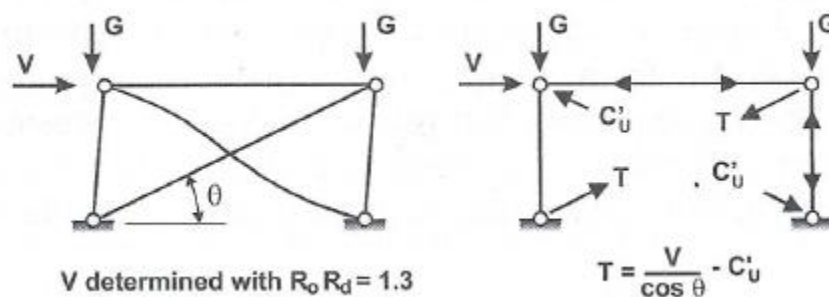


Figure 2.1 : Calcul des forces dans les diagonales pour la conception des colonnes (CISC, 2014)

La réponse sismique des CBFs est généralement caractérisée par une concentration de la demande inélastique. Ce comportement est attribuable à la dégradation de la résistance de compression et de l'accumulation de déformations plastiques. Ce type de système, employé seul, ne permet pas une bonne distribution de la demande sur la hauteur du bâtiment (Tremblay & Poncet, 2007). La concentration inélastique se produit généralement aux endroits où la demande de cisaillement est grande par rapport à la résistance, ce qui est le cas dans les niveaux inférieurs et supérieurs. D'une

part, les charges de gravité sont plus importantes aux niveaux inférieurs ce qui induit d'importantes forces sismiques. À ce niveau, les diagonales sont plus trapues et donc ces étages présentent une marge de capacité latérale limitée. D'autres parts, pour les niveaux supérieurs, la demande est généralement plus grande que celle anticipée par la méthode d'analyse statique causée par les modes supérieurs (Tremblay & Poncet, 2007). Pour contrer ces concentrations, les colonnes des contreventements doivent être continues et de même section sur un minimum de deux étages. Cette disposition favorise la distribution de la demande inélastique entre les étages ce qui permet d'atténuer la formation d'étage souple. En revanche, cette continuité provoque le développement d'une demande de flexion produite par les déplacements inter-étages non uniformes. Pour ce faire, la norme CSA S16 prescrit l'application d'un moment de flexion concomitant aux forces axiales de 20% du moment plastique de la colonne. Cette force est appliquée dans la direction de flambement en plan des colonnes.

Tout comme les colonnes, les poutres et les assemblages sont dimensionnés de manière à rester élastiques sous les efforts probables des diagonales. Pour les contreventements en X sur un étage, les poutres sont dimensionnées pour résister à la flexion et aux forces axiales calculées avec  $C'_u$  puisque cette combinaison produit les efforts axiaux les plus grands. Pour les assemblages, si la limite supérieure correspondant à  $R_dR_o = 1.3$  est employée, il est important, dans ce cas, de s'assurer d'un mode de défaillance ductile. La plastification des plaques d'assemblage et l'écrasement des boulons sont deux exemples de modes de défaillance ductiles (CISC, 2014). Si on ne peut pas anticiper une réponse ductile, le commentaire de la norme demande à relever les forces à celles calculées avec  $R_dR_o = 1.0$ . Par ailleurs, les détails des goussets doivent être réalisés pour accommoder la rotation en plan ou hors plan des diagonales lors du flambement. La Figure 2.2 présente un détail avec une zone de rotation d'une longueur de deux fois l'épaisseur de la plaque du gousset  $t_g$  est prévue. Pour ce détail, la longueur de flambement de la diagonale  $L_H$  est mesurée entre les rotules plastiques dans les goussets.



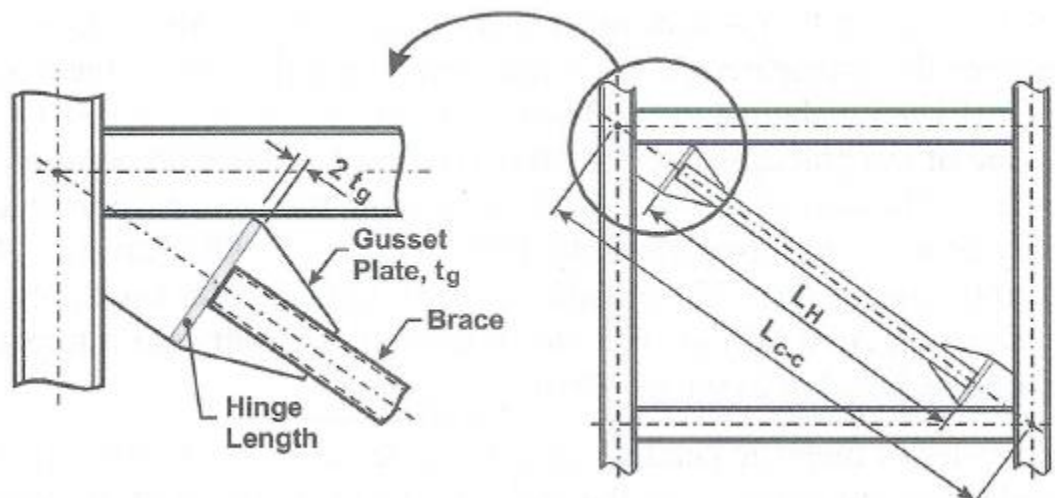


Figure 2.2 : Détail de gousset pour permettre le flambement hors plan des diagonales  
(CISC, 2014)

### 2.3.2.2 Annexe M : Conception parasismique des structures industrielles

Dans la norme S16 parue en 2014, une nouvelle annexe informative a été incorporée afin de fournir des directives adaptées à la conception parasismique des structures industrielles lourdes en acier. L'utilisation de cette annexe permet d'augmenter les limites de hauteurs normalement dictées par le CNBC. Par exemple, pour les zones de sismicité modérée à élevée, l'annexe autorise la conception de contreventements de Type MD pour une hauteur de 60 mètres. En revanche, des règles additionnelles doivent être appliquées en plus des dispositions de la section 27. À noter que l'Annexe M ne peut pas être utilisée pour concevoir des entrepôts, des bureaux de complexes industriels ainsi que des centrales nucléaires (CSA, 2014).

En fonction du type de structure à concevoir, l'annexe prescrit le choix du SFRS à employer et à se conformer. La Figure 2.3 présente un extrait du tableau des choix de SFRS tiré de l'Annexe M. Par exemple, selon ce tableau, pour concevoir une structure à contreventements concentriques supportant un réservoir, l'Annexe M impose l'utilisation du système décrit à la sous-section 27.5 (Type MD). Au total, trois systèmes sont traités dans cette annexe, soit Type MD (27.5), Type LD (27.6) et Type CC (27.11). Pour la recherche, les structures considérées sont conçues avec des diagonales symétriques donc il faut se conformer à la catégorie Type MD.

Par ailleurs, dans cette annexe, les forces sismiques de conception pour les CBFs de plus de 40 mètres, conçus avec  $R_d > 1.5$ , doivent être amplifiées par un facteur de redondance de 1.3, à moins

qu'il ne puisse être démontré que la défaillance d'une diagonale ou d'un assemblage n'augmente pas de plus de 33 % les forces dans les membrures restantes.

**Table M.1**  
**Seismic force resisting systems**

Structure type	Clause <sup>a</sup>	Restrictions <sup>†</sup>				
		Cases where $I_E F_a S_a(0.2)$				Cases where $I_E F_a S_a(1.0)$
		< 0.2	$\geq 0.2$ to < 0.35	$\geq 0.35$ to $\leq 0.75$	> 0.75	> 0.3
Elevated tanks, vessels, bins, or hoppers supported on symmetrically braced legs	27.5	NL	NL	60	60	60
Elevated tanks, vessels, bins or hoppers supported on asymmetrically braced legs	27.6	NL	NL	60	60	60
Elevated tanks, vessels, bins or hoppers supported on a single pedestal or skirt	27.11	NL	NL	60‡	60‡	60‡

Figure 2.3 : Choix du système de reprise des forces sismiques selon l'Annexe M (CSA, 2014)

De plus, contrairement aux bâtiments standards, les structures industrielles ont très peu d'éléments architecturaux qui contribuent à l'amortissement des déplacements. Le spectre de conception donné dans le CNBC doit donc être amplifié par le coefficient  $\beta$  pour tenir compte des valeurs réelles d'amortissement critique de 3% et 2% respectivement pour les structures à assemblages boulonnés et soudés. Ce faisant, le spectre est augmenté respectivement de 22.7% et de 44.3% pour une structure boulonnée et soudée. Le calcul du coefficient  $\beta$  est montré par l'équation (2.2) et la Figure 2.4 montre le spectre de réponse de Vancouver, C-B pour une catégorie de sol C, pour la plage des périodes entre zéro et dix secondes. Ce spectre est comparé à ceux obtenus pour des assemblages boulonnés et soudés.

$$\beta = \left( \frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} \quad (2.2)$$

En revanche, le fait d'avoir très peu d'éléments architecturaux permet de mieux prédire la rigidité de la structure et donc aucune calibration du cisaillement à la base n'est requise. Néanmoins, une analyse spectrale doit être réalisée et le nombre de modes dans chaque direction doit être suffisant pour solliciter au minimum 95 % de la masse sismique totale. C'est 5% de plus que ce qui est proposé dans le commentaire du CNBC pour les bâtiments standards.

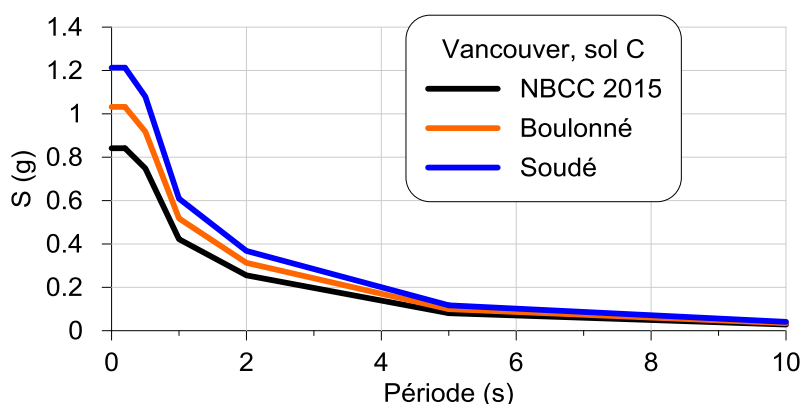


Figure 2.4 : Comparaison des spectres de conception en fonction du type de connexions de la structure

Pour les colonnes communes à deux plans de contreventement orthogonaux, deux clauses contradictoires proposent des forces de conception. D'une part, la clause M.3.1 requiert que les colonnes soient conçues pour résister à 100% des effets sismiques dans une direction combinés à 30% de ceux dans la direction opposée. D'autre part, la clause M.5.1 assume que les diagonales atteignent leur résistance probable simultanément. Cette ambiguïté a été soulevée dans les travaux de Cardoso et Coman (2015). Comme mentionné en introduction, un des objectifs de cette recherche est donc de déterminer la combinaison la plus réaliste pour la conception des poteaux de coin.

### 2.3.2.3 Construction conventionnelle - Type CC

Comme mentionné précédemment, une méthode alternative pour les concepteurs est d'opter pour la catégorie de construction conventionnelle/traditionnelle. Cette option est plus simple et généralement plus rapide. Pour ce système, les forces sismiques sont réduites avec un facteur de ductilité  $R_d = 1.5$ . Cette valeur repose sur la ductilité inhérente des structures d'acier, causée par la plastification locale et par la friction des assemblages. Il est attendu que la structure demeure essentiellement élastique et que les dommages, pour un événement majeur, soient limités. Conséquemment, les forces sismiques de conception sont approximativement deux fois plus élevées que celles obtenues pour un Type MD, à cause de la ductilité limitée du système ( $R_d = 1.5$  vs  $R_d = 3$ ). Pour les sites de faible sismicité, aucune limite de hauteur n'est prescrite. À l'inverse, pour des sites de sismicité modérée et forte, les limites sont respectivement de 60 et 40 mètres. En

plus, pour les bâtiments de plus de 15 m, les forces sismiques sont augmentées de 2 % par mètre de hauteur, afin de fournir une protection additionnelle contre les incertitudes du comportement des bâtiments élevés. Par exemple, pour un bâtiment de 40 mètres, les forces sismiques sont amplifiées de 50 %  $((40-15) * 2\%)$ , ce qui mène à concevoir avec un facteur  $R_d = 1.0$ .

Comme pour tous les autres systèmes de la section 27 de la norme S16, les effets sismiques sont limités à ceux induits par un cisaillement calculé avec les facteurs  $R_d R_o = 1.3$ . Cependant, les forces sismiques de conception des colonnes de cette catégorie doivent être majorées de 1.3. Ces éléments sont alors dimensionnés avec des forces élastiques sans considérer de sur-résistance  $R_d R_o = 1.0$ . Cette mesure vise à s'assurer que la plastification se produira dans les diagonales et que l'intégrité de la structure sera assurée par les colonnes. Pour les colonnes communes à deux plans de contreventement orthogonaux, les forces sismiques de conception sont obtenues de la combinaison de 100% des effets dans une direction plus 30 % des effets dans la direction orthogonale.

Les assemblages doivent résister à la combinaison des effets de gravité et des forces sismiques amplifiées de 1.3, sans toutefois dépasser la capacité probable des membrures jointes calculée avec  $R_y = 1.1$ . En revanche, les forces sismiques de conception des diaphragmes sont limitées à  $R_d R_o = 1.3$ . Pour les diagonales, les exigences de classe sont moins strictes, comparativement à la catégorie MD, puisque la réponse sera essentiellement élastique ou légèrement inélastique, compte tenu de la faible valeur  $R_d = 1.5$ . Néanmoins, les diagonales doivent être de classes 1 ou 2 pour éviter le flambement local.

En général, les bâtiments industriels sont conçus avec cette approche puisque le temps et les efforts de calculs sont plus faibles.

## 2.4 Normes américaines de conception parasismique

Aux États-Unis, la conception des bâtiments s'effectue avec la norme ASCE 7-10 : *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE, 2010) et les spécifications pour les structures d'aciers sont présentées par la norme AISC 360 : *Specification for Structural Steel Buildings* (AISC, 2016b). Les provisions sismiques sont énoncées par la norme AISC 341 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC, 2016a). Les éditions actuellement en vigueur et utilisées dans le cadre de ce projet sont le ASCE 7-10, AISC 360-16 et la AISC 341-16.

### **2.4.1 ASCE 7-10 *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures***

La norme ASCE 7-10 est l'équivalent du CNBC pour le Canada. Cet ouvrage stipule les critères de conception ainsi que les restrictions et limites pour les différents types de systèmes. Le Chapitre 11 traite de la conception sismique des structures et doit être utilisé pour les charpentes industrielles. En effet, la conception de celles-ci est régie par les mêmes normes que les bâtiments standards. Ce chapitre formule les exigences pour le calcul des accélérations spectrales de conception et affecte la catégorie sismique des bâtiments. Tout comme pour le Canada, les aléas sismiques pour chaque site sont calibrés pour 5% d'amortissement et définis pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans. Ces valeurs sont celles pour un niveau de sismicité maximum réaliste. Celles-ci sont ensuite diminuées par 2/3 pour obtenir les valeurs d'accélérations spectrales de conception. En effet, le code assume que les SFRS bien dimensionnés possèdent 50% de sur-résistance (Filiatrault, Tremblay, Christopoulos, Folz, & Pettinga, 2013). Pour les tremblements de terre de la Californie, cette diminution représente des accélérations spectrales avec une récurrence de 10% en 50 ans (Filiatrault et al., 2013). À noter qu'au Canada, les forces sismiques de conception sont celles pour un niveau de sismicité maximum et que la réduction de 2/3 ne s'applique pas.

Les structures sont classées selon les catégories de conception sismique de A à F en fonction de la sévérité des risques sismiques déterminée avec le type d'occupation et les valeurs des accélérations spectrales de conception, pour une période de 0.2 s et 1 s ( $S_{DS}$  et  $S_{D1}$ ). Par exemple, pour le cas d'un bâtiment industriel d'occupation normale (catégorie II) avec des accélérations spectrales de conception comparables à ceux de Vancouver ( $S_{DS} = 0.841$ ) et Montréal ( $S_{DS} = 0.595$ ) pour un sol C, la catégorie de design sismique (CDS) est D, ce qui restreint considérablement le choix des SFRS. Lorsque ces paramètres sont déterminés, le chapitre 11 réfère au chapitre 12 ou au chapitre 15 pour effectuer le choix du système, la procédure d'analyse et pour déterminer les combinaisons de charges.

#### **2.4.1.1 Chapitre 12 – Exigences de conception sismique pour les bâtiments**

Le chapitre 12 s'adresse à la conception de tous les bâtiments, pourvu que les exigences soient rencontrées. En effet, la conception des charpentes industrielles peut être effectuée en suivant les provisions de ce chapitre, bien que non adaptées à ces structures. Un tableau des divers types de systèmes employés pour la résistance sismique en fonction de la catégorie de conception sismique

et de la hauteur de la structure est présenté. Pour une catégorie D, et une hauteur de plus de 60 mètres, les choix pour des contreventements sont limités. En effet, les systèmes qui ne sont pas spécifiquement détaillés pour résister aux forces sismiques, pour lesquels le facteur de modification de la réponse ( $R$ ) est de 3, ne peuvent pas être utilisés pour les catégories D à F. Ce faisant, on doit concevoir selon les exigences des contreventements concentriques spéciaux (SCBF) qui requièrent l'application du calcul par capacité. En contrepartie, les forces sismiques sont réduites par un facteur  $R = 6$ . À noter que ce facteur  $R$  s'applique après avoir diminué les accélérations spectrales par  $2/3$ . Puisqu'une demande inélastique importante est anticipée, la limite de hauteur initiale est fixée à 50 mètres (160 pieds). Or, pour une redondance suffisante, c'est-à-dire que si pour un plan, le SFRS ne résiste pas à plus de 60 % de la charge totale sismique, la limite peut être rehaussée à 75 mètres. Cette clause est généralement viable puisque la plupart des bâtiments comportent un minimum de deux contreventements sur deux axes parallèles afin de contrer les effets de torsion. Pour les structures peu redondantes, les forces sismiques sont majorées de 1.3, ce qui a pour effet de diminuer le facteur  $R$ . Contrairement au code canadien, l'effet des accélérations verticales est pris en compte par le biais du facteur de pondération des charges mortes. Par exemple, pour des accélérations spectrales similaires à un sol C à Vancouver, la pondération serait de  $\alpha_D = 1.31$ , comparativement à  $\alpha_D = 1.25$  pour une approche canadienne.

Ce chapitre énonce également la procédure d'analyse sismique en fonction de la CDS, la période fondamentale et la présence de certaines irrégularités horizontales ou verticales dans le système structural. Pour la structure à l'étude, une analyse dynamique doit être réalisée puisque la hauteur est supérieure à 50 m (160 pieds) et qu'elle comporte une irrégularité de masse; la masse à un niveau est supérieure de 150% à celle d'un étage adjacent. Cette situation est typique pour les charpentes industrielles, où on retrouve un équipement très lourd situé à un étage alors que les autres niveaux supportent de faibles masses provenant généralement des escaliers d'accès, de plateformes ou autres petits équipements.

#### **2.4.1.2 Chapitre 15 : Exigence de conception sismique pour les structures non standards**

Une autre approche consiste à concevoir la structure en respectant les exigences du chapitre 15 pour des structures non standards (*Nonbuilding structure*). Les dispositions de ce chapitre sont essentiellement basées sur les bonnes performances de structures industrielles lors de séismes antérieurs. Pour ce faire, ce chapitre fait la distinction entre deux types de structures, ceux qui se

comportent et ceux qui ne se comportent pas comme des bâtiments conventionnels. Dans le premier cas, la réponse sismique attendue est très similaire aux structures standards, où les forces sismiques horizontales et verticales sont reprises par les composantes du SFRS. Pour cette étude, les structures considérées se classent dans cette catégorie.

Contrairement au chapitre 12, les valeurs des facteurs  $R$  sont plus faibles. Conséquemment, les restrictions sur les hauteurs sont moins sévères. Par exemple, aucune limite de hauteur n'est prescrite pour un facteur  $R = 1.5$  et le SFRS est conçu selon les dispositions d'un contreventement concentrique ordinaire (OCBF) présentées dans la norme AISC 360. C'est généralement cette option que les ingénieurs du domaine industriel préfèrent, en raison de sa simplicité et de sa rapidité de conception. La raison de cette relaxation du chapitre 15 est que dans plusieurs cas, la conception des éléments sera déterminée par des contraintes autres que les forces sismiques. Ce faisant, on assume que la structure sera plus résistante et plus rigide que ce qui aurait été requis pour les forces sismiques. Par conséquent, la demande en ductilité sera réduite. Les limites de hauteur peuvent donc être relevées tout en anticipant une bonne performance.

## **2.4.2 Calcul des charpentes d'acier - AISC 360-16 et AISC 341-16**

Aux États-Unis la conception des structures d'acier se fait en suivant les dispositions de la norme AISC 360-16 alors que les prévisions sismiques pour les SFRS conçus avec un facteur  $R$  supérieur à 3.25 sont présentées dans la norme AISC 341-16. L'équivalent canadien de ce dernier est le chapitre 27 de la norme CSA S16-14. Deux types de contreventements concentriques se retrouvent dans les règles de calculs : ordinaires et spéciaux. Pour les contreventements concentriques ordinaires, peu de dispositions sismiques sont demandées ce qui facilite le dimensionnement, la fabrication et l'installation. Par contre, le facteur  $R$  est limité à 3.25, afin de limiter le comportement inélastique excessif. Seuls les bâtiments de faible hauteur, inférieure à 10 mètres et pour un site à faible risque sismique, c'est-à-dire pour les catégories A à C, peuvent être conçus avec  $R = 3.25$ . À l'inverse, les dispositions pour les contreventements concentriques spéciaux (SCBF) permettent de réduire les forces avec un facteur  $R = 6$ . Pour de tels systèmes, une plus grande attention est requise et une conception par capacité est prescrite. L'ingénieur doit se référer aux provisions sismiques énoncées dans la norme AISC 341-16 qui stipule, entre autres, le calcul des résistances, les limites pour les éléments fusibles et les détails d'assemblages. En outre, ce système permet de dissiper efficacement l'énergie sismique et de prédire plus adéquatement la réponse inélastique.

La conception par capacité du code américain est très similaire aux descriptions faites précédemment pour la norme CSA S16. Quelques différences notables sont tout de même observées. Notamment, les forces imposées sur les colonnes ne sont pas limitées à une valeur maximale. Pour ces éléments, on combine la résistance probable des diagonales sur toute la hauteur du bâtiment. Conséquemment, la demande axiale des colonnes, pour les bâtiments de grande hauteur, peut s'avérer beaucoup plus élevée pour cette approche, même si les diagonales sont sélectionnées pour résister à des forces calculées avec  $R = 6$ . En revanche, il n'est pas demandé d'appliquer des moments de flexion sur les colonnes, pour prendre en considération l'effet des déplacements inter-étages non uniformes, même si de larges déformations inélastiques sont anticipées. Comme le mentionne Bruneau, Uang et Sabelli (2011), cette relaxation ne reflète pas la réalité, mais permet de simplifier les calculs. Qui plus est, les sections de la série W360 sont très robustes et peuvent soutenir de lourdes charges axiales tout en subissant d'importantes rotations (Bruneau, Uang et Sabelli, 2011), ce qui justifie l'omission des moments de flexion.

Finalement, l'équation (2.3) présente le calcul des résistances probable des diagonales en tension  $T_{pr}$ , en compression  $C_{pr}$  et de post-flambement  $C'_{pr}$ . Au chapitre 3, une comparaison de ces résistances avec les règles de calculs du Canada a été réalisée et les résultats montrent qu'une différence marquée est observée pour la résistance post-flambement.

$$T_{pr} = R_y F_y A_g \quad C_{pr} = \min \left\{ \frac{T_{pr}}{0.877 F_{cre} A_g} \quad C'_{pr} = 0.3 C_{pr} \right. \quad (2.3)$$

$$F_{cr} = \left( 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y \quad \text{lorsque } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{lorsque } \frac{F_y}{F_e} > 2.25$$

Où  $F_{cre}$  est obtenu de l'équation de  $F_{cr}$  calculé avec  $R_y F_y$

## 2.5 Normes parasismiques du Chili

Au Chili, l'équivalent du CNBC est la norme NCh433 pour les bâtiments standards alors que le dimensionnement des structures industrielles est effectué à partir du code NCh2369 (INN 2003a, INN 2003b) spécifique à cet effet. Cette norme est utilisée conjointement avec la norme pour les bâtiments standards. Puisque ce pays est un des endroits les plus sismiques de la planète et où les



activités industrielles sont une part importante de l'économie, un code spécifique aux structures industrielles était une nécessité. Comparativement aux codes canadiens et américains, cette norme vise non seulement à protéger la vie en prévenant l'effondrement structural, mais aussi à assurer la continuité des opérations industrielles, en minimisant les temps d'arrêt et en facilitant l'inspection et la réparation des dommages (Tremblay, Mitchell, & Tinawi, 2013). La philosophie de dimensionnement est donc quelque peu différente. En effet, les facteurs de modification des forces sismiques sont plus faibles que ceux du code américain ce qui permet de réduire les incursions inélastiques de la structure (Medalla, Peña, Lopez-Garcia, & Illanes, 2017). Conséquemment, les limites sur les détails des membrures et des connexions sont relaxées, car les réponses inélastiques excessives sont moins attendues. En plus, les limites des déplacements inter-étages sont limitées à 1,5%, ce qui est plus sévère que la limite de 2,5% prescrite dans le CNBC 2015 pour les CBFs en acier. Ceci est cohérent avec les objectifs opérationnels; des déplacements plus petits signifient des déformations inélastiques plus petites ce qui a pour effet de réduire les risques d'endommagement des équipements mécaniques.

Par ailleurs, dans ce code, il est demandé de travailler conjointement avec les ingénieurs de procédés pour déterminer les particularités sismiques relatives aux équipements. Par exemple, le facteur de combinaison des charges vives peut être réduit si l'ingénieur de procédé l'approuve. De plus, les charges d'exploitation sont catégorisées selon leur probabilité d'occurrence. Deux types de charges sont donc définis, soit les charges normales d'opération et les charges accidentelles. Les premières sont les charges qui sont susceptibles d'être en place lors d'un séisme alors que les secondes se produisent occasionnellement au cours de l'utilisation des installations. Ce faisant, les combinaisons de charges sont plus réalistes et reflètent davantage les conditions d'exploitation des usines.

Le taux d'amortissement critique à considérer est choisi en fonction du type de système employé. Ce qui est contraire à la pratique courante en Amérique du nord, où le taux d'amortissement critique pour toutes les structures est fixé à 5%. Pour ce code, les valeurs à utiliser dans les analyses dynamiques sont respectivement de 2% et 3% pour les structures soudées et boulonnées. À noter que dans l'Annexe M les mêmes valeurs sont maintenant prescrites. Tout comme l'amortissement, le facteur de modification de la force sismique dépend du SFRS et du type de structure. En effet, les provisions sismiques sont spécifiques au type et à l'usage des installations. Par exemple, on retrouve des clauses pour les structures d'aciers, de bétons, mais également de façon plus spécifique

pour les silos, les tamis, les réservoirs, les cheminées et bien d'autres. Ces clauses particulières sont un recueil des bonnes pratiques de l'industrie et ont été éprouvées lors des séismes passés.

Finalement, ce code présente des exemples de détails, basés sur les bonnes pratiques, qui permettent la reprise rapide des activités industrielles après un séisme. C'est-à-dire, des détails qui facilitent l'inspection et la réparation des éléments endommagés.

## 2.6 Logiciel SAP2000

Le logiciel SAP2000 a été développé par la compagnie Computer and Structures, Inc. (CSI, 2017) qui est encore aujourd'hui l'opérateur de ce logiciel. La version utilisée pour cette étude est la V19. Ce logiciel permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques pour des réponses linéaires et non linéaires. Une interface 3D intuitive permet de modéliser facilement toutes sortes de structures en acier, en béton en bois ou tout autre matériau.

Les ingénieurs utilisent principalement les éléments *Frame* pour modéliser les poutres, les colonnes et les diagonales dans des modèles bidimensionnels (2D) et tridimensionnels (3D). Ces éléments prennent en compte la flexion biaxiale, la torsion, la déformation axiale et le cisaillement biaxial (CSI Knowledge Base, 2014). Il est également possible d'effectuer des analyses avec des éléments non linéaires. Pour ce faire, deux types d'éléments sont disponibles, soit *Link* et *Hinge*, pour répliquer la réponse non linéaire d'une membrure. Dans le cadre de cette recherche, seulement le premier élément a été utilisé. Celui-ci permet de simuler le comportement hystérétique avec dissipation de l'énergie des membrures pendant un séisme. Plusieurs variétés de courbes d'hystérésis sont offertes pour refléter la réponse de divers matériaux et types d'éléments. Le désavantage des éléments non linéaires du logiciel SAP2000 est qu'on doit connaître la relation force-déformation des sections pour effectuer de telles analyses. C'est pour cette raison que ce logiciel est utilisé principalement pour simuler des réponses élastiques.

Il est possible d'effectuer des analyses dynamiques par superposition modale ou des analyses avec intégration directe des équations de mouvements. Le logiciel peut également réaliser des analyses P-Delta prenant en compte les non-linéarités géométriques. Finalement, pour faciliter le dimensionnement des structures, le logiciel est équipé d'un outil de design permettant la vérification de conception conformément aux exigences d'une panoplie de codes et de normes. Par

exemple, on peut demander au logiciel de vérifier la résistance des membrures d'une charpente d'acier conformément à la norme CSA S16-14.

## 2.7 Modélisation numérique avec le logiciel OpenSees

Le programme OpenSees (PEER, 2007) est un logiciel d'analyse basé sur la méthode des éléments finis pour simuler la réponse dynamique de systèmes structuraux et géotechniques (McKenna & Fenves, 2004). Celui-ci est ouvert à la communauté et permet à ses utilisateurs de proposer des modifications ou des ajouts aux codes sources afin de refléter les derniers développements de la recherche. À titre d'exemple, le programme OpenSees se situe entre un logiciel d'éléments finis conventionnel comme *Abaqus*, *Adina*, etc., et un logiciel dit à bâtons comme *SAP2000*, *Advance Design of America*, etc. La Figure 2.5 illustre la position d'OpenSees par rapport aux deux autres programmes.

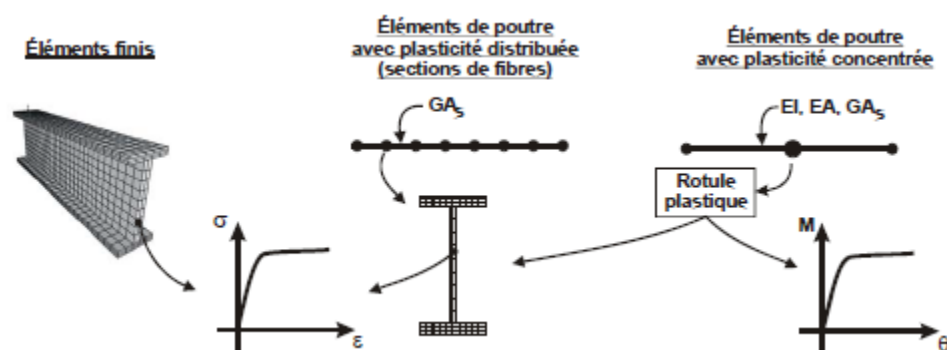


Figure 2.5 : Comparaison des types de modèles numériques pour simuler le flambement inélastique (Tremblay, 2017)

Comme pour la modélisation numérique par éléments finis le programme OpenSees permet de prendre en compte les non-linéarités géométriques et de matériau tout en permettant la progression de la plastification. Cependant, les modes d'instabilité par voilement local des parois et en distorsion de la section ne peuvent pas être capturés par le logiciel; seul le flambement en flexion est analysé (Tremblay, 2017). Ce mode d'instabilité domine la réponse des diagonales pour les contreventements concentriques utilisés dans le cadre de cette étude. Ceci permet d'effectuer des analyses qui requièrent un temps de calcul beaucoup plus faible qu'une analyse par éléments finis complète. En comparaison avec le logiciel SAP2000, pour lequel la courbe d'hystérésis des membrures doit être définie préalablement, le programme OpenSees calcul la relation force-

déformation à partir du matériau et de la géométrie de la section. De plus, ce logiciel permet d'effectuer des analyses en grandes déformations, de prendre en compte les contraintes initiales tout en effectuant les analyses avec un temps de calcul réduit. C'est pour ces raisons que ce logiciel a été utilisé plutôt qu'un logiciel d'éléments finis traditionnel ou un logiciel à bâtons.

### 2.7.1 Modélisation des sections

Pour définir une membrure dans le programme OpenSees, on peut définir la section et l'élément de façon distincte. Tout d'abord la section est définie par discrétisation à l'aide de fibres où pour chacune d'elle un matériau est assigné. Pour les membrures d'acier, on utilise généralement le matériau uniaxial *Steel02* développé à partir du modèle de Menegotto et Pinto (1973). Ce faisant le comportement hystérétique de l'acier comprenant l'écrouissage, l'effet de Bauschinger ainsi que la transition entre le domaine élastique et plastique est bien représenté. La limite d'élasticité est fixée à la limite probable  $R_y F_y = 385$  MPa et les effets des contraintes résiduelles peuvent être simulés en assignant pour chaque fibre une contrainte initiale suivant le patron de contraintes proposé par Galambos et Ketner (1959) pour lequel la contrainte maximale de compression atteint  $0.3 F_y$ . Les travaux de Lamarche et Tremblay (2011) ont montré que ces contraintes initiales avaient un impact sur la charge de flambement des colonnes et qu'en les négligeant les valeurs étaient surestimées.

Le nombre de fibres utilisé pour une section est important pour capturer la progression de la plasticité dans les parois de la section. Comme il est anticipé que les diagonales flamberont autour de l'axe faible, la section doit être discrétisée abondamment sur la largeur des parois. Salawdeh et Goggins (2013) recommandent d'utiliser un minimum de 180 fibres pour une section HSS afin d'obtenir un bon compromis entre la précision et le temps de calcul. Or, Uriz, Filippou et Mahin (2008) ont noté que le nombre de fibres est en effet important pour déterminer les déformations inélastiques de la section, mais que pour la réponse globale de la membrure un nombre minimal est suffisant. Agüero, Izvernari et Tremblay (2006) ont effectué une analyse paramétrique et les résultats ont montré que 16 fibres étaient suffisantes pour définir une section HSS et capturer le comportement cyclique inélastique. Les sections utilisées dans cette recherche sont des profilés W, ainsi le nombre de fibres requis pour bien représenter la réponse inélastique des diagonales a été déterminé à partir des résultats de calibration présentés à la section 3.2.

## 2.7.2 Modélisation des éléments

Plusieurs types d'éléments sont offerts dans le programme OpenSees, dont les éléments *Beam-Column* qui sont utilisés dans le cadre de ce projet pour modéliser les poutres, les colonnes et les diagonales. Ce type d'élément permet l'analyse simultanée des efforts axiaux et de flexion. Pour modéliser le flambement en compression et la plastification en tension des membrures telles que les diagonales ou les colonnes, on utilise les éléments non linéaires de la catégorie *Beam-Column*. Ce faisant, on assigne à ces éléments des sections préalablement définies et le programme calcule la progression de la plastification le long de la membrure. Des rotules plastiques peuvent donc être formées à n'importe quel endroit, et il n'est pas nécessaire de définir la relation force-déformation. Deux formulations de la méthode des éléments finis sont offertes dans ce programme : 1- basée sur les déplacements et 2- basée sur les forces. De manière générale, la première formulation utilise une interpolation linéaire entre les points d'intégration pour déterminer les déplacements. Les déformations axiales sont constantes alors que la distribution de la courbure est linéaire (Terzic, 2011). Pour la seconde formulation, les forces axiales sont assumées constantes et les moments de flexion linéaires. Les forces internes sont calculées à partir de l'équilibre statique des forces agissant sur la section et à partir de la compatibilité entre les déformations de la section et de l'élément. (Terzic, 2011). Les études menées par Terzic (2011) ont montré que la formulation basée sur les forces permettait d'améliorer la réponse globale et locale sans augmenter le nombre d'éléments. La convergence est atteinte plus rapidement avec cette méthode même si celle-ci est plus coûteuse en termes d'effort de calcul. De plus, l'analyse paramétrique d'Aguëro et al. (2006) a montré que la formulation basée sur les forces aboutit à une réponse plus précise. Pour améliorer la précision de la réponse d'une telle formulation, un nombre minimal de points d'intégration est requis. Scot & Fenves (2006) suggèrent d'utiliser entre quatre (4) et six (6) points pour les diagonales et donc cinq (5) points ont été utilisés pour ces éléments. Pour bien capturer les effets du second ordre  $P-\delta$ , qui amplifie les moments de flexion à cause de l'action de la charge axiale sur la déformée, les membrures sont subdivisées en plusieurs éléments. Un profil sinusoïdal dans les deux plans est assigné afin de représenter les imperfections initiales. Comme des déformations en grands déplacements sont attendues, une transformation co-rotationnelle est utilisée. Cette transformation à l'avantage de calculer à chaque pas de l'analyse la longueur et l'angle de rotation de la membrure ce qui prend en compte les effets  $P-\delta$  et  $P-\Delta$ .

Par ailleurs, des éléments élastiques de la catégorie *Beam-Column* sont également disponibles. Ce type d'élément est comparable à l'élément *Frame* pour le logiciel SAP2000. Comme il est anticipé que la réponse des poutres demeure élastique, ces membrures ont été modélisées à l'aide des éléments *Elastic Beam-Column* afin de réduire les efforts de calcul qu'auraient occasionné inutilement des éléments non linéaires.

### **CHAPITRE 3 DÉMARCHE DE L'ENSEMBLE DU TRAVAIL DE RECHERCHE ET ORGANISATION GÉNÉRALE DU DOCUMENT INDIQUANT LA COHÉRENCE DES ARTICLES PAR RAPPORT AUX OBJECTIFS DE LA RECHERCHE**

Ce chapitre présente tout d'abord une comparaison des approches de conception canadiennes et américaines. Le choix du prototype à l'étude et les hypothèses de conception sont aussi présentés. Ensuite sont présentés les modèles numériques des diagonales et des assemblages utilisés pour les analyses non linéaires. Les détails de connexions typiques pour les structures sont montrés. Après, le processus itératif pour proposer des changements et des relaxations aux stratégies de conception canadienne est détaillé. Finalement, la sélection et la calibration des enregistrements sismiques sont décrites.

#### **3.1 Comparaison des approches de dimensionnement des codes canadiens et américains**

Cette section présente les résultats de la comparaison des approches de dimensionnement parasismique pour les codes canadiens et américains. Cette comparaison a été réalisée pour situer les provisions sismiques canadiennes par rapport à celles des codes et règles de calculs américains. Pour ce faire, les forces axiales de conception des diagonales et des colonnes ainsi que le tonnage d'acier requis pour les structures ont été comparés.

##### **3.1.1 Choix du prototype et conception selon les approches**

Pour effectuer la comparaison des approches de dimensionnement, un prototype a été défini. Celui-ci provient d'un cas réel de structure industrielle abritant un procédé vertical, fournit par l'ingénieur Julien Richard de la firme Hatch Ltée. La Figure 1.1 présente une vue globale et en élévation de la structure. Compte tenu de la complexité de la structure d'origine, la réponse en plan d'un seul cadre contreventé d'une des baies est examinée ici. À noter que le terme « prototype » est utilisé dans cette recherche pour décrire un modèle géométrique alors que le terme « structure » réfère à la structure conçue selon une approche de dimensionnement.

Le prototype a une hauteur de 65.4 m ce qui est légèrement supérieur à la limite de 60 mètres, imposée par l'Annexe M. Ceci permet d'évaluer la pertinence de cette limite et d'explorer la possibilité de la rehausser. Le prototype choisi pour cette étude est montré à la Figure 3.1. Les poids sismiques (W) et les charges de gravité (P) à la jonction des poutres aux poteaux sont donnés dans la figure. Les poids sismiques à plusieurs niveaux dépassent de plus de 150% le poids d'un étage adjacent, ce qui représente une irrégularité de poids telle que définie dans le CNBC et l'ASCE 7-10. Cette situation est typique pour de telles applications industrielles. Les diagonales, colonnes et poutres sont des profilés W conformes aux exigences de la norme ASTM A992 ( $F_y = 345$  MPa). Les diagonales sont positionnées de manière à ce que le flambement hors plan se produise autour de leur axe faible. Cardoso et Coman (2015) ont utilisé ce prototype pour réaliser une comparaison de dimensionnement des approches canadiennes. De plus amples détails sur la structure complète peuvent donc être trouvés dans cette étude.

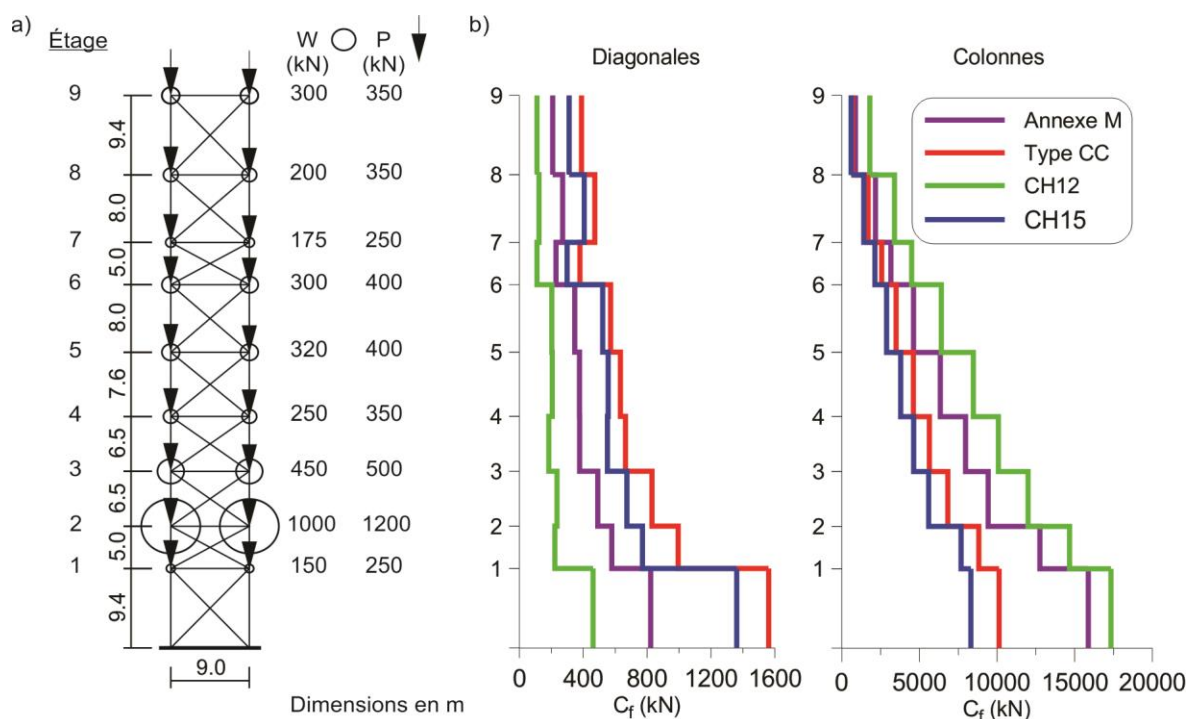


Figure 3.1 : Prototype bidimensionnel : a) Géométrie et masses; b) Charges de conception pour les diagonales et les colonnes

Le prototype a été dimensionné en suivant deux approches canadiennes et deux approches américaines. Les accélérations spectrales de la ville de Vancouver ont été utilisées pour toutes les approches. Ceci permet d'évaluer les provisions sismiques dans les régions des fortes sismicités.



Les deux approches canadiennes se conforment aux provisions de l'Annexe M et de la sous-section 27.11 pour les constructions conventionnelles (Type CC) de la norme CSA S16-14. Les facteurs de ductilité  $R_d$ , sont respectivement de 3 et 1.5. Pour les deux approches américaines, le prototype a été dimensionné selon les exigences du chapitre 12 (CH12) et du chapitre 15 (CH15) de la norme ASCE 7-10. Les facteurs de modification de la force  $R$  sont respectivement de 6 et 1.5. Les hypothèses de dimensionnement suivantes ont été considérées pour chaque approche :

- Les effets de torsion accidentelle sont négligés ;
- Les charges de vent ne sont pas considérées pour la conception ;
- Aucune contrainte architecturale n'a été prise en compte (dimensions des planchers, etc.) ;
- Le facteur d'élancement effectif  $K$  est égal à 0.5 pour la conception des diagonales et 0.45 pour calculer les résistances probables ;
- Le facteur d'élancement effectif des colonnes est égal à 1, peu importe les conditions de retenues ;
- Le choix des sections de colonnes se fait indépendamment des étages adjacents, ce qui ne respecte par l'article 27.5.5.2 de la norme CSA S16-14. Cette omission est due aux hauteurs inter-étages trop grandes ;
- La jonction des colonnes entre deux étages est fixe ;
- Les colonnes sont orientées pour flamber en plan selon leur axe faible ;
- Les poutres sont orientées selon leur axe fort et le tablier de plancher empêche le déversement ;
- Les colonnes sont encastrées à la base pour refléter la rigidité des plaques d'assises et des ancrages utilisés en chantier ;
- Les limites de hauteurs ne sont pas considérées ;
- Pour la structure de l'Annexe uniquement, l'amplification des forces sismiques en fonction de la hauteur (3% / m – article 27.5.2.3) a été omise afin d'évaluer la possibilité de relaxer cette exigence.

### 3.1.2 Comparaison des résultats

Comme discuté dans la revue de littérature, les facteurs de modification ne peuvent pas être comparés directement, car d'une part au Canada les forces sismiques sont également réduites par le facteur de sur-résistance  $R_o$  et d'autre part, aux États-Unis, le spectre de conception est obtenu en diminuant les aléas sismiques maximaux par 2/3. Ainsi, le Tableau 3.1 présente, pour chaque approche, les facteurs à appliquer aux forces sismiques pour déterminer les forces de conception des diagonales. Un facteur de 1 correspond aux forces élastiques.

Tableau 3.1 : Comparaison des facteurs de réduction des forces sismiques pour la conception des diagonales

Approche	Facteurs de réduction des forces sismiques		
Annexe M	$\frac{1.3^{(1)} * \beta^{(2)}}{Rd * Ro} =$	$\frac{1.3 * 1.227}{3 * 1.3} =$	0.409
Type CC	$\frac{1}{1^{(3)} * Ro} =$	$\frac{1}{1 * 1.3} =$	0.769
CH12	$\frac{2^{(4)}}{3} * \frac{\rho^{(5)} * 1}{R} =$	$\frac{2}{3} * \frac{1.3 * 1}{6} =$	0.144
CH15	$\frac{2^{(4)}}{3} * \frac{\rho^{(5)} * 1}{R} =$	$\frac{2}{3} * \frac{1.3 * 1}{1.5} =$	0.578

(1) Facteur de redondance : CSA S16-14; M.2.2

(2) Facteur d'amortissement : CSA S16-14; M.3.2

(3) Augmentation des forces sismiques 2% / m : CSA S16-14; 27.11.3 a)

(4) Accélérations spectrales multipliées par 2/3 : ASCE7-10 ; 11.4.4

(5) Facteur de redondance : ASCE7-10; 12.3.4.2

Comme il est montré par le tableau, l'approche Type CC mène à concevoir les diagonales pour des forces supérieures, principalement à cause de l'augmentation, de 2% par mètres de hauteur, des forces sismiques. En effet, la limite supérieure de  $R_o R_d = 1.3$  contrôle dans ce cas. L'option du CH15 est la seconde approche qui produit les forces de conceptions les plus grandes. Celle-ci est comparable à Type CC, sauf qu'un facteur de redondance est appliqué pour les systèmes peu redondants des catégories de conception sismique D à F. Pour l'Annexe M, les forces sismiques de conception sont obtenues en appliquant les facteurs de redondance (1.3) et d'amortissement (1.227), mais la ductilité du système permet néanmoins de concevoir pour des forces plus faibles.

Finalement, comme présenté dans le tableau, les diagonales de l'approche CH12 sont dimensionnées avec des forces correspondant à 14.4% de la valeur des accélérations spectrales données dans le CNBC.

La Figure 3.2 montre l'impact des facteurs de réduction sur les accélérations spectrales. Une différence marquée du niveau des forces est observée pour l'approche CH12 en comparaison de L'Annexe M.

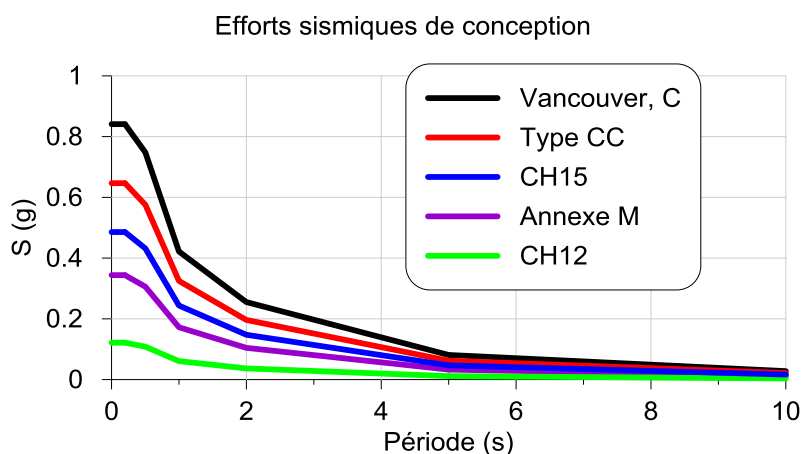


Figure 3.2 : Réduction des forces sismiques pour la conception des diagonales

Les efforts pondérés de conception en compressions  $C_f$  induits par les forces sismiques et de gravités sont présentés dans la Figure 3.1 a) et b) respectivement pour les diagonales et les colonnes de chaque approche. Comme le montre la figure des diagonales, les forces les plus faibles sont celles de l'approche CH12 alors que les plus élevées sont obtenues pour la structure Type CC. Ces valeurs étaient anticipées considérant les facteurs de modifications des forces présentés précédemment. En revanche, pour les efforts dans les colonnes, les plus faibles valeurs sont obtenues pour la structure CH15, alors que l'approche CH12 mène aux valeurs les plus élevées. Pour cette dernière, les forces sismiques induites par la résistance probable des diagonales ne sont pas limitées à une valeur physiquement admissible, comme c'est le cas pour les approches canadiennes. En effet, au Canada, les effets sismiques d'un étage sont limités à ceux calculés avec  $R_d R_o = 1.3$ . Cette limite supérieure permet de contrôler les forces lorsque des diagonales surdimensionnées sont choisies pour respecter les limites d'élancement des parois de la section. C'est cette situation qui est observée pour l'approche CH12. En effet, bien que les forces de conception soient très faibles, les restrictions appliquées pour les sections sont plus sévères ce qui

limite les choix. À titre comparatif, le Tableau 3.2 présente les limites, pour un élancement effectif  $KL/r = 150$ , pour chaque approche. Un résultat plus élevé correspond à une limite plus permissive. À noter que pour la limite de l'approche Annexe M, les valeurs sont calculées en fonction de l'élancement effectif de la membrure et interpolé entre une classe 1 et 2. Pour plusieurs étages de la structure CH12, le ratio demande-capacité est très faible dus aux choix limités des sections. Cette situation ne permet pas de bénéficier pleinement de la valeur élevée du facteur  $R = 6$ . Conséquemment, les diagonales surdimensionnées induisent une importante demande sur les colonnes.

Tableau 3.2 : Limites d'élancement des parois d'un profilé W

Annexe M	Type CC	CH12	CH15
$\frac{157.5}{\sqrt{F_y}} = 8.48$	$\frac{170}{\sqrt{F_y}} = 9.15$	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 7.3$	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.5$

De plus, le calcul des résistances probables selon les approches canadiennes et américaines est quelque peu différent. En effet, le Tableau 3.3 compare les valeurs des résistances probables en fonction d'un élancement de 152 et 113. Ces valeurs sont représentatives de celles utilisées dans les structures à l'étude.

Tableau 3.3 : Résistance probable des diagonales pour un élancement donné

Code	Section	KL/r	Résistance probable		
			Tension (kN)	Compression (kN)	Post-flambement (kN)
CAN	W150X37.1	152	1825	444	365
USA			1799	329	99
CAN	W200X59	113	2907	1154	581
USA			2865	944	283

Les valeurs sont presque identiques pour la résistance en tension. La différence est attribuable à la limite minimale probable de l'acier  $R_y F_y$  pour les sections W. Au Canada  $R_y F_y = 385$  MPa alors que pour les États-Unis,  $R_y \times F_y = 379.5$  MPa ( $= 1.1 \times 345$ ). À l'inverse, pour les résistances de

compression les valeurs sont différentes particulièrement pour celles de post-flambement qui sont largement inférieures pour les approches américaines.

Le Tableau 3.4 présente le tonnage total d'acier requis pour chaque structure. Ces valeurs sont ventilées pour montrer les portions utilisées pour les diagonales, les colonnes et les poutres. La limite de hauteur et la période fondamentale  $T_1$  de chaque option sont également données.

Tableau 3.4 : Données de conception pour chaque structure

	Annexe M	Type CC	CH12	CH15
Limites de hauteur :	60	40	75	NL
Période $T_1$ :	1.21	1.43	1.35	1.60
Tonnage d'acier				
Diagonales :	9.7	12.1	7.4	9.9
Colonnes :	52.4	29.0	45.5	23.1
Poutres :	4.5	4.1	7.6	4.6
Total :	66.6	45.2	60.4	37.6
NL : Non limité				

On remarque que la structure conçue en suivant l'Annexe M est la plus lourde, principalement à cause du tonnage requis pour les colonnes. En effet, les colonnes doivent être conçues comme des éléments *Beam-Column* ayant une résistance minimale à la flexion. Bien que les efforts axiaux de conception des colonnes soient plus faibles que ceux de la méthode CH12, le tonnage des colonnes est néanmoins supérieur. De plus, les sections plus robustes de l'Annexe M contribuent à augmenter la rigidité de la structure, ce qui se traduit par une période fondamentale  $T_1$  plus faible. L'approche CH15 est la plus économique, suivie de Type CC et de CH12. La différence de tonnage des poutres de l'approche CH12 provient du fait que les forces sismiques ne sont pas limitées. Ce faisant, les forces axiales à considérer pour la conception par capacité sont supérieures par rapport à celles de la structure de l'Annexe M.

En somme, les approches Type CC et CH15 sont comparables en termes de philosophie de conception, et les résultats sont semblables, mais légèrement inférieurs pour CH15. Si on note que l'approche CH15 n'impose aucune limite de hauteur, on peut se demander si l'approche Type CC n'est pas trop conservatrice et qu'il pourrait être avantageux d'explorer les possibilités de rehausser la limite actuelle. Par ailleurs, les approches Annexe M et CH12 reposent toutes deux sur les principes de conception par capacité. Pour CH12 le facteur de modification des forces sismiques est plus de deux fois supérieur aux facteurs combinés de modification de la force de l'Annexe M.

Cette réduction inclut la pondération de  $2/3$  appliquée sur les accélérations spectrales. En comparant les résultats, on peut affirmer que les exigences de l'Annexe M pour les poteaux sont beaucoup plus conservatrices que la méthode CH12. Qui plus est, la limite de hauteur restreint l'applicabilité pour les structures industrielles de grandes hauteurs. À la lumière de ces résultats, on comprend le besoin d'explorer la possibilité d'assouplir les limites de hauteur actuelles de la norme CSA S16-14 et les exigences de conception pour les colonnes de CBF.

C'est dans cette optique que des analyses non linéaires ont été menées pour les approches de l'Annexe M et de Type CC. L'objectif étant de déterminer les exigences de conception les plus prometteuses en termes de rendement et de coût.

## **3.2 Analyses numériques avec le programme OpenSees**

Cette partie décrit brièvement le processus qui a été mené pour définir de nouvelles provisions de conception. En plus, la modélisation numérique des diagonales et des assemblages est présentée. Finalement, le choix des accélérogrammes et la calibration sont abordés.

### **3.2.1 Réponse sismique et modification des provisions**

Les structures des approches de l'Annexe M et de Type CC présentées à la section précédente ont été modélisées dans le programme OpenSees afin de valider les hypothèses de conception proposées. En plus de ces approches, le prototype a été dimensionné comme un contreventement de Type MD afin d'évaluer plus facilement l'impact des provisions additionnelles de l'Annexe M. Cette étape a permis d'examiner la capacité des méthodes de conception à prédire la réponse sismique pour des structures au-dessus de la limite de hauteur et en omettant certaines dispositions. En effet, comme présenté dans les hypothèses de conception de la sous-section 3.1.1, les hauteurs entre les étages sont trop élevées pour permettre aux colonnes d'être continues sur deux étages. De ce fait, les colonnes ont été choisies indépendamment des étages adjacents et donc l'article 27.5.5.2 de la norme CSA S16-14 a été omis pour les approches Type MD et de l'Annexe M. Également, pour ces deux stratégies, la conception a été effectuée en omettant l'amplification des forces sismiques en fonction de la hauteur de la structure. Cette première itération de conception a permis d'examiner les effets des relaxations sur la réponse sismiques des structures. Les résultats de cette première itération ont montré que les trois structures étaient capables de résister aux mouvements du sol sans présenter d'instabilité dynamique ou de concentration de la demande à un étage. En

plus, les déplacements inter-étages étaient tous inférieurs à 1% ce qui est bien plus faible que la limite de 2.5% prescrite par le CNBC. Cette capacité des structures à soutenir les tremblements de terre, alors que les approches Type MD et Type CC ne sont pas spécifiquement adressées aux structures industrielles, a confirmée qu'il était possible de relaxer certaines dispositions de l'Annexe M. En plus, comme les résultats pour la structure Type CC ont montré une réponse stable même si la limite de 40 m était largement dépassée on a examiné la possibilité d'une alternative de conception basée sur les provisions actuelles de la catégorie Type CC.

Les propositions ont été testées sur la géométrie initiale, mais également sur d'autres prototypes avec des hauteurs au-dessous et au-dessus de la limite prescrite de 60 m, de l'Annexe M. En plus, un second cas de chargement a été défini. Les prototypes sont présentés dans l'Annexe A de cette recherche. Ces modèles ont été validés avec l'aide d'ingénieurs de la pratique pour s'assurer que les caractéristiques des charpentes industrielles étaient prises en compte. Au total trois itérations ont été nécessaires pour formuler les changements suivants pour les deux méthodes de conception :

#### Annexe M

- La limite de hauteur a été rehaussée à 80 mètres, puisque les structures présentaient une réponse sismique adéquate et qu'aucune défaillance n'a été observée pour toutes les hauteurs de structure considérées.
- L'amplification des forces sismiques en fonction de la hauteur a été omise. Les structures ont présenté de faibles déplacements sans concentration de la demande inélastiques à un étage. Ce faisant, aucune défaillance par instabilité dynamique n'a été observée.
- Le facteur de redondance a été éliminé. En effet, ce facteur ne devrait pas être appliqué pour déterminer les forces de conception des diagonales. En procédant ainsi, les sections des diagonales doivent être plus massives ce qui a pour effet d'augmenter la demande induite sur les colonnes. De plus, les limites d'élancement sur les sections des diagonales permettent déjà de protéger ces membrures contre une rupture non ductile.
- Un facteur d'élancement minimal des diagonales est requis. En effet, la bonne réponse sismique des structures est en partie attribuable au fait que les diagonales demeurent élastiques en tension. La limite minimale permet de créer une différence significative entre les forces de compression  $C_f$  et les résistances probables en tension  $T_u$ .

- La limite du cisaillement de l'étage pour la conception des colonnes doit être calculée avec  $R_d R_o = 1.0$ . De cette manière, on ne tient plus compte de l'exigence de concevoir les colonnes pour une résistance minimale à la flexion, ce qui simplifie les calculs de conception. De plus, cette augmentation s'assure que les colonnes possèdent suffisamment de résistance dans le cas de structures peu redondantes.
- Il n'est plus requis de continuer les colonnes sur un minimum de deux étages. Cette exigence ne pouvait pas être appliquée pour les structures à l'étude, puisque les hauteurs inter-étages étaient trop élevées. Or, aucune concentration de la demande inélastique à un étage n'a été observée ce qui a confirmé la possibilité d'omettre cette exigence pour les structures industrielles.
- Il n'est plus requis d'appliquer un moment de flexion concomitant pour les colonnes des contreventements. En effet, les demandes de flexion observées sont très faibles, spécialement pour les niveaux supérieurs. La valeur maximale survient à la base de la structure, parce que les appuis sont supposés fixes. Même si la plastification des appuis se produisait, le flambement des colonnes ne serait pas initié par cette plastification, ce qui ne compromettrait pas l'intégrité de la structure. D'autant plus qu'à ce niveau, à cause du calcul par capacité, les forces de conception dans les colonnes sont surestimées. Ainsi une importante réserve de capacité a été observée à ce niveau. En outre, sans l'application du moment de flexion, la conception des colonnes est plus facile à réaliser.

#### Type CC

- La limite de hauteur est rehaussée à 65 mètres, car la réponse des structures était stable et présentait de faibles déplacements. Puisque les exigences de cette approche sont plus simplistes, et que la réponse sismique est moins contrôlée en comparaison à celle de l'Annexe M, on a restreint la limite de hauteur.
- Le spectre de conception doit être augmenté par le coefficient d'amortissement  $\beta$ . De cette manière, les forces de conception reflètent davantage la demande sismique.
- La calibration du cisaillement à la base n'est plus requise. Compte tenu du peu d'éléments architecturaux, la rigidité de la structure peut être modélisée précisément. De plus, dans certains cas, les équations empiriques de la période fondamentale ne reflètent pas les conditions réelles des structures industrielles.



- L'amplification des forces sismiques en fonction de la hauteur a été omise pour les mêmes raisons que l'approche de l'Annexe M.
- Un facteur d'élancement minimal des diagonales doit être requis pour les mêmes raisons que l'approche de l'Annexe M.
- Les forces sismiques de conception des colonnes sont obtenues en multipliant les efforts des analyses par  $1.1R_dR_o$ . D'une part, puisque l'amplification des forces sismiques en fonction de la hauteur a été omise, il fallait majorer les forces par  $R_dR_o$  pour conserver le même niveau de forces de conception des colonnes de structures de grande hauteur actuellement prescrit. D'autre part, le facteur 1.1 permet de tenir compte de la demande de flexion maximale observée dans les colonnes.

À noter que de plus amples détails, pour chacune des propositions, sont donnés dans l'article.

À partir de ces propositions, une analyse dynamique incrémentale a été menée pour évaluer la robustesse des systèmes proposés. L'analyse a été effectuée pour les approches modifiées de l'Annexe M et de Type CC pour la géométrie initiale de 65.4 m. Finalement, des analyses sur un modèle tridimensionnel ont été conduites pour valider les résultats et évaluer la demande axiale des colonnes de coin. Le modèle a également été conçu en suivant les exigences des deux approches proposées dans cette étude. Comme ces analyses ont été effectuées après avoir formulé les changements, il a été convenu qu'il serait plus facile pour le lecteur de lire les explications et les résultats de ces analyses après avoir pris connaissance des résultats de l'article. Pour ce faire, le Chapitre 5 traite de ces deux analyses.

### 3.2.2 Modèles numériques

Cette section présente les modèles numériques des diagonales et des assemblages utilisés pour les analyses non linéaires. Tout d'abord, les paramètres employés pour définir un modèle numérique de diagonale avec profilé W dans le programme OpenSees sont présentés. La réponse cyclique inélastique de cette modélisation est comparée à des essais expérimentaux afin de calibrer et valider les résistances probables des éléments. Par la suite, les connexions *diagonale-poutre-colonne* et *diagonale-diagonale* sont abordées. Ces assemblages doivent être modélisés pour refléter les conditions réelles de chantier. En effet, la rigidité des plaques d'assemblage augmente la résistance en flambement des diagonales et diminue les déplacements de la structure. Ces éléments ont donc

un impact sur la demande axiale induite aux colonnes. Pour ce faire, les détails typiques des connexions, utilisées pour cette étude, sont présentés suivis par les explications de la modélisation numérique. L'assemblage *diagonale-poutre-colonne* contient deux types de connexion soit *diagonale-poutre* et *poutre-colonne*. Le premier est abordé dans la sous-partie des connexions de diagonales alors que le second est présenté individuellement.

### 3.2.2.1 Calibration du modèle numérique des diagonales

En général, les diagonales utilisées dans les contreventements concentriques sont des profilés tubulaires (HSS) ou des cornières (L). Cependant, dans le secteur industriel les éléments sont exposés à des substances toxiques et donc l'utilisation de profilés laminés à chaud, communément appelés profilés W est requise pour faciliter l'inspection visuelle des parois. Dans le cadre de ce projet, les contreventements sont composés de ces profilés. Dans la littérature, la modélisation numérique des diagonales de CBFs est effectuée en combinant des éléments non linéaires *Beam-columns* avec le matériau *Steel02* qui simule le comportement hystérétique de l'acier. Plusieurs travaux de recherche ont porté sur les paramètres du matériau *Steel02* à utiliser pour répliquer adéquatement la réponse cyclique inélastique des diagonales (Agüero et al., 2006, Uriz, 2005 & Hsiao, Lehman & Roeder, 2012). Ces modèles numériques ont été calibrés et vérifiés avec des essais expérimentaux et ils sont maintenant adoptés pour l'étude des CBFs. Or, ces modèles sont basés sur la réponse de profilés HSS et L alors que la réponse des profilés W est différente de ceux-ci. Par exemple, ces derniers présentent un plateau plastique bien défini et très peu d'écrouissage est observé avant la fracture de la section. Au contraire pour les HSS, le processus de formage à froid modifie la relation contrainte-déformation parce que la section subit des déformations plastiques. Pour celles-ci, le plateau plastique est mal défini et la contrainte élastique augmente avec les cycles de chargement en raison de l'écrouissage. Les paramètres  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$  et  $a_4$  du matériau *Steel02* servent, respectivement, à ajuster l'écrouissage isotropique pour les parties en compression et en tension. De plus, le coefficient  $b$  permet d'ajuster le ratio entre la rigidité initiale ( $E_0$ ) et la rigidité post-plastification. Le but de cette section est donc de trouver des valeurs pour ces paramètres qui reflètent adéquatement le comportement hystérétique des profilés W. Il est important de modéliser avec précision les diagonales, puisque ce sont ces éléments qui induisent les efforts dans les colonnes et les poutres. Comme un des objectifs de cette étude est d'évaluer la

demande axiale des colonnes, une modélisation inexacte des diagonales mènerait à des résultats erronés.

Pour ce faire, les résultats des essais expérimentaux, réalisés par le professeur Robert Tremblay à Polytechnique Montréal, ont été utilisés pour ajuster les paramètres. Ces essais consistaient à appliquer un protocole de chargement symétrique avec des amplitudes de déplacements simulant la demande imposée par des tremblements de terre. La Figure 3.3 présente un exemple du montage qui était utilisé pour ces essais.

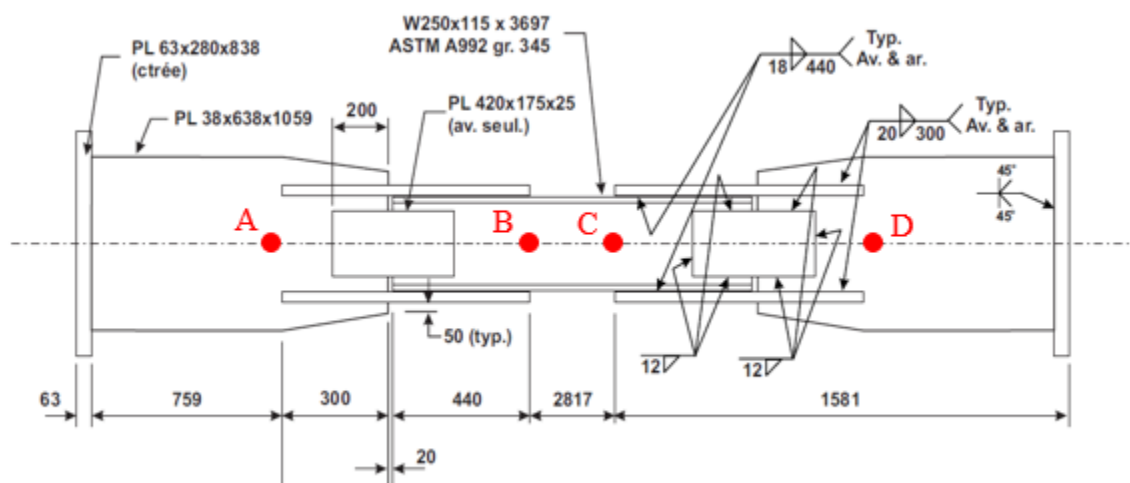


Figure 3.3 : Montage expérimental pour un essai cyclique sur le profilé W250x115

Pour cette partie du projet, trois spécimens ont été utilisés : W250x115, W310x97 et W360x134. Le Tableau 3.5 présente, pour chaque spécimen, l'aire (A) des sections, la contrainte élastique probable de l'acier ( $R_y F_y$ ), les longueurs réelles de flambement ( $L_H$ ) et les facteurs d'élancement effectif sur l'axe faible  $(KL/r)_y$ .

Tableau 3.5 : Propriétés pour chaque spécimen

Propriétés	W250x115	W310x97	W360x134
A (mm <sup>2</sup> )	14 600	12 300	17 100
$R_y F_y$ (MPa)	380	387	376
$L_H$	4 414	5 120	4 179
$(KL/r)_y$	59.9	60.0	40.0

Basé sur le montage expérimental montré à la Figure 3.3, le modèle numérique de la Figure 3.4 a été utilisé. Celui-ci tente de répliquer le plus fidèlement possible les conditions expérimentales afin

de vérifier si les paramètres proposés permettent de prédire adéquatement le comportement cyclique et les résistances probables en compression ( $C_u$ ) et en tension ( $T_u$ ).

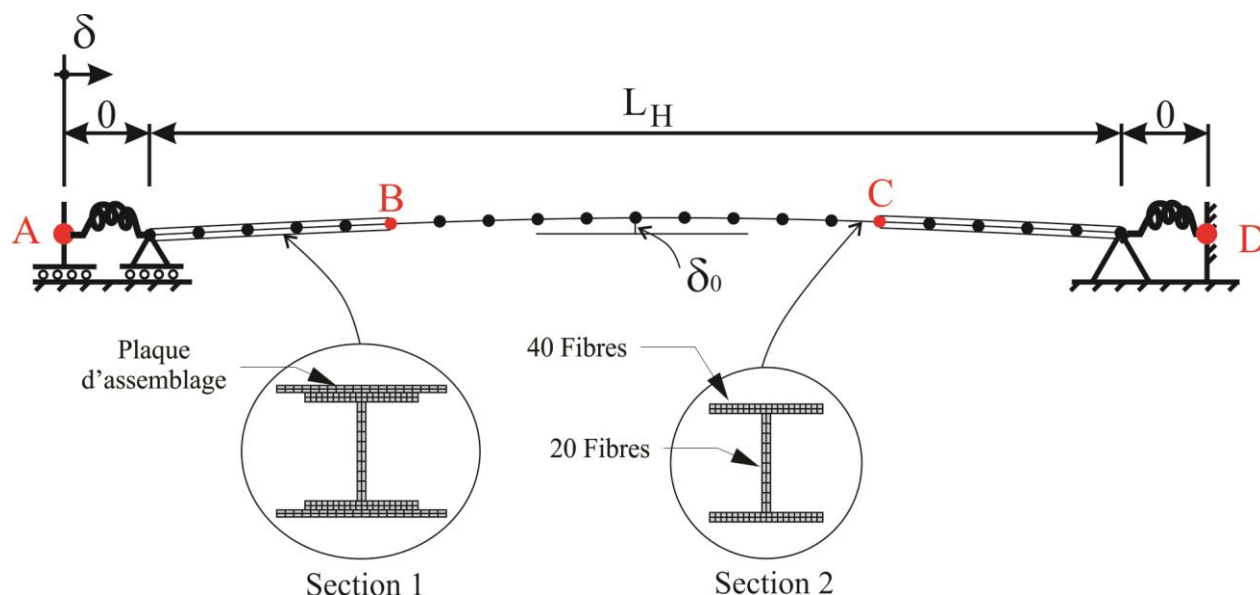


Figure 3.4 : Modèle numérique typique d'un essai expérimental sur une diagonale avec profilé W

Pour ce faire, les plaques d'assemblage pour la transition entre la diagonale et les goussets ont été modélisées, car ils augmentent la rigidité des extrémités de la membrure, ce qui contribue à augmenter la résistance ultime à la compression. Deux sections ont donc été définies soit la section 1 qui reproduit les zones de renforcement avec plaques d'assemblages et la section 2 pour la zone sans les plaques. Les profilés W sont discrétisés avec 40 fibres pour chaque aile et 20 fibres dans l'âme pour un total de 100 fibres. Les résultats obtenus avec 1000, 200 et 100 fibres ont été comparés et les différences de résistances sont pratiquement nulles. Ainsi, la section composée de 100 fibres a été retenue pour l'ensemble de la recherche afin de réduire le temps de calcul numérique. Les points rouges; A, B, C et D sur la Figure 3.3 correspondent à ceux de la Figure 3.4 et permettent de situer le lecteur par rapport au montage expérimental.

Les diagonales ont été modélisées avec 20 éléments non linéaires *Force-Based Beam-Column* dont 10 sont utilisés pour la partie sans renforcement entre les nœuds B et C. Un profil demi-sinusoïdal avec un défaut de rectitude ( $\delta_0$ ) d'une amplitude de  $L/500$  est appliqué au centre de la portée. Plusieurs amplitudes ont été testées, mais cette valeur donne des résistances probables en compression qui se rapproche le plus des résultats expérimentaux. Les ressorts utilisés dans les extrémités reflètent les zones de rotules plastiques anticipées, qui se formeront dans les plaques de

gousset pour accommoder le flambement hors plan des diagonales. Les détails de modélisation de ces ressorts sont donnés à la sous-section suivante.

Le Tableau 3.6 résume les paramètres employés pour définir les éléments non linéaires. Le choix du nombre de points d'intégration est expliqué dans la revue de la littérature. Comme indiqué dans le tableau, les contraintes résiduelles doivent être modélisées. En effet, les résultats des analyses ont montré qu'en omettant ces contraintes la charge ultime de compression était surestimée.

Tableau 3.6 : Paramètres utilisés pour définir les éléments non linéaires de la calibration des diagonales dans le programme OpenSees

Nombre d'éléments	Nombre de points d'intégration	Nombre de fibres	Défaut de rectitude	Contraintes résiduelles
10	5	100	L/500	Oui

Les paramètres présentés au Tableau 3.7 ont été définis à partir d'un processus itératif pour trouver ceux qui reflétaient le mieux la réponse des essais expérimentaux. Avec les valeurs de  $a_1, a_2, a_3$  et  $a_4$  présentées dans le tableau, l'effet de l'écrouissage isotropique est nul afin de reproduire un plateau plastique. Cependant, pour les besoins de convergence le rapport de durcissement ( $b$ ) est fixé à 0,0025. La transition entre la réponse élastique et plastique a été définie par les paramètres suivants :  $R_0 = 20$ ,  $cR1 = 0,925$ ,  $cR2 = 0,15$ , basé sur les travaux de Agüero et al. (2006). Les valeurs  $R_y F_y$  sont différentes pour chaque spécimen et sont présentées dans le Tableau 3.5. À noter que les valeurs réelles des essais ont été utilisées seulement pour la calibration alors que la valeur  $R_y F_y = 385$  MPa est utilisée pour le reste des analyses sur les structures.

Tableau 3.7 : Paramètres du matériau *Steel02* dans le programme OpenSees

$R_y F_y$ (MPa)	E (MPa)	G (MPa)	b	R0	cR1	cR2	$a_1, a_3$	$a_2, a_4$
-	200 000	77 000	0.0025	20	0.925	0.15	0	1

La Figure 3.5 montre la réponse hystérétique obtenue des simulations numériques (OpenSees) pour les trois spécimens. Les tracés sont comparés aux essais expérimentaux. La réponse numérique correspond bien à ces résultats; après avoir atteint la résistance ultime en tension, un plateau

plastique se forme alors que la résistance en compression diminue rapidement après l'atteinte de la résistance ultime.

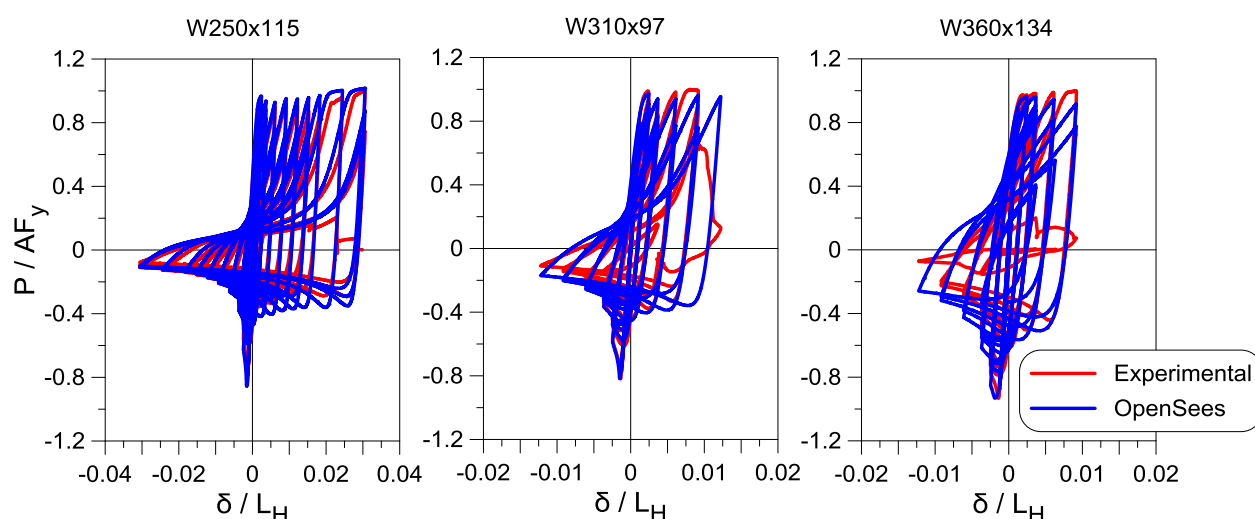


Figure 3.5 : Réponse hystérétique des diagonales selon des essais expérimentaux et des simulations numériques

Le Tableau 3.8 compare les valeurs de résistances probables en compression ( $C_u$ ) et en tension ( $T_u$ ) pour l'analyse numérique (OS) et pour les essais expérimentaux (Expéri.). L'erreur du modèle numérique par rapport aux valeurs expérimentales est donnée en pourcentage (%). Dans tous les cas, l'erreur est inférieure à 0.9% en compression et varie entre 0,9% à 3,7% pour la force de traction. Les valeurs calculées conformément à la norme CSA S16-14 sont également présentées à titre comparatif.

Tableau 3.8 : Résultats des simulations numériques comparés aux essais expérimentaux

Section	$(KL/r)_y$	$C_u$ (kN)				$T_u$ (kN)			
		S16	OS	Expéri.	%	S16	OS	Expéri.	%
W250x115	59.9	4662	4751	4708	+ 0.9	5548	5636	5588	+ 0.9
W360x134	40.0	6430	5994	6000	- 0.1	6430	6194	6430	- 3.7
W310x97	60.0	3972	3880	3900	- 0.5	4760	4633	4759	- 2.6

La différence pour les valeurs de tension provient de la réponse de la diagonale sous le protocole de chargement. Pour valider que le modèle était en mesure d'atteindre les valeurs  $T_u$ , calculée par le produit de l'aire de la section discrétisée et la contrainte élastique probable de l'acier ( $T_u = A R_y F_y$ ), une analyse avec cas de chargement de déplacements en tension uniquement a été effectuée. Les résultats montrent que l'analyse prédit adéquatement la résistance  $T_u$ . Cette

vérification visait à s'assurer que la membrure était bien définie numériquement et que la différence est attribuable à d'autres facteurs spécifiques aux essais expérimentaux.

### 3.2.2.2 Modélisation des assemblages

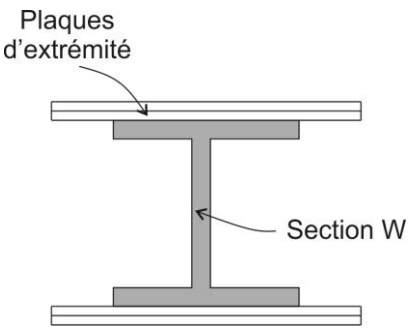
Dans la pratique courante, les connexions des diagonales aux poutres et aux poteaux sont modélisées soit comme des nœuds rotulés ou fixes. Ces hypothèses simplistes ne reflètent pas précisément les conditions réelles des charpentes d'acier. En effet, les plaques de goussets et d'assemblages offrent une rigidité aux diagonales qui est supérieure à un joint rotulé mais inférieur à une connexion fixe. Une comparaison des modèles a été effectuée dans les travaux de Hsiao et al. (2012) et les résultats montrent que des différences majeures sont observées pour la réponse en compression des diagonales. En effet, les résistances probables sont respectivement sous-estimées et surestimées pour les joints rotulés et fixes. Par ailleurs, les connexions *poutres-colonnes* formées par des plaques ou de cornières fournissent également une rigidité supplémentaire qui n'est pas prise en compte lors de la modélisation des analyses structurales pour la conception des charpentes.

#### Connexion des diagonales

Pour cette structure, les Figures 3.6 a) et c) présentent respectivement les connexions typiques *diagonale-diagonale* et *diagonale-poutre-colonne* utilisées dans le cadre de cette recherche. Ce genre de connexion avec plaques d'extrémités est commun pour les complexes industriels où les diagonales sont des profilés W. L'avantage de ce type de connexion est que les diagonales ne sont pas trouées, ce qui simplifie le calcul de la résistance à la fracture sur l'aire nette.

La modélisation numérique de ces assemblages a été réalisée avec une combinaison d'éléments rigides et de ressorts. On définit les premiers avec les propriétés géométriques des plaques de gousset alors qu'on assigne la résistance et la rigidité de flexion hors plan et la rigidité en torsion des plaques aux seconds. Les éléments rigides sont modélisés dans le programme OpenSees avec des éléments *Elastic Beam-Column* et les calculs des propriétés géométriques  $A$ ,  $I_y$ ,  $I_z$  et  $J$  sont présentés au Tableau 3.9. Le tableau fait la distinction entre les assemblages *diagonale-diagonale* (Figure 3.6a) et *diagonale-poutre-colonne* (Figure 3.6 c). L'indice des propriétés géométriques indique que ceux-ci sont attribués aux éléments rigides. À noter que le moment d'inertie sur l'axe fort de l'élément correspond à l'abréviation  $I_{z,rigide}$ .

Tableau 3.9 : Propriétés des éléments rigides des assemblages des diagonales

Propriétés	Diagonale-diagonale	Diagonale-poutre-colonne
$A_{\text{rigide}}$		$b_g t_g$
$I_{y,\text{rigide}}$		$\frac{I_{z,\text{col}} + I_{y,\text{poutre}}}{2}$
$I_{z,\text{rigide}}$		$\frac{b_g^3 t_g}{12}$
$J_{\text{rigide}}$		$\frac{t_g^3 b_g}{3}$

Pour la connexion *diagonale-diagonale*, une des deux diagonales est coupée en deux et le raccordement sur la membrure continue est réalisé avec des plaques d'extrémités. On soude alors une plaque sur l'aile de la membrure continue et une plaque à l'extrémité de la membrure sectionnée. Le raccordement entre les deux plaques est effectué avec des boulons. Des cales en dents de scie peuvent être requises pour ajuster le raccordement. On installe ensuite des raidisseurs inclinés pour prévenir le poinçonnement. Pour la modélisation, on a simplifié le calcul des propriétés en considérant la section Tableau 3.9 et en assignant ces valeurs pour les deux diagonales, comme montré à la Figure 3.6 b). Les valeurs de l'aire rigide  $A_{\text{rigide}}$ , du moment d'inertie sur l'axe faible  $I_{y,\text{rigide}}$  et l'axe fort  $I_{z,\text{rigide}}$  ainsi que la constante de torsion de St. Venant  $J_{\text{rigide}}$  pour l'élément rigide du gousset sont calculées à partir de cette section.

La liaison de la diagonale au gousset de la connexion *diagonale-poutre-colonne* est réalisée en soudant une plaque d'extrémité au gousset et une plaque à l'extrémité de la diagonale. Celles-ci sont raccordées avec des boulons. Les propriétés géométriques assignées à l'élément rigide sont celles de la plaque de gousset à l'exception du moment d'inertie hors plan  $I_{y,\text{rigide}}$ . En effet, en dehors de la zone de rotule plastique, les dimensions du gousset sont variables et la colonne et la poutre augmentent la rigidité. Pour ce faire, on a supposé que le moment d'inertie de l'élément rigide était obtenu de la moyenne entre le moment d'inertie sur l'axe fort de la colonne  $I_{z,\text{col}}$  et le moment d'inertie sur l'axe faible de la poutre  $I_{y,\text{poutre}}$ . À noter qu'on considère que la largeur  $b_g$  est égale à deux fois la profondeur de la diagonale  $d$  ( $b_g = 2d$ ). Les calculs sont résumés au Tableau 3.9.



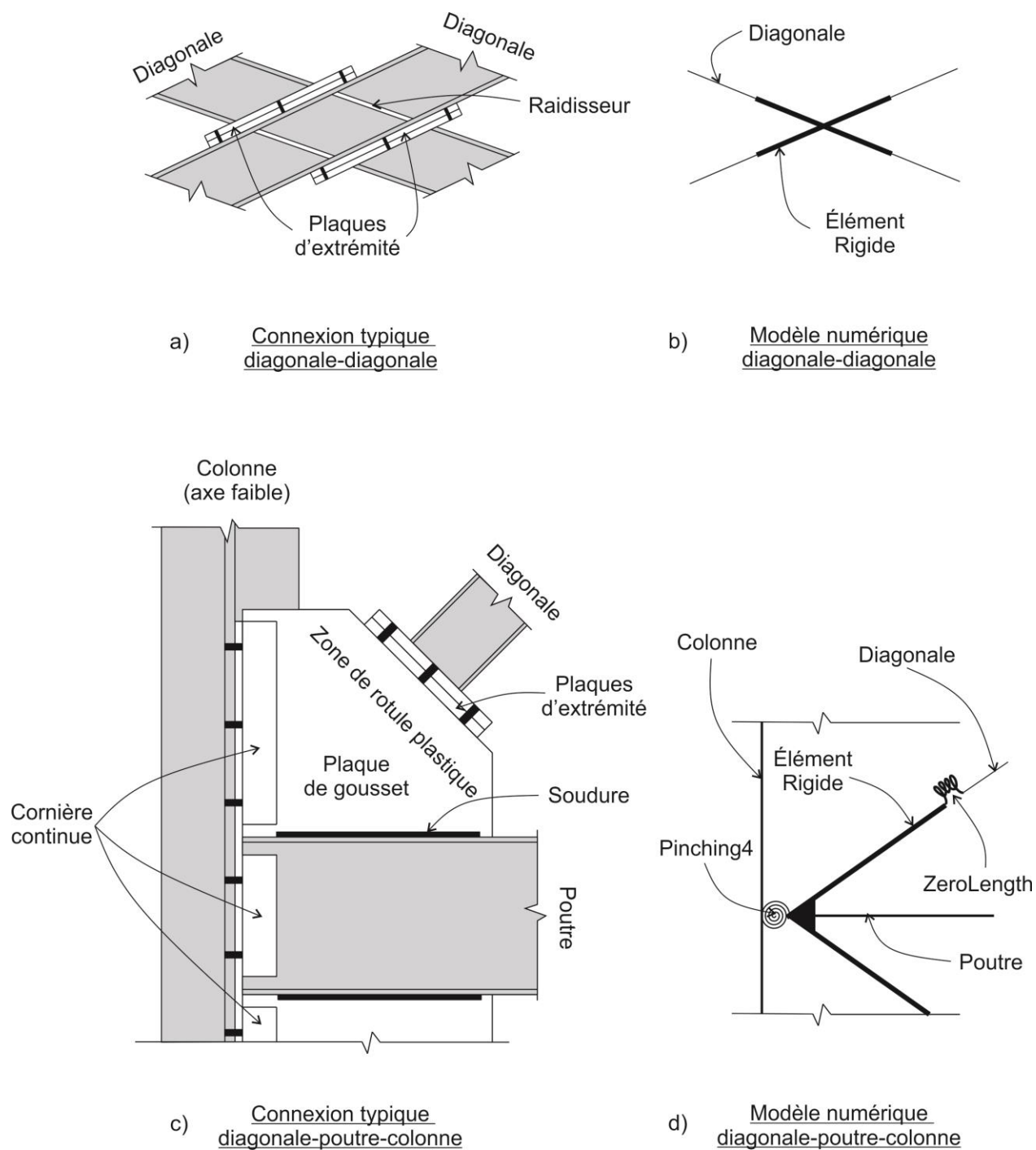


Figure 3.6 : Détails des connexions et modélisation numérique : a) Connexion typique diagonale-diagonale; b) Modèle numérique diagonale-diagonale; c) Connexion typique diagonale-poutre-colonne; et d) Modèle numérique diagonale-poutre-colonne

Dans OpenSees, les diagonales sont rattachées aux éléments rigides en contraignant les degrés de liberté en translation et en flexion en plan, à l'aide de la fonction *equalDOF*. Ainsi, la flexion hors plan et la torsion sont libres afin de permettre le flambement de la diagonale. Ce flambement se produira dans la zone de rotule plastique montrée à la Figure 3.6 c). Celle-ci est modélisée dans OpenSees avec des ressorts *zeroLength Element* auxquels on assigne le matériau *Steel02*. La Figure 3.6 d) présente le modèle numérique. À partir des dimensions de la plaque de gousset, largeur  $b_g$  et épaisseur  $t_g$ , la résistance plastique à la flexion hors plan  $M_{pg}$  et la rigidité en flexion  $C_g$  sont calculées et attribuées au matériau. Également, la rigidité en torsion  $C_{gt}$  est calculée et assignée au ressort à partir du matériau *Elastic* où la pente est égale à  $C_{gt}$ . L'équation (3.1) présente les calculs de ces valeurs.

$$M_{pg} = ZR_y F_y = \frac{b_g t_g^2}{4} R_y F_y$$

$$C_g = \frac{EI}{L} = \frac{E b_g t_g^3}{(2t_g)12} \quad (3.1)$$

$$C_{gt} = \frac{GJ}{L} = \frac{G b_g t_g^3}{(2t_g)3}$$

### Connexion poutres-colonnes

Les connexions entre les poutres et les colonnes sont réalisées à l'aide de deux cornières boulonnées à la colonne. Les cornières sont continues sur toute la profondeur de la poutre ainsi que sur la profondeur des plaques de goussets de l'étage en question et de l'étage supérieur ou inférieur. Stoakes & Fahnestock (2011) ont réalisé des études sur les assemblages poutre-colonne pour évaluer leur rigidité, leur résistance et leur ductilité. Les résultats ont montré que ce type d'assemblage possède une rigidité et une résistance significative qui ne sont généralement pas prises en compte dans les calculs. À partir de ces résultats, la rigidité fournie par les cornières boulonnées à la colonne a été reproduite en utilisant un élément *zeroLength* combiné au matériau *Pinching4*. Les paramètres du matériau ont été calibrés avec les données des essais de Stoakes & Fahnestock (2011) pour un détail de connexion correspondant à la connexion typique de la Figure 3.6 c).

La Figure 3.7 a) présente la relation entre le ratio des moments et les déplacements inter-étages. Le ratio des moments équivaut au moment appliqué,  $M$ , normalisé avec la résistance plastique de la poutre  $M_{p,poutre}$ . La Figure 3.7 b) présente la comparaison entre le modèle numérique et les essais expérimentaux réalisés par Stoakes & Fahnestock (2011).

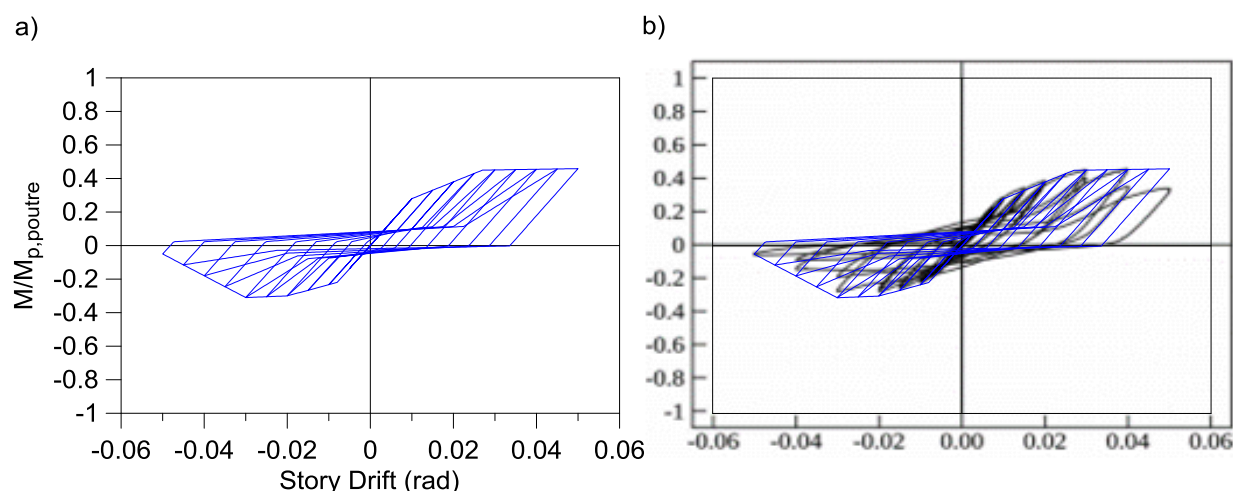


Figure 3.7 : Moment normalisé en fonction des déplacements inter-étages : a) Modèle numérique pour les assemblages poutre-colonne; et b) Comparaison du modèle numérique avec essais expérimentaux des travaux de Stoakes & Fahnestock, (2011)

Selon ces travaux, ce type de connexion, similaire à la Figure 3.6 c), peut résister jusqu'à 48 % du moment plastique de la poutre ( $0.48 M/M_{p,poutre}$ ). Comme les auteurs le mentionnent, la résistance et la rigidité offerte par la connexion est au-dessus du seuil acceptable pour considérer ce genre de connexion comme un joint rotulé. Dans ce cas, le ratio  $M/M_{p,poutre}$  serait égal à zéro. Pour une structure subissant de grandes excursions inélastiques, l'utilisation du modèle de Stoakes & Fahnestock (2011) permet de mieux prédire le comportement réel et de prendre en considération la réserve de capacité horizontale.

Le modèle numérique présenté précédemment a été utilisé pour les analyses sur le prototype 2D. Or, les déplacements inter-étages des structures sont relativement faibles et donc les effets du modèle numérique *poutre-colonne* sont très faibles. En effet, les résultats de l'analyse avec le modèle ont été comparés à ceux d'une structure avec connexions poutre-colonne rotulées et les différences sont inférieures à 1%. Comme ces différences ne sont pas significatives pour cette étude, il a été choisi de ne pas inclure ce modèle pour les analyses sur le prototype 3D, afin d'alléger les calculs numériques.

### 3.2.3 Sélection et calibration des enregistrements sismiques

Pour effectuer les analyses non linéaires temporelles, des enregistrements sismiques correspondant aux accélérations spectrales de la ville de Vancouver ont été utilisés. Rappelons que cette recherche vise à évaluer les dispositions parasismiques pour les structures industrielles dans les zones de forte sismicité. Comme les forces de conception sont comparées à la demande sismique, les mouvements de sols doivent être choisis soigneusement. Le processus de sélection et la calibration des signaux sont détaillés brièvement dans cette sous-section.

#### 3.2.3.1 Sélection des enregistrements sismiques

Les aléas sismiques de la région de Vancouver, Colombie-Britannique, sont caractérisés principalement par les trois sources de tremblement de terre suivantes :

- tremblements de terre peu profonds (Crustal)
- événements dans la dalle à l'intérieur de la plaque de Juan de Fuca (In-slab)
- séisme de subduction survenant à la limite de deux plaques (Interface)

Ainsi, les accélérogrammes choisis doivent être cohérents avec les signaux sismiques de cette région. On choisit donc ces enregistrements en fonction de la magnitude du séisme ( $M$ ) et de la distance de l'hypocentre ( $R$ ). Le contenu fréquentiel des signaux varie en fonction de la source ce qui nécessite l'utilisation de plusieurs enregistrements pour solliciter les différents modes de vibration de la structure. Ainsi, pour une plage de période donnée, on choisit le couple magnitude-distance ayant la plus forte contribution à l'aléa sismique, à partir des courbes de désagrégation. Ces courbes sont des fonctions probabilistes indiquant le pourcentage de contribution à l'aléa sismique pour chaque couple et pour un niveau d'accélération spectrale donné. Le Tableau 3.10 présente les couples  $M$ - $R$ , utilisés pour cette étude, ayant la plus forte contribution pour chaque scénario (Tremblay et al., 2015). Pour chacune des trois sources, cinq enregistrements sismiques historiques respectant les couples  $M$ - $R$  ont été sélectionnés. La catégorie de sol pour cette étude correspond aux conditions de sol ferme (site C).

Tableau 3.10 : Magnitude moyenne et distance des courbes de désagrégation pour chaque type d'événement utilisé pour la sélection des enregistrements sismiques

Scénarios	M	R (km)
Crustal	6.7	14
In-slab	7.0	52
Interface	8.6	141

M : Magnitude du séisme

R : Distance de l'hypocentre

### 3.2.3.2 Calibration des enregistrements sismiques

Une fois les accélérogrammes choisis, il convient de les calibrer afin de refléter les niveaux de sismicité du site étudié, défini par le spectre du CNBC. Ce dernier est considéré comme le spectre cible  $S_T(T)$  pour la méthode de calibration présentée dans les recherches de Tremblay et al. (2015). Pour chaque enregistrement sismique choisi, la moyenne des ratios entre le spectre cible et le spectre de l'enregistrement  $S_T(T)/S_g(T)$ , correspond au facteur de modification à appliquer aux mouvements de sol. La moyenne est calculée seulement pour la plage de période applicable.

La Figure 3.8 a) présente les  $S_g(T)$  calibrés pour chaque enregistrement sismique pour les trois scénarios. La moyenne des spectres de chaque scénario est montrée à la Figure 3.8 b). La différence entre le spectre cible et les moyennes ne doit pas être inférieure à plus de 10 % selon les prescriptions du commentaire du CNBC (NRCC-CNRC, 2015b)

La Figure 3.9 montre la différence, en pourcentage, entre la moyenne des spectres des enregistrements calibrés de chaque scénario et le spectre de conception cible. Comme montré, le critère de 10 % est respecté pour l'intégrale des périodes. Les mouvements de sols ainsi calibrés sont conformes aux exigences du CNBC et peuvent donc être utilisés pour les analyses temporelles.

Pour des analyses en trois dimensions, les accélérogrammes horizontaux sont appliqués simultanément dans deux directions orthogonales. Le processus de calibration est le même à l'exception du calcul des spectres  $S_g(T)$ . Ceux-ci sont obtenus en effectuant la moyenne géométrique des deux spectres d'une paire d'enregistrements sismiques.

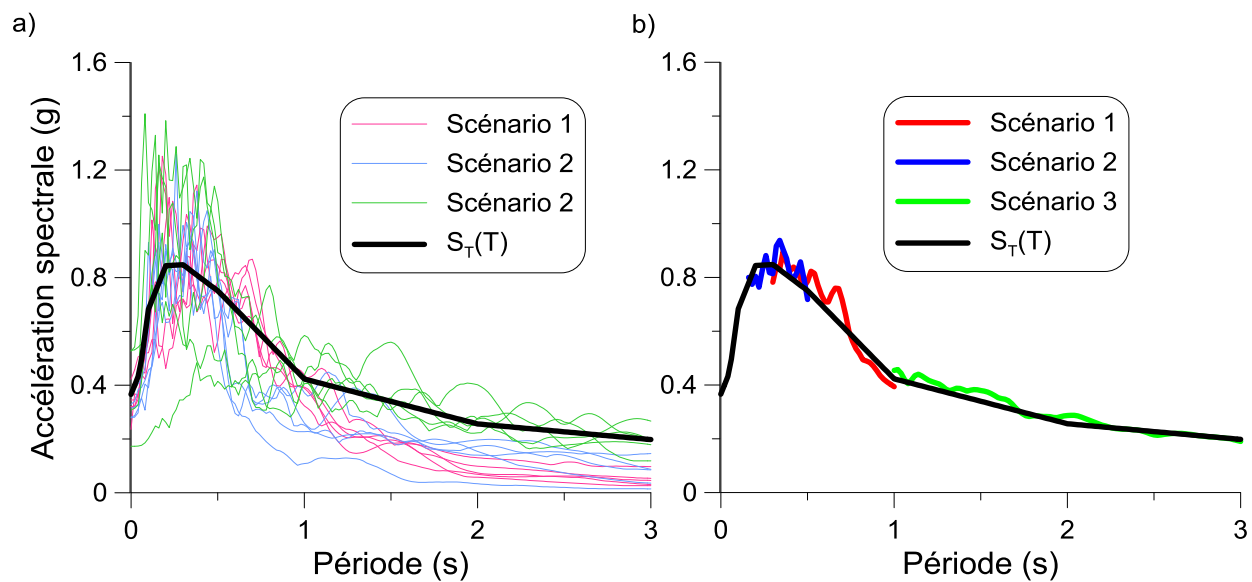


Figure 3.8 : a) Spectres d'accélération des enregistrements sismiques choisis et calibrés; et b) Moyenne des spectres d'accélération pour les trois scénarios.

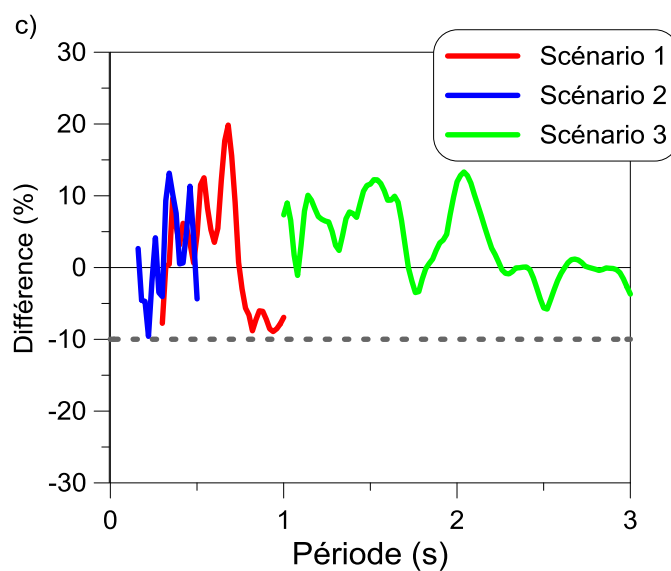


Figure 3.9 : Différence entre la moyenne des spectres d'accélération de chaque scénario et le spectre de conception cible

## **CHAPITRE 4     ARTICLE 1: IMPROVED CANADIAN SEISMIC PROVISIONS FOR STEEL BRACED FRAMES IN HEAVY INDUSTRIAL STRUCTURES**

**(Manuscript submitted for review and possible publication in  
Journal of Constructional Steel Research)**

**Frédéric Brunet<sup>1</sup>, Robert Tremblay<sup>2</sup>, Julien Richard<sup>3</sup> and Mark Lasby<sup>4</sup>**

<sup>1,2</sup>Polytechnique Montreal, Montreal, QC, Canada

<sup>3</sup>Hatch Ltd., Montreal, QC, Canada

<sup>4</sup>Heriot Bay, BC, Canada

**Abstract:** The seismic provisions of the Canadian CSA S16-14 standard for steel structures for heavy industrial steel structures are reviewed and applied for a 65.4 m tall concentrically braced frames (CBFs) for an industrial application in Vancouver, BC. Two approaches are examined: a capacity design method in accordance with CSA S16 Annex M and a simpler, non-capacity design approach for the structures of the Conventional Construction (Type CC) category. Nonlinear response history analyses are performed to examine and compare the seismic response of the structures. Modifications are proposed to mobilize higher brace inelastic response, mitigate storey drift concentrations, and ensure that the columns can safely resist the seismic induced axial and flexural demands. The modified provisions are validated for additional structures having heights varying from 43 to 80 m and two different vertical distribution of the seismic weights. The robustness of the structures against excessive storey drifts and column buckling limit states is verified through incremental dynamic analysis. Both Annex M and Type CC design approaches, as modified in this study, represent two practical options to achieve cost-effective designs resulting in satisfactory seismic response. Three-dimensional nonlinear response history analysis is used to compare the 100%-100% and 100%-30% combination rules to predict the axial load demand on columns part of two orthogonal CBFs. For the structure studied, the results showed that the latter would give more realistic force estimates.

Key words: Braced frames; Structural irregularity; Industrial steel structures; Column buckling; Bi-directional demand.

## 4.1 Introduction

Seismic design rules in North America have been developed primarily for conventional commercial or institutional buildings having generally uniform structural lay-outs and loading conditions. Structures used in large industrial facilities in the mining, oil and chemical sectors must be designed to withstand heavy production loads and their structural configuration is generally governed by the process and required mechanical equipment. When housing vertical processes, these facilities often require tall structures with no clearly defined floor levels that are characterised by marked geometric, stiffness and mass irregularities. In-plane discontinuities and out-of-plane offsets in the seismic force resisting system (SFRS) are not uncommon. Steel concentrically braced frames (CBFs) are often used in these structures to achieve the required lateral strength and stiffness and meet design standards while accommodating the imposed geometrical constraints. As discussed by Rolfes and MacCrimmon (2007), compared to building structures, industrial structures have different dynamic characteristics that may affect their seismic performance. They possess lower damping and exhibit greater flexibility due to the absence of architectural elements. Their fundamental period can be significantly different from the values given by the empirical formulae specified in codes. The structures can be very tall and the processes may also greatly influence their seismic response. Despite these differences, until recently, due to the lack of specific provisions for the seismic analysis and design of tall industrial structures, engineers had no choice but to use the standard rules for their designs.

In Canada, a new Annex M was introduced in the CSA S16-14 steel design standard (CSA, 2014) for the seismic design of heavy industrial steel structures. According to this Annex, it is permitted to design elevated tanks, vessels, bins, or hoppers with symmetrically braced legs located in high seismic zones as CBFs of the Type MD (moderately ductile) category for structure heights up to 60 m. Type MD CBFs are designed with a ductility-related force modification factor of 3.0 and are therefore expected to sustain substantial inelastic response that may lead to drift concentrations in tall structure applications. The 60 m height limit permitted in Annex M is 20 m higher than the limit currently specified for Type MD CBFs used in conventional buildings, a relaxation justified by the fact that Annex M requires that seismic effects be determined from a dynamic (response spectrum) analysis and amplified to compensate for the reduced damping and limited redundancy of the structure. Seismic loads are also amplified as a function of the structure height. Although



Annex M represents an important step forward for industrial applications, this first edition needs further validation and refinement to better reflect the specific dynamic characteristics of the structures and, if possible, achieve more cost-effective designs and ease its implementation in day-to-day practice. For instance, amplified seismic loads in Annex M do result in larger bracing members which, in turn, impose high design loads for columns, beams and connections when applying capacity design rules. The inherent redundancy of steel CBFs resulting from the difference between compressive and tensile resistances of the bracing members could probably be better exploited to reduce design seismic loads. In Annex M, columns must be designed for axial loads induced by all braces reaching their probable resistances above the level under consideration combined with bending moments resulting from uneven inelastic drifts over the frame height. It is suspected that this approach is too conservative for tall and heavy structures, especially when applied to columns part of two intersecting braced frames (Cardoso and Coman 2015). Capacity design required in Annex M often makes its application impractical for structures with complex geometries or structures that will need to be modified over their lifespan to accommodate likely changes to the process. For high seismic regions, Annex M in CSA S16-14 is restricted to facilities up to 60 m tall, a limit that was established due to the lack of data on the seismic response of taller frames. It would be highly desirable that the provisions be reviewed and enhanced as necessary to allow their use to taller industrial structures.

CSA S16 also includes seismic design provisions for tall braced frames of the Conventional Construction (Type CC) category. Much simpler design rules apply for these structures but this is at the expense of a reduced ductility force modification factor ( $R_d = 1.5$  vs 3.0) and seismic loads must be augmented as a function of the structure height. Seismic induced forces must be further amplified for the design of the columns and connections to provide for higher protection and maintain structural integrity. Despite these design force penalties, this option is often preferred in practice as capacity design is not required, which greatly eases design and fabrication efforts. In view of its simplicity, a Type CC design would represent an attractive alternative to the capacity-design based Annex M but Type CC provisions were developed for conventional buildings and their use is currently limited to 40 m in high seismic regions. Additional studies would be needed to verify the possibility of achieving adequate seismic designs for tall industrial structures.

This article presents a study that was conducted with the objective of improving and extending the application of CSA S16 Annex M for tall steel CBFs used in heavy industrial structures located in

high seismic regions. The study also investigated the possibility of adapting S16 seismic provisions for Type CC frames such that they can be safely utilized as an alternative to Annex M. Current provisions included in CSA S16 are first introduced and reviewed. They are then applied and compared for a reference structure consisting of a 65 m tall planar X-bracing CBF with geometrical and mass properties representative of an industrial facility housing a vertical process. Type MD design without the additional requirements of Annex M is also considered in this phase to evaluate the need for these requirements. The reference structure is located in Vancouver, BC, and all designs were performed in accordance with the 2015 National Building Code of Canada (NBCC) (NRCC 2015). Design seismic loads and required steel tonnages for the three design approaches are compared. Their seismic responses from nonlinear response history analysis (NLRHA) are then examined to propose improvements and simplifications to current Annex M and Type CC provisions. The reference structure is re-designed using the modified provisions and responses are validated using incremental dynamic analyses. The modified design procedures are further validated through NLRHA carried out on additional, similar frames with heights varying from 43 to 80 m. In the last section of the article, NLRHA is performed on a 3D model of the reference structure to assess the axial load demand on corner columns part of two intersecting orthogonal CBFs under three-dimensional ground motions.

## **4.2 Current Canadian Seismic Design Approaches for Industrial Structures**

For the design of CBFs for conventional steel building structures, the engineer can choose between Type MD, Type LD (Limited Ductility), and Type CC categories. The ductility-related force modification factor  $R_d$  for these three seismic force resisting systems (SFRSs) are respectively equal to 3.0, 2.0, and 1.5. In the NBCC, design seismic loads are determined using a design spectrum established with a probability of exceedance of 2% in 50 years and system overstrength is therefore explicitly considered in design by also dividing the elastic seismic forces by an overstrength-related force modification factor  $R_o$ . For the three SFRSs,  $R_o = 1.3$  is specified in the NBCC. Seismic provisions for Type MD and Type LD CBFs are nearly the same, except that some of the ductility detailing requirements are waived for low-rise Type LD CBFs and CBFs up to 60 m can be used when designed as Type LD CBFs, compared to 40 m for Type MD CBFs, in view of the lower inelastic demand expected because of the reduced  $R_d$  factor of 2.0 specified for Type

LD frames. In this study, only Type MD provisions are considered as they form the basis for the seismic design rules of Annex M that have been specifically developed for steel CBFs used in heavy industrial applications.

Table 4.1 summarizes the main seismic design requirements currently specified in Annex M and for Type CC SFRSs when used for CBFs located in high seismic zones. Provisions related to height limits, seismic loads and analysis methods, brace design, and column design are presented in the table. Provisions for Type MD CBFs are not given in Table 4.1 as those are essentially included in Annex M requirements. Differences that exist between Type MD and Annex M provisions are highlighted and discussed in this section. Table 4.1 also displays the new provisions or modifications that are proposed later in the article based on the examination of the seismic response of the prototype structure obtained from NLRHA. Superscripts are used in the table to indicate the design iteration number in which the proposed changes were implemented for validation. These design iterations and resulting changes are discussed at the end of Section 4. It is noted that the changes proposed for Type CC CBFs are for heavy industrial applications only and are not intended to be used for conventional buildings with a Type CC SFRS.

The height limit currently prescribed in Annex M is 60 m, which is 20 m taller than the 40 m limit specified for Type MD braced frames. This extended height limit is supported by the following additional requirements shown in Table 4.1: 1) dynamic (response spectrum) analysis (RSA) is mandatory for all structure heights; 2) seismic effects must be amplified to account for the lower damping available in industrial structures; and 3) seismic loads must be multiplied by 1.3 to compensate for the limited redundancy typically exhibited by industrial structures. Dynamic analysis is deemed more appropriate than the equivalent static force procedure (ESFP) to obtain more realistic estimates of seismic induced forces and deflections for typical more complex and irregular industrial structures. When using RSA, building codes generally require that RSA results be scaled up with respect to the design base shear from ESFP ( $V$ ) when the design base shear from RSA ( $V_d$ ) is less. Such a base shear calibration is required for Type MD CBFs but it is not required in Annex M because the periods and seismic demands for conventional buildings used to develop the ESFP are not representative of the conditions that prevail for heavy industrial steel structures. Damping amplification is obtained by multiplying the design spectrum by  $1+\beta$ , where  $\beta$  is given in Table 4.1 with an effective damping ratio  $\xi$  equal to 2 and 3% for welded and bolted structures, respectively. For the case of CBFs with bolted connections, as considered in this study, this

represents an increase of 23%. The redundancy factor only applies to structures taller than 40 m located in high seismic zones. For CBFs, it can be waived if failure of any brace or brace connection does not increase seismic effects in the remaining SFRS components by more than 33%. In practice, it is difficult to satisfy this condition for industrial structures that generally have the minimum number of braces or to perform this verification for complex structures. Hence, the 1.3 amplification factor is generally applied. For Type MD CBFs, design seismic loads must be increased by 3% for each meter of height beyond 32 m as a means of mitigating the formation of soft-storey response in taller frames. This requirement also applies in Annex M. Hence, for a 60 m high CBF with bolted connections designed in accordance with Annex M, the combined effect of the provisions for low damping (1.23), low redundancy (1.3) and increase lateral resistance as a function of height (1.84) can lead to seismic loads being amplified by up to 2.9, nearly annihilating the effect of the ductility-related force modification factor  $R_d = 3.0$ . The need for such an amplification is revisited in the following sections.

For Type CC SFRSs, the limit on building height  $h_n$  is set to 40 m in high seismic regions and RSA is only required when  $h_n$  exceeds 15 m. Type CC provisions have been developed for conventional buildings and scaling of RSA results with respect to the ESFP base shear is required. As shown in Table 4.1, no damping or redundancy related seismic load amplification is specified for Type CC SFRSs. However, seismic loads must be increased as a function of the structure height (2% increase for every meter above 15 m) to compensate for higher vulnerability of Type CC structures to excessive seismic demand due to the absence of capacity design provisions for the system, as discussed below. This amplification is however limited to 1.5, which corresponds to the system  $R_d$  factor, and the maximum seismic loads therefore correspond to those obtained with  $R_d R_o = 1.3$ . For columns and connections, however, design seismic forces must be further amplified by 1.3 as those elements typically possess limited ductility and their failure may have severe consequences on the structural integrity.

Capacity design is mandatory for Type MD CBFs and the same rule applies in Annex M. Bracing members must therefore satisfy upper limits on global slenderness ( $KL/r$ ) and slenderness of cross-section elements ( $b_{el}/t$ ) to ensure minimum energy dissipation and stable inelastic response. Table 4.1 gives the  $b_{el}/t$  limits for I shaped braces that are common in industrial buildings. As is the case for other brace sections, more stringent  $b_{el}/t$  limits apply for stockier braces (Class 1 vs Class 2) as these braces are expected to sustain higher inelastic demands in compression. Once brace members

are selected, their probable resistances in tension ( $T_u$ ) and compression ( $C_u$  at buckling or  $C'_u$  in the post-buckling range, depending on which one produces the largest effects) are determined and used to calculate design forces for beams, columns, diaphragms, and connections. Brace probable resistances are determined with the brace probable yield strength  $R_y F_y$  and a resistance factor  $\phi = 1.0$ . When applying capacity design, axial loads in braces at any level need not exceed values obtained with a storey shear  $V_x$  computed with  $R_d R_o = 1.3$  ( $V_{1.3}$ ). This upper limit on  $V_x$  aims to represent the seismic force demand corresponding to fully elastic response ( $R_d R_o = 1.0$ ) with a reduction factor of 1.3 that reflects the inherent dependable overstrength of the capacity protected SFERS elements. The limit generally controls when oversized braces are selected to meet brace slenderness limits or when  $T_u$  significantly exceeds the brace design loads, as is the case when slender braces are used in compression. Brace buckling must be considered when applying the  $V_{1.3}$  limit, which typically results in brace forces equal to  $C_u$  or  $C'_u$  in the compression braces and brace tension forces less than  $T_u$ , as limited by  $V_{1.3}$ . For connections with governing non-ductile limit states (e.g. fracture on net section), the upper limit on  $V_x$  must be increased to  $V_{1.0}$ , i.e. the storey shear determined with  $R_d R_o = 1.0$ , to achieve additional protection against brittle failure modes in case the actual seismic demand exceeds that predicted with the design spectrum. For braced frame columns, design axial loads in Annex M are therefore those induced by gravity loads plus brace forces from capacity design with consideration of the upper limit  $V_{1.3}$ . In addition, columns must be continuous and of the same cross-section over two consecutive levels to help redistributing inelastic storey drifts along the frame height. Flexural demand is expected to develop in such continuous columns and they must therefore be designed as beam-columns for the computed axial loads combined with a bending moment in the plane of the CBF equal to 20% of the column plastic moment  $M_{pc}$ .

Table 4.1 : CSA S16-14 seismic design provisions for steel CBFs in high seismic regions

Parameters	Current	Proposed	Current	Proposed
	Annex M		Type CC	
Height limit (m)	60	80	40	65
R <sub>d</sub> factor	3.0		1.5	
R <sub>o</sub> factor	1.3		1.3	
Analysis method	RSA		ESFP or RSA (if h <sub>n</sub> ≤ 15 m) RSA (if h <sub>n</sub> > 15 m)	
Scaling of RSA results	No		Yes	No <sup>(2)</sup>
Damping amplification	β = (0.05/ξ) <sup>0.4</sup>		No	(0.05/ξ) <sup>0.4</sup> <sup>(2)</sup>
Redundancy factor	1.3 (if h <sub>n</sub> > 40 m)	No <sup>(2)</sup>	No	
Amplified seismic forces with structure height	3%/m above 32 m	No <sup>(1)</sup>	2%/m above 15 m	No <sup>(2)</sup>
Capacity design	Yes, but storey shears V <sub>x</sub> need not exceed V <sub>1.3</sub>		No	
Brace b <sub>el</sub> /t limits for I-sections	KL/r ≤ 100: Class 1 KL/r = 200: Class 2 100 < KL/r ≤ 200: interpolation		Class 1 or 2	
Brace min. KL/r	No	KL/r ≥ 110 <sup>(2)</sup>	No	KL/r ≥ 80 <sup>(2)</sup>
Brace probable resistances	T <sub>u</sub> = A <sub>g</sub> R <sub>y</sub> F <sub>y</sub> C <sub>u</sub> = min [T <sub>u</sub> ; 1.2C <sub>r</sub> /φ] C' <sub>u</sub> = min [0.2T <sub>u</sub> ; C <sub>r</sub> /φ], where C <sub>r</sub> is computed using R <sub>y</sub> F <sub>y</sub>		N/A	
Column design axial loads	Grav. + brace induced forces from capacity design		Grav. + 1.3E	Grav. + R <sub>d</sub> R <sub>o</sub> E <sup>(2)</sup> Grav. + 1.1 R <sub>d</sub> R <sub>o</sub> E <sup>(3)</sup>
	V <sub>x</sub> ≤ V <sub>1.3</sub>	V <sub>x</sub> ≤ V <sub>1.0</sub> <sup>(2)</sup>		
Columns: continuity requirements	Continuous & constant cross-section for a minimum of 2 storeys	No <sup>(1)</sup>	No	
Columns: flexural strength requirements	M <sub>f</sub> = 0.2M <sub>pc</sub>	M <sub>f</sub> = 0.1M <sub>pc</sub> <sup>(2)</sup> No <sup>(3)</sup>	No	
Column section classes	Class 1 or 2 sections		Class 1 or 2 sections	
Columns part of two intersecting CBFs	100%-100% capacity design	100-30% capacity design	100%-30%	

Table 4.1 : CSA S16-14 seismic design provisions for steel CBFs in high seismic regions (cont'd)

Brace connections	Brace resistances $C_u$ & $T_u$ , but $V_x \leq V_{1.3}$ (ductile failure mode) or $V_{1.0}$ (non-ductile failure mode)	Grav. + $1.3E \leq$ Brace resistances $C_u$ & $T_u$	Brace resistance $C_u$ in compression and $1.5R_d R_o T_f$ in tension
(1) Iteration #1			
(2) Iteration #2			
(3) Iteration #3			

Columns must be Class 2 or better to prevent local buckling. For columns part of two intersecting CBFs, Annex M requires that column axial loads from capacity design performed about both directions apply simultaneously. In Table 4.1, this is referred to as the “100%-100% capacity design”. For that case, however, Annex M is unclear whether the  $0.2 M_{pc}$  moments must also be applied concomitantly about both orthogonal directions.

For Type CC frames, the response is expected to remain essentially elastic due to the lower  $R_d$  value and the prescribed seismic force amplification. Capacity design is therefore not required. I-shaped braces and columns must still be Class 2 sections or better to prevent local buckling. Columns are designed for axial loads only, with no minimum continuity or bending moment resistance requirement. As indicated, seismic induced axial loads in columns are increased by 1.3 ( $1.3E$  in Table 4.1) to prevent from column buckling in case of excessive seismic demand. This requirement also applies to seismic design forces for connections without exceeding the resistance of the member being joined.

### 4.3 Comparison of Current Canadian Design Approaches

In this section, current design provisions of Annex M and for Type CC frames are applied to the reference structure adopted for this study to evaluate and compare design seismic loads and required steel tonnage. Type MD provisions for CBFs in conventional buildings are also applied to the same reference structure to examine the impact and appropriateness of the additional requirements included in Annex M for industrial structures. Inelastic seismic responses of the frames are examined and compared in Section 4 of the article.

Figure 4.1a shows the reference 65.4 m tall braced frame prototype. This is a planar (2D) X-braced frame that was part of an actual complex 3D industrial structure housing a vertical chemical process that was studied by Cardoso and Coman (2015). The reference structure was assumed to be located on a class C (firm ground) site in the Vancouver area, BC, Canada. The structure height slightly

exceeds the 60 m limit prescribed in Annex M for such a high seismic zone. It is also taller than the 40 m maximum height permitted for Type MD and Type CC braced frames, which will permit to evaluate if the seismic provisions for these two systems can be used to achieve adequate seismic response for tall industrial structures. In a subsequent phase of the study, similar structures having different heights will be examined to investigate further the influence of structure height on seismic response.

As shown in Figure 4.1a, two different cases “a” and “b” were considered for the vertical distribution of the seismic weights ( $W$ ) and gravity loads ( $P$ ) and values for the two parameters at each beam-to-column joint are given for both cases. Case “a” is based on the actual prototype structure whereas the heaviest seismic weights and loads were displaced to a higher level in case “b” to create a second plausible configuration representing industrial conditions. It is noted that seismic weights at several levels along the height of the two frames exceed 150% of the weights in adjacent levels, which creates structure mass (weight) irregularity as defined in the NBCC, a common situation in for industrial applications. Braces, columns and beams are ASTM A992 I-shapes with  $F_y = 345$  MPa. The braces were assumed to be oriented so that out-of-plane buckling occurs about weak axis and the orientation of the columns was such that in-plane buckling is about weak axis. All connections were assumed to be bolted. As indicated, this first design with current provisions is referred to as design iteration # 1. This design was performed only for the frame with mass distribution case “a” and the results from the three design methods are presented in the upper part of Table 4.2. In the table, Type MD, Annex M, and Type CC designs are referred to by using letters “MD”, “M”, and “C”, respectively. In design iterations #2 and #3, Annex M and Type CC provisions with modifications were applied to frames with both mass distribution cases “a” and “b”. Results for these subsequent design iterations are discussed later in the paper but are given in Table 4.2 (case “a”) and in Table 4.3 (case “b”) so that impacts from the modifications proposed can be easily seen. In design iteration #1, response spectrum analysis (RSA) was performed for all three designs with the SAP2000 software (CSI 2017). In Table 4.2,  $T_1$  is the computed fundamental period of the frame,  $V_e$  is the base shear from RSA,  $V_d$  is the design base shear ( $V_d = V_e/R_d R_o$ ),  $V_u$  is the storey shear that can be resisted by the braces reaching their probable resistances  $C_u$  and  $T_u$ , and  $V_{1.3}$  is the upper limit on base shear corresponding to  $R_d R_o = 1.3$ . As indicated in Table 4.1, one modification was implemented in the first design iteration for Annex M design: the amplification of seismic loads as a function of the building height (3%/m above 32 m) was omitted



to examine if this amplification, originally introduced in CSA S16 for conventional buildings, was required to achieve stable inelastic response for industrial structures. For consistency, this amplification was also omitted for the Type MD CBF design. Seismic amplification with structure height was however applied for Type CC structures. In that case, the factor reached the limit of 1.5. Scaling of RSA results with respect to EFSP base shear is prescribed for Types MD and CC frames; however, for the frames studied herein, this was not required as the design base shears from RSA exceeded the ESFP base shears. For Annex M,  $V_e$  includes the amplification for low damping (1.23 factor applied to the design spectrum) and  $V_d$  includes the amplification for redundancy (1.3). Differences between elastic base shears  $V_e$  were also due to the differences in periods  $T_1$  of the frames as a shorter period gives a higher  $V_e$  value. When comparing design base shears  $V_d$ , Type CC structures were provided with much larger resistance compared to the other two designs, mainly because of the smaller  $R_d$  factor (1.5 vs 3.0) and the amplification for height (1.5), and Annex M led to higher seismic loads compared to Type MD provisions because of the damping and redundancy factors. For the Type CC frame, the amplification of the seismic loads for structures above 15 m reached the upper limit corresponding to  $R_d R_o = 1.3$ , as reflected by the design base shear  $V_d = V_{1.3} = 1766$  kN in Table 4.2. This resulted in the highest brace design loads among the three systems as reflected by the amount of steel needed for brace's sections. Bracing members were designed using an effective length factor  $K = 0.5$ , as recommended for X-bracing (Tremblay et al. 2003). For the Type MD and Annex M design, the probable brace compressive resistances  $C_u$  and  $C'_u$  for capacity design were determined using  $K = 0.45$  to account for the length of the brace end connections. For all members, the lightest section satisfying all limit states and detailing requirements was selected. Required brace sizes for the three designs were approximately proportional to design base shears  $V_d$ , and much stronger braces were therefore selected for the Type CC frame compared to Annex M and Type MD designs.

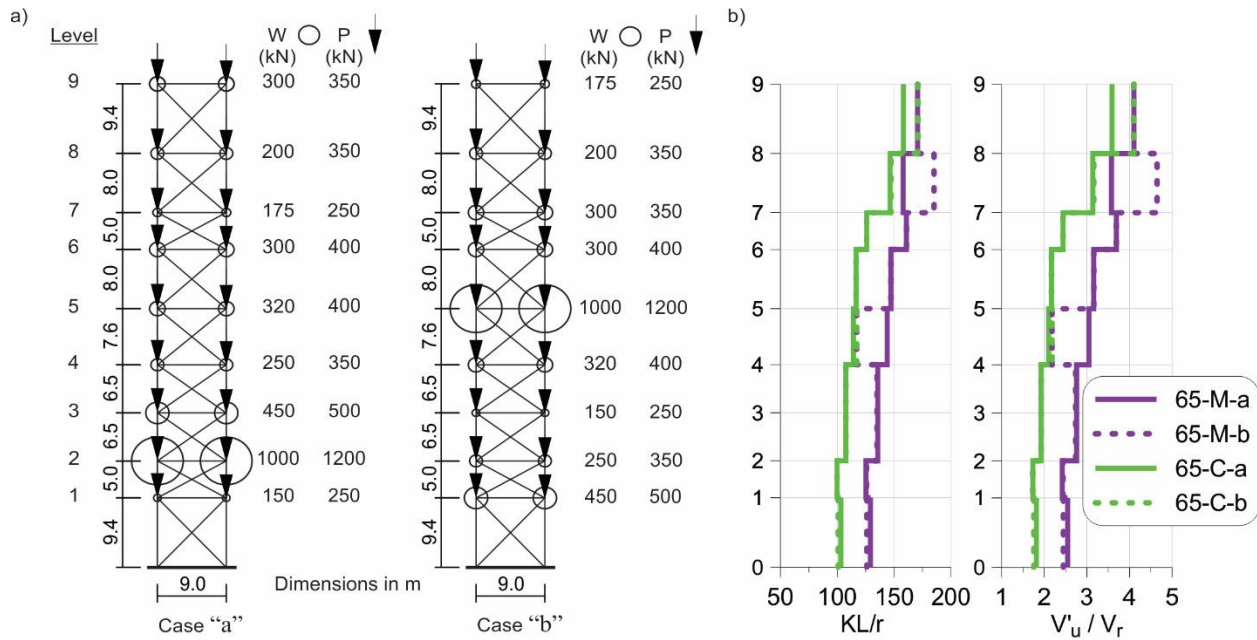


Figure 4.1: Reference prototype structure: a) Geometry and mass distribution cases “a” and “b”;  
b) Brace effective slenderness ratios and Ratio of the probable post-buckling storey shear resistance  $V'_u$  to the factored storey shear resistance  $V_r$  of design iteration #2.

In Table 4.2, base shears  $V_{1.3}$  for Type MD and Annex M CBFs are smaller than base shears  $V_u$ , indicating that the upper limit on storey shears controlled at the structure bases. That condition also existed at every level of the two structures and design loads for beams and columns were therefore reduced compared to those corresponding to  $V_u$ . Storey shears  $V_{1.3}$  from Annex M design were higher than those for the Type MD design because of the amplification for damping and redundancy, which resulted in larger beams and columns. For the Type CC frame, column axial loads corresponded to those computed with  $R_d R_o = 1.0$  because of seismic load amplifications for the structure height (1.5) and the subsequent amplification for columns (1.3). In spite of the larger design axial loads, columns in the Type CC frame were the smallest because the columns did not have to be designed as beam columns with moments  $M_f = 0.2 M_{pc}$ . In all three frames, column sections had to be changed at every floor level as it was not practical to have column segments spanning over two consecutive levels in view of the tall storey heights. This means that the columns did not comply with the column continuity requirement for Type MD and Annex M. In Table 4.2, the overall steel tonnage was comparable for Types MD and CC designs. Lighter braces were needed by Type MD provisions but this was counteracted by the larger columns needed to satisfy the beam-column requirement. The CBF designed following Annex M is the heaviest, mainly

because of the much larger column sizes resulting from the higher  $V_{1.3}$  value. For all frames, the storey drift at the top level,  $\Delta_n/h_{s,n}$  including inelastic deformation effects are given in Table 4.2 as a function of the storey height of the top level  $h_{s,n}$ . As shown, low values are obtained for all three CBFs. Drifts are slightly larger for the Type CC frame compared to the Type MD and Annex M frames.

Table 4.2: Design data and NLRHA results for the three CBF designs for mass distribution case “a”

	65-MD-a	65-M-a			65-C-a		
	It. #1	It. #1	It. #2	It. #3	It. #1	It. #2	It. #3
Design							
$T_1$ (s)	1.39	1.17	1.29	1.36	1.40	1.36	1.32
$V_e$ (kN)	2129	2732	2609	2597	2283	2700	2715
$V_d$ (kN)	576	938	699	696	1766	1404	1385
$V_u$ (kN)	2470	3414	2725	2725	5309	4106	4106
$V_{1.3}$ (kN)	1620	2732	2017	2007	1766	2086	2098
$\Delta_n/h_{s,n}$	0.57	0.57	0.62	0.68	0.64	0.73	0.69
Tonnage							
(t):							
Braces	7.0	9.7	7.7	7.7	12.1	10.7	10.7
Columns	37.6	52.4	44.0	37.1	29.0	32.3	34.8
Total	48.4	66.6	56.2	49.3	45.2	47.2	49.7
NLRHA (MSD values)							
$T_1$ (s)	1.38	1.16	1.28	1.35	1.38	1.34	1.31
$V$ (kN)	1711	2638	1998	1962	3317	2862	2850
$\Delta_{Roof}$ (% $h_n$ )	0.58	0.66	0.61	0.68	0.90	0.87	0.83
Columns:							
$C/C_f$	0.94 - 1.22	0.79 - 0.98	0.75 - 0.89	0.77 - 0.89	1.11 - 1.22	1.04 - 1.12	0.98 - 1.03
$C/C_r$	0.69 - 0.75	0.55 - 0.64	0.54 - 0.75	0.75 - 0.85	1.06 - 1.18	0.97 - 1.11	0.86 - 1.01
$C/C_{prob}$	0.58 - 0.67	0.49 - 0.54	0.47 - 0.64	0.62 - 0.74	0.89 - 1.03	0.82 - 0.96	0.74 - 0.90
$M/M_{pc}$	0.03 - 0.09	0.03 - 0.11	0.02 - 0.10	0.02 - 0.10	0.03 - 0.10	0.03 - 0.10	0.02 - 0.09

Table 4.3: Design data and NLRHA results for the Annex M and Type CC CBF designs for mass distribution case “b”

	65-M-b		65-C-b	
	It. #2	It. #3	It. #2	It. #3
	Design			
$T_1$ (s)	1.30	1.35	1.33	1.30
$V_e$ (kN)	2369	2323	2334	2359
$V_d$ (kN)	638	626	1216	1229
$V_u$ (kN)	2470	2470	3818	3818
$V_{1.3}$ (kN)	1832	1796	1804	1824
$\Delta_n/h_{s,n}$	0.57	0.63	0.69	0.66
Tonnage (t)				
Braces	8.1	8.2	10.3	10.3
Columns	43.9	38.5	34.6	36.9
Total	56.7	51.3	49.0	51.2
	NLRHA (MSD values)			
$T_1$ (s)	1.29	1.34	1.32	1.29
$V$ (kN)	1807	1837	2502	2559
$\Delta_{Roof}$ (% $h_n$ )	0.51	0.57	0.79	0.74
Columns:				
$C/C_f$	0.80 - 0.96	0.80 - 0.98	1.01 - 1.18	0.94 - 1.08
$C/C_r$	0.63 - 0.73	0.71 - 0.84	0.88 - 1.00	0.85 - 0.95
$C/C_{prob}$	0.53 - 0.62	0.63 - 0.73	0.76 - 0.86	0.72 - 0.82
$M/M_{pc}$	0.02 - 0.10	0.02 - 0.11	0.03 - 0.10	0.03 - 0.10

## 4.4 Seismic Response of the Reference Frame

### 4.4.1 Numerical Model and Ground Motion Time Histories

The OpenSees computer program (Mazzoni et al. 2006) was used to perform nonlinear response history analysis of the prototype structures. To reproduce inelastic buckling in compression and yielding in tension, the columns and braces were modelled using the force-based nonlinear beam-column elements with fiber discretization of the cross-section, Steel02 material, co-rotational transformation, initial out-of-straightness, and residual stresses (Uriz 2005, Agüero et al. 2006, Lamarche and Tremblay 2011). The yield strength assigned to the Steel02 material was set equal to the probable yield strength  $R_y F_y = 385$  MPa for ASTM A992 shapes. For columns, out-of-straightness having a half-sine wave profile with maximal amplitude of  $L/1000$  was assigned in both directions. The residual stress pattern proposed by Galambos and Ketter (1959), with residual

compressive stress up to  $0.3F_y$ , was employed. Beams were modelled using elastic beam-column elements as they were expected to remain elastic.

Figure 4.2 shows details of the connections assumed for the frames. Columns were considered fixed at their bases to replicate restraint caused by the large number of anchor rods required to resist uplift forces. Column splices were modelled as fully rigid in flexure. As shown by Figure 4.2a, beam-to-column connections were bolted double angle shear connections with the angles extending the full depth of the beam plus gusset plates. The flexural stiffness and strength of these connections were reproduced using a combination of zeroLength element and Pinching4 material calibrated against the test data by Stoakes and Fahnestock (2011), as depicted in Figure 4.2c. That connection was modelled as fully rigid for in-plane and out-of-plane rotations. The gusset plates were shop-welded to the beams and the braces were bolt-connected to the gusset plates using end plate connections. End plate connections were also used at the intersection of the bracing members (Figure 4.2b). This detail allowed for out-of-plane rotation of the brace connections upon brace buckling for Type MD and Annex M CBFs. The brace-to-beam connections were modelled as fully rigid in the plane of the frame. Out-of-plane rotational response of the brace-to-beam connections were modelled using a nonlinear spring (zeroLength) element with flexural strength and stiffness properties of the gusset plates, as recommended in previous studies (Aguerro et al. 2006, Hsiao et al. 2012).

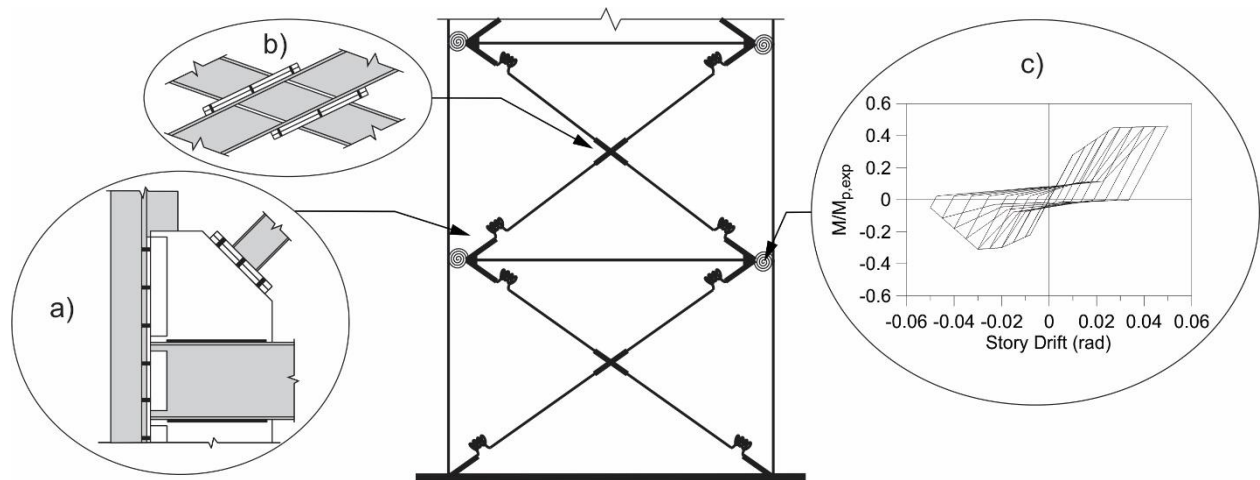


Figure 4. 2: Numerical one storey inelastic frame: a) Beam-to-column connection; b)brace-to-brace mid connection; and c) Connection's stiffness

In the NLRHA, Rayleigh damping was assigned with 3% of critical damping assigned in the first and third modes, consistent with the assumption made in Annex M design. As specified in NBCC 2015, the structures were subjected to 3 suites of 5 ground motion records, one suite for each of the three earthquake sources contributing to the seismic hazard in Vancouver: shallow crustal earthquakes, subduction deep in-slab earthquakes and subduction interface earthquakes. The ground motions were selected from records from past earthquakes that matched the firm ground (site C) conditions. In the analyses, concomitant gravity loads shown in Figure 4.1 were first applied to the structure prior to the application of the ground motions, and global stability effects were included in the analyses.

## 4.4.2 Seismic Response for Design Iteration #1

### 4.4.2.1 Brace Force and Storey Drift Responses

Figures 4.3a and 4.3b respectively present the peak compression and tension loads in the bracing members at the first iteration. Values from each individual record (Ind. Records) are given as well as the mean value of the five records producing the largest seismic demands (MSD values),  $\Delta_{MSD}$ . The latter value is defined as the design seismic demand in the NBCC to evaluate the seismic response of structures from nonlinear dynamic analysis. Brace axial loads are normalized with respect to the corresponding brace probable resistances  $C_u$  and  $T_u$ . As expected, all braces of the Type MD and Annex M frames reached their compressive resistances and experienced buckling. When looking at the individual records, larger scatter is observed for the Annex M design compared to the Type MD frame. This is attributed to the redundancy factor in Annex M, which resulted in brace compression loads not reaching  $C_u$  in several records. For the Type CC frame, most braces remained elastic in all records, a behaviour consistent with the high seismic loads corresponding to  $R_d R_o = 1.3$  that were used for brace design.

Peak brace tension loads remained below  $T_u$  for all braces of the three frames, which means that these braces did not yield in tension. The observed moderate demand-to-capacity ratios are attributed to the fact that long and slender braces were selected for the frames because of the tall storey heights, which resulted in brace overstrength in tension due to the differences between brace resistances  $T_u$  and factored design compression loads  $C_f$  used to design the braces. Values of  $KL/r$  computed with  $K = 0.5$  range from 126 to 171, 102 to 159, and from 99 to 126 for Type MD, Annex

M and Type CC designs. By calculations, it can be shown that the ratio between  $T_u$  and the factored compressive resistance  $C_r$  used in brace design ( $C_r \geq C_f$ ) varies from 2.9 to 6.8 for  $KL/r$  varying from 100 to 170, which means that all braces possessed substantial overstrength in the frame studied. Brace overstrength relative to seismic demand could also be anticipated from the ratios between  $V_u$  and  $V_{1.3}$  in Table 4.2.

Figure 4.3c presents peak storey drifts expressed as a fraction of the storey heights,  $h_s$ , for the three CBF designs. For comparison, the anticipated storey drifts from design ( $\Delta_{\text{Design}}$ ) are also plotted in the figure. All three braced frames could withstand all ground motion records without collapse. Storey drifts gradually increase towards the top of the structures, without significant deviations along the height of the frames, even at level 2 where the heaviest equipment was located, indicating no tendency for soft-storey response. For the Type MD and Annex M CBFs, this desirable response was obtained even if seismic load amplification as a function of the structure height was omitted in the design. For these two frames, waiving the requirement for columns to be of the same cross section over a minimum of two storeys did not have any detrimental effects on inelastic drift response either. Such a stable behaviour was mainly attributed to the fact that the braces remained elastic in tension, thereby controlling storey drifts. This observed beneficial effects of brace tension overstrength on storey drifts and, in turn, seismic stability agrees with findings by Lacerte and Tremblay (2006) who recommended using slender braces to achieve stable seismic response. For all frames studied, MSD drifts generally exceeded the values predicted in design, but all values remained well below the NBCC limit of 2.5%  $h_s$ . Peak storey drift at the top level from NLRHA are given in Table 4.2 and the values match well design predictions for Type MD and Annex M designs. For Type CC, the NLRHA drift values consistently exceed design estimates, likely because the frame response was elastic, as discussed below, and 5% damping design spectrum was assumed in design for the first iteration.

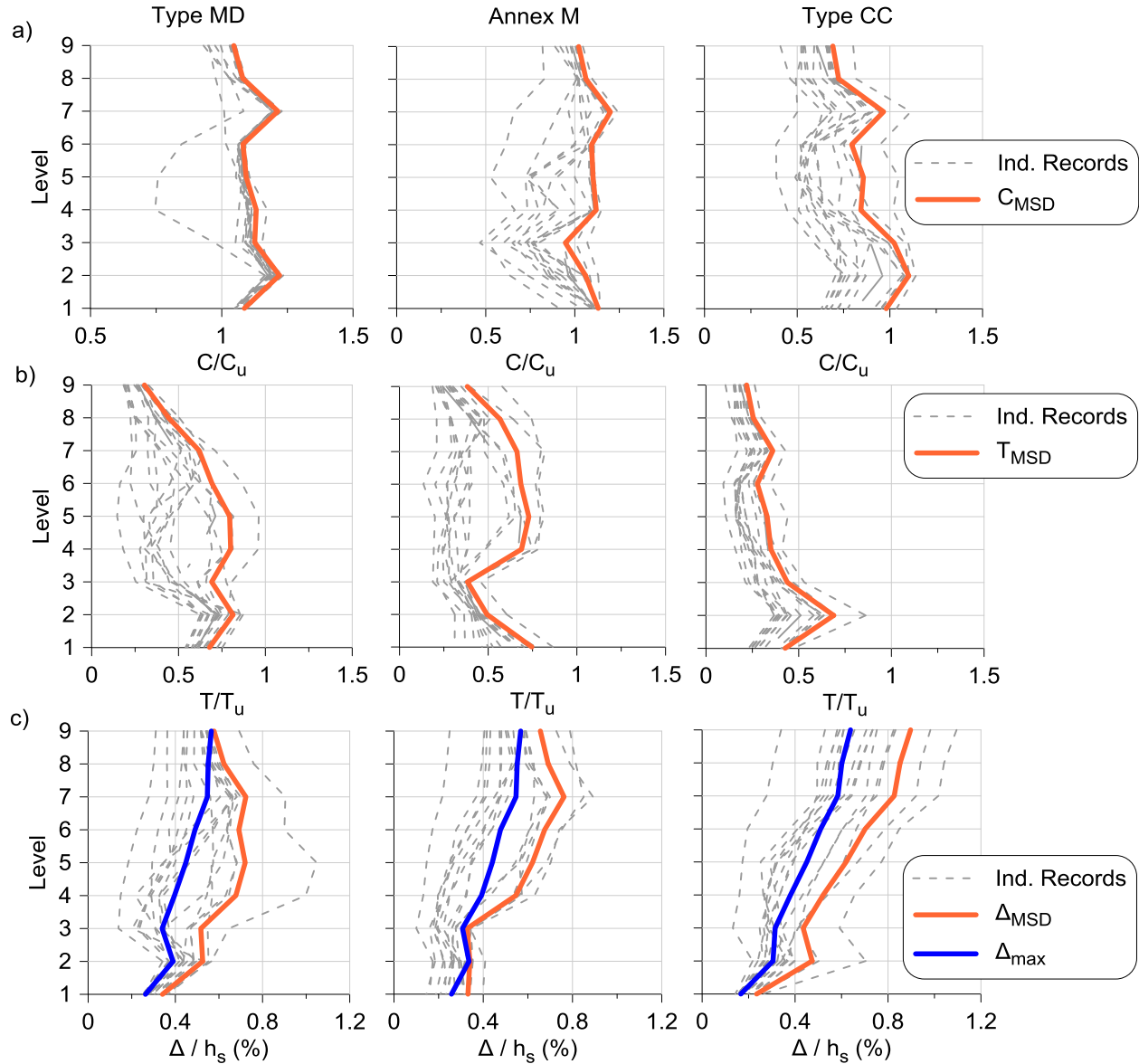


Figure 4.3: Peak response from NLRHA for the 65.4 m reference structures of design iteration #1 and mass distribution case "a": a) Brace compression loads; b) Brace tension loads, and c) Storey drifts.

#### 4.4.2.2 Column Responses

MSD values for the column axial loads and column bending moments from NLRHA are displayed in Figure 4.4. In Figure 4.4a, the column design factored loads  $C_f$  and factored compressive resistances  $C_r$  are also presented for comparison. For both Type MD and Annex M CBFs, the axial load  $C_{MSD}$  in Figure 4.4a generally corresponds very well to the axial load  $C_f$  used in design,



meaning that the axial load demand on the columns was well predicted by the design method in which brace axial loads in capacity design are limited by the storey shears  $V_{1.3}$ . Ranges for the ratios between  $C_{MSD}$  and  $C_f$  are given in Table 4.2. In the table, the good correspondence between the MSD value of the base shears  $V$  from NLRHA and the storey shears  $V_{1.3}$  confirm the validity of the design approach. Similar agreement between storey shear demands and predictions was also observed in the upper levels. For these two designs, the factored compression resistance  $C_r$  exceeds  $C_{MSD}$  by a significant margin because columns were designed as beam column with bending moments  $M_f = 0.2 M_{pc}$ .

In Figure 4.4a, the simplified approach used for column design for the Type CC CBF failed to adequately predict the axial load demand in the columns. In Figure 4.4a and Table 4.2, the ratio between  $C_{MSD}$  and  $C_f$  is more uniform over the frame height. Considering that the columns were designed with axial loads corresponding to elastic force demand ( $R_d R_o = 1.0$ ) and the response of the frames was essentially elastic, as revealed by brace axial loads below  $T_u$  and  $C_u$  in Figure 4.3, the ratio between  $C_{MSD}$  and  $C_f$  is close to the demand amplification due to difference between the damping in the analysis (3%) and the 5% damping of the design spectrum. It can be deducted that the underestimation of the column axial load demand is due to the difference between actual and design spectrum damping levels. In Table 4.2, effects of damping can also be seen with the base shear  $V$  from NLRHA exceeding the elastic storey shear  $V_e$  from response spectrum analysis. For this frame,  $C_{MSD}$  values exceeded the column factored compressive resistances  $C_r$  over the frame height but column buckling was not observed. This response is due to the fact that the columns in the numerical model were modelled with the probable yield strength  $R_y F_y$  and a resistance factor  $\phi = 1.0$ . Table 4.2 gives the ratio between  $C_{MSD}$  and the column probable resistances  $C_{prob}$  computed with these parameters. In all cases, the axial load demand remained below or only came close to  $C_{prob}$ .

Figure 4.4b shows the flexural demand in the columns normalized to the column plastic moment,  $M/M_{pc}$ . Table 4.2 gives ranges of the plotted values. For all three designs, the flexural demands on the columns reach a maximum value of approximately  $0.1 M_{pc}$  at the first level, which is less than the value  $0.2 M_{pc}$  used in the design for Type MD and Annex M frames. The demand is highest at the base, likely because of the column base fixity condition assumed in the analysis, which leads to bending moments proportional to the storey drifts. At the upper levels, column bending moments are essentially induced by differences in storey drifts between adjacent levels and the observed

moments are generally small because of the limited variations in drifts resulting from brace elastic response in tension. For the Type CC frame, the maximal flexural demand is comparable to that observed for Type MD and Annex M designs but this maximum value is reached at several locations along the frame height.

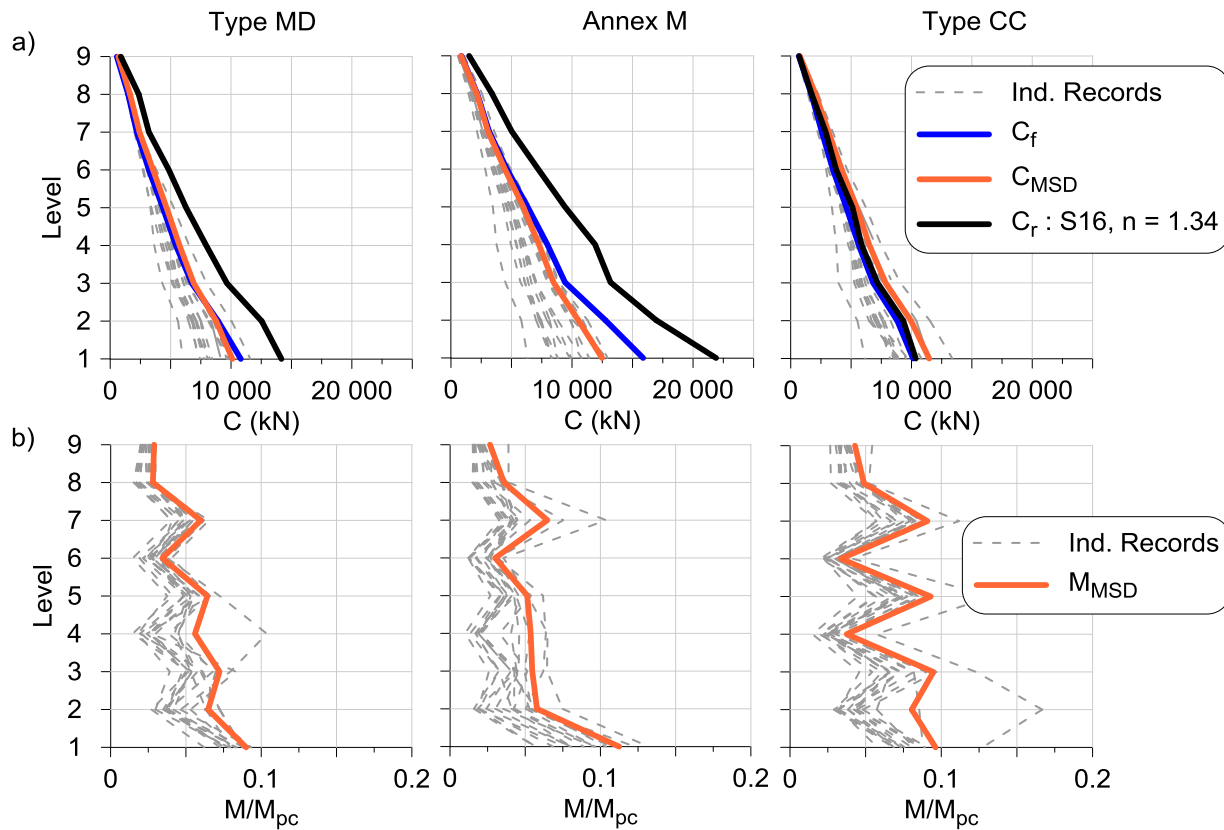


Figure 4.4: Peak demands from NLRHA on columns of the 65.4 m reference structure of design iteration #1 and mass distribution case “a”: a) Axial loads; b) Bending moments.

#### 4.4.3 Design iterations #2 and #3

Examination of the seismic response of the frames from the first design iteration led to the following modifications to Annex M provisions for design iteration #2:

- The redundancy factor of 1.3 is no longer applied in the calculation of the design seismic loads. Application of this factor resulted in larger braces that exhibited limited inelastic response in compression and imposed high loads on beams and columns. Smaller braces will sustain more pronounced inelastic behaviour in compression, which is expected to result in higher energy dissipation and longer structure period that should contribute to

reducing the seismic demand. Smaller braces will also result in lower design forces being imposed on capacity protected components. This modification is also motivated by the fact that braces as designed in Annex M must satisfy stringent detailing requirements that prevent failure under the inelastic demand anticipated with non-amplified design seismic loads, especially when brace slenderness is such that brace tension yielding is limited and drifts can be well controlled, as proposed below.

- The design seismic loads need not be increased as a function of the height. This amplification of the seismic loads was not considered in design iteration #1 and NLRHA clearly showed that this amplification was not required to achieve stable inelastic response when storey drifts were well controlled by elastic brace response in tension as obtained by means of minimum brace slenderness requirement, as proposed below.
- Braces overall slenderness  $KL/r$  must be equal to or greater than 110. As observed, more slender braces are more likely to remain elastic in tension such that can limit storey drifts during earthquakes. For I-shape braces with  $KL/r = 110$ , the probable storey shear resistance at brace buckling ( $V_u$  computed with  $T_u$  and  $C_u$ ) and in the post-buckling range ( $V'_u$  computed with  $T_u$  and  $C'_u$ ) are respectively equal to 2.3 and 2.0 times the factored storey shear resistance  $V_r$  (computed with  $C_r$  of the braces). It is deemed that such storey shear resistances will be sufficient to mitigate brace tension yielding considering the reduced seismic demand from brace buckling.
- The upper limit on storey shear for the design of connections, beam and columns is increased from  $V_{1.3}$  to  $V_{1.0}$ . For the Annex M design, storey shears  $V_{1.3}$  corresponded well with NLRHA storey shears and column axial loads obtained with  $V_{1.3}$  matched well the NLRHA axial load demand, but  $V_{1.3}$  used in that design had been determined using design storey shears amplified by 1.3 for redundancy. It was therefore expected that the limit should be set to a higher value when applied to design storey shears calculated without the redundancy factor. Also, designing capacity protected components using  $V_{1.0}$  was deemed appropriate to guard against undesirable failure modes such as buckling of beams or columns, as is currently done in CSA S16 for connections governed by non-ductile modes. This approach would therefore have similar effects to the application of the redundancy factor except that additional resistance would be assigned to limit states for which additional protection is more beneficial.

- The design bending moment for the columns was reduced to  $0.1 M_{pc}$ . This modification was proposed to better reflect the flexural demand observed in the analysis.

For the Type CC provisions, analysis results suggested the following modifications for design iteration #2:

- The design spectrum is increased to compensate for the low damping of the structure. This modification was deemed necessary to obtain more realistic demand estimates for CBFs that are expected to respond nearly elastically to earthquakes.
- RSA results do not need to be scaled with respect to the ESFP base shear. This modification was proposed for consistency with Annex M provisions on the basis that the ESFP developed for conventional buildings does not reflect well the seismic response of complex industrial structures.
- The design seismic loads need not be amplified as a function of the height. This force amplification leads to large bracing members that respond elastically in tension and compression, without energy dissipation or period elongation that could help controlling the response. The satisfactory response of the frame designed in accordance with Annex M also showed that this amplification was not required to achieve stable seismic response, especially when inelastic response is expected to be limited.
- Braces overall slenderness  $KL/r$  must be equal to or greater than 80. The justification for this proposed modification is same as described for Annex M design except the  $KL/r$  limit is relaxed because of the expected lower inelastic demand on the braces.
- Design seismic axial loads for columns are those obtained from RSA with an amplification factor equal to  $R_d R_o$ . This modification is proposed to increase the design axial loads to the elastic force demand ( $R_d R_o = 1.0$  with amplification for damping) and eliminate the observed excessive axial load demand.

In design iteration #2, the modified Annex M and Type CC provisions were applied to the 65.4 m tall reference structure with mass distribution cases “a” and “b”. Impacts of the proposed modifications on design seismic loads and steel tonnage can be examined in Tables 2 and 3. Design seismic loads for both frame systems reduced due to the elimination of the redundancy factor for Annex M and the net effect of applying damping amplification and eliminating amplification as a function of the height for Type CC. For Annex M, this resulted in reduced brace and column sizes.

For the Type CC CBF, brace sizes reduced but column sizes increased due to the higher design axial loads for columns. Figure 4.1b shows the effective brace slenderness obtained with  $K = 0.5$ . The proposed  $KL/r$  limits could be satisfied at all levels without having to modify the braces selected to meet strength and cross-sectional requirements. The right-hand side plot shows that the probable storey shear resistance  $V'_u$  varied from 1.7 to 4.7 times the storey shear resistance  $V_f$  over the frame heights.

Storey drifts and brace axial loads from NLRHA are shown in Figure 4.5 for cases “a” and “b”. Column axial load and bending moment demands for both cases are presented in Figure 4.6. For all frame designs, braces sustain higher inelastic response in compression but remained elastic in tension at all levels, as intended in design. Storey drifts increased, especially at the bottom levels, likely because of the reduced design seismic loads. Design axial loads in the columns of the Annex M frame were slightly overestimated, and the conservatism generally increases towards the base of the structure. In Tables 2 and 3, the ratios between MSD axial load demands to the probable resistance of the columns  $C_{prob}$  indicate that columns possess axial overstrength in compression in the order of 25-35%. The flexural demand in the columns of the Annex M frame remained unchanged with maximum values close to the value assumed in design ( $0.1 M_{pc}$ ). For the columns in the Type CC frame the axial load demand as obtained from analysis including damping amplification and multiplied by  $R_d R_o$  was underestimated by up to 12-18%. Based on this response, the following additional modifications were proposed for design iteration #3:

#### Annex M:

- Columns may be designed for axial loads only. NLRHA results showed that column axial loads are generally overestimated when using  $V_{1.0}$  for column design and the columns possess overstrength in compression of 25-35% when considering probable resistances, which allows to accommodate the observed limited flexural demands. The flexural demand on the columns of all frames reached approximately 10%  $M_{pc}$  at the column bases and lower values generally less than 0.05  $M_{pc}$  in the upper levels, even at levels where heaviest seismic weights are located. The maximum flexural demand at the base is attributed to column fixity assumed in NLRHA and lower demand is expected in structures where base rotation is not prevented by design. In addition, limited yielding at column bases is unlikely to detrimentally affect the column axial resistance.

Type CC:

- Design seismic axial loads for columns are those obtained from RSA with an amplification factor equal to  $1.1R_dR_o$ . The additional 10% factor is applied such that the columns have sufficient probable resistances to accommodate the anticipated axial and flexural demands without having to design the columns as beam-columns.

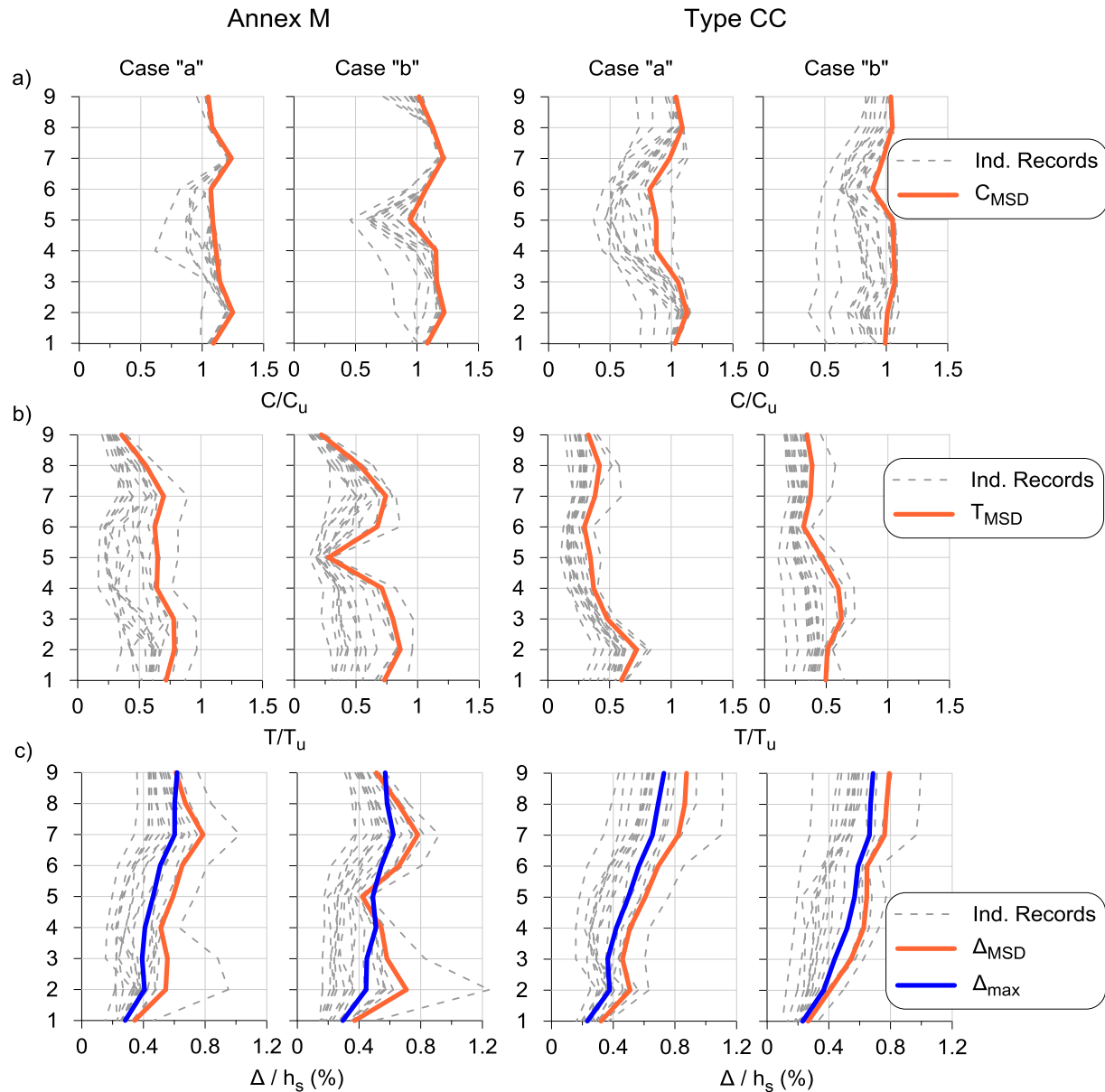


Figure 4.5: Peak response from NLRHA for the 65.4 m reference structures of design iteration #2 and mass distribution cases “a” and “b”: a) Brace compression loads; b) Brace tension loads, and c) Storey drifts.

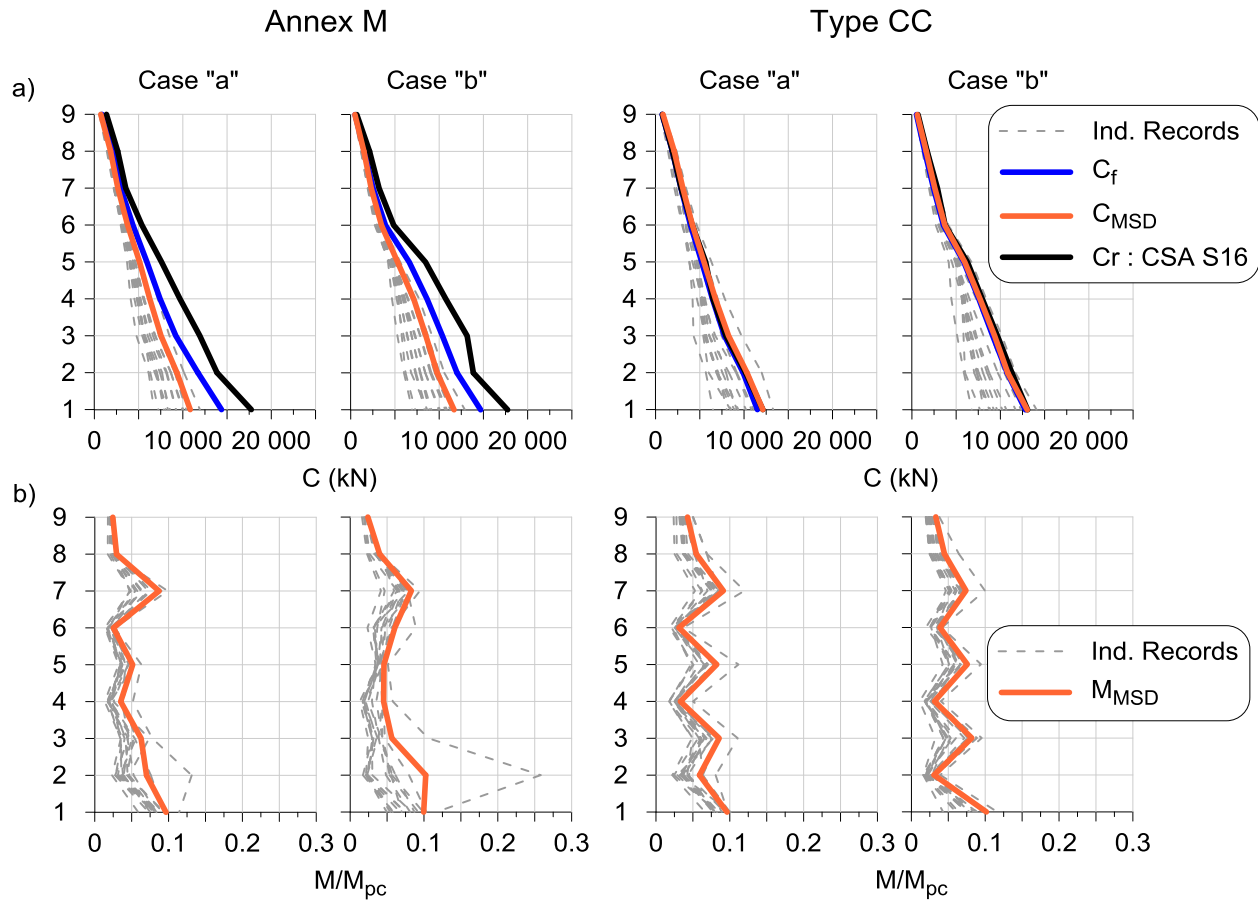


Figure 4.6: Peak demands from NLRHA on columns of the 65.4 m reference structure of design iteration #2 and mass distribution cases “a” and “b”: a) Axial loads; b) Bending moments.

The Annex M and Type CC frames were redesigned by applying the modifications proposed for column design and NLRHA were conducted to verify the prediction of the axial loads from design iteration #3. As shown in Tables 2 and 3, the required amount of steel reduced for Annex M design and increased for Type CC frame. Overall, the modifications proposed at design iterations #2 and #3 reduced by 26% the steel tonnage for Annex M design whereas steel required for Type CC frames increased by 10%. NLRHA results are presented in Figure 4.7 for all three iterations to examine the improvements made in this review process. In the figures, axial load demands are compared to the factored compression resistance  $C_r$ , the design axial loads  $C_f$ , and the probable compression resistance  $C_{prob}$ . In all cases, the proposed modifications resulted in more uniform demand-to-capacity ratios over the frame height. After design iteration #3, columns designed with Annex M possess slightly higher reserve axial capacity than those of the Type CC structures, which

is desirable considering that Annex M CBFs are likely to sustain higher inelastic demand that can lead to higher flexural demand on columns.

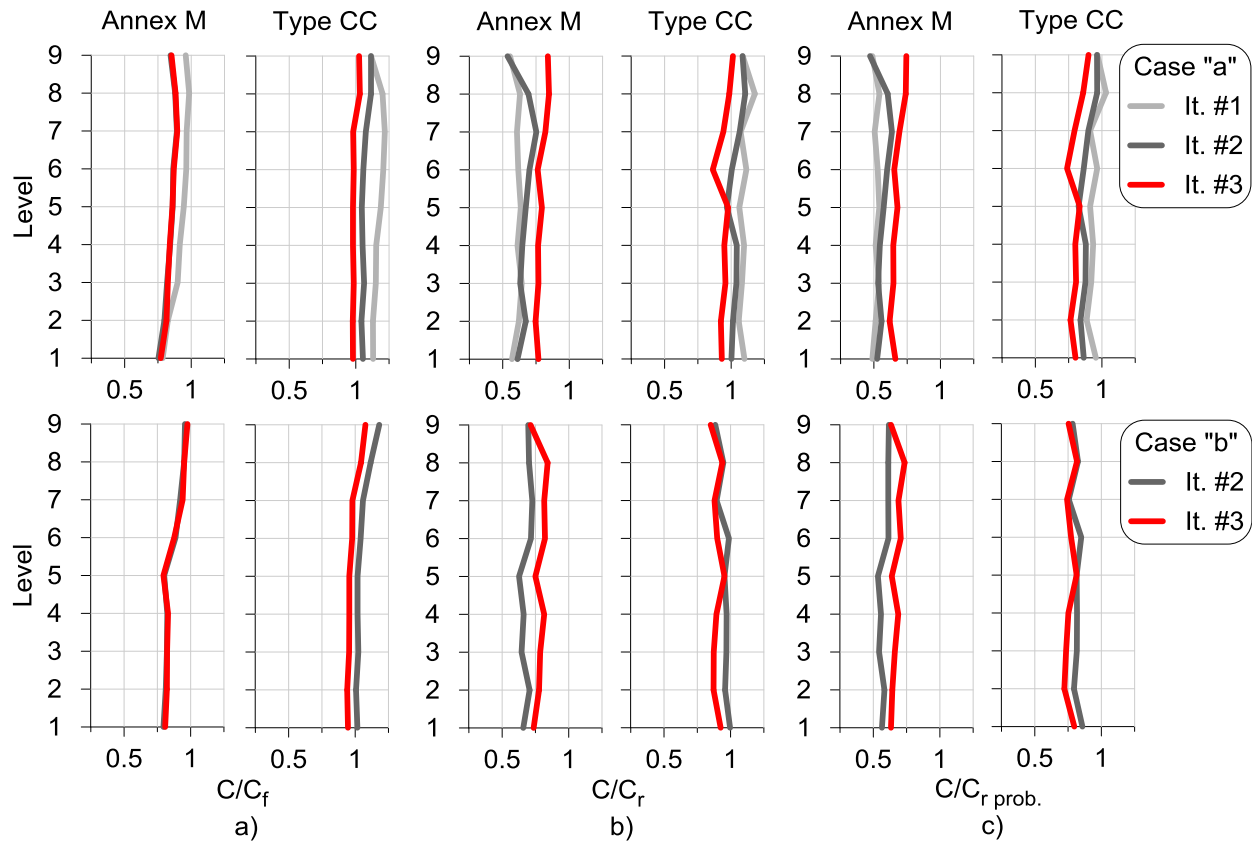


Figure 4.7: Comparison of MSD axial load demands in columns for the 65.4 m reference structure of design iterations #1 to #3 with mass distribution cases “a” and “b” with: a) Design factored loads  $C_r$ ; b) Factored resistance  $C_r$ ; and c) Probable compressive resistances  $C_{r,prob.}$ .

#### 4.4.4 Incremental Dynamic Analysis

Incremental dynamic analysis (IDA) was performed for the Annex M and Type CC frames of the 65.4 m reference structure with mass distribution case “a” as designed after the third design iteration. The objective of this analysis was to verify and evaluate the robustness of the two proposed approaches. Structure collapse due to buckling or excessive storey drifts ( $10\% h_s$ ) were considered in the analysis as those were the critical limit states that needed to be examined. Brace failure and connection failure were not considered. The median IDA results are plotted in Figure 4.8a. For the Type CC frame, the analyses were carried out by scaling up the ground motions up to a factor of 3.0 in successive increments of 0.25. In all cases, the structure could withstand the 15



applied ground motions without collapse. Ground motions were then increased further by applying scaling factors of 5.0 and 7.0 and collapse due to column buckling was observed in 3 and 8 ground motions for the two scaling factors, respectively. In view of these results, IDA for the Annex M frame was conducted using larger scaling increments until collapse associated to the 10% drift limit was reached in 4 ground motions for scaling factors of 7.0 and 10.0, respectively.

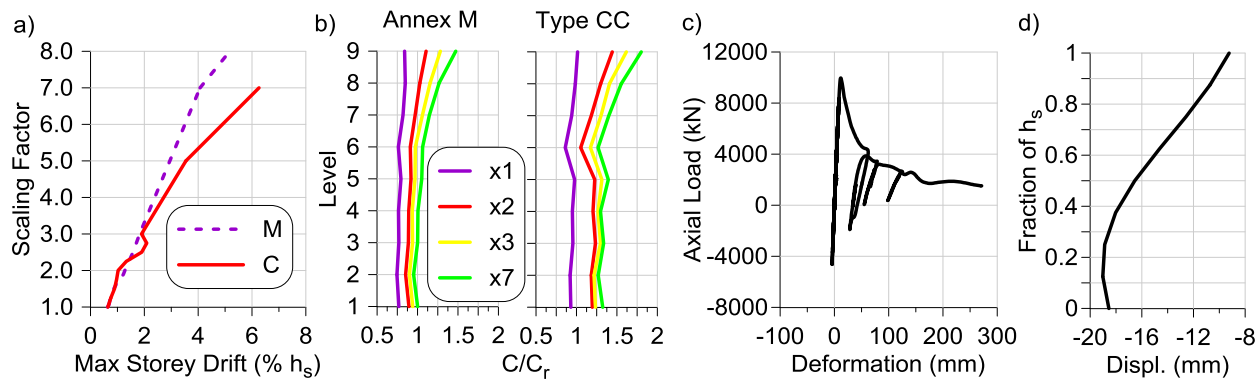


Figure 4.8: Results from incremental dynamic analysis: a) Median IDA curve for Annex M (M) and Type CC (C) frames; b) Axial load demands at scaling factors x1, x2, x3 and x7; c) Axial load-deformation buckling response at a scaling factor of 5 for the column at Level 4 of the Type CC frame; and d) Deformed shape of the buckled column at Level 4 of the Type CC at a scaling factor of 5.

Figure 4.8b shows that the axial load demand relative to the factored resistance of the column uniformly increased over the frame height when increasing the amplitude of the ground motions. As expected from capacity design, column axial loads in the Annex M frame eventually converged to a maximum value corresponding to the maximum forces that can be induced by the braces. That force was not sufficient to produce buckling of the columns. Although capacity design was not used for the Type CC frame, a similar behaviour was observed as brace inelastic response became more pronounced. In this case, however, column buckling eventually occurred but under a very high ground motion level. Figures 4.8c and 4.8d shows the buckling response of the column at level 4 of the Type CC frame for a scaling factor of 5.0. The capacity of the column from NLRHA is equal to 9 960 kN which corresponds to 117 % of the probable resistance  $C_{prob}$  computed with  $K = 1.0$ . This result is deemed realistic considering the restrains present at the column ends in the modelled structure, and therefore confirms the adequacy of the analysis. Although limited, this

IDA study showed that the proposed design schemes can lead to very robust response against column buckling and excessive storey drifts.

## 4.5 Parametric Study

A parametric study was conducted to further validate the proposed modified design provisions by examining the seismic response of frames with different geometric and mass properties. The additional structures are similar to the 65.4 m reference one except that two different heights were considered: a shorter 6-level frame with a total height of 43 m and a taller 11-level frame with a total height of 80 m. The width was reduced to 7.5 m for the lower frame. The width of the taller frame was kept equal to 9.0 m, which resulted in a slender frame with a height-to-width ratio of 8.9. Mass distributions based on cases “a” and “b” of the 65.4 m reference structures were also considered. Storeys heights as well as seismic weights and gravity loads at beam-to-column joint are given in Table 4.4 for the two additional structures.

Table 4.4: Storey height, mass properties, and gravity loads for the additional 43<sup>(1)</sup> and 80 m tall prototype structures.

Level	h <sub>s</sub> (m)	Case « a »		Case « b »	
		W (kN)	P (kN)	W (kN)	P (kN)
11	7.0	175	250	300	350
10	7.6	200	350	300	350
9	9.4	300	350	300	350
8	8.0	300	350	200	350
7	5.0	300	350	175	250
6	8.0	300	400	300	400
5	7.6	320	400	320	400
4	6.5	1 000	1 200	250	350
3	6.5	150	250	450	500
2	5.0	250	350	1 000	1 200
1	9.4	450	500	150	250

<sup>1</sup>Values at levels 1 to 6 apply for the 43 m tall frame.

The 43 m frame was selected to verify if the provisions for Annex M and Type CC would lead to satisfactory responses for lower and stiffer structures. The taller frame was studied to examine the possibility of extending the application of Annex M provisions to higher, more flexible structures up to 80 m. The design was performed using the provisions as modified in design iteration #3 and

design results are presented in the upper half of Table 4.5 together with key results from NLRHA. Results obtained after the 3<sup>rd</sup> design iteration for the 65.4 m reference structure are reproduced in this section to ease comparison with the additional structures. In Table 4.5, the steel tonnage required by Annex M and Type CC provisions for the 43 m frames are nearly same, as was the case for the 65.4 m tall structure.

#### **4.5.1 Storey Drift Response**

Storey drifts from NLRHA and from design predictions are presented and compared in Figure 4.9a. The results show that the storey drifts are generally uniform, with a gradual increase over the height, and have similar amplitudes regardless of the frame height, mass distribution, or design approaches (M or C). The amplitudes vary between 0.35 to 0.8%  $h_s$ , well below the NBCC limit of 2.5%  $h_s$ . This satisfactory response is again attributed to the fact that all braces of all frames remained elastic in tension as displayed in Figure 4.9c and discussed below. In all cases, drift predictions from design follow the same trends as the NLRHA drifts but the latter ones are generally higher than the predictions.

#### **4.5.2 Axial Forces in Braces and Brace Connections**

In Figure 4.9b, the braces at all levels of the three Annex M frames reached their buckling probable resistance  $C_u$  in a very consistent manner and the frames therefore benefited from the resulting energy dissipation and period lengthening effects. Braces in the Type CC frames also developed their compressive resistance  $C_u$  at most levels. As indicated, Figure 4.9c shows that brace tension yielding did not occur in any of the structures, as intended in design, suggesting that the proposed lower limit on brace slenderness was adequate to achieve this behaviour and mitigate excessive drift demands for the studied frames.

Figures 4.9b and 4.9c can also be used to assess the adequacy of the current provisions for brace connection design. In compression, connection in Annex M frame must be designed for forces corresponding to  $C_u$ , which is still appropriate based on the results in Figure 4.9b. For Type CC the results show the same provisions must be applied in lieu of the current force requirements based on brace forces from analysis.

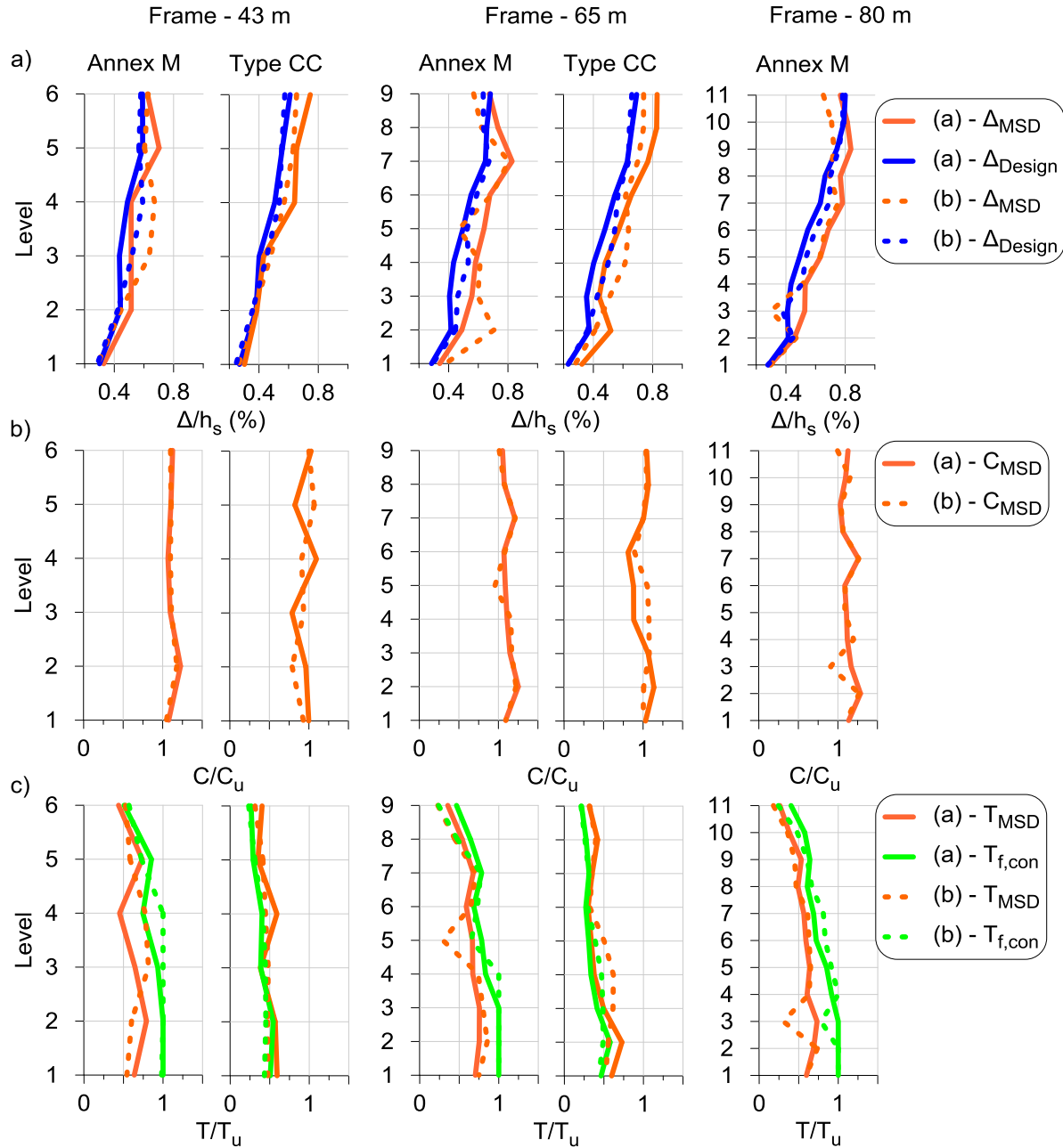


Figure 4.9: Peak response from NLRHA: a) Storey drifts; b) Brace compression loads ( $/C_u$ ); and c) Brace tension loads and connection design loads ( $/T_u$ ). (Solid lines = Mass distribution Case “a”; Dotted lines = Mass distribution case “b”).

In Figure 4.9c, brace axial forces from analysis are compared to the current design forces for connections  $T_{f,con}$ . In Annex M, the force  $T_{f,con}$  is the lesser of the brace resistance  $T_u$  or a reduced brace tension force as limited by  $V_{1.3}$  or  $V_{1.0}$  if the governing connection failure mode is non-ductile. Considering the redundancy factor has been eliminated in the modified provisions of

Annex M, it is recommended that the upper limit on base shear corresponds to  $V_{1.0}$ , consistent with what was proposed for the columns. This revised requirement was used to calculate  $T_{f,con}$  and shown in Figure 4.9c. The results show that this approach is appropriate to predict the tension force demand on connections. For Type CC, the current forces are those obtained from seismic analysis with amplification for the structure height and further amplification by 1.3 as described in Table 4.1. With the proposed modification for Type CC frames,  $T_{f,con}$  could be taken as equal to the forces from RSA as amplified for damping and multiplied by  $R_d R_o$ . This value is compared to the seismic force demand in Figure 4.9c for the Type CC frame. As shown this method would severely under predict the forces obtained from NLRHA. This difference is attributed to brace force redistribution occurring after brace buckling, which results in additional forces being transferred to the tension braces. Ratios between the MSD brace tension force demand and current  $T_{f,con}$  are plotted in Figure 4.10a for the Type CC frames. The maximum ratio is equal to 1.53, which suggest that brace connections should be design for  $1.5R_d R_o$  times the tension force from analysis including damping amplification. Figure 4.10b compares the proposed design compression and tension loads for brace connections for the two design approaches. As shown, design tension loads are comparable but higher compression loads are required for the Type CC frames because of the larger brace sizes required by this design approach.

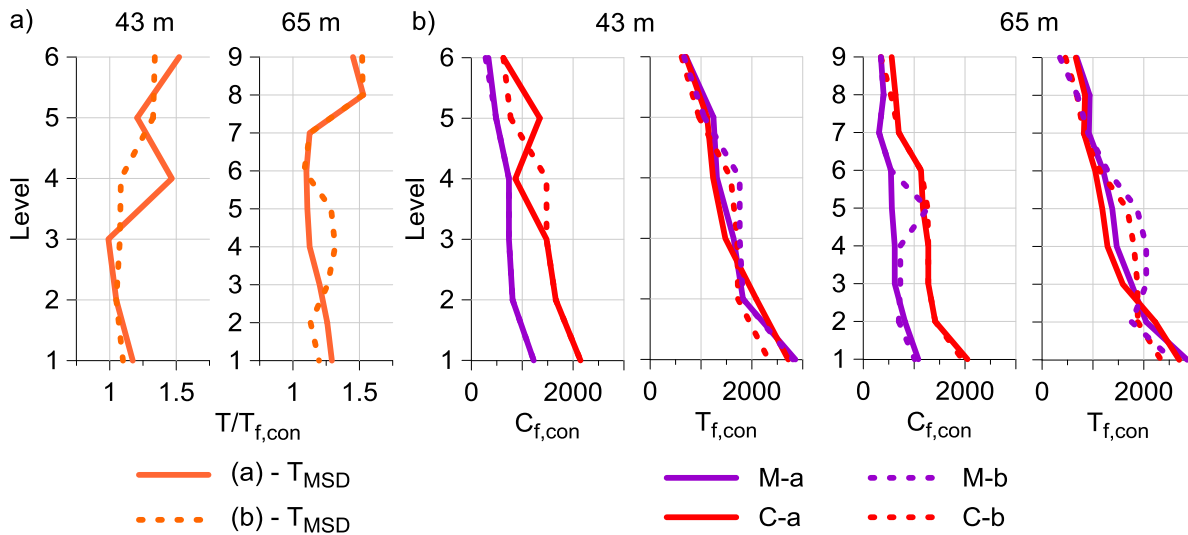


Figure 4.10: Design compression and tension loads for brace connections: a) Brace tension loads from NLRHA for the Type CC frames; b) Comparison of design loads for both design approaches.

Table 4. 5: Design and NLRHA results for the three structure heights and two mass distribution cases

	43-M-a	43-M-b	43-C-a	43-C-b	65-M-b	65-C-b	80-M-a	80-M-b
	Design							
$T_1$ (s)	0.97	1.06	0.91	1.00	1.35	1.30	1.89	1.74
$V_{1.3}$ (kN)	1772	1612	1892	1647	1796	1824	2054	1919
$V_e$ (kN)	2295	2086	2451	2131	2323	2359	2655	2481
Ton. (t)	28.2	28.9	29.4	29.7	51.3	51.2	66.7	67.3
	NLRHA (MSD values)							
$T_1$ (s)	0.96	1.05	0.90	0.98	1.34	1.29	1.89	1.73
$V$ (kN)	1728	1605	2596	2319	1837	2559	1874	1786
Columns:								
$C/C_f$	0.79-0.92	0.78-0.96	0.91-1.08	0.94-1.04	0.80-0.98	0.94-1.08	0.74-0.87	0.71-0.89
$M/M_{pc}$	0.03-0.09	0.04-0.10	0.03-0.10	0.02-0.10	0.02-0.11	0.03-0.10	0.02-0.08	0.01-0.08
$DCR_r$	0.78-0.94	0.79-0.99	0.93-1.07	0.93-1.04	0.72-0.88	0.88-1.04	0.74-0.88	0.69-0.89
$DCR_{prob}$	0.66-0.82	0.66-0.87	0.78-0.94	0.78-0.90	0.64-0.77	0.73-0.89	0.61-0.76	0.61-0.77

### 4.5.3 Seismic demand on Columns

Table 4.5 presents ranges of the MSD values for column axial loads over the frame height divided by the  $C_f$  values considered in design based on the modifications performed at design iteration #3. As shown, all ratios in all frames are less than 1.0 except in the 43 and 65 m tall Type CC frames where values slightly higher than 1.0 were observed at a few levels. As was observed in Figure 4.7, the capacity-design approach of Annex M tends to give more conservative predictions at the structure base as it assumes that all braces reach their maximum loads simultaneously over the entire frame height. This effect is more pronounced in the tallest 80 m high frame with  $C_{MSD}/C_f = 0.74$  at the base. Methods have been suggested to correct this situation. For instance, Redwood et al. (1991) proposed to obtain the seismic induced axial load at a given level by summing the maximum brace forces applied at this level, plus the square root of the sum of the squares of all other brace loads above the column being considered. This approach was applied for the 65 and 80 m tall Annex M structures and it was found that the method would underestimate the axial load demand by up to 24%. Further research is therefore needed to propose a method that would be suitable to tall industrial structures.

Table 4.5 also presents the range of MSD flexural demand values computed over the frame heights. For all structures, the maximum value is approximately equal to  $0.1 M_{pc}$ , same as obtained from NLRHA presented in previous sections. To validate the approach proposed for Annex M and Type

CC designs, which consists in ignoring bending moments for column design assuming that the columns possessed sufficient probable resistance to resist the combination of axial compression and bending moments, the demand-to-capacity ratio (DCR) was evaluated at every time steps during the time history analyses and the MSD values are presented in Table 4.5. The DCR was determined for overall buckling of the columns about weak axis in accordance with the C-M interaction equation specified in CSA S16-14 for overall member strength. Two DCR values were computed, one based on column factored resistances ( $DCR_r$ ) and one based on column probable resistances ( $DCR_{prob}$ ). In Table 4.5,  $DCR_r$  values are less than unity for all Annex M structures. For Type CC frames,  $DCR_r$  is also less than 1.0 in most cases but slightly exceeds one at some levels. As expected,  $DCR_{prob}$  in all cases are below unity, indicating that the columns have sufficient resistance to sustain the seismic demand. Figure 4.11a shows time histories of  $DCR_r$  and  $DCR_{prob}$  calculated for the most critical column located at the top level of the 43 m tall Annex M with mass distribution case “b” (43-M-b) subjected to interface subduction earthquake ground motion (#13).

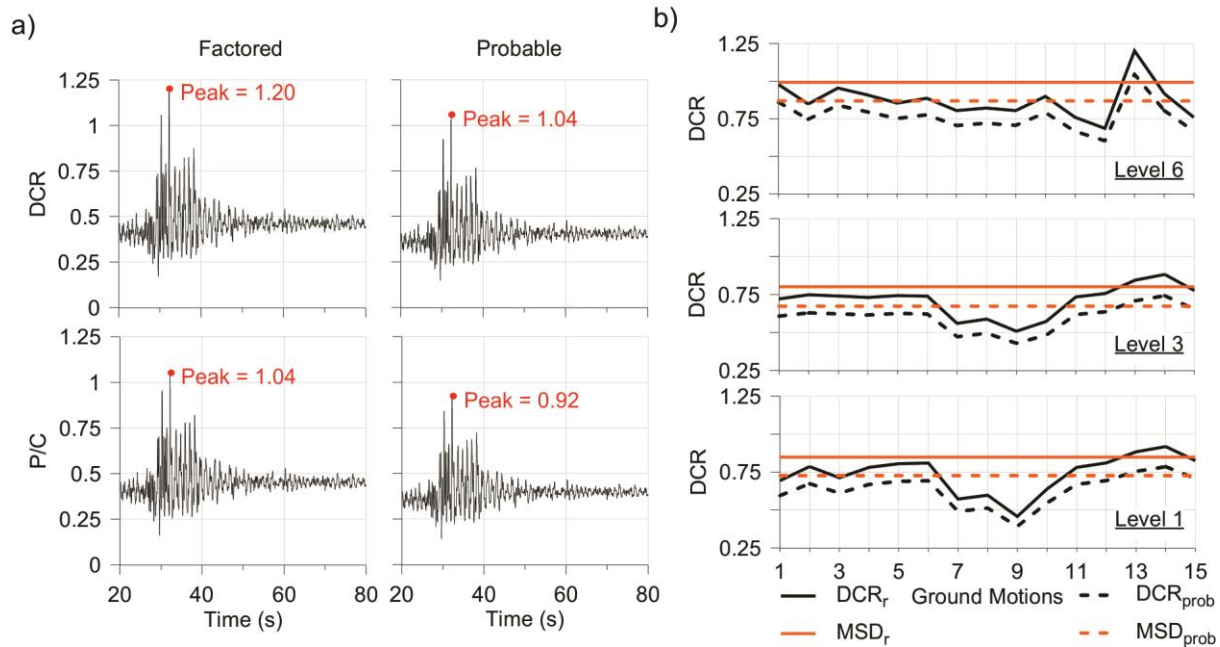


Figure 4.11: Seismic demand on columns of frame 43-M-b: a) Time histories of DCR and axial load ratios at level 6 based on factored and probable resistances; and b) Peak DCR values for all ground motions at levels 1, 3 and 6.

Only the strong ground motion portion of the time history is plotted in the Figure 4.11a. For this case,  $DCR_r$  reached a peak value of 1.20 while  $DCR_{prob}$  slightly exceeds 1.0 during the entire ground motion. Figure 4.11a also shows the axial load demand normalized to both  $C_r$  and  $C_{prob}$ . At time of maximum demand, axial loads are equal to and less than the two capacities. In Figure 4.11b, peak  $DCR_r$  and  $DCR_{prob}$  values are given for each the 15 ground motions for columns at levels 1, 3, and 6 of the same frame, showing consistent satisfactory response when considering probable resistances.

## 4.6 Seismic Demand on Columns Part of Two Intersecting CBFs

NLRHA was carried out on a three-dimensional (3D) prototype structure to examine the axial load demand in columns part of two intersecting CBFs. The structure was created based on the geometry of the 2D 65.4 m tall reference braced frame. Seismic weights and gravity loads per beam-to-column joints were same as those presented in Figure 4.1 for case “a”. Accidental eccentricity was not considered in the model, which is deemed appropriate for actual industrial structures where major loads are generally applied close or directly to the columns. The structure was designed in accordance to both Annex M and Type CC provisions as modified after the third design iteration. For both structures, seismic design axial loads for columns were obtained from analysis performed independently about each orthogonal direction. For Annex M, loads in each direction were obtained from capacity design with brace loads governed by probable resistances or storey shears  $V_{1.0}$ . For Type CC, column loads were those obtained from RSA multiplied by  $1.1R_dR_o$ . These effects were then combined using the 100%-30% combination rule proposed in NBCC and several other codes (e.g., ASCE 2016, INN 2013) to obtain total seismic effects. In Annex M, it is currently required that 100% of the seismic actions in both directions be added without reduction but this approach was not adopted.

NLRHA analysis of the 3D structures was performed under 3 suites of 5 pairs of horizontal ground motion orthogonal components representing each the three seismic sources contributing to the seismic hazards in Vancouver. For each frame design, the axial load and flexural demands on one column are presented in Figure 4.12. Axial loads were very well predicted with the 100%-30% combination rule applied in Annex M design. In the bottom levels, the method gave relatively more conservative results with predictions exceeding the demand by 15% at the structure base, similar to the results obtained for the 2D planar frame. Clearly, the 100%-100% combination rule currently



specified in Annex M is overly conservative. Good correlation was also obtained for the Type CC structure but the 100%-30% rule under predicted the axial demand by up to 10% in the top levels. An intermediate combination rule considering between 30 and 100% concomitant action from the orthogonal frame would probably be required for Type CC design. For both frames, the moment demand on the column about each direction is of the same order of magnitude as that obtained from 2D analysis.

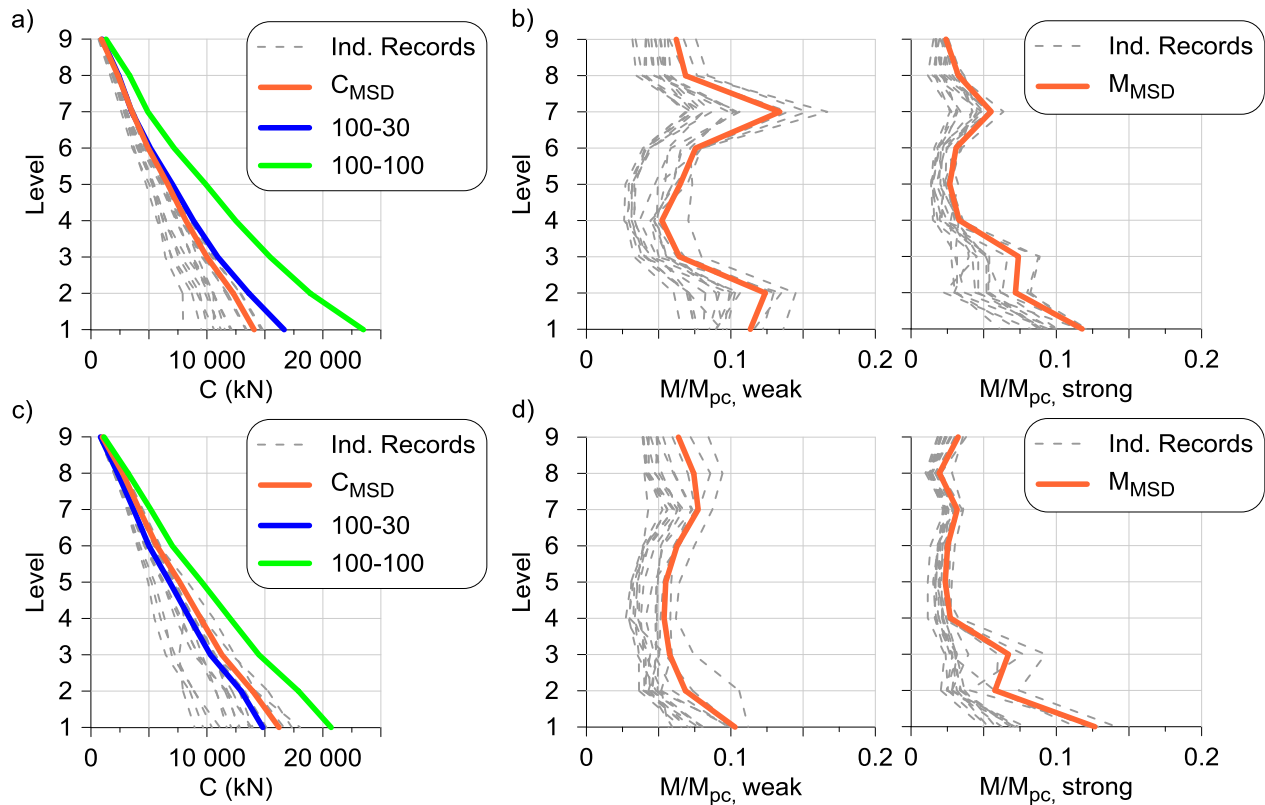


Figure 4.12: Peak demands from NLRHA on columns of the Annex M and Type CC 3D structures designed after the third iteration: a) Axial loads for Annexe M CBF; b) Bending moments for Annexe M CBF; c) Axial loads for Type CC CBF; and d) Bending moments for Type CC M CBF

In the 3D model used for these analyses, beams were modelled using multiple linear beam-column elements that were not laterally restrained against displacements out of the frame plane, which was different from the elastic beam elements used in the 2D analyses performed in the earlier phases of the project. During the analysis, out-of-plane buckling of the beams about their weak axis was triggered due to the moments that were imposed by the gusset plates due to the rotation imposed by the braces upon buckling. This out-of-plane demand on the beams should be considered in

design by providing proper lateral bracing and/or axial-flexural resistance for the beams. For the analyses presented, herein, weak-axis flexural stiffness of the beams was artificially increased in the model to prevent beam buckling.

## 4.7 Conclusions

Seismic design provisions included in Annex M of CSA S16-14 for tall steel CBFs used in heavy industrial applications were applied and compared to the provisions for CBFs of the moderately ductile (Type MD) and conventional construction (Type CC) categories for 65.4 m tall CBF industrial structures having two different vertical distributions of the seismic weights. Nonlinear response history analysis of the structures was performed to examine their seismic response and propose modifications to Annex M and Type CC provisions to improve cost efficiency while achieving satisfactory seismic response. The focus was put on the prevention of excessive storey drifts and buckling of columns under combined axial and flexural demands. The adequacy of the modified provisions was verified using incremental dynamic analysis and NLRHA on additional prototype structures 43 m and 80 m tall. Three-dimensional analysis of a 65.4 m tall structure was performed to examine the seismic force demand on columns part of the two orthogonal braced frames. The conclusions of the study can be summarized as follow:

- For the studied structures, current provisions in Annex M led to heavier and therefore less economical structures compared to the provisions for Type CC structures. This was mainly attributed to the use of a redundancy factor for the design seismic loads and the need to design the columns as beam-columns considering a minimum flexural demand equal to 20% of their plastic moment capacities. NLRHA indicated that both requirements could be relaxed.
- The simpler design provisions for Type CC resulted in heavier brace sizes due to the higher specified seismic loads but smaller columns due to the absence of capacity design requirements. NLRHA indicated that braces would remain nearly elastic and impose large axial load demands on columns exceeding the forces predicted by analysis.
- For Annex M, it was proposed to eliminate the redundancy factor and omit the flexural demand for the design of the columns. Current seismic load amplification as a function of structure height was also eliminated. In counterpart, the upper limit on storey shears in capacity design was increased and a lower limit on brace overall slenderness is

recommended to minimize brace tension yielding and, thereby, prevent from excessive storey drifts. These modifications reduced the required steel tonnage compared to current provisions and stable inelastic response was demonstrated for structures up to 80 m.

- For applications of Type CC provisions for heavy industrial structures, it is proposed to replace the seismic load amplification with structure height by a factor that accounts for lower damping expected in industrial structures, as prescribed in Annex M. Minimum brace slenderness is also recommended to prevent from excessive storey drifts and design axial loads for columns were augmented to the elastic seismic force level to achieve robust seismic response. The modifications increased the steel tonnage of the Type CC frames to levels comparable with Annex M designs and resulted to satisfactory seismic response for structures up to 65 m in height. The modified Type CC provisions could then represent a viable, simple alternative to Annex M for structures up to that height.
- Current capacity design provisions in Annex M were found to predict well the force demand on brace connections, provided that the upper limit on storey shear is increased to  $V_{1.0}$ . For Type CC structures, it is recommended that brace connections be designed for the capacity of the braces in compression and 1.5 times the tension force corresponding to elastic force level.
- The 100%+30% combination rule was found to predict well the axial load demand on columns common to two orthogonal CBFS when Annex M provisions were used. For Type CC frames, the method under predicted the axial load demand in the upper levels.

This study was limited to a small number of single-bay X-braced frames located on firm soils in the Vancouver regions and the proposed design provisions should be validated for other frames, including frames with more pronounced geometric irregularities and structures constructed on soft soils. The influence of the structure height should also be investigated further to propose appropriate height limits. Additional research must also be performed to develop more conclusive recommendations for the seismic demand on columns common to orthogonal CBFs. Further three-dimensional analyses should also be conducted to better study the out-of-plane demand imposed on beams by brace buckling.

## 4.8 Acknowledgements

Financial support for this project was provided by the Natural Sciences and Engineering Research Council (NSERC) of Canada, the Fonds de Recherche du Québec (FRQNT), and the Canadian Institute of Steel Construction (CISC).

## 4.9 References

- Agüero, A., Izvernari, C., and Tremblay, R. 2006. Modelling of the Seismic Response of Concentrically Braced Steel Frames Using the OpenSees Analysis Environment. *International Journal of Advanced Steel Construction*, 2(3): 242-274.
- ASCE. 2016. *ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers. Reston, Virginia, USA.
- Cardoso, S., and Coman, A. 2015. Étude de la conception sismique des bâtiments industriels lourds en acier. M. Eng. Report, CGM Department, Polytechnique Montreal, QC, Canada.
- CSI. 2017. *SAP2000 Advanced. Version 19*. Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA.
- CSA. 2014. *CAN/CSA S16-14, Design of Steel Structures*. Canadian Standard Association. Mississauga, ON, Canada.
- Galambos, T.V., and Ketter, R.L. 1959. Columns under combined bending and thrust. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, 85(2): 1-30.
- INN. 2003. *NCh2369.Of2003, Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*, El Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- Lacerte, M., and Tremblay, R., 2006. Making use of brace overstrength to improve the seismic response of multistorey split-X concentrically braced steel frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(8): 1005-1021.
- Lamarche, C.-P., and Tremblay, R. 2011. Seismically induced cyclic buckling of steel columns including residual-stress and strain-rate effects. *Journal of Construction Steel Research*, 67(9):1401-1410.

- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and Fenves G.L. 2006. Open System for Earthquake Engineering Simulation, User Command-Language Manual. Pacific Earthquake Engineering Research, University of California, Berkeley, CA, USA.
- NRCC. 2015. *2015 National Building Code of Canada, 14<sup>th</sup> ed.*, National Research Council Canada, Ottawa, ON, Canada.
- Redwood, R.G., Lu, F., Bouchard, G., and Paultre, P. 1991. Seismic Response of Concentrically Braced Steel Frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 18: 1062-1077.
- Rolfes, J.A., and MacCrimmon, R.A. 2007. Industrial Building Design - Seismic Issues. *Iron and Steel Technology*, 4(5): 282-298.
- Stoakes, C.D., and Fahnestock, L.A. 2011. Cyclic Flexural Testing of Concentrically Braced Frame Beam-Column Connections. *Journal of Structural Engineering*, 137(7): 739-747.
- Tremblay, R., Archambault, M. H. and Filiatrault, A. 2003. Seismic Response of Concentrically Braced Steel Frames Made with Rectangular Hollow Bracing Members. *Journal of structural Engineering*, 129(12): 1626-1636.
- Tremblay, R., Atkinson, Gail M., Bouaanani, N., Daneshvar, P., Léger, P., and Koboevic, S., 2015. Selection and Scaling of Ground Motion Time histories for Seismic Analysis Using NBCC 2015. *Proceedings of the 11<sup>th</sup> Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Victoria, BC, Canada, Paper No. 99060.
- Tremblay, R., Mitchell, D., and Tinawi, R., 2013. Damage to industrial structures due to the 27 February 2010 Chile earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(2): 735-749.
- Uriz, P. 2005. Towards Earthquake Resistant Design of Concentrically Braced Steel Structure. Ph.D. Thesis, Dept. of Civ. Eng., University of California, Berkeley, CA, USA.

## CHAPITRE 5 RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES

Ce chapitre présente les résultats complémentaires qui sont mentionnés dans l'article, mais qui par manque d'espace ont été présentés que très brièvement. Pour ce faire, la première sous-section discute des résultats de l'analyse incrémentale alors que la seconde présente la conception et les résultats des analyses sur le prototype 3D. Pour chacune des sous-parties, les résultats sont ceux pour les structures conçues en suivant les provisions proposées dans l'article pour les approches de l'Annexe M et de Type CC.

### 5.1 Analyse incrémentale

Une analyse dynamique non linéaire incrémentielle a été effectuée sur le prototype de 65,4 m avec le cas de distribution de masse «a» pour les structures de l'Annexe M et du Type CC conçues conformément aux dispositions formulées après la troisième itération. Cette analyse a été réalisée pour vérifier la robustesse des systèmes.

Comme mentionné dans l'article, l'analyse incrémentale pour la structure de Type CC a été effectuée avec des incréments de 0.25 jusqu'à atteindre un facteur de 3. À ce niveau, aucun des enregistrements sismiques appliqués n'a fait flamber de colonnes et aucune défaillance de la structure n'a été observée. Le même constat a été observé pour la structure de l'Annexe M. La très grande robustesse des systèmes provient du fait que les colonnes sont modélisées continues sur toute la hauteur du bâtiment. Les travaux de Toutant (2015) ont montré que la continuité des colonnes permet d'augmenter la résistance au flambement. En effet, la rigidité des colonnes des étages adjacents exerce une retenue aux extrémités. L'apport de rigidité flexionnelle survient lorsque les hauteurs des travées adjacentes sont moins élevées ou lorsque les efforts de compression, des colonnes adjacentes, sont plus faibles. Cette condition de retenue correspond au cas théorique où  $K = 0.5$  dans les équations de flambement des membrures. Or, lors de la phase de conception, la norme CSA S16-14 stipule que la résistance au flambement des colonnes doit être calculée avec un facteur  $K = 1.0$  peu importe les conditions de retenues. Cette pratique est conservatrice, mais s'assure que les colonnes peuvent résister aux forces induites sans considération de la rigidité des autres éléments, qui pourraient faire défaut après plusieurs cycles de déformations inélastiques. En plus de ce contraste, le mécanisme de défaillance des colonnes par flambement en flexion nécessite la formation de trois rotules plastiques. En effet, au moment

du flambement, les colonnes présentent un profil de déformée en triple courbure. Ce type de déformée nécessite plus d'énergie de déformation pour faire flamber la colonne. Conséquemment, la résistance de la membrure est supérieure (Toutant, 2015). Pour tenir compte de cette augmentation de résistance, le coefficient de longueur effective  $K$  pourrait être réduit pour donner une estimation plus réaliste. Toutant (2015) mentionne que pour les colonnes avec appuis fixes à la base, le coefficient de longueur effective obtenu des analyses numériques est égal à 0.6.

Pour la structure de l'Annexe M, le mode de défaillance s'est produit uniquement par des déplacements excessifs supérieurs à 10% de la hauteur de l'étage. En effet, les composantes verticales des diagonales ne sont pas suffisantes pour faire flamber les colonnes. La hiérarchie des résistances requise par les principes du calcul par capacité produit une structure extrêmement robuste.

En contrepartie, pour la structure Type CC, le mode de défaillance se produit par le flambement des colonnes. En effet, pour ce contreventement, les diagonales sont de plus grosses sections, car le facteur de ductilité est deux fois plus petit. Or, il est important de mentionner que le fait de dimensionner les diagonales pour des forces sismiques réduites procure une marge de résistance. En effet, de cette manière on s'assure que les déformations inélastiques seront initiées dans les diagonales, ce qui procure, à la structure, une hiérarchie des résistances inhérente. De plus, l'utilisation de sections de diagonales plus petites limite la demande axiale maximale imposée aux colonnes. Cette observation confirme la pertinence de ne pas appliquer l'amplification de 2% / m des forces sismiques aux diagonales, ce qui résulterait à choisir de plus grosses sections. En revanche, les forces de conception des colonnes et des assemblages doivent être amplifiées d'une manière quelconque, pour prévenir les défaillances. Pour cette raison, dans l'article, il est proposé que les colonnes et les connexions soient conçues pour les efforts sismiques élastiques ( $R_d R_o = 1.0$ ). En plus, pour les colonnes, les forces sismiques sont majorées de 1.1. Pour cette structure, un facteur d'amplification de 5 est suffisant pour faire flamber quelques colonnes. Ce niveau d'amplification n'est pas réaliste, mais le but de cette amplification était de faire flamber une colonne pour s'assurer que le modèle numérique était bien conçu. En somme pour les deux systèmes, les provisions proposées dans l'article procurent une très grande robustesse aux colonnes et confirment la pertinence de ces changements.

## 5.2 Analyses numériques du prototype 3D

Les analyses sur les structures en 3D ont été conduites afin de répondre aux deux objectifs suivants :

- Évaluer la demande axiale des poteaux communs à deux plans de contreventements orthogonaux.
- Vérifier et valider les changements proposés.

Les sous-sections suivantes présentent la méthode de conception des colonnes communes prescrite dans l'Annexe M de la norme CSA S16-14, la description du choix et de la conception des structures 3D ainsi que les résultats des analyses 3D comparés aux modèles 2D.

### 5.2.1 Approche de conception pour les colonnes communes à deux plans de contreventements orthogonaux

Le premier objectif est d'évaluer la demande axiale des colonnes communes à deux plans de contreventements orthogonaux pour l'approche de l'Annexe M. En effet, l'application des articles M.3.5 et M.5.1 de l'Annexe M conduit à deux combinaisons différentes des effets sismiques pour le dimensionnement de ces colonnes communes. D'une part, l'article M.3.5 stipule que les colonnes qui font partie de deux plans de contreventement orthogonaux doivent être conçues pour résister à 100 % des effets causés par l'application de forces sismiques dans une direction plus 30 % des effets dus aux forces appliquées dans la direction orthogonale. Les analyses doivent être réalisées indépendamment pour les deux directions. À noter que cette combinaison s'applique pour les structures conçues sur des sites de moyenne à forte sismicité ( $I_E F_a S_a (0.2) > 0.35$  ou  $I_E F_v S_a (1.0) > 0.3$ ) (CSA, 2014). D'autre part, selon l'article M.5.1, les colonnes communes à deux plans de contreventement doivent être conçues pour les forces produites par l'atteinte simultanée des résistances probables des diagonales dans les deux plans (CSA, 2014). Aucune limite du cisaillement d'étage n'est prescrite pour ces deux articles. Or, comme l'annexe réfère aux provisions de la section 27.5 et qu'aucune dérogation n'est mentionnée, cette limite demeure. Les forces de conception de l'article M.5.1 sont claires et on comprend qu'un calcul par capacité est obligatoire. L'ambiguïté provient de l'article M.3.5 où la combinaison 100% + 30% s'applique soit sur les efforts provenant des résistances probables ou directement des effets sismiques élastiques de l'analyse spectrale. Cardoso et Coman (2015) ont fait l'exercice de décortiquer l'applicabilité de



ces deux articles et la Figure 5.1, qui provient de leur mémoire, aide à comprendre les cas où les articles doivent être appliqués. Tout d'abord, les auteurs mentionnent que la combinaison 100 %  $T_{u1}$  + 30 %  $T_{u2}$  ne peut être appliquée, car cette combinaison s'opposerait à l'article M.5.1, qui stipule une combinaison de 100 % + 100%. C'est pour cette raison que les auteurs en sont venus à la conclusion que les effets sismiques à combiner pour l'article M.3.5 sont ceux obtenus de l'analyse spectrale élastique limités à  $R_d R_o = 1.3$ . Cet article est applicable seulement si l'atteinte simultanée des résistances probables ( $C_u$ ,  $T_u$ ) engendre des efforts supérieurs aux efforts limités à  $R_d R_o = 1.3$ .

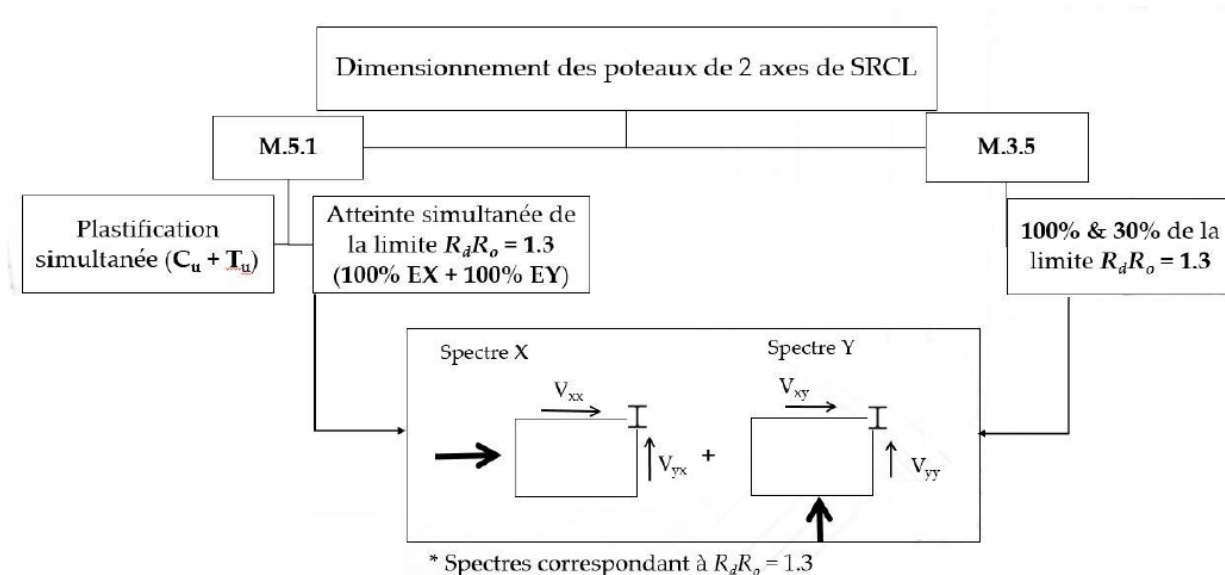


Figure 5.1 : Schématisation de l'applicabilité des clauses M3.5 et M5.1 (Cardoso et Coman 2015)

Ces deux articles sont contradictoires et la raison est qu'elles ont été incorporées dans l'Annexe M par deux entités différentes. D'une part, l'article M.3.5 provient du comité de la S16 alors que l'article M.5.1 provient du comité du CNBC. Par souci de protection, le comité du CNBC a ajouté cette clause pour s'assurer que la défaillance des colonnes ne se produise pas. Un des objectifs de cette recherche est donc d'évaluer la demande axiale de ces colonnes afin d'éliminer l'ambiguïté relative à l'application de ces deux clauses.

### 5.2.2 Choix du prototype 3D et analyses non linéaires

Afin de répondre aux deux objectifs de cette section, un prototype simplifié en 3D a été défini à partir de la largeur et des hauteurs inter-étages du prototype initial en 2D de 65.4 m. Le prototype 3D est donc formé de quatre plans de contreventement identiques. La Figure 5.2 présente le modèle tridimensionnel.

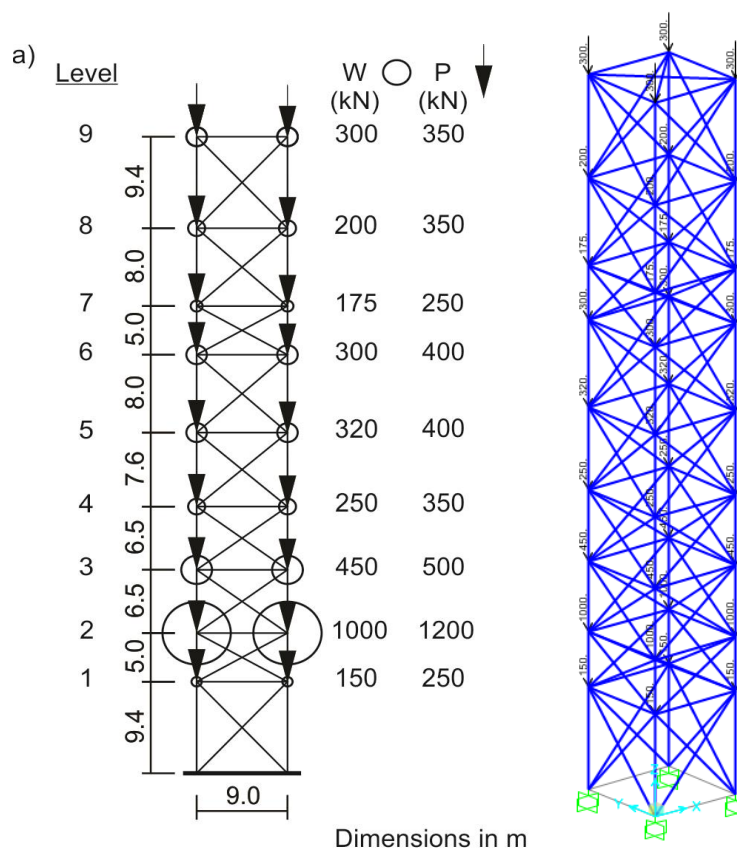


Figure 5.2 : Prototype tridimensionnel

Les mêmes masses sismiques et charges de gravité du prototype initial ont été utilisées. Celles-ci sont appliquées à la jonction des colonnes et des poutres à chaque étage et pour les quatre coins de la structure. De cette manière, les modes de torsion n'ont pas d'impact significatif sur la réponse, ce qui est cohérent avec les cas réels d'installations abritant des procédés industriels verticaux. En effet, pour de telles applications, les équipements sont généralement attachés très près des colonnes, ou directement sur celles-ci et de manière symétrique. De faibles excentricités sont parfois présentes, provoquées par des conduits ou autres équipements qui se raccordent latéralement aux conduites principales, mais ces effets ne sont pas significatifs.

La modélisation d'un prototype 3D, basé sur le modèle en plan qui a été utilisé dans cette étude, permet de vérifier la cohérence des résultats avec les réponses sismiques en plan. Il faut cependant noter que le prototype 3D présenté ici ne provient pas d'un cas réel, mais il est basé sur la structure industrielle étudiée par Cardoso et Coman (2015). Il a d'autant plus été validé par les ingénieurs Mark Lasby et Julien Richard pour s'assurer que la disposition reflétait la réalité des structures industrielles.

Pour les deux approches, des analyses non linéaires ont été réalisées en appliquant des accélérogrammes dans les deux directions orthogonales. Des masses sismiques ont été appliquées seulement dans les deux directions horizontales (X et Z). Pour les fins de comparaison avec les modèles 2D, aucune accélération verticale n'a été appliquée. Au total, 15 paires d'accélérogrammes ont été utilisées et la méthode de calibration est présentée à la section 3.4. Les hypothèses de conception et les résultats des analyses non linéaires sont présentés, séparément pour chaque approche, dans les sections suivantes.

### **5.2.3 Prototype conçu selon l'approche proposée de l'Annexe M**

La conception du prototype 3D a été réalisée conformément aux provisions proposées dans l'article. Comme la structure est de forme carrée, les SRCL sont orientés dans la direction d'un ensemble d'axes orthogonaux et donc une analyse dynamique spectrale a été effectuée indépendamment pour les deux directions. Les sections des diagonales ont été choisies en fonction de leur masse, des limites d'élancements et pour résister aux forces réduites par les facteurs  $R_d$  et  $R_o$ . Le spectre amplifié par le facteur  $\beta$  est le même que pour les analyses en 2D. Comme les dimensions sont les mêmes, les quatre contreventements sont formés des mêmes sections de diagonales, de poteaux et de poutres. Pour la conception des poteaux, les provisions proposées dans l'article ne traitent pas du cas des colonnes communes. Pour ce faire, un cas de chargement à mi-chemin entre les deux articles M.3.5 et M.5.1 a été défini. Tout d'abord, les analyses 2D ont montré que la combinaison simultanée des résistances probables des diagonales n'est pas réaliste, d'autant plus qu'aucune des diagonales n'atteint la plastification en tension. Par ailleurs, les recommandations de l'article M.3.5 conduisent à dimensionner pour les efforts obtenus des analyses spectrales alors qu'une conception par capacité doit être réalisée. Pour ce faire, les étapes suivantes ont été proposées et adoptées pour cette conception :

- 1) Pour chaque contreventement, on applique les principes de conception par capacité pour déterminer les forces induites aux colonnes. C'est-à-dire qu'on compare le cisaillement probable de l'étage à celui calculé avec les facteurs  $R_d R_o = 1.0$ . Cette limite est différente de celle actuellement prescrite dans la norme CSA S16-14, puisque la conception est effectuée selon les propositions énoncées dans cette étude. Si le cisaillement maximal est inférieur au cisaillement probable, on ajuste les forces de tension pour que la combinaison des composantes horizontales  $C'_u + T$  soit égale à cette limite.
- 2) On combine ensuite 100% des efforts prescrits dans une direction à 30% des efforts prescrits dans la direction orthogonale. C'est-à-dire que les combinaisons 100%  $T_{u1}$  + 30%  $T_{u2}$  ou 30%  $T_{u1}$  + 100%  $T_{u2}$  sont possibles. La combinaison induisant les plus grands efforts est retenue.

La Figure 5.3 schématise les deux étapes proposées et le cas où le cisaillement probable est inférieur au cisaillement maximal est montré à titre d'exemple.

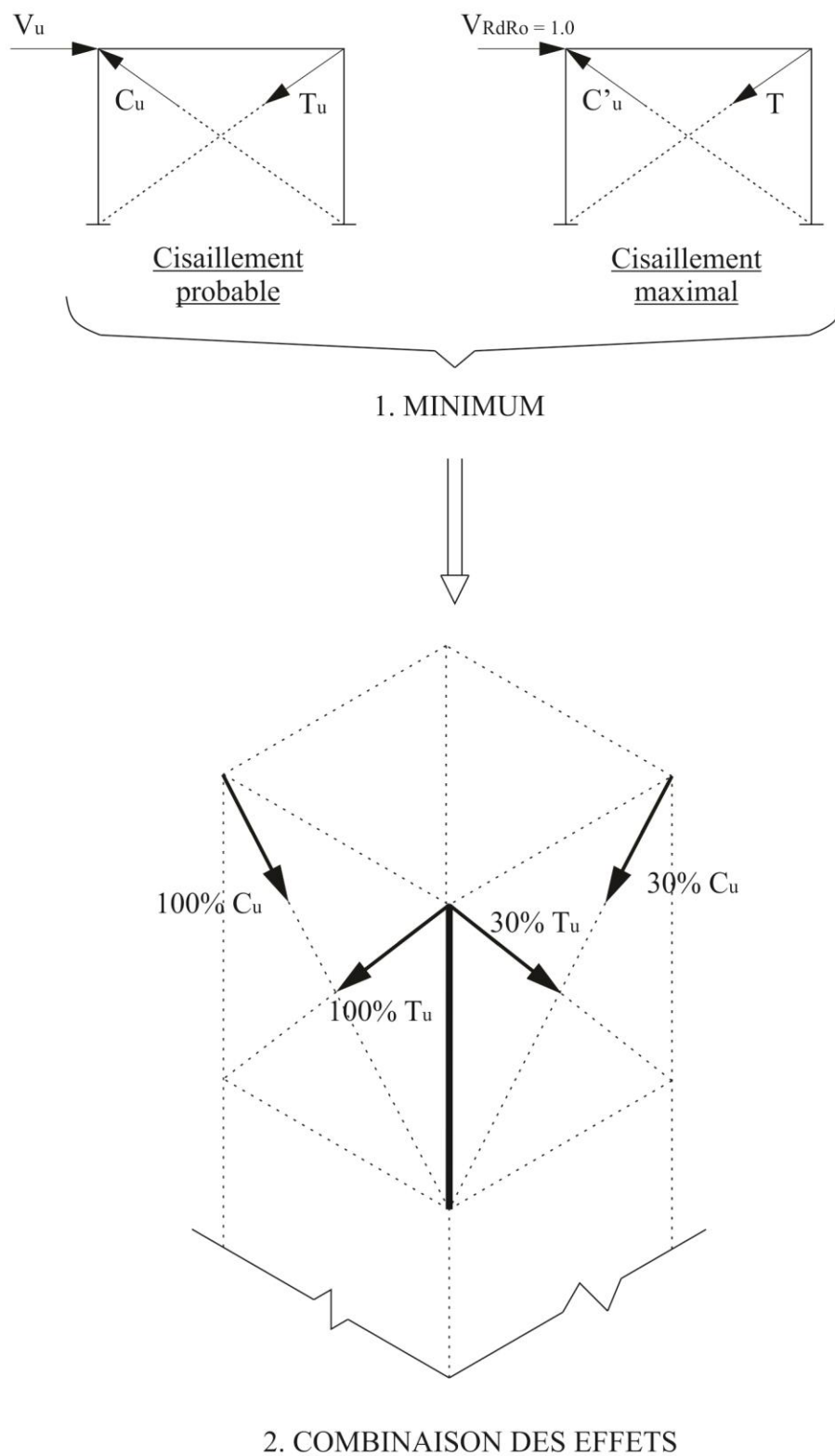


Figure 5.3 : Schématisation des étapes pour déterminer les forces de conception des colonnes communes à deux plans de contreventements orthogonaux

### 5.2.3.1 Résultats des analyses non linéaires (Annexe M proposée)

La Figure 5.4 a) présente les déplacements inter-étages maximaux exprimés en pourcentage de la hauteur des étages,  $h_s$ , pour les prototypes 2D et 3D. Pour cette dernière, les résultats pour deux plans orthogonaux (XY et ZY) sont présentés séparément. Les résultats 2D donnent une estimation des réponses anticipées. À noter que les résultats ne peuvent pas être comparés directement, car les accélérogrammes utilisés pour les analyses 2D et 3D ne sont pas tous les mêmes. En plus, pour la calibration 3D, la moyenne géométrique est utilisée. Les valeurs pour chaque enregistrement sismique (Ind. Records) sont également présentées ainsi que les valeurs moyennes des cinq enregistrements produisant les plus grandes demandes,  $\Delta_{MSD}$ . Ces valeurs sont comparées aux valeurs maximales anticipées en conception  $\Delta_{max}$ . Les Figure 5.4 b) et c) présentent respectivement les forces maximales de compression et de tension dans les diagonales, normalisées par rapport aux résistances probables  $C_u$  et  $T_u$ .

En comparant grossièrement les graphiques pour les deux prototypes, on remarque que les réponses pour les prototypes 3D et 2D sont très similaires. Les déplacements inter-étages sont généralement plus grands que ceux anticipés en conception, sauf pour le dernier niveau. Pour la réponse des diagonales en compression et en tension, les valeurs sont très semblables, à la différence que pour le dernier niveau du plan YZ, les diagonales ne flambent pas en compression. Cette différence provient probablement du changement des propriétés dynamiques de la structure, qui devient plus flexible lorsque les diagonales flambent.

La faible demande en tension des diagonales confirme que l'article M.5.1 surestime beaucoup trop la demande dans les colonnes. À cet effet, la Figure 5.5 a) présente les forces axiales induites dans les colonnes, pour les analyses non linéaires  $C_{MSD}$ . Pour le prototype 3D, les résultats sont donnés pour deux colonnes de coin opposé. Les efforts de conception calculés en suivant la combinaison proposée sont également présentées en plus des résistances axiales pondérées  $C_r$ . Finalement, les forces calculées avec l'article M.3.5 et M.5.1 sont tracées pour le prototype 3D.

La méthode de conception proposée prédit adéquatement la demande tout en étant légèrement supérieure. Pour l'approche M.3.5, les forces anticipées sont inférieures alors qu'à l'inverse pour M.5.1 les forces de conception sont largement supérieures.

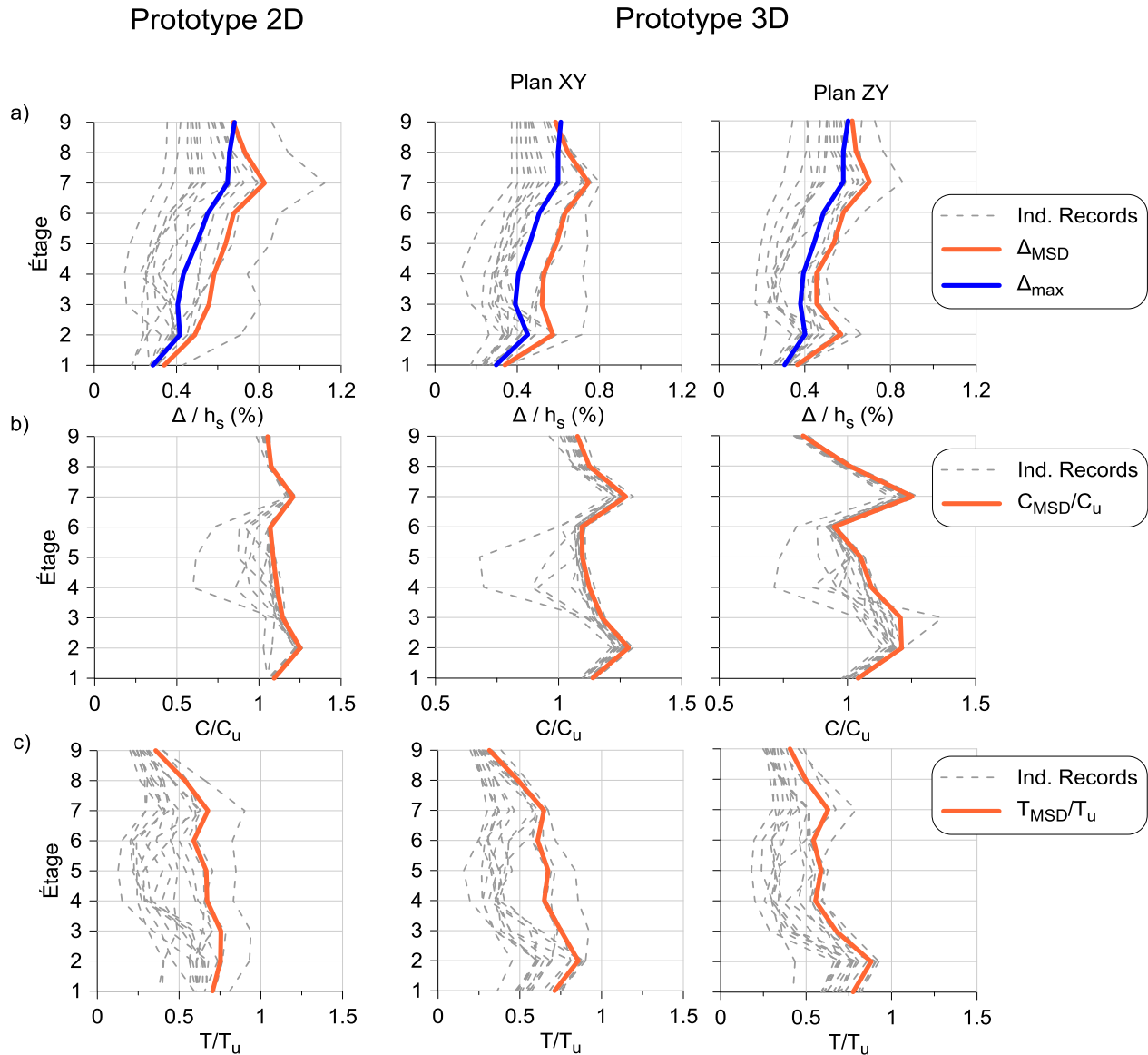


Figure 5.4 : Réponse maximale des analyses non linéaires pour les prototypes 2D et 3D conçus selon l'approche proposée de l'Annexe M : a) Déplacements inter-étages; b) Forces axiales de compression des diagonales; et c) Forces axiales de tension des diagonales

Ces observations sont présentées par la Figure 5.5 b) où les rapports entre la demande axiale et les efforts de conception  $C/C_f$  pour les trois approches (proposée, M.3.5 et M.5.1) sont tracés. La surestimation des forces par l'article M.5.1 était anticipée puisque les diagonales ne plastifient pas en tension. L'approche M3.5 sous-estime la demande dans tous les étages et tout spécialement dans les niveaux supérieurs. La combinaison proposée est celle qui prédit le plus adéquatement la demande axiale des colonnes.

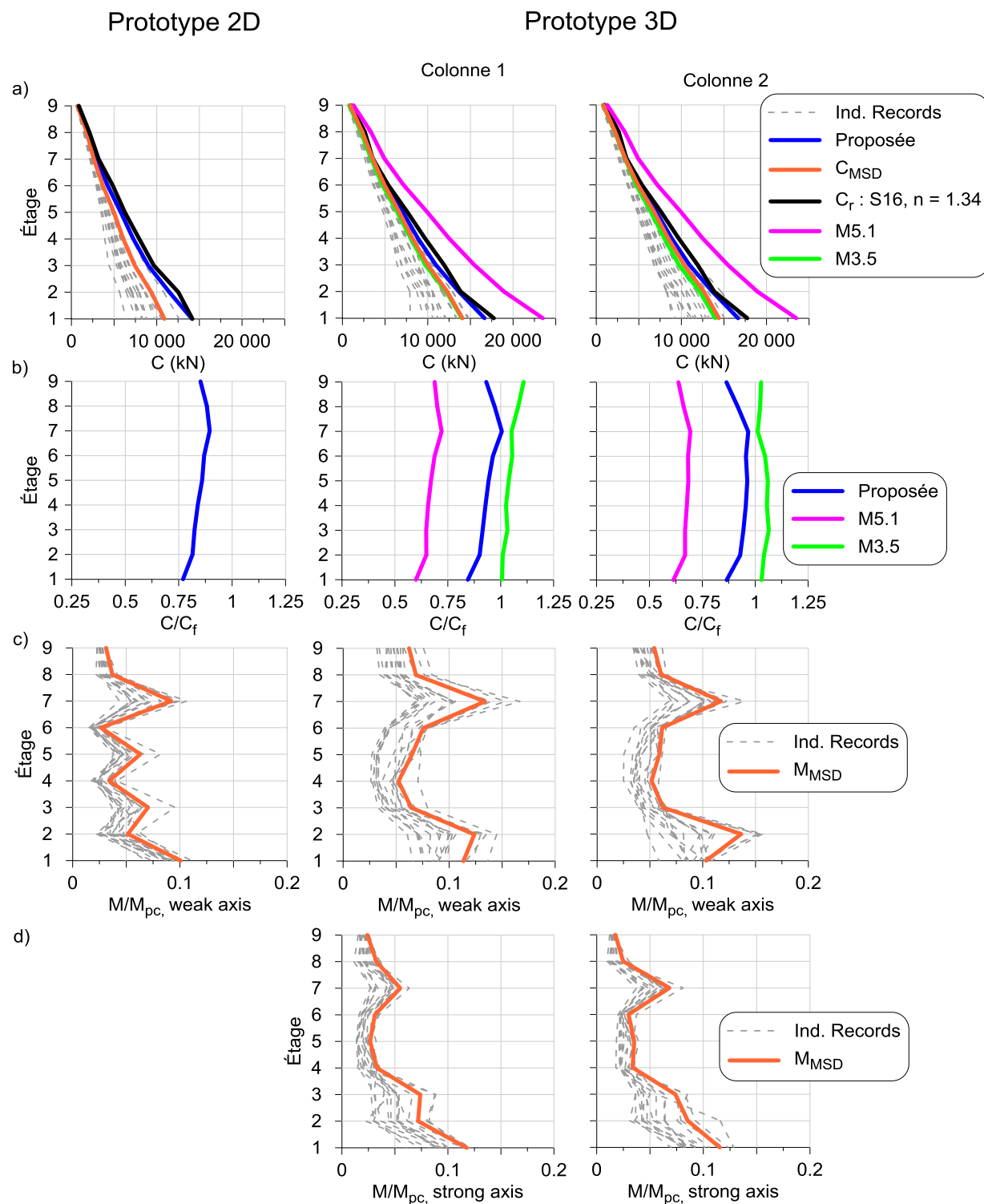


Figure 5.5 : Demande maximale des analyses non linéaires pour les colonnes des prototypes 2D et 3D conçus selon l'approche proposée de l'Annexe M : a) Forces axiales; b) Ratio de la demande axiale par rapport aux forces de conception ; c) Moments de flexion autour de l'axe faible; et d) Moments de flexion autour de l'axe fort



Les demandes de flexion pour les axes faibles et forts des colonnes sont montrées respectivement par la Figure 5.5 c) et d). Les valeurs sont exprimées en fraction du moment plastique de la colonne  $M_{pc}$ . Pour le prototype 2D, seule la demande selon l'axe faible est présentée, car les colonnes sont orientées pour flamber en plan sur cet axe. Les valeurs sont inférieures à  $0.2 M_{pc}$ , mais contrairement au prototype 2D, les moments maximaux selon l'axe faible ne surviennent pas à la base de la structure.

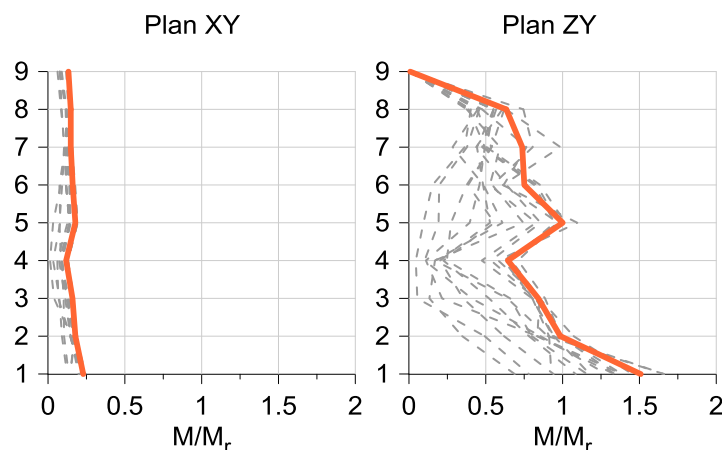


Figure 5.6 : Demande maximale en flexion des analyses non linéaires pour les poutres du prototype 3D conçu selon l'approche proposée de l'Annexe M

La Figure 5.6 présente la demande de flexion induite dans les extrémités des poutres sur l'axe faible, pour les deux plans. Les résultats sont normalisés par rapport à la résistance pondérée en flexion  $M_r$ . Pour certains niveaux du plan ZY la demande de flexion est égale ou supérieure à la résistance pondérée. Il est intéressant de noter qu'une grande différence des valeurs pour les deux plans est observée. Des recherches futures permettraient de valider les modèles numériques et confirmer les résultats.

Pour les modèles en 2D, les poutres ont été modélisées avec des conditions de retenue continue qui simule les effets de rigidité du plancher et qui retient la poutre contre le déversement. Or, pour la simulation des modèles 3D, ces appuis latéraux ne pouvaient pas être ajoutés au modèle au risque de bloquer les déplacements. Pour simuler la présence des planchers dans les structures réelles, le moment d'inertie sur l'axe faible a été artificiellement augmenté. Les résultats montrent que le flambement des diagonales impose d'importants moments de flexion sur les poutres. En plus, la flexion n'est pas symétrique pour les deux plans orthogonaux. Les résultats sur le plan ZY sont

bien supérieurs, à l'exception du dernier étage. Pour celui-ci, les diagonales ne flambent pas (Figure 5.4 b) et donc la demande de flexion sur la poutre est quasi nulle. Pour plusieurs étages, les moments de flexion sont supérieurs à la résistance pondérée des poutres. À la vue de ces résultats, il serait recommandé d'approfondir les études et évaluer la nécessité de considérer la flexion induite lors de la phase de conception.

## 5.2.4 Prototype conçu selon l'approche proposée de Type CC

Une analyse non linéaire 3D a également été réalisée pour cette approche, même si cette étude ne visait pas spécifiquement à évaluer la demande axiale pour ces colonnes communes. Le but de cette analyse est donc de vérifier et de valider les changements proposés dans l'article.

Les forces sismiques de conception, pour les colonnes communes à deux plans de contreventements orthogonaux, sont obtenues en combinant 100% des effets dans une direction à 30 % des effets dans la direction orthogonale. Les forces sismiques proviennent des analyses spectrales. On a ainsi réalisé une analyse spectrale pour les deux directions et les effets sismiques à combiner sont les effets élastiques calculés avec  $R_d R_o = 1.0$ . Les efforts combinés 100% + 30% ont ensuite été majorés de 1.1 comme proposé dans l'article. L'équation (5.1) montre la combinaison des forces axiales pour la conception des colonnes communes de l'approche proposée Type CC. Les forces de conception sont calculées en combinant les effets de gravité  $C_{gravité}$  aux effets sismiques amplifiés.

$$C_f = C_{gravité} + [100 \% C_{E1,R_d R_o=1} + 30 \% C_{E2,R_d R_o=1}] \times 1.1 \quad (5.1)$$

### 5.2.4.1 Résultat des analyses non linéaires (Type CC proposée)

Les Figure 5.7 a), b) et c) présentent les déplacements inter-étages maximaux et les forces maximales de compression et de tension dans les diagonales. La description plus détaillée de ces figures est présentée à la section précédente. De manière générale, la réponse de la structure 3D est similaire à celle en 2D. Plus spécifiquement, les déplacements inter-étages sont plus grands que ceux anticipés. Pour les diagonales, il était anticipé qu'une partie de ces membrures atteignent leur résistance probable en compression alors que les autres demeurent élastiques. Cette réponse est attribuable au facteur de ductilité  $R_d$ . Pour la partie en tension, les niveaux de demande sont très faibles, comme pour la structure 2D.

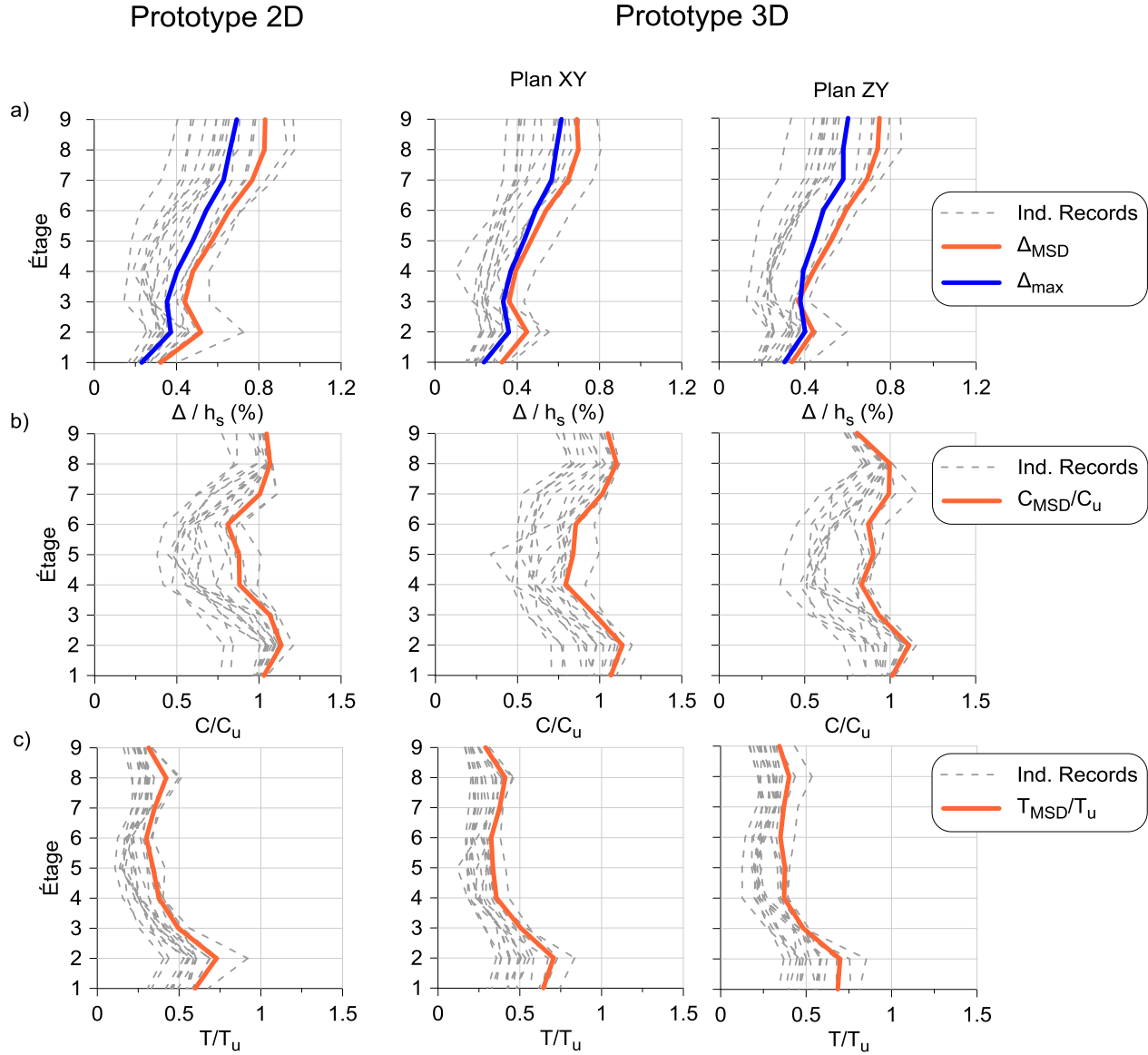


Figure 5.7 : Réponse maximale des analyses non linéaires pour les prototypes 2D et 3D conçus selon l'approche proposée de Type CC : a) Déplacements inter-étages; b) Forces axiales de compression des diagonales; et c) Forces axiales de tension des diagonales

La Figure 5.8 a) présente la demande axiale dans les colonnes  $C_{MSD}$  pour deux colonnes de coin opposé. Ces valeurs sont comparées aux forces de conception  $C_f$  présentées par l'équation (5.1) ainsi que les résistances axiales pondérées  $C_r$ . La demande axiale des analyses non linéaires est supérieure aux forces de conception ainsi qu'à la résistance pondérée pour tous les niveaux de la structure. À noter qu'aucune colonne n'a flambé sous la combinaison des forces axiales et de flexion.

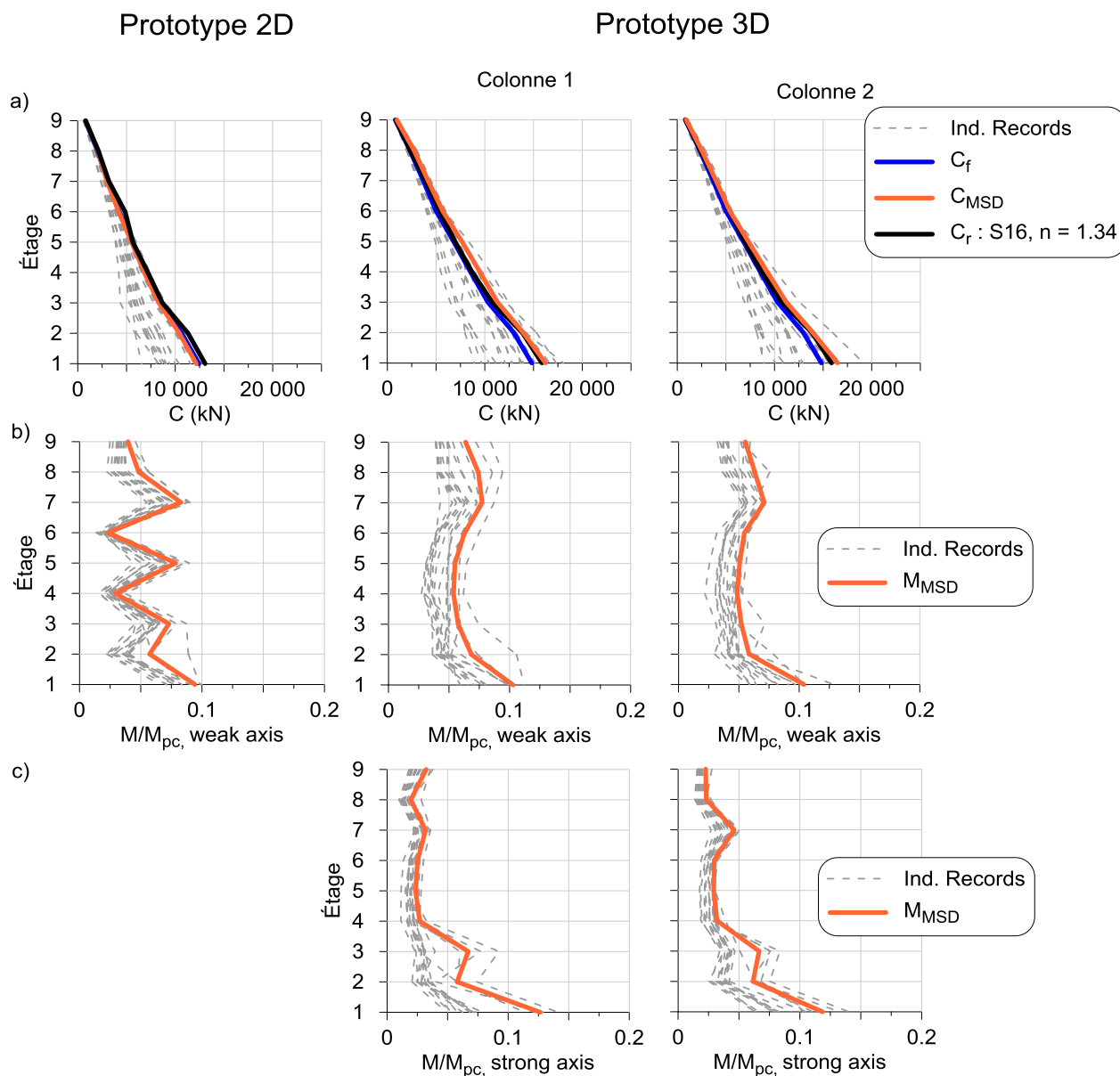


Figure 5.8 : Demande maximale des analyses non linéaires pour les colonnes des prototypes 2D et 3D conçus selon l'approche proposée de Type CC : a) Forces axiales; b) Moments de flexion autour de l'axe faible; et c) Moments de flexion autour de l'axe fort

Les Figure 5.8 b) et c) montre les moments de flexions induits par les déplacements inter-étages non uniformes. Les moments selon les deux axes sont inférieurs à  $0.2 M_{pc}$  et la valeur maximale survient à la base de la structure. Or, pour la structure en plan, la distribution de la demande est moins uniforme que pour celle en 3D. La Figure 5.9 présente la demande de flexion induite dans les extrémités des poutres, sur l'axe faible. Tout comme pour la structure de l'Annexe M proposée,

les valeurs de flexion induite sont très grandes et pour certains niveaux dépassent les résistances pondérées des poutres.

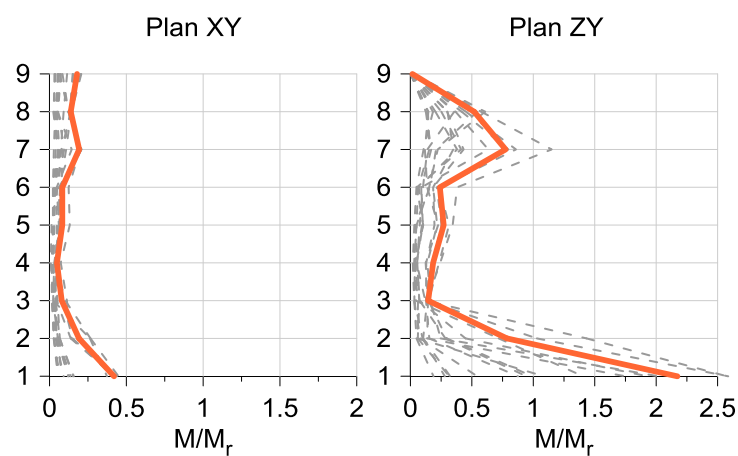


Figure 5.9 : Demande maximale en flexion des analyses non linéaires pour les poutres du prototype 3D conçu selon l'approche proposée de Type CC

## CHAPITRE 6 ÉTUDES COMPLÉMENTAIRES

Ce chapitre présente deux aspects complémentaires de cette recherche. Premièrement, les éléments non linéaires *Link* du logiciel SAP2000 ont été utilisés pour simuler la réponse sismique de diagonales. On présente donc les paramètres utilisés pour calquer le comportement cyclique. Ensuite, une structure numérique a été construite en incorporant ces éléments pour modéliser les diagonales. Les résultats de ce modèle ont été comparés à ceux obtenus avec le programme OpenSees. Deuxièmement, on présente un prototype 3D qui a été considéré pour évaluer la demande des colonnes communes à deux plans de contreventements. Or, à cause de la complexité, il a été convenu d'opter pour un modèle plus simple que celui-ci. Les explications sur le prototype sont tout de même présentées et pourront être utilisées pour de futures recherches.

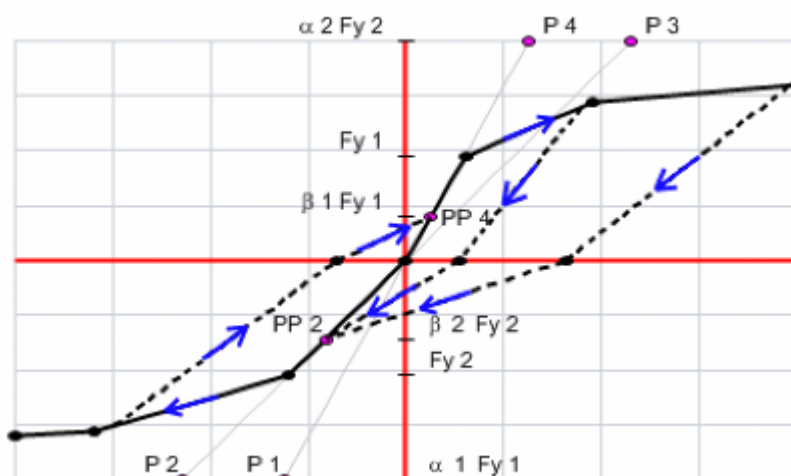
### 6.1 Élément non linéaire *Link* du logiciel SAP2000

L'élément non linéaire de type *Link*, présenté dans la revue de littérature, a été utilisé pour modéliser préliminairement la réponse hystérétique des diagonales. Cette sous-section présente donc les paramètres utilisés pour calibrer la réponse sismique par rapport à des essais numériques. Une analyse sismique menée sur une structure 2D pour laquelle les diagonales sont des éléments *Link* a été réalisée pour examiner si les paramètres du modèle sont adaptés pour des sollicitations aléatoires.

#### 6.1.1 Calibration des paramètres pour la modélisation numérique de diagonales

La définition d'un élément *Link* se fait en deux étapes. Premièrement, on choisit un modèle de courbes d'hystérésis auquel on ajuste les paramètres qui permettront de définir le parcours de la relation force-déformation à travers les cycles de sollicitations. La Figure 6.1 montre un exemple des modèles de courbes hystérétiques offertes dans le logiciel SAP2000. Pour ce faire, on doit attribuer des valeurs aux paramètres  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  afin de définir les pentes de chargement et de déchargement ou tout autre point qui caractérise la forme de la courbe.

Multilinear Plastic - Pivot

Figure 6.1 : Modèle multilinéaire plastique *Pivot* du logiciel SAP2000

Le modèle *Pivot* développé par Dowell, Seible & Wilson (1998) est celui qui s'apparente le plus au comportement des diagonales. Celui-ci est présenté sur la Figure 6.1. Ce modèle a été développé pour simuler la réponse non linéaire de membrures en béton armé. Il permet de définir une courbe d'hystérésis non symétrique, ce qui est le cas des diagonales, mais à l'inverse des membrures en béton armé, la réponse en compression est bien inférieure à celle en tension.

Pour ce modèle, on définit l'enveloppe de la courbe force-déformation avec la résistance à la traction ( $T_u$ ), la résistance à la compression ( $C_u$ ), et la résistance post-flambement ( $C'_u$ ). On peut aussi inclure la rupture des diagonales par fatigue sur la base du modèle proposé dans l'article de Tremblay, Archambault & Filiatrault (2003).

Dans le cadre de cette recherche, les paramètres utilisés pour simuler le plus fidèlement possible la réponse non linéaire des diagonales ont été déterminés avec l'aide de l'étudiant Maxime Lampron. Ce dernier a préalablement repéré un modèle développé par Della Corte, D'Aniello, Calabrese, & Mazzolani, (2007). La réponse numérique avec les paramètres de ce modèle a été comparée à des essais expérimentaux. Les résultats étaient différents des valeurs expérimentales, ainsi on a convenu de tenter de définir de nouveaux paramètres. L'annexe C détaille les étapes pour définir un élément de type *Link* ainsi que les paramètres de modélisation proposés. De plus, les valeurs de la courbe force-déformation utilisées y sont décrites. À noter que le modèle numérique a été calibré sur des essais expérimentaux de profilés HSS fournis par le professeur Robert Tremblay. Au départ, 5 spécimens étaient utilisés afin d'avoir un spectre diversifié d'élancements effectifs ( $KL/r$ ), mais

il est apparu que pour les spécimens avec des élancements de 40 et 60, les résultats étaient mauvais. Ainsi, seulement les trois spécimens présentés au Tableau 6.1 ont été retenus. Pour chaque spécimen, l'aire ( $A$ ), la contrainte élastique probable de l'acier ( $R_y F_y$ ), les longueurs réelles de flambement ( $L_H$ ) et les facteurs d'élancement sur l'axe faible  $(KL/r)_y$  sont donnés.

Tableau 6.1 : Propriétés des spécimens pour la calibration du modèle numérique

Propriétés	S1	S2	S3
$A$ (mm <sup>2</sup> )	1 790	1 550	1 310
$R_y F_y$ (MPa)	395	381	389
$L_H$	4 615	4 615	4 615
$(KL/r)_y$	93	108	143

Les Figure 6.2 a), c) et e) présentent la réponse hystérétique des simulations numériques (SAP2000) pour les trois spécimens. Le protocole de chargement symétrique utilisé pour les essais expérimentaux a été appliqué. Les tracés sont comparés aux essais expérimentaux. En général, la réponse numérique ne permet pas de prédire avec précisions les résistances probables. Ces valeurs sont calculées conformément à la norme CSA S16-14. De plus, l'écrouissage en tension n'est pas bien modélisé. Il a été choisi de ne pas modéliser l'augmentation de la contrainte élastique, puisque comme les essais le montrent, après plusieurs cycles de chargement, la capacité de la membrure diminue. En augmentant l'enveloppe de la courbe force-déformation l'énergie dissipée par le modèle numérique aurait été surestimée. C'est d'ailleurs le cas pour deux des trois spécimens, comme montré aux Figure 6.2 b), d) et f) qui comparent la progression de l'énergie dissipée ( $E_h$ ). Celle-ci correspond à l'aire sous la courbe d'hystérésis et est présentée en fonction du déplacement cumulatif.



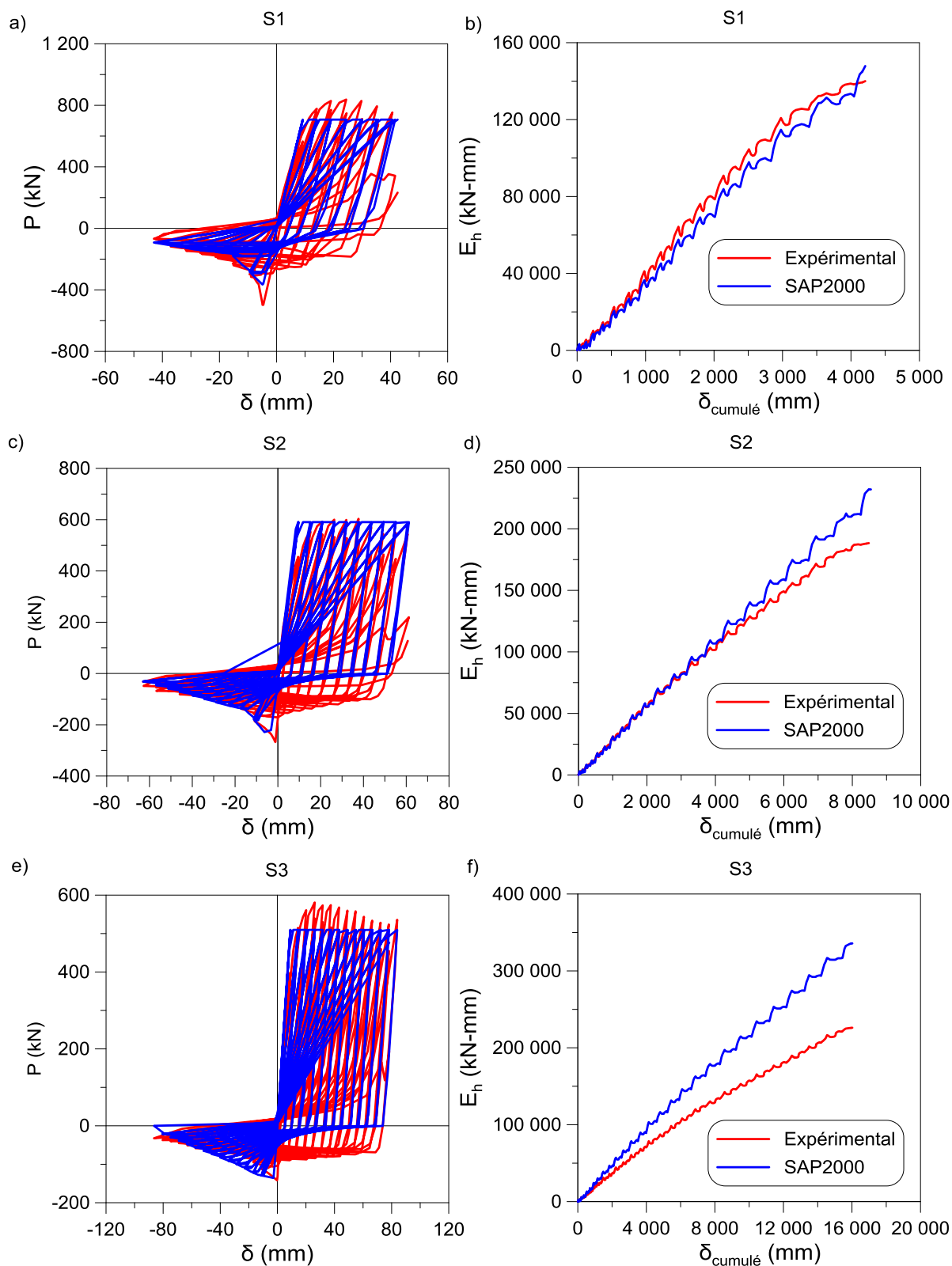


Figure 6.2 : Comparaison des résultats des modèles numériques par rapport aux essais expérimentaux : a) Réponse hystérétique; et b) Énergie dissipée

La différence cumulée de l'énergie dissipée est donnée dans le Tableau 6.2 tout comme la différence entre les résistances calculées (SAP) et des essais expérimentaux (Exp) pour chaque spécimen. L'erreur du modèle numérique par rapport à la valeur expérimentale est donnée en pourcentage (%). Dans tous les cas, les résistances probables  $C_u$  et  $T_u$  sont sous-estimées.

Tableau 6.2 : Résultats des simulations numériques comparés aux essais expérimentaux

	(KL/r) <sub>y</sub>	$C_u$ (kN)			$T_u$ (kN)			$E_h$
		Exp	SAP	%	Exp	SAP	%	%
S1	93	498	368	-26.0	838	707	-15.6	- 8.0
S2	108	268	254	-5.2	603	591	-2.1	+ 6.8
S3	143	142	136	-4.1	581	510	-12.2	+ 37.5

Le modèle présenté ici a un niveau de précision grossier, mais il a l'avantage qu'on peut réaliser des analyses dynamiques non linéaires préliminaires avec le même logiciel que celui utilisé pour effectuer la conception structurale.

### 6.1.2 Comparaison des analyses non linéaires pour les logiciels SAP2000 et OpenSees

En utilisant les paramètres du modèle *pivot* présentés à la section précédente, une analyse non linéaire temporelle a été réalisée pour évaluer la capacité du modèle à prédire le comportement de la structure à l'étude. Pour chaque diagonale, un modèle a été défini selon les prescriptions de l'Annexe C de ce mémoire. À partir de ces analyses sismiques, on a vérifié si le modèle tenait la route dans le cas de sollicitations aléatoires, en comparant les résultats à ceux d'une analyse avec le logiciel OpenSees. Les figures suivantes montrent les résultats pour les deux logiciels.

Les Figure 6.3 a) et b) présentent respectivement les forces axiales de compression et de tension dans les diagonales. Les Figure 6.3 c) et d) montrent la demande axiale en compression des colonnes et la demande de flexion. Les forces de conception (Design) sont également montrées pour comparaison. Finalement, la Figure 6.3 e) montre les déplacements inter-étages maximaux pour les deux modèles numériques et les déplacements maximaux anticipés lors de la conception (Design). Pour chacune des figures, les valeurs sismiques sont obtenues en effectuant la moyenne des cinq accélérogrammes produisant la plus grande demande.

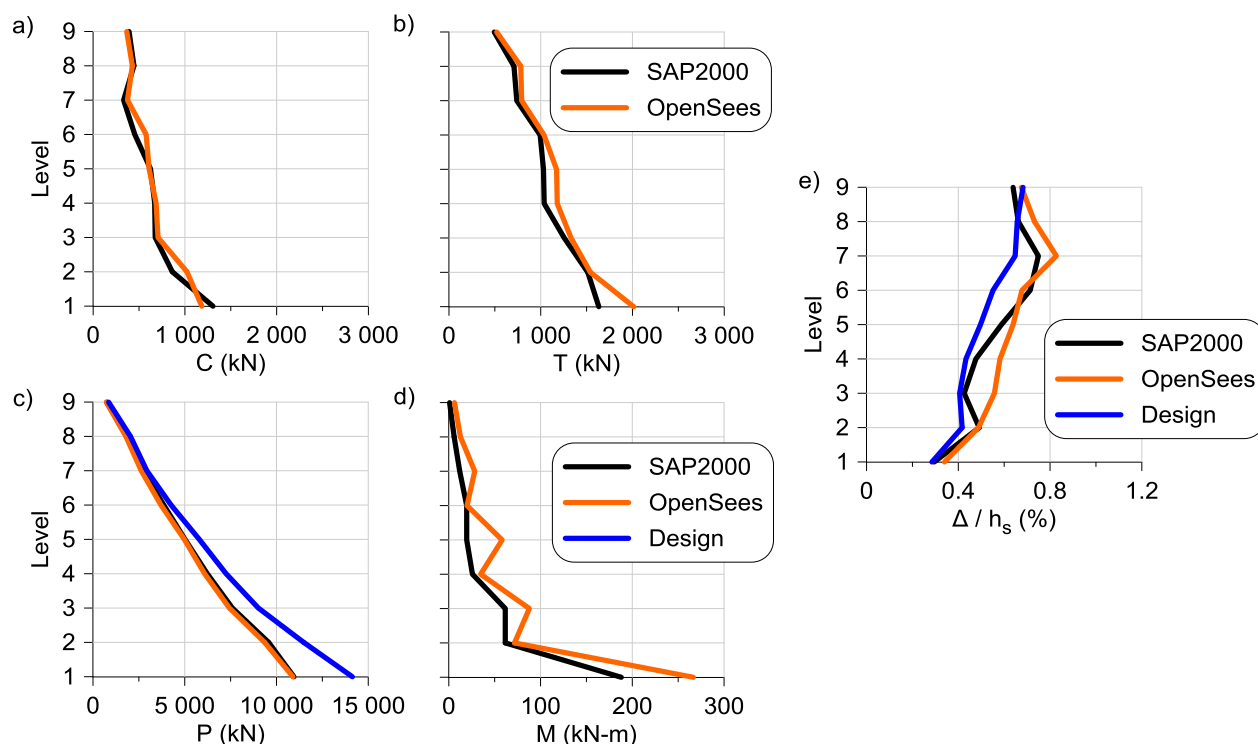


Figure 6.3 : Comparaison des analyses non linéaires avec les logiciels SAP2000 et OpenSees : a)

Forces axiales en compression des diagonales; b) Forces axiales en tension des diagonales; c) Forces axiales des colonnes; d) Moment de flexion des colonnes; et e) Déplacements inter-étages

En général les résultats sont bien anticipés par le modèle *pivot*, même que pour la demande axiale des colonnes, les résultats sont quasi identiques; les deux courbes se chevauchent. Par contre, pour la demande de flexion des colonnes et les déplacements inter-étages le modèle sous-estime les valeurs. Finalement, le Tableau 6.3 compare les périodes fondamentales ( $T_1$ ) et le cisaillement à la base pour les deux structures. Encore une fois, les valeurs sont très bien anticipées par le modèle du programme SAP2000.

Tableau 6.3 : Résultats des structures pour les logiciels SAP2000 et OpenSees

	SAP2000	OpenSees
$T_1$	1.36	1.35
V (kN)	1937	2040

Les résultats de cette comparaison confirment que les paramètres proposés, pour le modèle *pivot* dans le logiciel SAP2000, sont adéquats pour simuler le comportement inélastique des diagonales. Ceux-ci offrent un aperçu du comportement sismique des structures avec un temps de calcul

considérablement réduit. Pour des niveaux de précision supérieurs, il serait recommandé d'approfondir les paramètres de l'enveloppe des résistances, ce qui permettrait de mieux calquer la réponse hystérétique des diagonales.

## **6.2 Structure industrielle supportant un réservoir pour l'extraction minière**

Cette section présente une introduction des travaux menés sur la conception d'un prototype 3D. Le but de ce modèle était de valider la convenance des exigences de l'Annexe M pour concevoir des structures industrielles minières. Les travaux n'ont pas été menés à terme, en raison de la complexité de la structure. En effet, il a été convenu que les hypothèses de dimensionnement utilisées pouvaient être erronées ou trop simplistes et que de plus amples travaux étaient requis pour valider la justesse du dimensionnement proposé. Une explication du modèle ainsi que des charges sont présentées ici alors que l'Annexe D de ce mémoire contient les détails de conception.

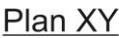
Dans le domaine minier, on construit généralement des réservoirs in situ afin d'entreposer les produits de l'extraction minière. Pour ce faire, un réservoir composé de plaques d'acier et de poutres est formé et doit être supporté verticalement par un système structural. Les produits miniers sont acheminés dans le réservoir par un système de convoyeurs, installé au niveau du toit. Les matériaux granulaires sont entreposés temporairement afin d'être expédiés vers des sites extérieurs. Pour ce faire, à la base du réservoir on installe une trémie qui permettra de charger les matières premières dans des camions, des trains ou des bateaux. La Figure 6.4 montre un cas réel de ce type de structure.



Figure 6.4 : Cas réel de structure industrielle supportant un réservoir pour l'extraction minière

Pour ces structures, les charges peuvent être extrêmement lourdes et donc une structure en béton est habituellement privilégiée. Un des objectifs de cette partie était donc d'étudier la possibilité de dimensionner des réservoirs de grandes dimensions soutenus par un système structural en acier. La conception est réalisée avec les provisions de l'Annexe M de la norme CSA S16-14.

Dans le cadre de cette étude, un prototype a été défini à partir des indications de l'ingénieur Mark Lasby. La Figure 6.5 présente une vue d'élévation d'un plan de la structure à l'étude. La largeur de ce plan est de 18 mètres, formé de trois baies, alors que la hauteur est de 60 mètres.



## l'extraction minière

Les contreventements concentriques sont montrés par les lignes gris pâle alors que les contours du réservoir et de la trémie sont montrés par les lignes noires. La structure est formée de quatre plans identiques au plan XY. La localisation des équipements, tel que le déchargeur et le chargeur est également montrée. La vue en plan de l'étage 11, le niveau du toit, est également montrée. Six contreventements horizontaux sont utilisés au toit. L'espace entre les axes B et C permet le remplissage du réservoir, et c'est sur ces axes qu'un déchargeur est installé.

Les charges de gravité principales pour cette structure sont le poids mort du matériau granulaire (V) et les équipements (Équip.). Celles-ci sont montrées sur la Figure 6.5 et les unités sont également données. Le poids volumique du matériel ( $\gamma$ ) est posé à  $22 \text{ kN/m}^3$  et donc pour une aire de  $324 \text{ m}^2$  ( $18 \text{ m} \times 18 \text{ m}$ ), la charge verticale est de  $7\,128 \text{ kN}$  par mètre de profondeur ( $22 \text{ kN/m}^3 * 324 \text{ m}^2$ ). En plus des charges gravitaires, le sol exerce une pression horizontale (H) sur les parois du réservoir. Le ratio entre les contraintes verticale et horizontale ( $\sigma_v / \sigma_h$ ) est posé égal à 0.3. De plus, pour tenir compte de la friction entre le matériau granulaire et les parois du réservoir, on a supposé que la pression horizontale maximale survient à une profondeur égale à la largeur du réservoir et qu'elle est constante pour les niveaux inférieurs. Pour les étages supérieurs, la pression est interpolée linéairement jusqu'à atteindre la pression maximale. La Figure 6.6 illustre cette situation. Le schéma montre les contraintes verticales, obtenues du produit entre le poids volumique  $\gamma$  et la hauteur  $h$  et les contraintes horizontales sans friction et avec friction. Pour cette dernière la valeur  $d$  représente la largeur du réservoir. Ainsi, la valeur maximale de la pression horizontale en considérant la friction est limitée à  $0.3 * d * \gamma$ .

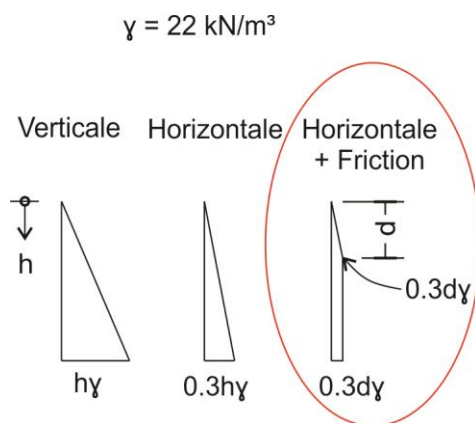


Figure 6.6 : Schématisation des contraintes verticale, horizontale et horizontale avec friction

Pour simplifier les calculs et puisque les dimensions réelles du réservoir ne sont pas définies, la charge gravitaire totale du poids des terres est arrondie à 200 000 kN. Cette charge est répartie sur la hauteur en considérant que  $\frac{2}{3}$  de la charge totale est appliquée au sommet de la trémie, alors que le  $\frac{1}{3}$  restant est répartie aux autres étages, en fonction de l'aire tributaire. C'est donc une charge de 133 333 kN qui est appliquée au cinquième étage, comme montré à la Figure 6.5. Pour chaque étage, la charge verticale est répartie entre les colonnes de l'étage en fonction de l'aire tributaire. La Figure 6.7 trace l'aire tributaire de chacune des 12 colonnes d'un étage.

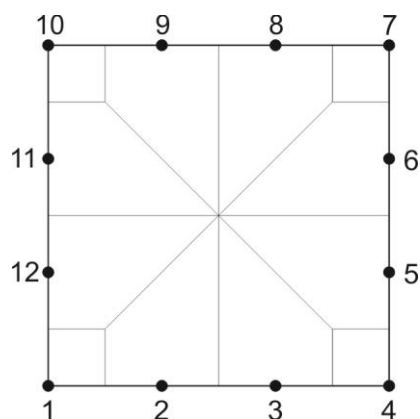


Figure 6.7 : Aire tributaire des colonnes d'un étage du prototype 3D

Les pressions horizontales sont quant à elle reprises par les poutres de plancher en fonction de l'aire tributaire de l'étage. Ces pressions sont modélisées comme des forces uniformément distribuées.

À la vue de ces charges, on comprend que le prototype ci-dessus présente des défis de conception considérables pour une structure en acier. Néanmoins, il a été possible, après plusieurs essais et simplifications, de former une structure en acier capable de supporter les charges de gravités et les pressions horizontales. L'Annexe D de ce mémoire présente les détails de la conception. La coupe A-A, indiquée sur la Figure 6.5, est présentée à la Figure D.2.

Au moment de la conception, les provisions proposées dans l'article n'avaient pas été formulées, ainsi la conception parasismique de la structure a été réalisée avec les exigences actuellement stipulées dans la norme CSA S16-14. Or, en suivant les exigences pour les colonnes communes, les effets sismiques, calculés à partir des résistances probables des diagonales, sont beaucoup trop élevés pour pouvoir être appliqués à une colonne. Il faut comprendre que l'effet seul des charges de gravités mène à utiliser des sections modifiées pour les colonnes. En ajoutant les effets sismiques



aux charges de gravités, les forces sont si élevées qu'il est impossible de dimensionner la structure. C'est pour ces raisons qu'on a décidé de laisser de côté cette structure et d'utiliser un prototype plus simple comme celui de la section 5.2.

Des travaux supplémentaires sont donc requis pour continuer le dimensionnement de cette structure et conclure sur les possibilités d'utiliser un système structural en acier pour soutenir des réservoirs miniers.

## CHAPITRE 7 DISCUSSION GÉNÉRALE

Ce chapitre présente une discussion sur l'ensemble de l'étude menée. Pour ce faire, une revue générale des aspects de la méthodologie est présentée suivie d'une discussion des modifications aux exigences sismiques apportées par cette étude.

De façon générale, la méthodologie utilisée dans cette étude a permis d'évaluer les exigences actuelles de conception des structures industrielles de grande hauteur situées dans des zones de forte sismicité en plus de formuler des modifications en fonction des résultats obtenus. L'objectif était d'améliorer les exigences canadiennes de conception parasismique des charpentes industrielles et tout spécialement celles de l'Annexe M dans le but de les simplifier et d'en étendre la portée. Les forces de conception et le tonnage d'acier requis de la structure de référence conçue avec l'Annexe M actuelle ont été comparés à ceux pour différentes stratégies de conception canadiennes et américaines. Les résultats ont montré que l'Annexe M n'était pas avantageuse en termes de tonnage d'acier, de limite de hauteur et au niveau de la complexité de la conception. Le fait de comparer les résultats avec les approches américaines a également permis de situer les normes de conception canadiennes et de regarder s'il était possible de s'inspirer des meilleures exigences pour formuler des changements. Or, comme présenté dans la revue de littérature, les provisions sismiques américaines pour les structures industrielles sont très limitées, mais permettent néanmoins de concevoir des ossatures en tenant compte de la ductilité et de la surrésistance inhérentes des structures, et ce sans limite de hauteur. En regard de ces comparaisons, on s'aperçoit que les provisions américaines sont plus permissives. Pour cette raison, un processus itératif pour trouver de meilleures exigences sismiques en matière de coûts, de performance et de simplicité a été mené sur le prototype de structure industrielle de 65.4 m de hauteur. Le choix de ce modèle repose sur le fait qu'il présente une hauteur légèrement au-dessus de la limite de 60 m de l'Annexe M et bien au-delà de la limite de 40 m prescrite pour les bâtiments standards des catégories modérément ductile (Type MD) et de construction conventionnelle (Type CC). De plus, le prototype provient d'un cas réel de structure industrielle, ce qui confirme que la géométrie et les masses répliquent adéquatement les conditions particulières des structures industrielles. Le dimensionnement des diagonales, des poteaux et des poutres a été effectué avec le logiciel SAP2000 alors que les analyses non linéaires ont été conduites dans le programme OpenSees. Le choix d'effectuer la conception des prototypes avec le logiciel SAP2000 et de comparer les forces

de conception aux demandes sismiques obtenues des analyses non linéaires a permis de valider la capacité des méthodes de conception à prédire les efforts. L'usage du logiciel SAP2000 était motivé par le fait que ce logiciel est très répandu en pratique. À l'inverse, le programme OpenSees n'est pas utilisé en pratique en raison de sa très grande complexité d'utilisation, mais pour ce type d'étude il avait l'avantage d'offrir un aperçu précis de la réponse réelle des structures face à des sollicitations sismiques. En effet, avant d'entreprendre les analyses sur des structures complètes, des modèles numériques de diagonales ont permis de vérifier la précision du logiciel à prédire la réponse inélastique et les résistances probables des éléments. Pour les sollicitations sismiques, des enregistrements historiques représentatifs de la ville de Vancouver ont été utilisés. Ce choix d'emplacement sismique a permis d'étudier la conception des structures dans des zones de fortes sismicités. Comme discuté dans la revue de littérature, les exigences pour ces zones sont plus restrictives ce qui limite l'application à certains types de contreventement. De cette manière, les méthodes de conception ont été développées pour les niveaux de sismicités les plus restrictifs. Les analyses ont cependant été menées uniquement pour un sol ferme, puisque ce type de sol est la catégorie de référence du CNBC. Or, dans bien des cas, les complexes industriels doivent être érigés sur des sols plus mous qui amplifient considérablement les mouvements sismiques. Pour cette raison, des études additionnelles avec plusieurs types de sols devraient être entreprises pour confirmer les résultats et généraliser les méthodes de conception à l'ensemble du territoire canadien.

Les deux méthodes de conception qui ont été proposées sur la base des exigences actuelles de l'Annexe M et de la catégorie de Type CC représentent deux options pratiques et efficaces pour la conception de structures industrielles de grande hauteur. De manière plus précise, l'approche modifiée de l'Annexe M permet de simplifier les exigences de conception des colonnes ce qui réduit directement les quantités d'acier requises. En effet, éliminer le moment de flexion de conception permet de simplifier le dimensionnement pour les concepteurs tout en réduisant les sections des colonnes. Comme présenté dans la revue de littérature, aux États-Unis, les dispositions actuelles permettent de négliger la flexion des colonnes. Cependant, pour ce code, aucune limite élastique du cisaillement d'étage n'est prescrite et donc la conception des colonnes est effectuée en appliquant simultanément les résistances probables des diagonales. Pour des structures de grande hauteur, il a été observé que cette exigence menait à des efforts de conception très grands qui ne sont pas représentatifs de ce qui serait observé en réalité. En effet, les analyses non linéaires ont

montré que les diagonales demeuraient élastiques en tension, et ce pour toutes les hauteurs des structures étudiées. Ce comportement a été pris en compte lorsque les exigences ont été formulées comme c'est notamment le cas pour la combinaison des efforts pour les colonnes de coin. Pour celles-ci, la combinaison, actuellement prescrite dans l'Annexe M, de 100%-100% des efforts probables des diagonales est bien trop conservatrice et limitait l'application de l'annexe dans certains cas. D'autre part, la méthode de conception basée sur la catégorie Type CC s'est avérée être une option avantageuse étant donné qu'une conception par capacité n'est pas requise. Les provisions proposées sont plus sévères que ce qui est actuellement prescrit, ce qui est normal considérant que les dispositions en vigueur ne sont pas adaptées aux structures industrielles. En revanche, la limite de hauteur de la méthode proposée pourrait être considérablement augmentée et atteindre ou se rapprocher de ce qui est actuellement disponible dans le chapitre 15 de la norme ASCE7-10. En somme, les propositions de cette étude avaient pour objectifs d'améliorer l'usage et d'étendre la portée des exigences parasismiques pour les structures industrielles.

## CHAPITRE 8 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

### 8.1 Retour sur les résultats

La nouvelle Annexe M de la norme CSA S16-14 représente une importante amélioration pour la conception parasismique des structures industrielles, mais cette première édition n'est pas complète et plusieurs aspects requièrent des travaux de recherche supplémentaire. En effet, les études menées par Cardoso et Coman (2015) ont indiqué que certaines des dispositions de l'Annexe M pouvaient soulever des questions ou présenter des difficultés lors de leur application. Ils ont aussi noté que les limites de hauteur imposées dans l'Annexe M pouvaient restreindre la portée à certains types de contreventements. De plus, ils ont montré que les structures conçues selon cette approche requéraient une quantité d'acier supérieure en comparaison d'un contreventement de la catégorie de construction conventionnelle (Type CC). Par ailleurs, comme les charpentes industrielles doivent souvent être modifiées afin de s'adapter à de nouvelles configurations des procédés, une conception directe, sans appliquer de calcul par capacité, serait plus adaptée. Or, l'Annexe M exige de réaliser une conception par capacité pour les ossatures à contreventements concentriques.

L'objectif principal de ce projet était d'explorer la possibilité d'assouplir les limites de hauteur actuelles de la norme CSA S16-14 et les exigences de conception pour les colonnes de contreventements concentriques pour les applications industrielles lourdes en acier. De plus, la possibilité de présenter une alternative de conception directe, basée sur la catégorie de construction conventionnelle Type CC, a été examinée.

Les travaux réalisés pour cette étude ont permis d'étudier la réponse sismique des structures industrielles en acier de grande hauteur situées dans des régions de forte sismicité. Pour ce faire, des analyses dynamiques sur un prototype de structure industrielle de 65.4 m de haut, situé à Vancouver, ont été menées pour comparer les provisions de l'Annexe M aux exigences pour les contreventements de la catégorie modérément ductile (Type MD) et de Type CC. À partir de ces résultats, des changements et des relaxations ont été formulés pour les provisions actuelles de l'Annexe M. En plus, une alternative de conception basée sur la catégorie Type CC, mais uniquement applicable aux structures industrielles, a été définie. Des analyses non linéaires temporelles menées dans le programme OpenSees ont permis de vérifier la réponse sismique des structures conçues en suivant les propositions de changement pour les deux approches. En plus, les

nouvelles exigences ont été validées au moyen d'analyses paramétriques et incrémentales qui d'une part, ont permis de déterminer les plages de hauteurs pour lesquelles les méthodes de conception sont applicables et d'autre part, de vérifier la robustesse de systèmes proposés. Des analyses non linéaires sur un modèle tridimensionnel ont également été réalisées pour évaluer la demande axiale des colonnes communes à deux plans de contreventements orthogonaux.

Les principales conclusions de cette étude sont les suivantes :

- Les provisions de l'Annexe M de la norme CSA S16-14 mènent à la conception de structures plus lourdes et donc moins économiques. La principale raison est que les colonnes doivent être conçues comme des éléments poutre-colonnes ayant une résistance minimale à la flexion égale à 20 % du moment plastique de la colonne. En plus, pour résister aux forces sismiques amplifiées par un facteur de redondance, les diagonales de cette approche doivent être plus massives, en comparaison d'un Type MD.
- Les provisions plus simplistes pour les contreventements de Type CC ont mené à la conception d'une structure plus légère même si les forces sismiques de conception sont environ deux fois plus élevées. En effet, pour cette approche les colonnes ne sont pas conçues par capacité et la demande en flexion ne doit pas être prise en compte. Le faible tonnage d'acier requis pour les colonnes compense le poids d'acier nécessaire pour les diagonales.
- La réponse inélastique des diagonales ne se développe pas simultanément sur toute la hauteur de la structure, comme c'est actuellement supposé pour la conception selon l'Annexe M. En effet, la demande axiale maximale de tension des diagonales demeure inférieure à la résistance probable  $T_u$  pour tous les niveaux des structures, ce qui signifie que les diagonales ne plastifient pas en tension. Les ratios modérés entre la demande et la capacité sont causés par les hauteurs inter-étages élevées. En effet, pour accommoder cette géométrie, les diagonales sont longues et élancées. Conséquemment, les différences entre les résistances probables en tension et les forces de conception en compression  $C_f$  sont grandes. Ces différences sont plus prononcées dans les niveaux supérieurs où les sections sont plus petites et plus élancées, ce qui entraîne des ratios très faibles. Ce comportement est différent des contreventements concentriques de catégorie Type MD utilisés dans les

structures de bâtiments standards où les diagonales sont plus trapues et où on s'attend généralement à la plastification des diagonales en tension.

- Les structures étudiées présentent des déplacements inter-étages limités et uniformément répartis sur la hauteur, principalement à cause que les diagonales demeurent élastiques en tension. Le même constat est observé pour la structure de 80 mètres où les déplacements exprimés en fraction de la hauteur de l'étage sont inférieurs à 1%, ce qui est largement inférieur à la limite de 2.5% prescrite dans le CNBC.
- Les moments de flexions induits par les déplacements non uniformes entre deux étages adjacents sont inférieurs à ce qui est requis pour la conception selon l'Annexe M. Ces moments limités résultent des faibles déplacements observés parce qu'aucune des diagonales ne plastifie en tension.
- Le facteur de redondance prescrit dans l'Annexe M ne devrait pas être appliqué pour déterminer les forces de conception des diagonales. En procédant ainsi, les sections des diagonales sont plus massives ce qui a pour effet d'augmenter la demande induite sur les colonnes.
- Les structures étudiées présentent une réponse satisfaisante pour des hauteurs de 65 m et 80 m si conçues, respectivement, selon les approches modifiées Type CC et Annexe M.
- Les systèmes présentés sont très robustes, principalement à cause que les colonnes sont modélisées continues sur toute la hauteur, ce qui augmente leur résistance axiale. Cette résistance augmentée n'est pas prise en compte dans la phase de conception, puisque la norme CSA S16-14 ne permet pas de prendre en considération l'apport de rigidité des colonnes des niveaux adjacents.
- Pour calculer les forces de conception sismique des colonnes communes à deux plans de contreventements orthogonaux, il faut effectuer une conception par capacité indépendante dans les deux directions et combiner 100% des effets dans une direction plus 30% des effets dans la direction opposée. La combinaison induisant les plus grands efforts est retenue.

## 8.2 Limitations et recommandations

Les principales limitations et recommandations de ce projet sont les suivantes :

- Les analyses sont limitées à des structures situées à Vancouver sur un sol de catégorie C. Des simulations avec des enregistrements sismiques de l'est du Canada, et pour des catégories de sol plus sévères, devraient être réalisées pour généraliser les résultats à l'ensemble du Canada.
- La disposition des contreventements était limitée à un arrangement en X sur un étage. Il est donc recommandé d'évaluer l'influence de l'utilisation de différents types de contreventements pour généraliser les provisions proposées à tous les arrangements en tension-compression.
- L'étude a été réalisée avec des prototypes définis à partir d'une seule structure. Des analyses sur d'autres charpentes industrielles permettraient de confirmer les provisions proposées.
- Les analyses paramétriques et incrémentales ont été réalisées uniquement pour le prototype bidimensionnel de 65.4 m. Pour valider les résultats, des analyses devraient être menées sur les autres prototypes incluant le modèle tridimensionnel.
- La recherche n'a pas porté sur les efforts dans les poutres de contreventements, alors que les résultats des analyses sur le modèle tridimensionnel ont montré que le flambement de diagonales hors plan induisait une importante flexion autour de l'axe faible des poutres. Une étude plus approfondie des forces induites permettrait de déterminer si des forces de conception additionnelles sont nécessaires, pour les poutres.
- La fracture des connexions n'a pas été traitée dans cette étude. Seule la défaillance des colonnes était observée. Il serait recommandé d'approfondir les modèles numériques pour inclure la fracture des assemblages des diagonales pour l'approche Type CC.



## BIBLIOGRAPHIE

- Agüero, A., Izvernari, C., & Tremblay, R. (2006). Modelling of the Seismic Response of Concentrically Braced Steel Frames Using the OpenSees Analysis Environment. *International Journal of Advanced Steel Construction*, 2(3), 242-274.
- AISC. (2016)a. *AISC ANSI/AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, IL, USA: American Institute of Steel Construction.
- AISC. (2016)b. *AISC ANSI/AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, IL, USA: American Institute of Steel Construction.
- ASCE. (2010). *ASCE ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures* (2<sup>e</sup> éd.): United States: McGraw-Hill.
- Cardoso, S., & Coman, A. (2015). Étude de la conception sismique des bâtiments industriels lourds en acier. (M. Eng. Report, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada).
- CISC. (2014). *Commentary on CSA S16-14, 11<sup>th</sup> edition*. Toronto, Ontario, Canada: Canadian Institute of Steel Construction
- CSA. (2014). *CAN/CSA S16-14 Design of Steel Structures*. Mississauga, ON, Canada: Canadian Standards Association.
- CSI. 2017. *SAP2000 Advanced. Version 19*. Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA.
- CSI Knowledge Base, Ondrej Kalny & Jessica Napier. (2014). Frame. Tiré de <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Frame>.
- Daali, M. (2004). Industrial Facilities and Earthquake Engineering. *Proceeding, 13th World Conf. on Earthquake Eng.*, Vancouver, BC, Canada, Paper No. 330.

- Della Corte, G., D’Aniello, M., Calabrese, N., et Mazzolani, F.M. (2007) Force-based vs. displacement-based design of braced steel frames. *Workshop, Materiali ed Approcci Innovativi per il Progetto in Zona Sismica e la Mitigazione della Vulnerabilità delle Strutture*. Università degli Studi di Salerno – Consorzio ReLUIS, Salerne, Italie, 12-13 février 2007.
- Dowell, R. K., Seible, F., & Wilson, E. L. (1998). Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, 95(5), 607-617.
- Filiatrault, A., Tremblay, R., Christopoulos, C., Folz, B., & Pettinga, D. (2013). *Elements of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (3<sup>e</sup> éd.). Canada: Presses internationales Polytechnique.
- Galambos, T. V., & Ketter, R. L. (1959). Columns under combined bending and thrust. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 85(2), 1-30.
- Hsiao, P.-C., Lehman, D. E., & Roeder, C. W. (2012). Improved Analytical Model for Special Concentrically Braced Frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 73(2): 80-94.
- Lacerte, M., and Tremblay, R. (2006). Making use of brace overstrength to improve the seismic response of multistorey split-X concentrically braced steel frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(8): 1005-1021.
- Lamarche, C.-P., & Tremblay, R. (2011). Seismically induced cyclic buckling of steel columns including residual-stress and strain-rate effects. *Journal of Construction Steel Research*, 67(9), 1401-1410.
- Medalla, M., Peña, C., Lopez-Garcia, D., & Illanes, R. (2017). NCh2369 vs ASCE7 - Strength vs Ductility? *Proceeding 16th World Conference on Earthquake*, Santiago, Chile, Paper No. 4629.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & G.L., F. (2006). Open System for Earthquake Engineering Simulation, User Command-Language Manual. Berkeley, CA, USA: Pacific Earthquake Engineering Research, University of California.

- McKenna, F., & Fenves, G. L. (2004). Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*. Tiré de <http://opensees.berkeley.edu/>
- Menegotto, M., & Pinto, P. E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. *IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen*. doi:10.5169/seals-13741
- Mitchell, D., Tremblay, R., Karacabeyli, E., Paultre, P., Saatcioglu, M., & Anderson, D. L. (2003). Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(2), 308-327. doi:10.1139/102-111.
- INN. 2003a. *NCh2369.Of2003, Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*, El Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- INN. 2003b. *NCh2369.Of2003 - Earthquake-Resistant Design of Industrial Structures and Facilities*. English translation courtesy of ENAP reproduced with permission, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- NRCC-CNRC. (2015)a. *2015 National Building Code of Canada, 14th ed.*, Ottawa, ON, Canada: National Research Council Canada.
- NRCC-CNRC. (2015)b. *User's Guide – NBC 2015: Structural Commentaries (Part 4 of Division B)*. Ottawa, ON, Canada: National Research Council Canada.
- PEER. (2007). OpenSees (Version 2.5.0) [Logiciel]. University of California, Berkeley, CA, USA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Redwood, R.G., Lu, F., Bouchard, G., and Paultre, P. 1991. Seismic Response of Concentrically Braced Steel Frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 18: 1062-1077.

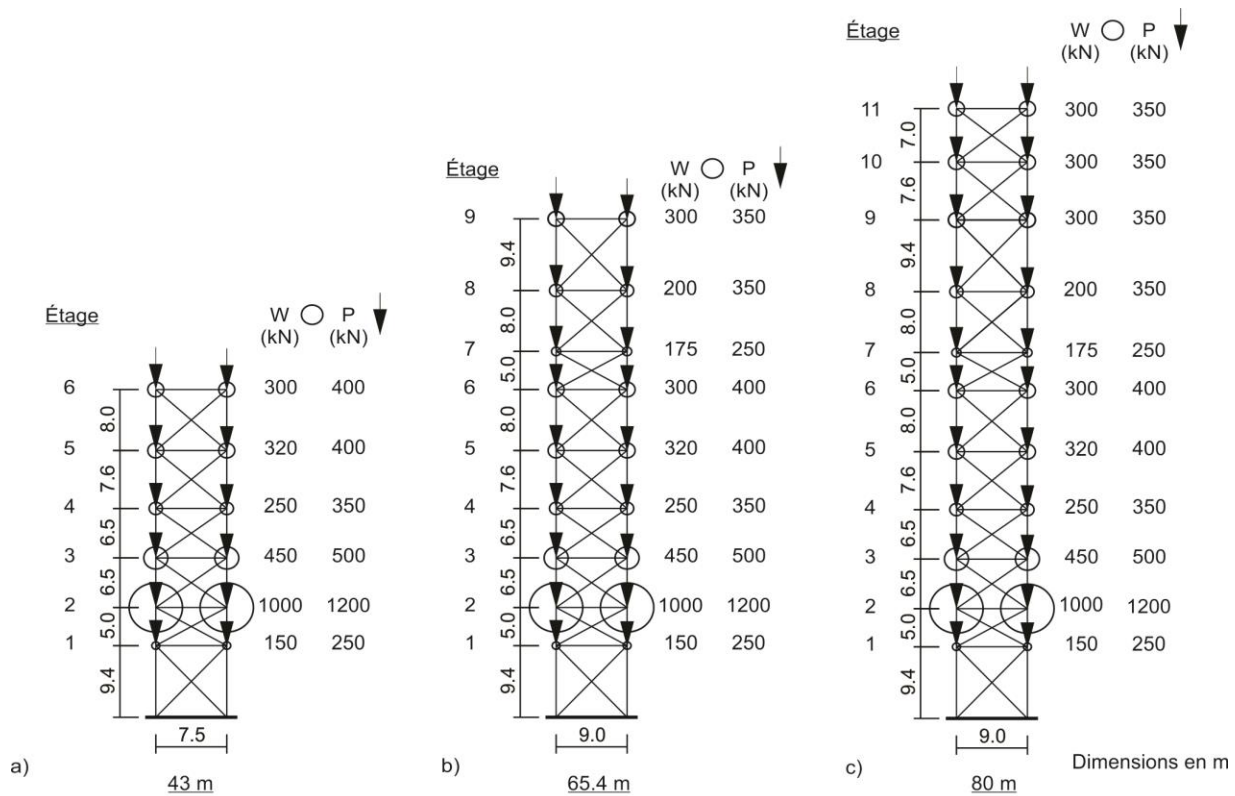
- Rolfes, J. A., & MacCrimmon, R. A. (2007). Industrial Building Design - Seismic Issues. *Iron and Steel Technology*, 4(5), 282-298.
- Salawdeh, S., & Goggins, J. (2013). Numerical Simulation for Steel Brace Members Incorporating a Fatigue Model. *Engineering Structures*, 46(1): 332-349.
- Scot, M. H., & Fenves, G. L. (2006). Plastic Hinge Integration methods for Force-Based Beam-Column Elements. *Journal of Structural Engineering*, 132(2): 244-252.
- Stoakes, C. D., & Fahnestock, L. A. (2011). Cyclic Flexural Testing of Concentrically Braced Frame Beam-Column Connections. *Journal of Structural Engineering*, 137(7), 739-747.
- Terzic, V. (2011). *Force-based Element vs. Displacement-based Element* [Présentation PowerPoint]. University of California, Berkeley. Tiré de [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Force-based\\_Element\\_vs.\\_Displacement-based\\_Element,\\_Dec\\_2011](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Force-based_Element_vs._Displacement-based_Element,_Dec_2011)
- Toutant, G. (2016). Stabilité des colonnes dans les contreventements concentriques en acier sous les efforts combinés axiaux et de flexion induits par les séismes. (M. Sc. Report, Polytechnique Montréal, Montréal, QC, Canada).
- Tremblay, R. (2003). Achieving a Stable Inelastic Seismic Response for Multi-Story Concentrically Braced Steel Frames. *Engineering Journal*, 40(2): 111-129.
- Tremblay, R. (2017). [Calcul avancé des charpentes d'acier].
- Tremblay, R., Archambault, M. H., & Filiatrault, A. (2003). Seismic Response of Concentrically Braced Steel Frames Made with Rectangular Hollow Bracing Members. *Journal of structural Engineering*, 129(12), 1626-1636.
- Tremblay, R., Atkinson, Gail M., Bouaanani, N., Daneshvar, P., Léger, P., and Koboevic, S. (2015). Selection and Scaling of Ground Motion Time histories for Seismic Analysis Using NBCC 2015. *Proceedings of the 11<sup>th</sup> Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Victoria, BC, Canada, Paper No. 99060.
- Tremblay, R., Mitchell, D., and Tinawi, R. (2013). Damage to industrial structures due to the 27 February 2010 Chile earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(2): 735-749.

- Tremblay, R., & Poncet, L., (2007). Improving the Seismic Stability of Concentrically Braced Steel Frames. *Engineering Journal*, 44(2): 103-116.
- Uriz, P. (2005). Towards Earthquake Resistant Design of Concentrically Braced Steel Structure. (University of California, Berkeley, CA, USA).
- Uriz, P., Filippou, F. C., & Mahin, S. (2008). Model for Cyclic Inelastic Buckling of Steel Braces *ASCE Journal of Structural Engineering*, 134(4): 619-628.

## ANNEXE A – PROTOTYPES POUR L'ANALYSE PARAMÉTRIQUE

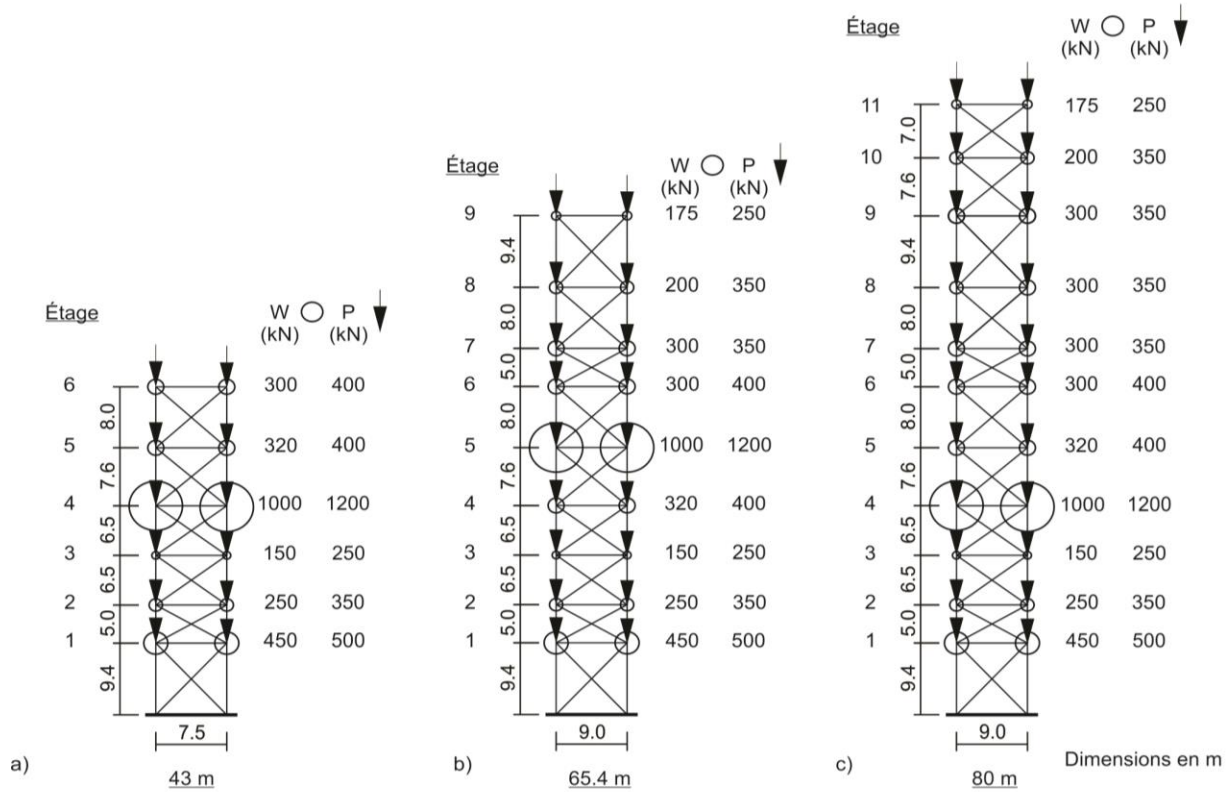
Cette annexe présente les prototypes 2D utilisés pour l'analyse paramétrique présentée à la section 3.3. Les résultats de la troisième itération sont présentés dans l'article.

Les Figure A.1 et A.2 présentent respectivement les trois géométries pour les cas de chargement « a » et « b ». Le premier cas de chargement provient de la structure initiale étudiée par Cardoso et Coman (2015) alors que le second a été défini selon les indications des ingénieurs Mark Lasby et Richard Julien.



Cas de chargement « a »

Figure A.1: Prototypes avec cas de chargement « a » : a) 43 mètres; b) 65.4 mètres; et c) 80 mètres



Cas de chargement « b »

Figure A.2 : Prototypes avec cas de chargement « b » : a) 43 mètres; b) 65.4 mètres; et c) 80 mètres

## ANNEXE B – ANALYSE INCRÉMENTALE

Cette annexe présente les résultats de l'analyse incrémentale pour les facteurs d'amplification 3 et 7. Pour comparaison, les résultats sans amplification ( $\times 1$ ) sont également donnés. Les Figures B1 a) et B2 a) présentent les déplacements maximaux inter-étages exprimés en fraction de la hauteur de chaque étage respectivement pour les structures de l'Annexe M et de Type CC. Les valeurs moyennes des cinq enregistrements produisant les plus grandes demandes,  $\Delta_{MSD}$ , sont montrées ainsi que les valeurs de chaque enregistrement (Ind. Records). Les déplacements maximaux attendus de la conception ( $\Delta_{max}$ ) sont également donnés à titre de comparaison. Les Figures B1 b) et c) et B2 b) et c) présentent respectivement les forces maximales de la moyenne sismique de compression et de tension dans les diagonales. Les forces sont normalisées par rapport aux résistances probables  $C_u$  et  $T_u$ . Finalement les Figures B1 d) et B2 d) donnent les forces axiales dans les colonnes. Les résistances axiales pondérées ( $C_r$ ) sont également présentées.

En comparant les résultats pour les différents facteurs et pour les deux structures, on remarque qu'une concentration de la demande inélastique se produit à l'étage 2. À cet étage, la hauteur est la moins élevée avec 5 mètres de hauteur. Ainsi, les diagonales sont de plus petites sections ce qui conduit à de grands déplacements inter-étages. Par ailleurs, pour la structure de l'Annexe M, même pour un facteur de 7, la demande axiale des colonnes des niveaux inférieurs est plus faible que la résistance pondérée. Ces résultats montrent que les colonnes possèdent une très grande sur-résistance. À l'inverse pour la structure Type CC, la demande axiale est supérieure aux résistances pondérées, pour tous les étages et pour les facteurs d'amplification 3 et 7. De plus amples précisions sont données à la section 5.1.



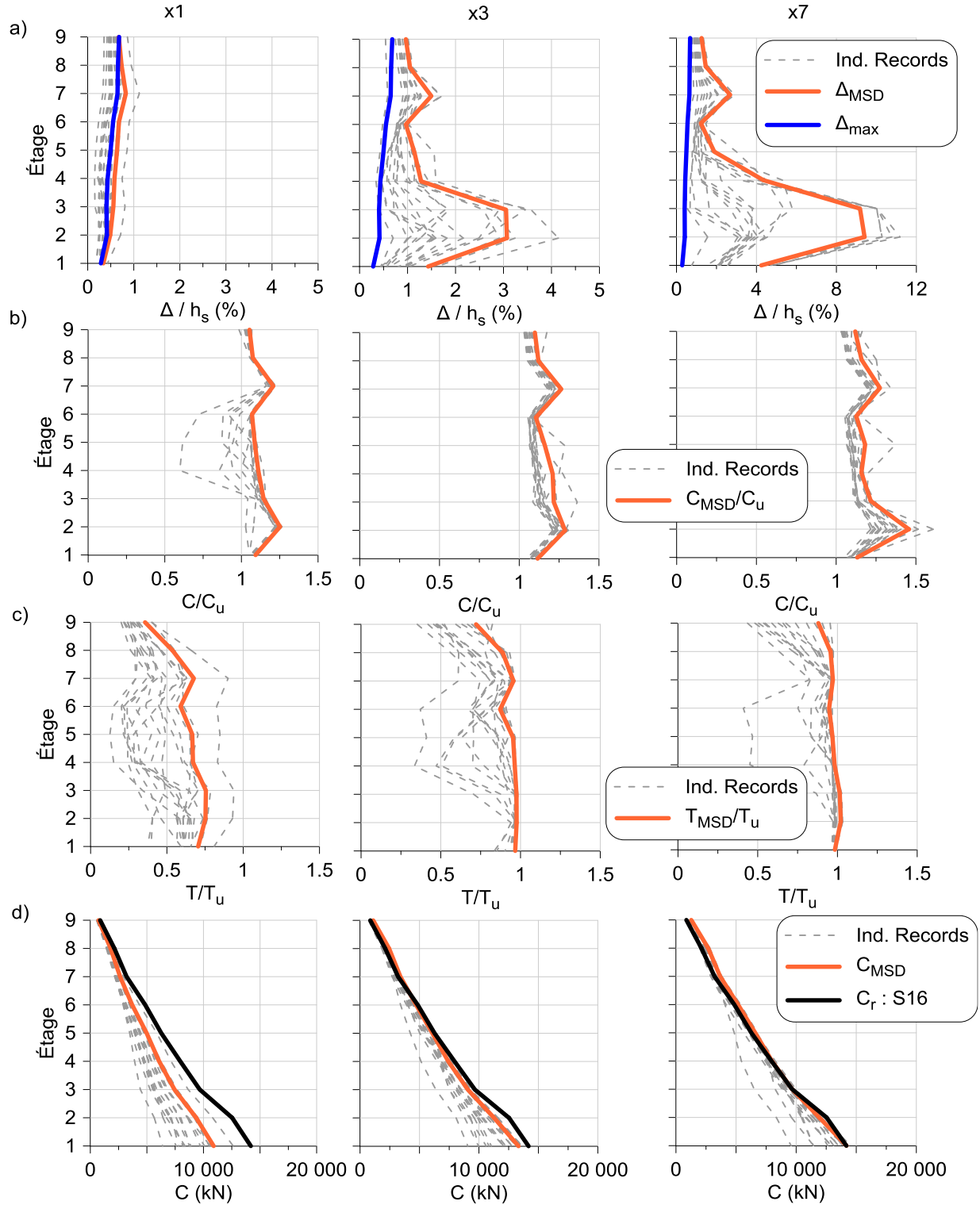


Figure B.1 : Réponse maximale des analyses non linéaires pour la structure de l'Annexe M pour les facteurs d'amplification 1, 3 et 7 : a) Déplacements inter-étages; b) Forces axiales de compression des diagonales; c) Forces axiales de tension des diagonales; et d) Forces axiales des colonnes

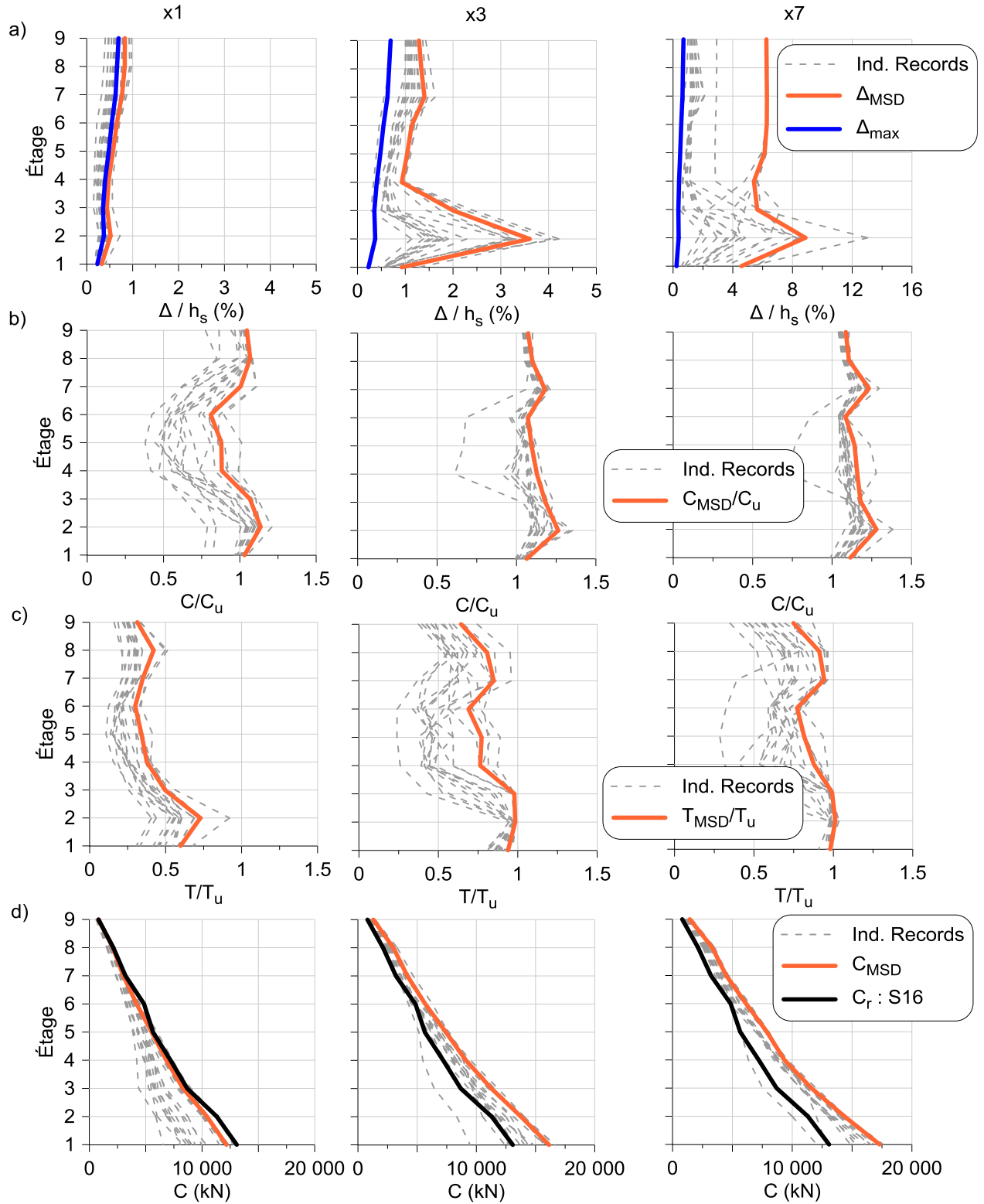


Figure B.2 : Réponse maximale des analyses non linéaires pour la structure de Type CC pour les facteurs d'amplification 1, 3 et 7 : a) Déplacements inter-étages; b) Forces axiales de compression des diagonales; c) Forces axiales de tension des diagonales; et d) Forces axiales des colonnes

## ANNEXE C – ÉLÉMENT *LINK* DU LOGICIEL SAP2000

Cette annexe présente la démarche à suivre pour créer un élément de type *Link* avec comportement multilinéaire plastique dans le logiciel SAP2000. Les paramètres à utiliser pour simuler la réponse hystérétique des diagonales en acier y sont également présentés.

Tout d'abord on doit définir l'élément « Link/Support Properties » à partir du menu déroulant « Define » comme montré à la Figure C.1.

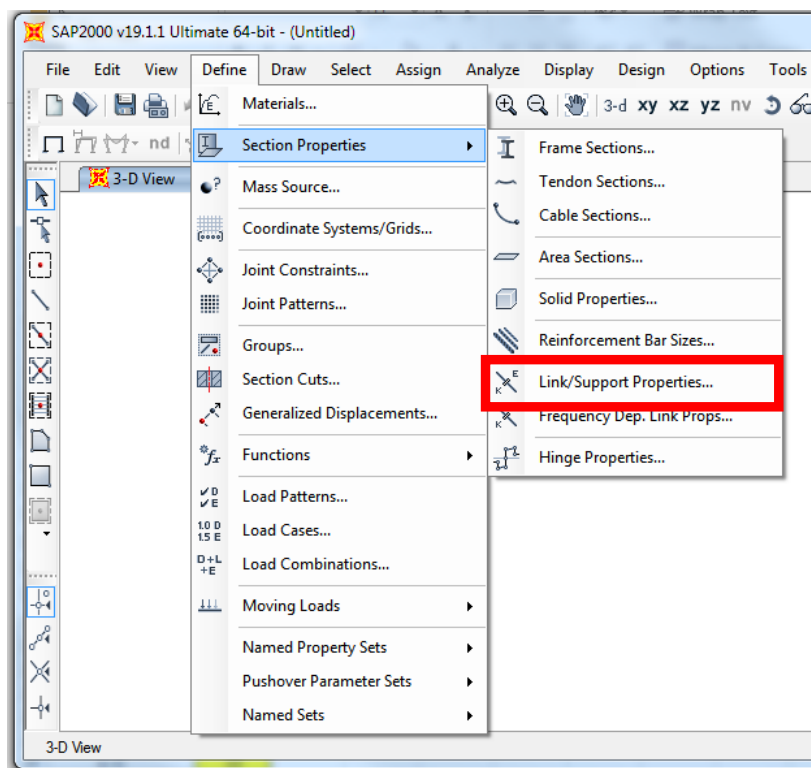


Figure C.1 : Fenêtre pour définir l'élément « Link »

On sélectionne ensuite le comportement « Multilinear Plastic » et on attribue pour la direction axiale « U1 » la réponse « NonLinear » comme illustrée à la Figure C.2. En appuyant sur « Modify/Show for U1... » la fenêtre montrée à la Figure C.3 apparaît, ce qui permet d'entrer les paramètres de la courbe d'hystérésis *Pivot* et l'enveloppe de la relation force-déformation. Les valeurs pour la courbe sont données au Tableau C.1 alors que celles de la relation sont données à la Figure C.4. Finalement, on indique la valeur de la rigidité effective  $EA/L_H$  dans la case « Effective Stiffness ». Le paramètre  $L_H$  correspond à la longueur de la diagonale mesurée entre les rotules plastiques dans les goussets.

**Link/Support Property Data**

Link/Support Type: **MultiLinear Plastic**

Property Name: **LIN1** Set Default Name

Property Notes Modify/Show...

**Total Mass and Weight**

Mass: 0 Rotational Inertia 1: 0

Weight: 0 Rotational Inertia 2: 0

Rotational Inertia 3: 0

**Factors For Line, Area and Solid Springs**

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1

**Directional Properties**

Direction	Fixed	NonLinear
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Fix All Clear All

**Properties**

Modify/Show for U1...

Modify/Show for U2...

Modify/Show for U3...

Modify/Show for R1...

Modify/Show for R2...

Modify/Show for R3...

**P-Delta Parameters**

Advanced...

OK Cancel

Figure C.2 : Fenêtre pour attribuer les propriétés

Les valeurs du Tableau C.1 qui permettent de définir le trajet de la courbe d'hystérésis ont été déterminées avec l'aide de Maxime Lampron, étudiant sous la supervision du Professeur Tremblay. Pour déterminer ces valeurs, on a réalisé une analyse dynamique temporelle non linéaire avec comme chargement un déplacement unitaire dans la direction U1 auquel on a assigné la fonction contenant l'historique des déplacements de l'essai expérimental. Le chargement est appliqué à une des deux extrémités de l'élément. La section 5.1 présente la comparaison du modèle numérique

pour trois spécimens par rapport aux essais expérimentaux. À noter que les spécimens utilisés sont des profilés HSS.

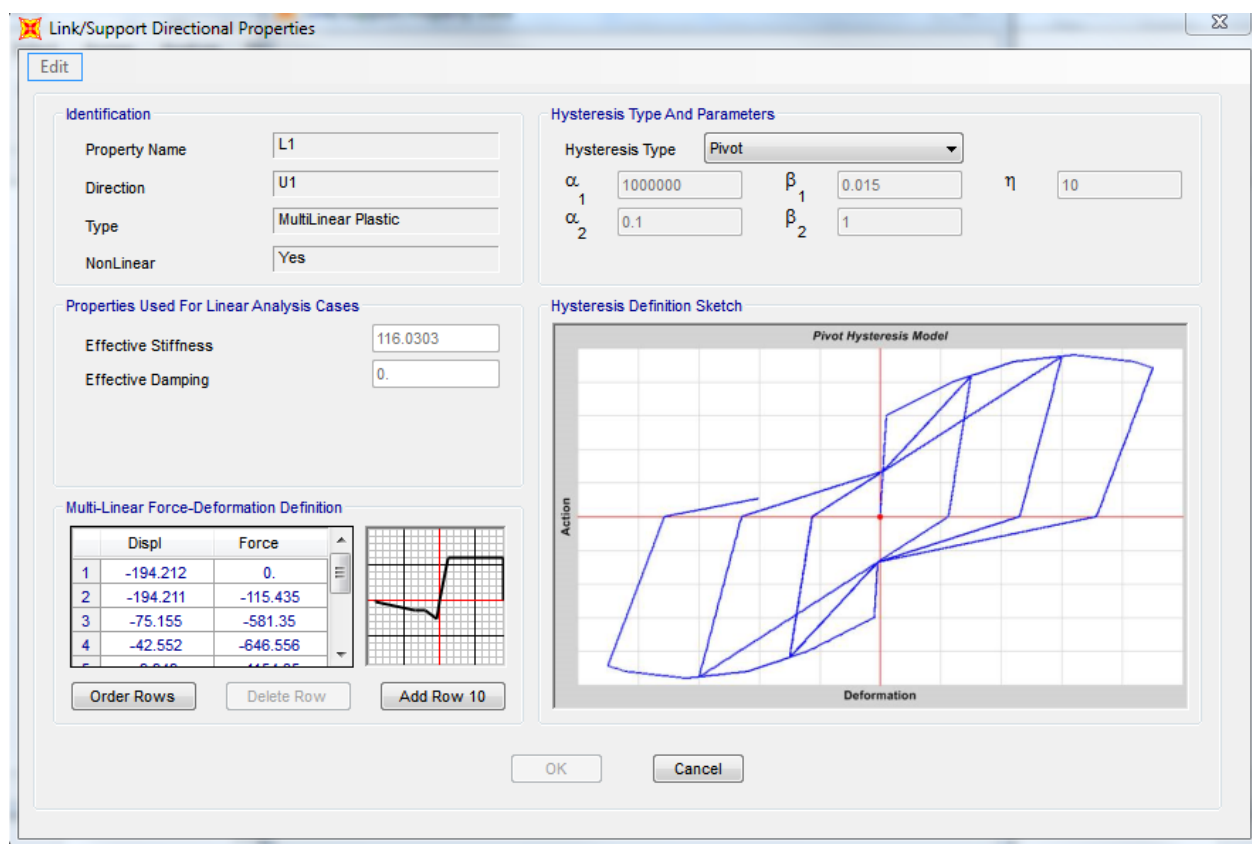


Figure C.3 : Fenêtre des paramètres du modèle « Pivot »

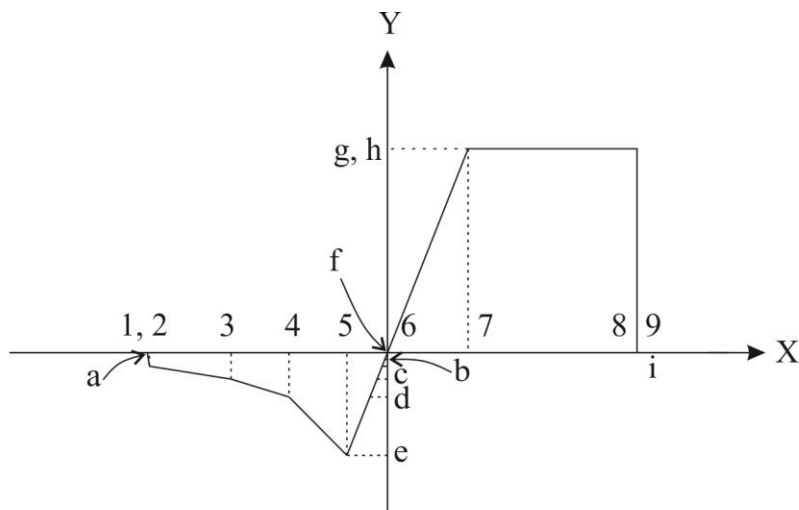
Tableau C.1 : Paramètres proposés du modèle « Pivot »

Paramètres	Valeurs
$\alpha_1$	1 000 000
$\alpha_2$	0.1
$\beta_1$	0.015
$\beta_2$	1
$\eta$	10

Les paramètres présentés au tableau ont été obtenus à partir de la moyenne des résultats de calibration et en arrondissant de sorte que les valeurs soient faciles à utiliser. Après plusieurs essais, il a été observé que la réponse n'était pas sensible à ces paramètres. En d'autres termes, l'impact n'était pas significatif si on changeait quelque peu les valeurs. Pour obtenir une réponse précise, une attention plus grande doit être mise pour déterminer les valeurs de l'enveloppe force-déformation. Pour ce faire, la Figure C.4 présente le modèle qui a été utilisé. Les valeurs des résistances probables en tension  $T_u$ , en compression  $C_u$  et de post-flambement  $C'_u$  sont calculés conformément à la norme CSA S16-14. Dans la définition de l'enveloppe, on a inclus la rupture des diagonales par fatigue sur la base du modèle proposé dans l'article de Tremblay et al., (2003) et en se basant sur les travaux de Della Corte et al. (2007). Le paramètre  $\delta_u$  correspond à la déformation axiale ultime à la rupture et est calculé en fonction de la ductilité anticipée de la diagonale  $\mu$  (Tremblay et al. 2003). Ce paramètre est fonction de l'élancement effectif  $\lambda$  de la diagonale. Les abscisses 1 et 9 ont été définies pour fermer la courbe et les valeurs sont légèrement différentes des points adjacents puisque le logiciel SAP2000 n'accepte pas deux valeurs pour la même abscisse. À noter que si le modèle subit des problèmes de convergence, une des causes pourrait être ces points d'extrémités. Pour y remédier, l'utilisateur devra définir des points imaginaires de chaque côté de la courbe pour ne pas avoir une forme fermée. Par ailleurs, le couple (4 ; d) ne provient pas d'une analyse rationnelle, mais d'observations de la forme de la courbe d'hystérésis. En effet, l'enveloppe force-déformation des résultats expérimentaux présente une forme parabolique après avoir atteint la résistance probable en compression. Ainsi, de façon très simpliste, l'équation de la dérivée de la parabole ( $y = x^2 + bx$ ) a été utilisée pour définir les forces entre les points 3 et 5 qui correspondent respectivement à la résistance  $C_u$  et  $C'_u$ . L'abscisse du point 4 a été placée à mi-chemin entre les points 3 et 5.

Ce modèle représente bien le comportement d'une seule diagonale, mais dans le cas d'un contreventement en X, l'équation de la fracture n'est pas tout à fait adéquate selon Tremblay et al. (2003). En effet, pour un arrangement en X, la diagonale tendue supporte au centre la diagonale en compression et donc celle-ci flambe sur une plus petite distance ce qui engendre des déformations hors plan plus élevées (Tremblay et al., 2003). Puisque pour un même niveau de ductilité, les déformations sont plus grandes, pour un arrangement en X, la fracture survient plus rapidement. Ainsi, pour les configurations en X, le critère de rupture devrait être basé sur la rotation dans la rotule plastique et transformée en déformation axiale équivalente au moyen des équations proposée

dans l'article de Tremblay et al. (2003). Ainsi, au besoin, le modèle ici présenté devrait être modifié pour simuler la fracture des diagonales dans les contreventements en X.



Abscisses		Ordonnées	
1	$-\delta_u - 0.001$	0	a
2	$-\delta_u$	$-0.1C_u$	b
3	$-3\delta_y$	$-C'_u$	c
4	Moyenne	$-C'_u + 2(-3\delta_y - \text{Moyenne})$	d
5	$\frac{-C_u}{EA/L}$	$-C_u$	e
6	0	0	f
7	$\delta_y$	$T_u$	g
8	$\delta_u$	$T_u$	h
9	$\delta_u + 0.001$	0	i

$$\bullet \delta_u = \frac{\mu_f \delta_y}{2}$$

$$\bullet \delta_y = \frac{R_y F_y L_H}{E}$$

$$\bullet \mu_f = 8.3\lambda + 2.4$$

$$\bullet \text{Moyenne} = \left( \frac{-C_u}{EA/L} + -3\delta_y \right) / 2$$

Figure C.4 : Modélisation de l'enveloppe force-déformation

## ANNEXE D – STRUCTURE INDUSTRIELLE MINIÈRE

Cette annexe contient les explications pour la conception préliminaire du prototype présenté à la section 6.2. L’auteur reconnaît que plusieurs hypothèses ou détails peuvent être incorrects. Cette section présente donc une conception préliminaire du prototype et de plus amples recherches devraient être menées pour valider et vérifier les hypothèses et la conception.

Pour supporter ces immenses charges et pour résister aux forces sismiques induites, chaque baie de la structure doit être contreventée. De plus, plusieurs colonnes et poutres sont des sections non standards, faites sur mesure. La Figure D.1 présente des exemples de sections non standards utilisées pour la conception du prototype. La Figure D.2 a) présente une vue en plan de l’étage 6 avec les sections extrudées. L’emplacement de la coupe A-A est présenté sur la vue d’élévation de la Figure 6.5. Pour supporter les forces gravitaires et les effets sismiques, les colonnes de coin sont des sections de forme « crucifix ». Le Tableau D.1 présente, pour les colonnes de coin et de centre, les efforts axiaux ( $C_r$ ) les moments de flexion dans la direction de l’axe faible ( $M_2$ ) et de l’axe fort ( $M_3$ ) en plus des sections utilisées pour résister à ces forces de conception. Pour les poutres, celles-ci reprennent les pressions horizontales du sol et donc l’axe fort est orienté à l’horizontale. Le Tableau D.2 présente les forces de conception ainsi que les sections utilisées pour les poutres de coin et de centre.

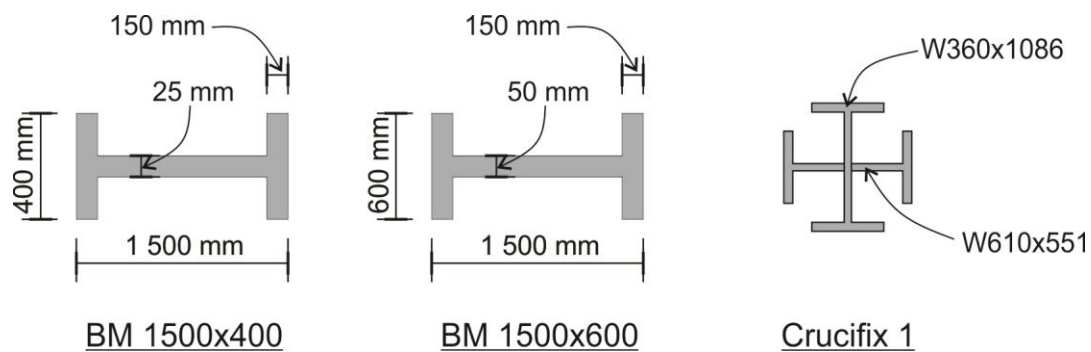
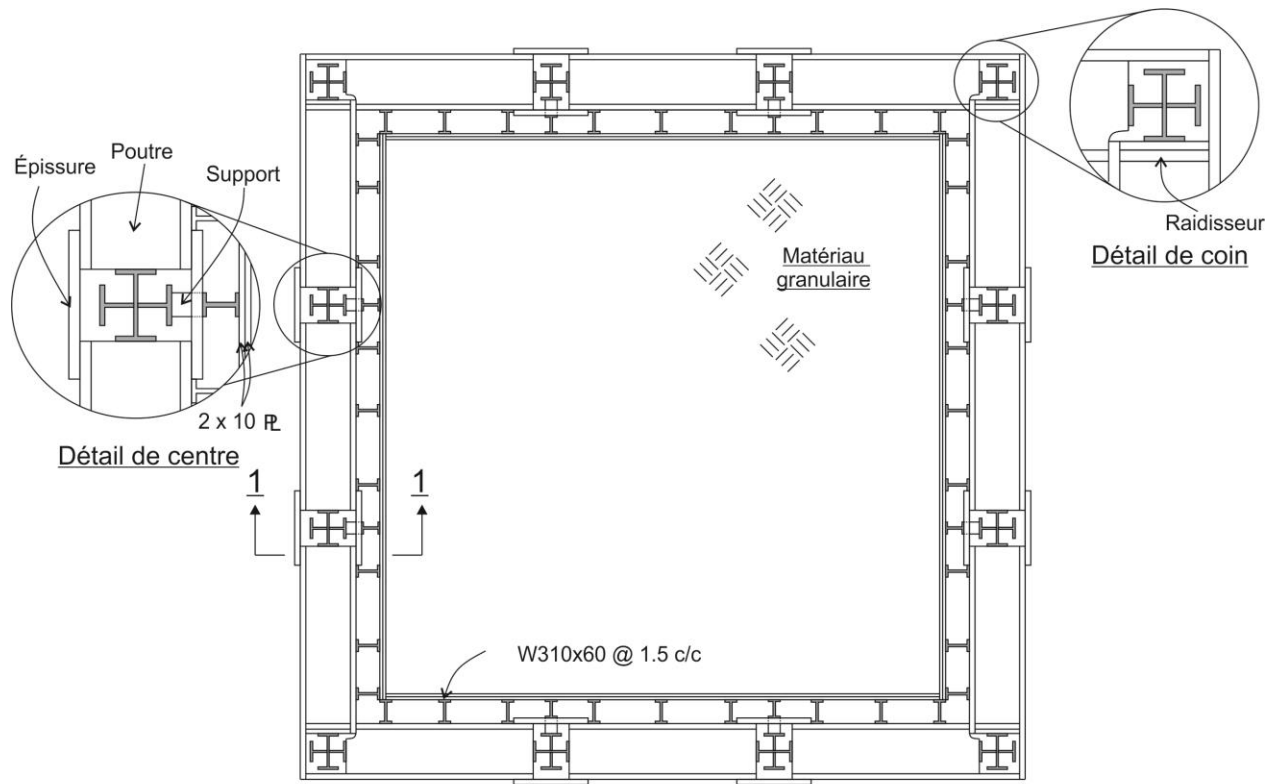


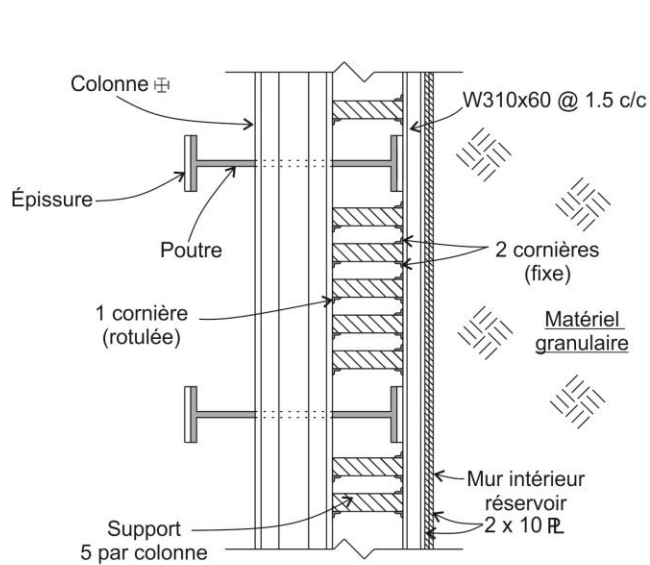
Figure D.1 : Sections non standards

Les poutres sont reliées entre elles à l’aide d’épissures ce qui permet de bénéficier de l’effet des poutres continues, qui diminue les moments de flexion en comparaison à des poutres sur appuis simples. La Figure D.2 a) du détail de centre montre les épissures.

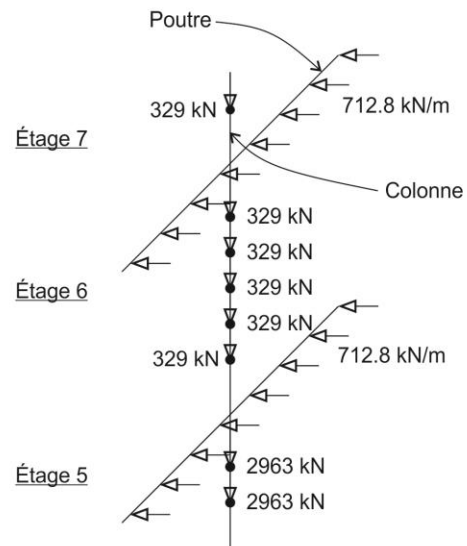




a) Coupe A-A



b) Coupe 1-1



c) Modélisation

Figure D.2 : Prototypé minier : a) vue en plan de l'étage 6; b) vue d'élévation des colonnes pour la coupe 1-1; et c) modélisation des colonnes présentées à la coupe 1-1

Pour les coins, l'aile des poutres est continuée au-delà des colonnes afin de faire la jonction entre les deux poutres orthogonales. Des raidisseurs sont également ajoutés, comme montré dans le détail de coin de la Figure D.2 a).

Le réservoir est composé de deux plaques de 10 mm, ce qui permet de changer la plaque en contact avec le matériau granulaire lors de la réhabilitation de l'ouvrage. Ces plaques sont retenues par un ensemble de poutres verticales espacées à tous les 1.5 m. La section W310x60 n'a pas été vérifiée, elle provient du plan initial proposé par l'ingénieur Mark Lasby. Les charges gravitaires du matériau granulaire sont transmises aux poteaux à l'aide de cinq supports par poteaux comme montré à la coupe 1-1 de la Figure D.2. Ces supports sont fixés, à l'aide de soudures et de deux cornières, aux sections W310x60 qui composent les poutres du réservoir. On suppose que cette connexion est fixe à cette extrémité, alors que pour transmettre les forces à la colonne, la connexion est supposée rotulée. Ceci permet de transmettre les forces ponctuelles sans moment de flexion additionnelle. La Figure D.2 c) présente la modélisation numérique des colonnes du nœud 12 (Figure 6.7) des étages 5 à 7. Sur cette figure sont illustrés les poteaux avec les charges ponctuelles verticales. Les poutres sont également montrées avec les charges horizontales provenant de la pression des terres. À titre d'exemple, la charge également distribuée de 712.8 kN/m produit un moment de flexion de 27 040 kN-m (Tableau D.2) alors que pour la colonne de l'étage 6, la force axiale, due aux charges de gravité et en considérant les niveaux supérieurs est de 11 870 kN. À cela doivent s'ajouter les forces induites par les diagonales du calcul par capacité. À cet effet, le Tableau D.3 présente les forces de conception des diagonales pour deux des quatre plans de la structure. Ces deux plans sont positionnés sur deux axes orthogonaux. Les forces de conception sont obtenues de la combinaison des charges gravitaires et sismiques. Comme montré dans ce tableau, les sections utilisées pour les diagonales sont massives, ce qui induit des forces de conception très grandes aux colonnes. À titre indicatif, le Tableau D.4 présente les forces de conception pour la combinaison des forces gravitaires et sismiques. Les forces sismiques sont obtenues par calcul par capacité et en suivant les recommandations de l'article M.5.1 de l'Annexe M. La résistance axiale pondérée  $C_r$  de la section est également montrée. Pour les niveaux inférieurs, les forces de conception sont beaucoup plus grandes que les résistances. Cette situation a confirmé la nécessité d'entreprendre des travaux de recherche pour évaluer la demande axiale des colonnes communes à deux plans de contreventements orthogonaux.

En somme, cette section est une brève introduction des travaux qui ont été réalisés pour tenter de dimensionner le prototype. L'auteur reconnaît que plusieurs hypothèses sont vaguement présentées et qu'un travail plus en profondeur doit être réalisé pour tenter de déterminer si ce type de conception peut être réalisé avec une structure d'acier.

Tableau D.1 : Forces de conception des colonnes de coin et de centre induites par les charges de gravité

Étage ( )	Colonnes de coin				Colonnes de centre			
	C <sub>f</sub> (kN)	M <sub>2</sub> (kN-m)	M <sub>3</sub> (kN-m)	Section ( )	C <sub>f</sub> (kN)	M <sub>2</sub> (kN-m)	M <sub>3</sub> (kN-m)	Section ( )
11	206	1	6	W360X91	94	0	85	W200X59
10	1 283	1	6	W360X314	650	0	85	W200X86
9	3 335	3	5	W360X592	1 935	0	50	W310X226
8	5 890	3	3	W360X1086	3 014	0	34	W310X375
7	8 821	9	9	Crucifix1	3 867	0	318	W360X382
6	11 870	8	8	Crucifix1	4 784	1	579	W360X463
5	19 055	8	7	Crucifix1	21 604	1	582	W360X1086
4	21 755	9	9	Crucifix1	19 469	2	573	W360X990
3	24 420	12	11	Crucifix1	18 833	6	1 286	W360X1086
2	26 694	2	1	Crucifix1	19 318	10	1 287	W360X900
1	27 164	1	248	Crucifix1	19 158	10	643	W360X818

Tableau D.2 : Forces de conception des poutres de coin et de centre induites par les charges de gravité

Étage ( )	Poutres de coin				Poutres de centre			
	C <sub>f</sub> (kN)	M <sub>2</sub> (kN-m)	M <sub>3</sub> (kN-m)	Section ( )	C <sub>f</sub> (kN)	M <sub>2</sub> (kN-m)	M <sub>3</sub> (kN-m)	Section ( )
11	0	0	80	W200X35.9	0	0	80	W200X35.9
10	0	10	1 431	W610X174	0	6	310	W360X110
9	0	48	11 039	W1000X883	0	8	1 126	W690X152
8	0	65	21 195	BM1500x400	0	14	1 936	W760X257
7	0	65	25 354	BM1500x400	0	48	7 261	W1000X883
6	0	65	27 040	BM1500x400	0	48	7 773	W1000X883
5	0	104	27 015	BM1500x600	0	65	10 962	BM1500x400
4	0	104	31 762	BM1500x600	0	14	2 409	W760X257
3	0	104	35 459	BM1500x600	0	16	3 460	W1000X296
2	0	48	13 132	W1000X883	0	11	2 049	W840X193
1	0	18	0	W150X37.1	0	18	0	W200X41.7

Tableau D.3 : Forces de conception des diagonales, pour deux plans orthogonaux, induites par les charges gravitaires et sismiques

Étage ( )	Diagonales plan 1		Diagonales plan 2	
	C <sub>f</sub> (kN)	Section ( )	C <sub>f</sub> (kN)	Section ( )
11	167	W130X23.8	168	W130X23.8
10	569	W200X41.7	702	W250X58
9	1030	W250X58	1039	W250X58
8	1498	W200X71	1520	W200X71
7	2036	W310X86	2064	W310X86
6	2160	W310X86	2259	W250X89
5	3663	W310X129	4071	W310X143
4	4204	W310X143	4362	W310X143
3	3712	W310X129	4240	W310X143
2	2265	W310X86	2455	W310X86
1	2318	W310X86	2573	W250X89

Tableau D.4 : Forces de conception des colonnes de coin induites par la combinaison des charges gravitaires et sismiques

Étage ( )	Colonnes de coin		
	C <sub>f</sub> (kN)	C <sub>r</sub> (kN)	Section ( )
11	411	2 460	W360X91
10	3 006	9 193	W360X314
9	8 651	17 982	W360X592
8	18 340	34 745	W360X1086
7	30 183	60 670	Crucifix1
6	43 738	60 670	Crucifix1
5	64 087	60 670	Crucifix1
4	85 180	60 670	Crucifix1
3	106 239	60 670	Crucifix1
2	121 779	63 452	Crucifix1
1	131 325	63 452	Crucifix1