

Titre: Étude de la réponse globale des cadres à contreventement excentrique à liens longs aux charges sismiques
Title: excentrique à liens longs aux charges sismiques

Auteur: Jonathan Gleize
Author:

Date: 2013

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Gleize, J. (2013). Étude de la réponse globale des cadres à contreventement excentrique à liens longs aux charges sismiques [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/1241/>
Citation:

Document en libre accès dans PolyPublie Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/1241/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Sanda Koboevic
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DE LA RÉPONSE GLOBALE DES CADRES À
CONTREVENTEMENT EXCENTRIQUE À LIENS LONGS AUX CHARGES
SISMIQUES

JONATHAN GLEIZE

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 2013

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

ÉTUDE DE LA RÉPONSE GLOBALE DES CADRES À CONTREVENTEMENT
EXCENTRIQUE À LIENS LONGS AUX CHARGES SISMIQUES

présenté par : GLEIZE Jonathan

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

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

M. TREMBLAY Robert, Ph.D., président

Mme KOBOEVIC Sanda, Ph.D., membre et directrice de recherche

Mme TIRCA Lucia, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

J'adresse mes plus sincères remerciements à ma directrice de recherche, Mme Koboovic. Elle m'a apporté son expérience, ses précieux conseils, un support financier et de la bonne humeur tout au long de ce projet afin que sa réalisation se fasse avec succès.

Je tiens également à remercier tous les professeurs et étudiants du Groupe de Recherche en Structure de l'École Polytechnique de Montréal. La diversité des personnes permet de former un groupe soudé dans lequel chacun prend le temps d'aider l'autre.

Enfin, j'aimerais tout particulièrement remercier ma famille et mon entourage pour leur soutien démesuré pendant toute la durée de cette Maîtrise.

RÉSUMÉ

Les travaux de recherche présentés dans ce mémoire traitent des cadres à contreventement excentrique (CCE), de type chevron, à liens longs. Le CCE a démontré, depuis une quarantaine d'années, qu'il est un système structural efficace sous chargement sismique. La dissipation d'énergie s'effectue par plastification du lien ductile. Ce dernier étant la pièce maîtresse du système, de nombreuses études ont porté sur sa longueur, son poids, sa géométrie, le type de profilé utilisable, l'utilisation de raidisseurs, l'intrusion de trous, etc. En revanche, on archive peu d'études effectuées sur la réponse globale du cadre à contreventement excentrique. De plus, des travaux antérieurs ont démontré que l'utilisation d'un lien court permet des déformations plus importante qu'en présence d'un lien long et d'augmenter ainsi la rigidité du cadre. Cependant, au niveau architectural, dans le but d'avoir plus d'espace, des CCE à liens longs sont considérés comme plus adéquats. C'est alors dans le but d'explorer le comportement sismique des liens longs et la réponse globale de la structure, que ce projet y trouve son intérêt.

Ces travaux concernent donc les liens de longueur importante. Dans ce cas, la plastification est due à la flexion, contrairement aux liens courts reconnus pour leur plastification par cisaillement. Dans le but de contrôler la plastification dans le lien ductile, les normes de calcul utilisées dans ce projet, le CNBC 2010 et le CSA-S16-09, préconisent un dimensionnement par capacité. Celui-ci consiste à déterminer, dans un premier temps, le profilé optimal pour le lien, afin de résister aux forces sismiques et, dans un second temps, de dimensionner les autres membrures de la structure selon la résistance plastique et la sur-résistance de l'élément lien. La sur-résistance du lien provient de l'écrouissage et d'une limite élastique du matériau supérieure à celle utilisée théoriquement. En présence de liens longs, le segment de poutre hors lien doit résister aux efforts axiaux ainsi qu'aux moments fléchissant à l'extrémité de la poutre. Dans le but de conserver la même section sur toute la poutre et de résister à ces efforts importants, les poutres hors lien ont été dimensionnées afin d'accepter une faible plastification et des connexions rigides entre poutre et diagonale ont été utilisées pour que la diagonale reprenne une partie du moment transmis. Le dimensionnement de quatre bâtiments différents a donc été réalisé selon ces considérations. Les bâtisses diffèrent selon leur hauteur, trois ou huit étages, et leur localisation, Montréal, QC, ou Vancouver, C-B. Ce projet effectue donc une comparaison du comportement d'une même structure, utilisant des CCE, localisée soit à l'Est canadien soit à l'Ouest.

Afin de procéder à des analyses non linéaires, un modèle des structures a été établi sur le logiciel OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation). L'utilisation de ce logiciel, est décrite dans ce mémoire. La première étape a été de parvenir à un modèle de lien long dont les résultats correspondent à ceux obtenus lors d'expérimentations antérieures. Les expérimentations sur les liens longs d'Okazaki et al. (2004, 2006) ont été utilisées. Un modèle de lien intermédiaire, plastifiant à la fois en cisaillement et en flexion, a également été développé. La seconde étape a été de modéliser la structure multi-étageée. La particularité d'OpenSees est de pouvoir concevoir tous les éléments hors lien inélastiques. Ce choix a été entrepris afin d'étudier la possibilité d'incursions plastiques dans les membrures, autres que le lien, et d'analyser alors la stabilité de la structure.

Il a fallu ensuite sélectionner les accélérogrammes admissibles pour les deux localisations étudiées. Afin d'explorer l'impact des différentes méthodes de sélection et de calibration des accélérogrammes sur les indicateurs de la réponse inélastique des structures étudiées deux ensembles ont été constitué en respectant les combinaisons M-R qui contribuent le mieux à l'aléa sismique de Montréal et Vancouver. Ces séismes sont soit des enregistrements histoires, soit des accélérogrammes hybrides ou des accélérogrammes simulés. Les deux ensembles ont été sélectionnés et calibrés en utilisant deux méthodes différentes : (i) la méthode Least Moving Average, extraite de Morteza (2012), et (ii) la méthode développée par Atkinson (2009).

Les quatre structures ont alors subi des analyses temporelles non linéaires et les résultats ont été recueillis en observant certains paramètres de réponse. Ces derniers sont la sur-résistance du lien ductile, sa rotation inélastique ainsi que la plage de rotation inélastique entre la valeur maximale négative et celle positive, le cisaillement à la base, le déplacement inter-étages, les efforts dans les membrures hors lien, la répartition du moment fléchissant transmis du lien aux autres éléments, la possibilité d'incursions plastiques dans les éléments hors lien, la probabilité de plastification des diagonales et finalement la demande en rotation inélastique du segment de poutre hors lien et de la diagonale. Les conclusions suivantes ont alors été tirées :

- Les structures de Vancouver ont subi plus de dommages que celles de Montréal.
- Les recommandations des normes ont été globalement respectées à l'exception des restrictions concernant la rotation inélastique.

- Les valeurs de sur-résistance du lien sont, pour la plus part, nettement inférieures à celle préconisée par le CSA-S16-09. Il serait donc intéressant de dimensionner les bâtiments avec une valeur de sur-résistance plus faible que celle de la norme.
- Les efforts dans les éléments hors lien sont généralement inférieurs à ceux obtenus lors du dimensionnement.
- La répartition du moment fléchissant du lien au segment de poutre hors lien et à la diagonale est correctement prédite au dimensionnement.
- Une forte corrélation entre le déplacement inter-étages et la rotation inélastique du lien a été remarquée. Une relation, similaire à toutes les structures étudiées, a été établie.
- Les incursions plastiques dans les membrures hors lien sont très faibles et leurs effets sur le comportement global de la structure sont négligeables.
- À l'exception du dernier étage, les valeurs de rotation inélastique des poutres hors lien n'excèdent pas la valeur en rotation inélastique disponible. Les rotations inélastiques des diagonales sont relativement faibles.
- Le comportement de la structure en fonction de la méthode de calibration de séisme est difficile à prédire. Les valeurs diffèrent selon la localisation et la méthode de calibration joue un rôle sur les résultats selon certains paramètres d'étude. La rotation inélastique est celui qui varie le plus en fonction de la méthode d'étalonnage.

ABSTRACT

The research presented in this thesis deals with chevron-type eccentrically braced frames (EBF), with long links. Over the past forty years, the EBF has proved to be an effective structural system to resist seismic loading. In this system, the energy dissipation is achieved through the plastic deformation of the link. Because the link is the most important element of the system, many previous studies have focused on its length, weight, geometry, the type of profile used, the use of stiffeners, the intrusion of holes, etc.. In contrast, there are few studies examining the overall response of eccentrically braced frame. In addition, previous studies have shown that the short link can undergo larger inelastic deformations, and thus increase the dissipation of the seismic energy. However, from the architectural point of view, the EBF with long links have their advantages related mostly to geometrical arrangements. Therefore the main objective of this project is to explore the seismic behaviour of long links and the overall response of the structure. Long links yield predominantly in flexure, the yielding in flexure dominates, whereas yielding in shear characterise seismic response of short link.

The structures examined in this study were designed following capacity design principles in accordance to the standards NBCC 2010 and the CSA-S16-09. The first step consists in finding the optimal link section to resist seismic forces. Other members of the structure are then selected to resist the forces developed by fully yielded and strain-hardened links.. The outer beam segment must withstand the axial forces and the bending moments at the end of the beam. In order to keep the same section throughout the beam and resist these important forces, outer beams were designed to accept yielding and rigid connections between beams and braces were used to transfer bending moments to the braces. The design of four different buildings has been carried out in previous projects according to these considerations. The buildings have different heights, three or eight floors, different locations, Montreal, Qc, or Vancouver, B-C. So this project will make a comparison of the behaviour of a structure using EBF located either in Eastern Canada or in the West.

To perform nonlinear analysis, a model of the structures was developed in the OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) software. The main characteristic of the selected software is described. Link model was calibrated using experiments carried out by Okazaki and al. experiments (2004, 2006) on long links specimens. A model of an intermediate link, that takes into account both flexural and shear yielding has also been developed. After the

link model was successfully calibrated, the analytical model the multi-storey structure was built. Inelastic behaviour was represented for all other members of the frame even though design procedure aims to achieve elastic behaviour of these elements. This choice was done in order to investigate the possibility of plastic incursions in elements other than the links and evaluate the impact of such behaviour to the global seismic response of the frame.

The nonlinear time history analyses were carried out for the sets of ground motion records selected for two locations studied. To explore the impact of different methods of selection and calibration of ground motions on the indicators of inelastic response of structures, two sets were selected in accordance with the M-R scenarios that contribute the most to the seismic hazard of Montreal and Vancouver. These earthquake records are either historical ground motions, hybrid records or simulated records. Selected ground motion ensembles were selected and calibrated using two different methods: (i) Least Moving Average method, extracted from Morteza (2012), and (ii) the method developed by Atkinson (2009).

The Several response parameters relative to link behaviour and the behaviour of other frame members were determined using results of nonlinear time-history analysis. These parameters include the overstrength of the link, the inelastic rotation and the range of inelastic rotations, the base shear, the inter-storey drift, forces in the outer link elements, the distribution of the bending moment transmitted from the link to the other elements. The possibility of plastic incursions in the elements outside of the link, the probability of yielding of braces and the demand inelastic rotation of outer beam and the brace were also studied. The following observations were made:

- Structures in Vancouver experiences more damage compared to those in Montreal.
- The requirements prescribed in design he standards were generally met with the exception of the values of link rotation.
- For the most part, the values of overstrength were much lower than the value recommended by the CSA-S16-09. It would be interesting to design buildings with a value lower than the standard overstrength and study their seismic response to establish if the design provisions could be relaxed.
- Efforts in elements outside of the link were generally lower compared to those estimated in design.

- The distribution of the link bending moment between the outer beams and the braces were correctly predicted by the design.
- A strong correlation between the inter-storey drift and the inelastic link rotation was noted. A similar relationship between the two parameters was found for all structures studied.
- Few plastics incursions into elements outside of the link were recorded and their effects on the overall behaviour of the structure are negligible.
- With the exception of the last storey, the inelastic rotation values of outer beams do not exceed the calculated inelastic rotation available. Inelastic rotation values of braces are relatively low.
- No consistency of results was observed in function of the calibration method used to adjust ground motion records. Calibration method had more incidences on the deformations compared to forces. Inelastic link rotation is the parameter that most varied according to the calibration method selected.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
RÉSUMÉ.....	IV
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES	XVI
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXI
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Problématique.....	1
1.2 Objectifs	4
1.3 Procédure.....	5
1.4 Organisation du mémoire	6
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE.....	7
2.1 Études expérimentales et analytiques.....	7
2.1.1 Sommaire des études expérimentales.....	7
2.1.2 Résumé des études analytiques	16
2.2 Dimensionnement dicté par les normes.....	38
2.2.1 Étapes de dimensionnement	38
2.2.2 CNBC 2010	39
2.2.3 CSA-S16-09	44
2.3 Résumé	51
CHAPITRE 3 DIMENSIONNEMENT DES BÂTIMENTS.....	53
3.1 Présentation générale des bâtiments étudiés	53
3.2 Approches de conception	57

3.3 Charges de conception.....	58
3.4 Étapes de dimensionnement des membrures.....	60
3.4.1 Dimensionnement du lien.....	60
3.4.2 Dimensionnement des éléments hors lien	60
3.5 Résultats du dimensionnement.....	62
3.5.1 Valeurs de périodes fondamentales	62
3.5.2 Profilés sélectionnés	62
3.5.3 Contribution de la diagonale	69
3.6 Résumé	72
CHAPITRE 4 ANALYSES NON LINÉAIRES	73
4.1 Modélisation.....	73
4.1.1 Logiciel OpenSees.....	73
4.1.2 Modélisation du lien ductile	77
4.1.3 Modélisation des éléments hors lien	89
4.1.4 Autres paramètres à incorporer à la modélisation du bâtiment	93
4.2 Choix des accélérogrammes et méthodes de calibration.....	97
4.2.1 Choix des séismes	97
4.2.2 Méthodes de calibration des séismes.....	104
4.3 Résumé	108
CHAPITRE 5 RÉSULTATS DES ANALYSES	110
5.1 Les comportements analysés	110
5.1.1 Résultats liés aux liens	110
5.1.2 Résultats illustrant le comportement global de la structure	111
5.2 Périodes fondamentales des bâtiments lors des analyses	114
5.3 Résultats des bâtiments de 3 étages.....	114

5.3.1	Structure à Montréal	114
5.3.2	Structure à Vancouver	120
5.3.3	Résumé de la réponse observée pour les structures de 3 étages.....	127
5.4	Résultats des bâtiments de 8 étages.....	129
5.4.1	Structure à Montréal	129
5.4.2	Structure à Vancouver	135
5.4.3	Résumé de la réponse observée pour les structures de 8 étages.....	147
5.5	Relation entre le déplacement inter-étages et la rotation inélastique des liens	149
5.5.1	Relation entre Δ et γ pour le bâtiment de 3 étages	149
5.5.2	Relation entre Δ et γ pour le bâtiment de 8 étages	151
5.5.3	Relation entre Δ et γ	152
5.5.4	Première plastification.....	154
5.6	Étude détaillée du comportement des membrures hors lien de la structure de 8 étages à Vancouver	156
5.6.1	Incursions plastiques dans les éléments hors lien	156
5.6.2	Capacité de rotation inélastique	159
5.6.3	Probabilité de plastification des diagonales	164
5.7	Résumé	166
	CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	168
6.1	Résumé	168
6.2	Conclusions	171
6.3	Recommandations	174
	BIBLIOGRAPHIE	175

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-1 Calcul du cisaillement à la base	59
Tableau 3-2 Profilés sélectionnés pour le bâtiment de 3 étages à Montréal	63
Tableau 3-3 Propriétés des liens ductiles et du déplacement inter-étages du bâtiment de 3 étages à Montréal	63
Tableau 3-4 Profilés sélectionnés pour le bâtiment de 3 étages à Vancouver	64
Tableau 3-5 Propriétés des liens ductiles et du déplacement inter-étages du bâtiment de 3 étages à Vancouver	64
Tableau 3-6 Profilés sélectionnés pour le bâtiment de 8 étages à Montréal	65
Tableau 3-7 Propriétés des liens ductiles et du déplacement inter-étages du bâtiment de 8 étages à Montréal	65
Tableau 3-8 Profilés sélectionnés pour le bâtiment de 8 étages à Vancouver	67
Tableau 3-9 Propriétés des liens ductiles et du déplacement inter-étages du bâtiment de 8 étages à Vancouver	67
Tableau 3-10 Répartition moyenne obtenue lors du dimensionnement du moment fléchissant (en %) entre la poutre hors lien et la diagonale	69
Tableau 3-11 Vancouver 8 étages : Résultat de l'équation d'interaction pour la poutre hors lien	70
Tableau 4-1 Détails des liens longs des expériences d'Okazaki et al. (2004, 2006)	85
Tableau 4-2 Valeurs de plateaux plastiques obtenues des liens longs d'Okazaki (2004, 2006) et celles présentées par Ricles et Popov (1994) et Ramadan et Ghobarah (1995)	88
Tableau 4-3 Sélection des enregistrements hybrides pour Montréal (Dehghani, 2012)	99
Tableau 4-4 Sélection des enregistrements simulés pour Montréal (Dehghani, 2012)	100
Tableau 4-5 Séismes pour Montréal sélectionnés et calibrés par la méthode d'Atkinson (2009)	101
Tableau 4-6 Sélection des accélérogrammes historiques pour Vancouver (Dehghani, 2012)	102
Tableau 4-7 Sélection des accélérogrammes historiques pour Vancouver (Dehghani, 2012) (suite)	103

Tableau 4-8 Séismes pour Vancouver sélectionnés et calibrés par la méthode d'Atkinson (2009)	103
Tableau 5-1 Périodes fondamentales des bâtiments obtenues lors des analyses non linéaires	114
Tableau 5-2 Montréal 3 étages : Répartition moyenne du moment fléchissant (en %) entre la poutre hors lien et la diagonale.....	119
Tableau 5-3 Montréal 3 étages : Efforts axiaux et moments moyens dans les poteaux.....	120
Tableau 5-4 Vancouver 3 étages : Répartition moyenne du moment fléchissant (en %) entre la poutre hors lien et la diagonale.....	125
Tableau 5-5 Vancouver 3 étages : Efforts axiaux et moments moyens dans les poteaux	126
Tableau 5-6 Montréal 8 étages : Répartition moyenne du moment fléchissant (en %) entre la poutre hors lien et la diagonale.....	133
Tableau 5-7 Montréal 8 étages : Efforts axiaux et moments moyens dans les poteaux	134
Tableau 5-8 Vancouver 8 étages : Durée de plastification des liens pour les séismes 1512_TCU078-E et 3451_TCU040-E.....	141
Tableau 5-9 Vancouver 8 étages : Répartition moyenne du moment fléchissant (en %) entre la poutre hors lien et la diagonale.....	145
Tableau 5-10 Vancouver 8 étages : Efforts axiaux et moments moyens dans les poteaux	146
Tableau 5-11 Vancouver 8 étages : Déplacement inter-étages à la première plastification de chaque étage	154
Tableau 5-12 Vancouver 8 étages : Incursions plastiques dans les éléments hors lien des séismes LMA	156
Tableau 5-13 Vancouver 8 étages : Capacité de rotation et rotation inélastique de la poutre hors lien	160
Tableau 5-14 Vancouver 8 étages : Rotation inélastique disponible utilisée pour la poutre hors lien	161
Tableau 5-15 Vancouver 8 étages : Rotation plastique θ_f et déformée axiale maximale δ_c d'une diagonale provoquant sa rupture	163

Tableau 5-16 Vancouver 8 étages : Probabilité de plastification de la diagonale avant la rupture du lien ductile.....	164
--	-----

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 Cadres à contreventement excentrique : (a) excentrique, (b) à chevron et (c) à chevron inversé (Popov et Engelhardt, 1988)	2
Figure 1-2 Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant de la poutre d'un CCE	3
Figure 2-1 Détails du test d'Okazaki et al. (2004, 2006)	9
Figure 2-2 Efforts dans le lien ductile: (a) CCE classique, (b) test d'Okazaki et al. (2004, 2006) ..	10
Figure 2-3 réactions et angles mesurés lors des expérimentations d'Okazaki et al. (2004, 2006) ..	11
Figure 2-4 Forces V, Mb et Mc obtenues par équilibre statique à l'extrémité de la poutre (Okazaki et al., 2004, 2006)	11
Figure 2-5 forces V et Mc obtenues par équilibre statique à l'extrémité de la colonne (Okazaki et al., 2004, 2006)	12
Figure 2-6 Détermination de l'angle de rotation du lien (Okazaki et al., 2004, 2006)	12
Figure 2-7 (a) Photo de montage de 6 étages. (b) Courbes hystérésis du test et du modèle de l'effort tranchant dans le lien en fonction de la rotation (Whittaker et al., 1987)	15
Figure 2-8 Modélisation du lien ductile et des sous-rotules inélastiques (Ricles et Popov, 1994) ..	17
Figure 2-9 Lien modélisé par Ramadan et Ghobarah (1995)	18
Figure 2-10 Relation force-déformation pour (a) l'effort tranchant et (b) le moment du lien ductile (Ricles et Popov, 1994)	18
Figure 2-11 Diagrammes force-déplacement (Ramadan et Ghobarah, 1995)	19
Figure 2-12 Modélisation de lien de Bosco et Rossi (2008)	20
Figure 2-13 Lien simplifié par Jacobs (2010)	21
Figure 2-14 Diagramme moment/Rotation à sept paliers (Jacobs, 2010)	22
Figure 2-15 Modélisation de lien à âme réduite (Prinz et Richards, 2009)	24
Figure 2-16 Exemples de section réduite de lien (Naghipour et al., 2011)	24
Figure 2-17 Moments de la poutre: (a) CCE excentrique (b) CCE à chevron (c) BRBF-E excentrique (d) BRBF-E à chevron (Prinz et Richards, 2012)	31

Figure 2-18 Rotations d'une poutre avec rotule plastique (Lee et Stojadinovic, 2008)	33
Figure 2-19 Déformation hors plan d'une diagonale (Tremblay et al., 2003)	36
Figure 2-20 Représentation de la distribution des forces sismiques sur la structure (Koboevic, 2012).....	43
Figure 2-21 Représentation du moment de renversement à l'étage x (Koboevic, 2012)	43
Figure 2-22 Représentation de la rotation plastique du lien ductile (Koboevic, 2012).....	47
Figure 3-1 Vu en plan au niveau du (a) toit et de (b) l'étage type (Rozon, 2008).....	54
Figure 3-2 Configuration du type de contreventements pour les bâtiments de 3 et 8 étages (Laramée, 2012)	55
Figure 4-1 Organisation de la structure du logiciel OpenSees (Terzic, 2011)	74
Figure 4-2 détails de la modélisation d'un élément dans OpenSees (Mazzoni, 2005)	75
Figure 4-3 Exemple d'utilisation de la commande "section aggregator" sur OpenSees (Mazzoni, 2007).....	76
Figure 4-4 Modèle de détérioration modifié par Ibarra Krawinkler (Lignos et al., 2011)	78
Figure 4-5 Comparaison des courbes hystérésis obtenues par le spécimen 3 d'Okazaki et al. (2004, 2006) et avec une modélisation utilisant le matériau « Bilin » sur OpenSees	78
Figure 4-6 Comparaison des courbes hystérésis obtenues par le spécimen 6A d'Okazaki et al. (2004, 2006) et avec une modélisation utilisant le matériau « Steel02 » et « Bilin » sur OpenSees	79
Figure 4-7 Comparaison des courbes hystérésis obtenues par le spécimen 6A d'Okazaki et al. (2004, 2006) et avec la modélisation préconisée par Jacobs (2010)	80
Figure 4-8 Comportement multilinéaire de l'élément lien (Ramadan et Ghobarah, 1995)	82
Figure 4-9 Illustration de l'effet de Bauschinger et des écrouissages	83
Figure 4-10 Comportement d'une poutre hyperstatique (APK, 2011)	84
Figure 4-11 Comparaison des courbes hystérésis obtenues par le spécimen 3 d'Okazaki et al. (2004, 2006) et avec une modélisation utilisant le matériau « Steel02 » sur OpenSees	86

Figure 4-12 Comparaison des courbes hystérésis obtenues par le spécimen 7 d'Okazaki (2006) et avec une modélisation utilisant le matériau « Steel02 » sur OpenSees	86
Figure 4-13 Comparaison des courbes hystérésis obtenues par le spécimen 3 d'Okazaki et al. (2004, 2006) et avec une modélisation utilisant le matériau « Steel02 » sans écrouissage isotropique sur OpenSees	87
Figure 4-14 Comparaison des courbes hystérésis obtenues par le spécimen 3 d'Okazaki et al. (2004, 2006) et avec une modélisation utilisant les trois ressorts sur OpenSees	88
Figure 4-15 Comparaison des courbes hystérésis obtenues par le spécimen 7 d'Okazaki et al. (2004, 2006) et avec une modélisation utilisant les trois ressorts sur OpenSees	89
Figure 4-16 Modélisation de l'élément poteau/poutre inélastique (Izvernari, 2007)	90
Figure 4-17 Contraintes résiduelles pour un profilé de type W (Lamarche et Tremblay, 2008) ...	92
Figure 4-18 Valeurs de cisaillement avec amortissement non proportionnel et avec amortissement de Rayleigh en fonction des étages (Ricles et Popov, 1994).....	94
Figure 4-19 Schéma implicite de Newmark dit à accélération moyenne (φ est une fonction quelconque scalaire ou vectorielle)	95
Figure 4-20 Décomposition du risque sismique pour une période de 0,2s à (a) Montréal et (b) Vancouver (Halchuk et al., 2007)	97
Figure 4-21 Spectres de réponse calibrés des 20 séismes sélectionnés par Dehghani (2012) et le spectre du CNBC 2010 pour Montréal	105
Figure 4-22 Spectres de réponse calibrés des 20 séismes sélectionnés par Dehghani (2012) et le spectre du CNBC 2010 pour Vancouver	105
Figure 4-23 Spectres de réponse calibrés par la méthode d'Atkinson (2009) des 10 séismes sélectionnés et le spectre du CNBC 2010 pour Montréal	107
Figure 4-24 Spectres de réponse calibrés par la méthode d'Atkinson (2009) des 13 séismes sélectionnés et le spectre du CNBC 2010 pour Vancouver.....	107
Figure 5-1 Montréal 3 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et du 84e centile (traits fins) de la sur-résistance des liens	115

Figure 5-2 Montréal 3 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) de la rotation inélastique des liens	116
Figure 5-3 Montréal 3 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) de la plage de rotations inélastiques entre la valeur minimale et celle maximale des liens.....	117
Figure 5-4 Montréal 3 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) du déplacement inter-étages	118
Figure 5-5 Vancouver 3 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et du 84e centile (traits fins) de la sur-résistance des liens	121
Figure 5-6 Vancouver 3 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) de la rotation inélastique des liens	122
Figure 5-7 Vancouver 3 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) de la plage de rotations inélastiques entre la valeur minimale et celle maximale des liens.....	123
Figure 5-8 Vancouver 3 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) du déplacement inter-étages	124
Figure 5-9 Montréal 8 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et du 84e centile (traits fins) de la sur-résistance des liens	129
Figure 5-10 Montréal 8 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) de la rotation inélastique des liens	130
Figure 5-11 Montréal 8 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) de la plage de rotations inélastiques entre la valeur minimale et celle maximale des liens.....	131
Figure 5-12 Montréal 8 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) du déplacement inter-étages	132
Figure 5-13 Vancouver 8 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et du 84e centile (traits fins) de la sur-résistance des liens	135
Figure 5-14 Vancouver 8 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) de la rotation inélastique des liens	136
Figure 5-15 Vancouver 8 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) de la plage de rotations inélastiques entre la valeur minimale et celle maximale des liens.....	138

Figure 5-16 Vancouver 8 étages : Fréquence et durée de la plastification des liens pour les séismes (a) 1512_TCU078-E, (b) 3451_TCU040-E	140
Figure 5-17 Vancouver 8 étages : Valeurs de moment fléchissant en fonction de la rotation du lien au 8 ^{ème} étage pour le séisme « 83_PUD055 »	142
Figure 5-18 Vancouver 8 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) du déplacement inter-étages	143
Figure 5-19 Montréal et Vancouver 3 étages : relation entre la déplacement inter-étages et la rotation inélastique des liens pour la méthode de calibration LMA.....	149
Figure 5-20 Montréal et Vancouver 3 étages : relation entre la déplacement inter-étages et la rotation inélastique des liens pour la méthode de calibration ATK	150
Figure 5-21 Montréal et Vancouver 8 étages : relation entre la déplacement inter-étages et la rotation inélastique des liens pour la méthode de calibration LMA.....	151
Figure 5-22 Montréal et Vancouver 8 étages : relation entre la déplacement inter-étages et la rotation inélastique des liens pour la méthode de calibration ATK	151
Figure 5-23 relation entre la rotation inélastique des liens obtenue par le calcul et la rotation inélastique des liens soutirée de l'analyse non linéaire.....	153
Figure 5-24 Déflexion globale caractéristique de la composante de flexion et de cisaillement (Tremblay, 2011).....	155
Figure 5-25 Vancouver 8 étages : Fréquence et durée de la plastification pour le séisme 1304_HWA059-N des (a) liens, (b) poutres hors lien et (c) diagonales	158

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A	aire de la section
$A_{épissure}$	aire de l'épissure des colonnes de gravité
A_{shear}	aire de la section en cisaillement
ATK	Méthode d'Atkinson : méthode de calibration de séisme
b_f	largeur de la semelle du profilé
C_a	coefficient de forme de la charge de neige
C_b	coefficient de charge de neige sur le toit
C_e	coefficient d'exposition de la charge de vent
C_e	charge critique d'Euler
C_f	effort de compression pondéré du lien
$C_{flexion}$	rigidité en flexion de la plaque de gousset
C_g	coefficient de rafale de la charge de vent
C_p	coefficient de pression extérieure due à la charge de vent
C_r	résistance en compression pondérée de la membrure
C_s	coefficient de pente de la charge de neige
$C_{torsion}$	rigidité en torsion de la plaque de gousset
C_w	coefficient d'exposition au vent de la charge de neige
CCE	cadre à contreventement excentrique
CNBC	code national du bâtiment
CSA	Canadian standard association
d	profondeur du profilé
D	charge permanente
e	longueur du lien ductile
E	module d'élasticité de l'acier
E	charge et effets dus aux séismes
F_a	coefficient d'accélération de l'emplacement

F_t	partie de V (cisaillement à la base) qui doit être concentrée au sommet de la structure
F_x	force latérale agissant au niveau x
F_y	limite élastique de l'acier
G	module de cisaillement de l'acier
h	profondeur totale de l'âme du profilé
h_c	profondeur plastique de l'âme en compression
h_s	hauteur inter-étages
I	moment d'inertie en flexion
I_E	coefficient de risque parasismique de l'ouvrage
I_s	coefficient de risque de la charge due à la neige
I_w	coefficient de risque de la charge due au vent
J	moment d'inertie en torsion
J_x	coefficient numérique de réduction du moment de renversement au niveau x
K_d	facteur de distorsion de la dalle de béton au niveau du Moment négatif
K_f	facteur d'élancement de la semelle pour prendre en compte le voilement local
$K_M; K_f$	rigidité flexionnelle
K_s	rigidité flexionnelle équivalente due au cisaillement
K_T	rigidité totale du lien
K_V	rigidité en cisaillement
K_w	facteur d'élancement de l'âme pour prendre en compte le voilement local
K_γ^{frame}	valeur moyenne de $\frac{\gamma_{max}}{\Delta_{max}}$ évaluée à chaque étage
L	longueur du contreventement
L	surcharge

L_b	distance verticale entre les deux premières rangées de boulons de l'épissure
L_i	longueur du Moment maximal proche du point d'infexion
LMA	Méthode Least Moving Average : méthode de calibration de séisme
M	moment dans le lien
M	magnitude sismique
M_E	moment fléchissant sismique
M_f	moment fléchissant pondéré
M_{poutre}	moment fléchissant dans la diagonale
M_p	résistance au moment nominal de la membrure
M_{poutre}	moment fléchissant dans le segment de poutre hors lien
M_{rp}	résistance en flexion de la plaque de gousset
$M_{transmit}$	moment fléchissant transmit à la diagonale
M_u	moment ultime dans le lien
M_v	facteur tenant compte de l'effet du mode supérieur sur le cisaillement à la base
M_x	moment de renversement au niveau x
p	pression extérieure spécifiée, s'exerçant de façon statique et dans une direction normale à la surface, soit positive (pression) ou négative (suction)
P_f	effort axial pondéré dans le lien ductile
q	pression dynamique de référence
R	rayon hypocentral
R	capacité de rotation inélastique
R'	capacité de rotation inélastique tenant compte de l'effort de compression
R_d	facteur de réduction relativement à la ductilité du système de reprise de charges latérales

R_o	facteur de réduction lié à la sur-résistance du système de reprise de charges latérales
R_y	rapport entre $F_{y_{prevu}}$ et $F_{y_{nominal}}$
r_{yc}	rayon de giration de la partie en compression élastique de la section
S	charge variable due à la neige, y compris à la glace et la charge correspondante de pluie
$S_a(T)$	réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5%, exprimée par rapport à l'accélération de la pesanteur pendant une période T
$S_a^{ciblée}(T_i)$	accélération spectrale ciblée à la période T_i
$S_a^{CNBC}(T_i)$	accélération spectrale établie par le CNBC 2010
$S(T)$	réponse spectrale de l'accélération de calcul exprimée sous forme de rapport à l'accélération de la pesanteur, pendant une période T
S_r	charge correspondante due à la pluie susceptible d'être égalée ou dépassée une fois en 50ans, en kPa, et ne peut pas dépasser la valeur de $S_s(C_b C_w C_s C_a)$.
S_s	charge de neige au sol susceptible d'être égalée ou dépassée une fois en 50ans, en kPa
T_a	période du mode fondamental de vibration latérale du bâtiment ou de la structure dans la direction considérée
$t_{épissure}$	épaisseur de l'épissure
T_f	effort de traction pondéré du lien
U_2	coefficient pour tenir compte des déplacements de second ordre
V	effort tranchant dans le lien
V	force de calcul sismique latérale agissant à la base de la structure
V_E	effort tranchant sismique dans le lien
V_p	résistance au cisaillement nominal du lien de la membrure
V_{pr}	résistance au cisaillement probable du lien de la membrure
V_r	résistance critique du lien
V_u	effort tranchant ultime dans le lien

V_x	force latérale cumulée
W	poids sismique de la structure
W	charge due au vent
w	épaisseur de l'âme du profilé
Z	module de section plastique du profilé
β	valeur d'intégration pour la méthode de résolution de Newmark
Δ	déplacement inter-étages
Δ_{max}	déplacement inter-étages maximal
θ	angle de rotation du lien
θ	rotation totale maximale d'une poutre
θ_p	rotation inélastique de la structure (du déplacement inter-étages)
θ_e	rotation élastique de la poutre lorsque $M = M_p$
θ_f	rotation plastique d'une diagonale provoquant sa rupture
λ	élancement
γ	rotation inélastique du lien
γ	valeur d'intégration pour la méthode de résolution de Newmark
γ_f	facteur de limite élastique pour la semelle
γ_{max}	rotation inélastique maximale du lien
γ_w	facteur de limite élastique pour l'âme
\emptyset	facteur de pondération de résistance

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

Ce premier chapitre introduit brièvement les travaux de recherche réalisés dans ce projet. Il expose aussi les différents objectifs et la procédure engagée pour parvenir à la résolution de ces objectifs. Enfin, ce chapitre présente l'organisation dans laquelle ce mémoire a été établi.

1.1 Problématique

Les cadres rigides en acier sont connus pour leur comportement très ductile, dont le dimensionnement est principalement régi par les limitations de déplacement inter-étages. Par comparaison, les contreventements concentriques sont accrédités d'une très bonne rigidité latérale, ce qui leur permet de limiter les dégâts dus aux déplacements inter-étages. Mais un flambement d'une des diagonales pourrait altérer considérablement la ductilité du cadre et sa capacité à dissiper l'énergie. Par conséquence, c'est en combinant les avantages de ces deux systèmes que les cadres à contreventement excentrique en acier (CCE) tirent leur efficacité et leur permettent d'être reconnus depuis les années 1970. Les CCE possèdent donc une ductilité élevée et une très bonne rigidité latérale sous chargement sismique. Ce système élimine les lacunes des deux précédents systèmes par sa capacité à garder la structure pratiquement élastique, plastifiant seulement à l'endroit du lien ductile.

Il existe plusieurs configurations de CCE qui diffèrent par la position de ce lien ductile. La Figure 1.1 illustre trois différents types de CCE : excentrique, à chevron et à chevron inversé. Ce lien, positionné soit entre le poteau et la diagonale ou entre les deux extrémités de diagonales, est l'élément le plus important du CCE et a pour but d'agir comme un fusible. C'est-à-dire, sous chargement sismique, il est amené à plastifier afin de dissiper l'énergie.

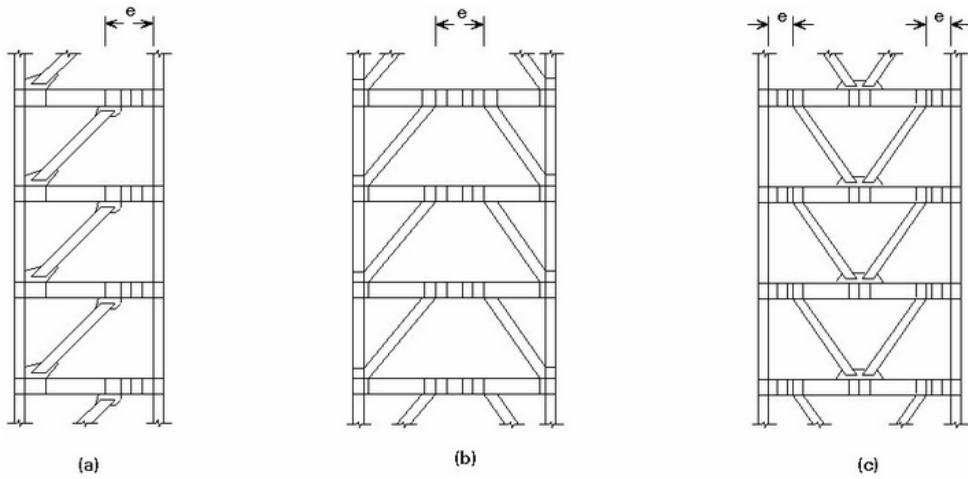


Figure 1-1 Cadres à contreventement excentrique : (a) excentrique, (b) à chevron et (c) à chevron inversé (Popov et Engelhardt, 1988)

Outre leur disposition à différentes places du CCE, les liens peuvent être de longueurs différentes. Nous pouvons répertorier ces derniers dans trois catégories différentes : les liens courts, intermédiaires et longs. Cette longueur de lien est un facteur déterminant, elle entraîne un mécanisme de plastification différent du lien ductile. Les segments ductiles les plus étudiés à travers les années sont les liens courts. Ils présentent un comportement inélastique dû au cisaillement. Grâce à la valeur constante de l'effort tranchant dans le segment ductile, ce comportement est plus stable et contrôlable. Cette disposition permet de plus grandes déformations et augmente ainsi la rigidité du CCE. Au contraire, le lien long plastifie en flexion, il présente alors un comportement inélastique avant d'atteindre sa capacité plastique en cisaillement et cela entraîne la formation de rotules plastiques aux extrémités du lien. Celles-ci, ainsi que les déformations longitudinales engrangées, doivent être contrôlées dans le but de limiter tout voilement et d'éviter toute rupture au niveau des rotules. Le segment de poutre hors lien se doit alors de résister aux efforts axiaux ainsi qu'aux importants moments fléchissant aux extrémités du lien. En ce qui concerne les liens intermédiaires, ils présentent à la fois du cisaillement et de la flexion entraînant sa plastification. La Figure 1-2 illustre le diagramme du cisaillement et celui du moment fléchissant dans le lien ductile sous la sollicitation d'efforts latéraux.

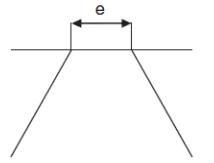
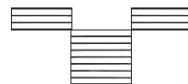


Schéma du lien ductile



Effort tranchant



Moment fléchissant

Figure 1-2 Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant de la poutre d'un CCE

En plus d'avoir la chance de proposer un système où toutes les déformations inélastiques sont concentrées dans un seul élément, le CCE a des avantages structurels. Ces cadres permettent de larges ouvertures pour des fins architecturales. C'est dans ce sens que, malgré les atouts en rigidité et en ductilité du lien court, le lien long peut paraître avantageux dans le but d'obtenir les plus larges ouvertures possibles. À cela on ajoute la capacité d'installer un CCE à liens longs dans le cadre de réhabilitation de bâtiments n'utilisant pas ce système à l'origine. En constatant que peu de recherches ont été réalisées sur les liens longs, ce projet a été mis au point dans le but d'offrir des réponses au comportement global de cadres à contreventement excentrique à liens longs.

En Amérique du Nord, la conception parasismique des cadres à contreventement excentrique est détaillée dans les normes de dimensionnement. Ces travaux de recherche sont donc dictés par le Code National du Bâtiment Canadien (CNBC 2010) ainsi que par la norme CSA S16-09 (Règles de calcul des charpentes en acier). Ces normes de dimensionnement préconisent une conception par capacité. Cette méthode permet au lien de se déformer inélastiquement et d'assurer un comportement élastique des autres éléments de la structure. Il est donc conseillé, dans un premier temps, de dimensionner l'élément lien afin de résister aux forces

sismiques, et dans un second temps, d'utiliser la résistance plastique et une sur-résistance du lien ductile pour le dimensionnement des autres éléments, assurant l'élasticité de ces derniers.

L'utilisation d'un lien long engendre d'importants moments fléchissant à l'extrémité du lien, provenant de la plastification et de la sur-résistance de ce dernier, et ces moments sont aggravés par les forces axiales dans la poutre hors lien. Le segment de poutre hors lien doit donc résister à des efforts conséquents. Il est nécessaire d'éviter toute instabilité de la poutre hors lien et en particulier si celle-ci intervient avant que le lien n'est développé toute sa résistance. Il est alors intéressant et pratiquement indispensable, dans ce cas, d'utiliser une connexion rigide entre la poutre et la diagonale afin de transférer l'excès de moment à la diagonale. De plus, il a été montré qu'il était souhaitable de conserver la même section de poutre partout de sorte à éviter de devoir renforcer le segment de poutre hors lien. L'idée est donc d'utiliser une connexion rigide entre la poutre et la diagonale et d'accepter la plastification de la poutre hors lien. Cette possibilité est permise tant que la poutre conserve sa stabilité latérale. Cependant, il existe très peu de preuves scientifiques accréditant ou non ce comportement et peu de données, disponible dans la littérature, concernant la demande en rotation inélastique imposée à la poutre. Cette approche n'est donc pas officiellement intégrée aux normes de dimensionnement et il est alors intéressant d'étudier cette possibilité et d'évaluer la demande en rotation inélastique du segment de poutre hors lien.

1.2 Objectifs

Les principaux objectifs des travaux de recherche exposés dans ce projet sont :

- Faire une revue de littérature exhaustive des études expérimentales et analytiques sur les CCE et en particulier les CCE à liens longs.
- Dimensionner des CCE dont les poutres hors lien sont conçues pour accommoder des rotations inélastiques et les sections des diagonales sont choisies pour reprendre une partie du moment fléchissant imposé par les liens ductiles
- Établir la modélisation d'un lien long et d'un CCE à liens longs de différentes hauteurs dont toutes les membrures hors lien sont modélisées inélastiques.
- Étudier la réponse globale des CCE à liens longs, en incluant le comportement de tous les éléments des cadres.

- Valider les souscriptions des normes canadiennes, soit le CNBC 2010 et le CSA-S16-09, et évaluer la possibilité de modifier certaines limites préconisées.
- Comparer les résultats des analyses non linéaires de structures à l'Est du Canada (Montréal) et à l'Ouest (Vancouver) et confronter différentes méthodes de calibration de séisme.

1.3 Procédure

Les travaux de recherche établis dans ce projet se basent sur l'analyse de quatre structures différentes. Deux CCE à liens longs de 3 étages sont étudiés à Montréal et Vancouver ainsi que deux autres de 8 étages dans les mêmes localisations. La méthodologie permettant l'élaboration de ces analyses est décrite dans les étapes suivantes :

- Élaboration d'une revue de littérature sur les cadres à contreventement excentrique, en particulier à liens longs, sur les calculs sismiques du CNBC 2010 et sur les règles de calcul des charpentes en acier du CSA-S16-09.
- Dimensionnement des profilés de chaque membrure de la structure selon les normes.
- Apprentissage du logiciel OpenSes et modélisation du lien ductile ainsi que des structures dimensionnées pour chaque localisation sur ce logiciel.
- Choix et calibration des accélérogrammes pour chacune des villes étudiées.
- Analyses temporelles non linéaires des structures et restitution des résultats de la réponse du lien ductile et du comportement global des bâtiments sous chargement sismique.

1.4 Organisation du mémoire

Ce mémoire est composé de six chapitres :

- Le premier chapitre expose la problématique ainsi que les objectifs et la procédure pour tenir ces derniers.
- Le second chapitre présente la revue de littérature sur les travaux de recherche antérieurs réalisée dans le cadre de ce projet et les deux normes de calcul utilisées.
- Le troisième chapitre résume la partie dimensionnement des structures étudiées.
- Le quatrième chapitre présente le logiciel OpenSees, tous les détails des modélisations effectuées ainsi que le choix et les méthodes de calibration des accélérogrammes utilisés.
- Le cinquième chapitre illustre les différents résultats obtenus, comportement du lien et réponse globale de la structure, lors des analyses non linéaires.
- Le sixième chapitre résume les différentes étapes de ce projet, fait état des conclusions tirées et expose plusieurs recommandations pour des projets de recherche futurs.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre expose les différents travaux qui ont été utilisés ou sur lesquels ce projet s'est appuyé. On y résume en particulier, les études analytiques et expérimentales effectuées sur les cadres à contreventement excentrique composés de lien court et long et y figure les dernières expérimentations cherchant à optimiser aux mieux le rendement de ces liens. Il y est évoqué également les normes canadiennes, CNBC 2010 et CSA-S16-09, indispensables pour la conception de tels cadres.

2.1 Études expérimentales et analytiques

2.1.1 Sommaire des études expérimentales

2.1.1.1 Étude générale sur le lien ductile

Dès la fin du 20^{ème} siècle et la construction de quelques immeubles utilisant des CCE tel que la Banque d'Amérique à San Diego (19 étages) et l'Embarcadero 4 à San Francisco (47 étages), de nombreuses recherches statuent sur l'efficacité des CCE à lien court, évoquant sa rigidité, sa résistance et sa capacité à se déformer dans le domaine inélastique. Les études les plus connues sont celles de Roeder et Popov (1978), Bertero et Popov (1980), Hjelmstad et Popov (1983), Malley et Popov (1984) ou encore de Kasai et Popov (1986). Ces deux derniers recommandent une longueur de lien, permettant la plastification en cisaillement par voilement local de l'âme, respectant la relation suivante :

$$e \leq 1,6 \frac{M_p}{V_p}$$

Dans cette première affirmation, M_p et V_p représentent respectivement la résistance au moment nominal et au cisaillement nominal du lien ductile. Ces deux paramètres sont primordiaux dans l'étude des CCE.

En 1989, Popov établit que la meilleure dissipation d'énergie se fait pour des longueurs de lien avoisinant $1,0 \frac{M_p}{V_p} < e < 1,2 \frac{M_p}{V_p}$. Les liens dont la longueur respecte $e \geq 2,6 \frac{M_p}{V_p}$ sont alors définis comme liens longs, plastifiant en flexion, et pour une longueur telle que $1,6 \frac{M_p}{V_p} < e <$

$2,6 \frac{M_p}{V_p}$, les liens sont caractérisés d'intermédiaires, plastification due au cisaillement et à la flexion.

En 1987, Ricles et Popov ont examiné le comportement de liens ductiles sous l'effet de charges inélastiques cycliques et en 1988, Engelhardt et Popov ont effectué des essais dans le but de calibrer les modèles utilisés pour étudier le comportement sismique des CCE. Dès lors, à cause du manque d'expérimentations et du besoin d'utiliser des liens longs dans certaines applications, Engelhardt et Popov (1989, 1992) ont réalisé plusieurs essais sur les cadres à contreventement excentrique avec de tels liens. Durant ces essais, ils ont testé 12 liens différents de longueur variant de 508mm à 1524mm (soit $1,45 \frac{M_p}{V_p} < e < 4,25 \frac{M_p}{V_p}$) de CCE de type excentrique. Ils ont conclu que le mode de rupture le plus fréquent fut l'aspect fragile de la connexion lien/poteau. Cela leur a permis de déduire qu'une configuration où le lien ductile est relié directement à la colonne, est à éviter pour les liens longs et qu'il est recommandé d'employer des liens positionnés entre les deux diagonales. De plus, on peut signaler que la configuration excentrique peut engendrer un déséquilibre de la structure en présence de forces axiales importantes, qui sont alors opposées à la seule diagonale dans ce système. C'est dans ce sens que le choix d'une configuration symétrique de CCE (type chevron) a été entrepris dans le cadre des travaux de recherches présentés dans cette thèse. Ce système permet également d'avoir des portées de poutres plus courtes, un point d'infexion au centre de la structure et il est plus esthétique. Un dernier aspect a été mis en lumière, celui de l'interaction des efforts de cisaillement et de flexion. Il a été constaté, que pour un lien long, l'inélasticité ne sera pas affectée par l'effort de cisaillement, malgré sa valeur élevée. Seul le dimensionnement des efforts de flexion pour de tels liens a donc été effectué dans le cadre de ce projet.

Les travaux de Engelhardt et Popov (1989, 1992) ont pu considérablement amorcer les études concernant les CCE à liens longs. Ces travaux ont donc été le support de base de ce projet.

2.1.1.2 Étude spécifique sur le lien ductile d'Okazaki et al.

Les expérimentations d'Okazaki et al. ont été très importantes dans le cadre de ce projet. De 2004 à 2006, Okazaki et Engelhardt ont testé plusieurs liens de longueurs différentes, avec en particulier plusieurs liens intermédiaires et longs. En se basant sur les valeurs des courbes forces-

déplacements obtenues par Okazaki, il a été possible de calibrer le modèle du lien ductile dans ce projet. La Figure 2-1 présente les détails de la disposition des tests effectués par Okazaki.

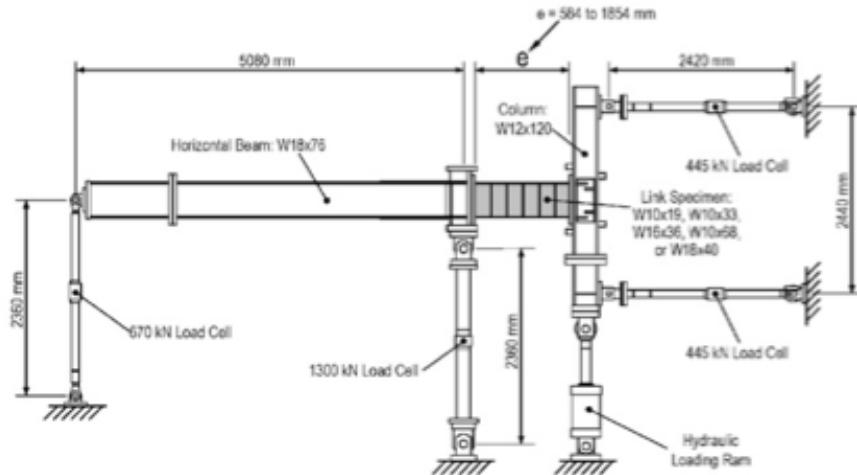


Figure 2-1 Détails du test d'Okazaki et al. (2004, 2006)

Le lien est représenté par l'élément de longueur e . Il est raccordé à une poutre, à une colonne et à plusieurs systèmes horizontaux et verticaux de charges dont une charge hydraulique verticale. Les liens subissent des protocoles variés de chargement cyclique jusqu'à observation de la rupture du lien. Le système global est composé de nombreux capteurs, de déplacement et de rotation, afin de mesurer les déformations du lien.

Avec cette expérience, Okazaki obtient les mêmes diagrammes d'effort tranchant et de moment fléchissant dans le lien que pour un CCE de type excentrique. Cela est illustré sur la Figure 2-2. Sur cette dernière, N représente l'effort axial, M le moment et V l'effort de cisaillement.

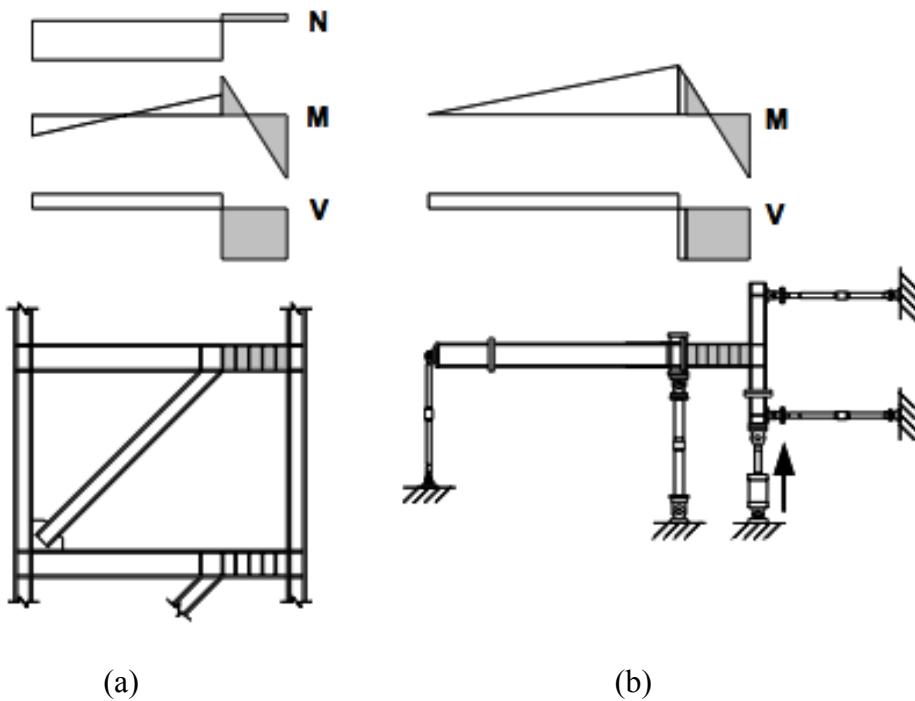


Figure 2-2 Efforts dans le lien ductile: (a) CCE classique, (b) test d'Okazaki et al. (2004, 2006)

Il est important de comprendre comment Okazaki et al. obtiennent leurs valeurs d'effort tranchant et de moment. Lors des expérimentations, ils évaluent des valeurs de réactions, R_1 à R_4 , et d'angles, θ_1 à θ_4 obtenues par compression et traction de la charge hydraulique P . À partir de ces réactions et en utilisant le principe d'équilibre statique, ils en déduisent les valeurs de V , M_b et M_c . M_b et M_c correspondant respectivement aux moments du côté poutre et du côté colonne. Toutes ces valeurs sont illustrées sur les Figures 2-3, 2-4 et 2-5. L'autre paramètre important pour tracer les diagrammes forces-déplacements est l'angle de rotation inélastique du lien γ . Ce dernier est défini par la différence entre les valeurs de déplacement aux extrémités divisées par la longueur du lien. La Figure 2-6 clarifie cela.

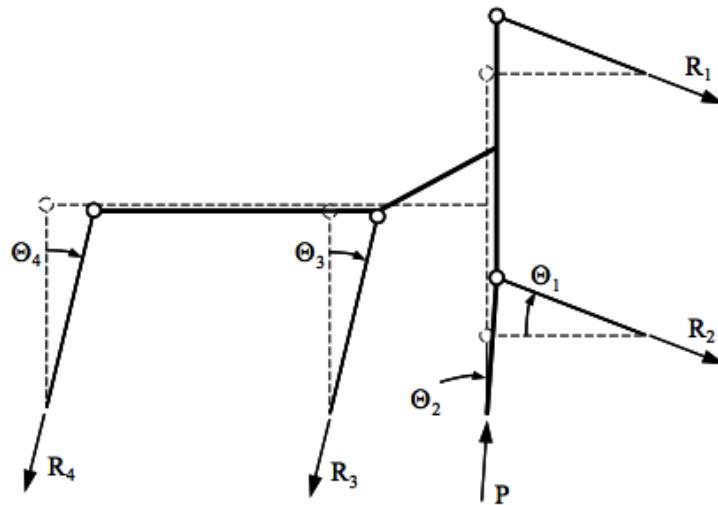


Figure 2-3 réactions et angles mesurés lors des expérimentations d'Okazaki et al. (2004, 2006)

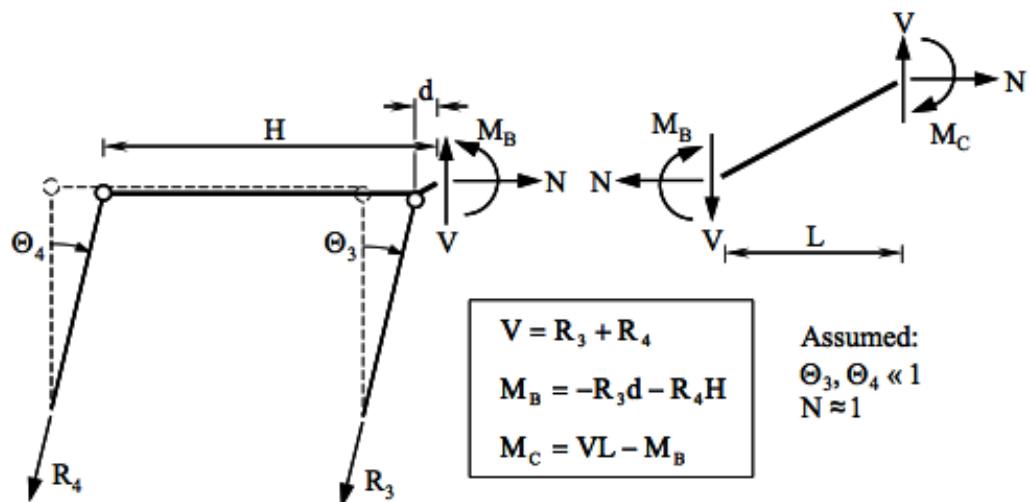


Figure 2-4 Forces V, Mb et Mc obtenues par équilibre statique à l'extrémité de la poutre (Okazaki et al., 2004, 2006)

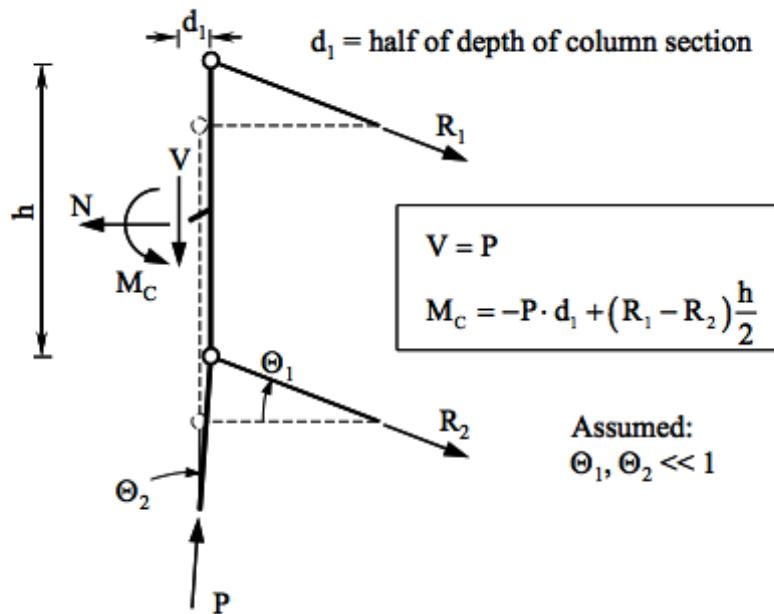


Figure 2-5 forces V et M_C obtenues par équilibre statique à l'extrémité de la colonne (Okazaki et al., 2004, 2006)

NOTE:

Δ_1 and Δ_2 are evaluated by taking the average of the values measured from the east and west sides of the link.

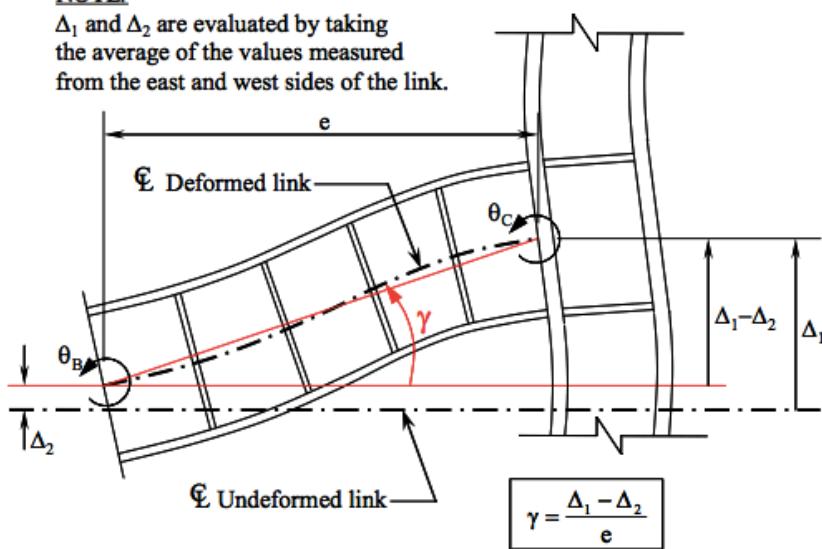


Figure 2-6 Détermination de l'angle de rotation du lien (Okazaki et al., 2004, 2006)

Pour chaque lien testé, Okazaki et Engelhardt ont vérifié la résistance ultime des liens en observant les valeurs de sur-résistance. Cette dernière provient de l'écrouissage de l'acier et d'une limite élastique du matériau supérieure à celle utilisée théoriquement. Le chapitre 2.2.3 présente les détails de la norme au sujet de cette sur-résistance. Les résultats de leurs expériences ont montré des valeurs de coefficients de sur-résistances variant entre 1,05 et 1,62, avec une moyenne globale de 1,35. La sur-résistance des liens intermédiaires et longs entre 1,05 et 1,27 (moyenne de 1,20). Les sur-résistances les plus faibles, 1,05 et 1,11, ont été obtenues pour des liens intermédiaires ($e=2,0 \frac{M_p}{V_p}$). Ceci s'explique par la présence de flambement à la fois dans les ailes et dans l'âme due à l'interaction cisaillement/flexion. Il a également été constaté des ruptures dans les liens dont la rotation inélastique dépasse celle permise par la norme CSA-S16-09. Dans le chapitre 4, les rotations obtenues par Okazaki et al. pour des liens longs sont présentées.

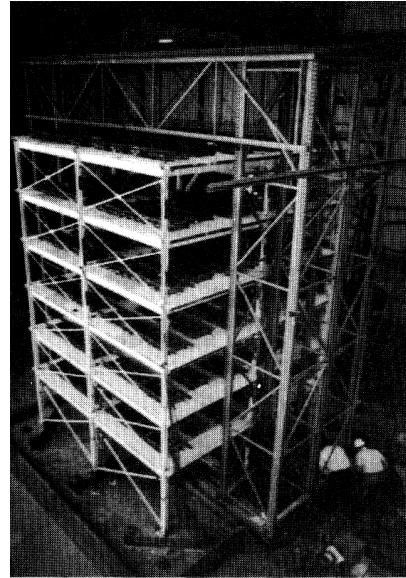
De par ses simulations sur les liens longs, les expérimentations d'Okazaki et al. (2004, 2006) ont donc été très utiles dans ce projet, afin de calibrer au mieux le modèle de lien long développé sur le logiciel OpenSees et de comparer leurs valeurs de rotations inélastiques avec celles obtenues des analyses non linéaires de ces travaux.

Même s'ils ne seront pas abordés dans ce projet, il est intéressant d'évoquer également l'utilisation de raidisseurs dans le lien ductile. Le rapport d'Okazaki et d'Engelhardt préconise le besoin d'étudier l'agencement des raidisseurs et les propriétés des matériaux au niveau des liens. Ils ont pris en compte cela à cause de fissures dans l'âme du lien, jamais signalées dans les expérimentations antérieures. A ce sujet, des travaux de recherche ont été élaborés récemment. En 2009, Prinz et Richards ont examiné la possibilité de prédéfinir des trous dans la section du lien, en 2011, Naghipour et al. ont travaillé sur la réduction d'une partie de la section du lien, ou encore en 2012, Ohsaki et Nakajima ou Daneshmand et Hashemi ont étudié la conception et la disposition des raidisseurs sur le lien. Ces travaux seront présentés dans la partie 2.1.2, exposant les études analytiques.

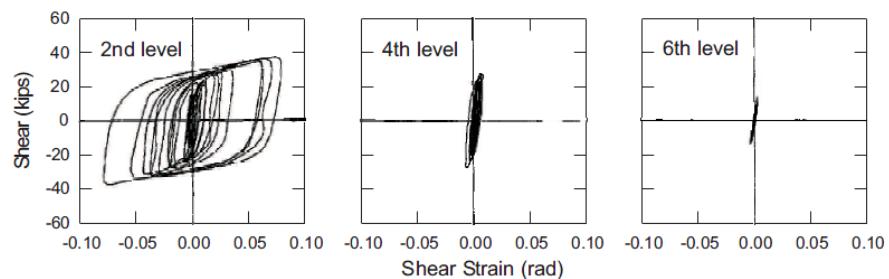
2.1.1.3 Étude sur le comportement global de la structure CCE

En ce qui concerne le comportement global du CCE, les études expérimentales ont été très rares durant ces dernières années. Pour trouver matière à débattre, il faut remonter le temps, à la fin des années 80, avec le programme de recherche parasismique opéré par les États-Unis et le Japon. L'un de leurs objectifs était d'améliorer la sécurité sismique des structures en acier à travers l'élaboration de structures à échelle réelle et à échelle réduite. Entre autres, ils ont fait des expériences pseudo-dynamiques sur un bâtiment en acier de 6 étages de dimension réelle à Tsukuba au Japon. Dans un premier temps, celui-ci avait été conçu à contreventement concentrique, puis ils ont inter-changé les diagonales afin d'obtenir des cadres à contreventement excentrique. Un bon comportement de la structure fut remarqué. Par contre, étant donné que les profilés avaient été choisis pour des cadres à contreventement concentrique, les poutres, poteaux et diagonales étaient inappropriés. Ces éléments structuraux étaient donc surdimensionnés et ont influencé le comportement global de la structure, ce qui ne permet pas de valider les tests. Après ces premières études à échelle réelle, Whittaker, Uang et Bertero ont élaboré cette même structure de 6 étages à une taille réduite d'un facteur de 0,3, leur permettant de la tester sur la table vibrante de l'Université de Californie, Berkeley. La Figure 2-7 présente ces expérimentations. Elles leurs ont permis à la fois de certifier avec fiabilité la simulation de séismes sur des modèles de taille réduite, d'évaluer expérimentalement le comportement reconnu aux CCE et de formuler des recommandations sur la conception de tels cadres. Par comparaison avec le prototype, ils en ont conclu que des modèles réduits peuvent être utilisés avec succès. De plus, ils ont constaté que pour réduire la demande en ductilité du lien pour un déplacement requis et la résistance en cisaillement du lien, il est conseillé de choisir une section de type W avec une grande résistance au moment nominal, M_p . Une dernière constatation a été effectuée sur la présence de plastification dans les colonnes du contreventement sans que cela n'affecte la stabilité de la structure. Ce qui montre la possibilité d'incursions plastiques dans les éléments hors lien, phénomène qui est étudié à travers ce projet.

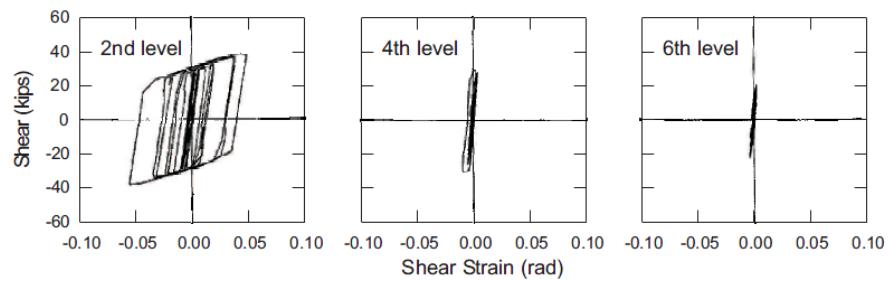
Aucune autre expérience répertoriant des résultats sur le comportement global de cadres à contreventement excentrique n'a été trouvé. Il serait donc très intéressant, dans le futur, d'effectuer des expérimentations sur des CCE, en particulier à liens longs, de taille réelle ou réduite, afin de tirer des conclusions plus précises sur la réponse globale de ces structures.



(a)



(a) Test.



(b) Model.

(b)

Figure 2-7 (a) Photo de montage de 6 étages. (b) Courbes hystérésis du test et du modèle de l'effort tranchant dans le lien en fonction de la rotation (Whittaker et al., 1987)

2.1.2 Résumé des études analytiques

2.1.2.1 Étude sur le lien ductile

2.1.2.1.1 Développement des modèles de lien analytiques

De 1960 jusqu'à l'intrusion de CCE dans des bâtiments multi-étages en 1981, de nombreux modèles numériques ont été créés dans le but de développer des études non linéaires sur les cadres à contreventement excentrique. La plupart de ces modèles se sont avérés être incomplets. Leurs auteurs ont rencontré des difficultés dans la prise en compte de l'écrouissage et la présence d'importants moments fléchissant dans le lien. C'est en 1994 que Ricles et Popov ont développé un modèle de lien qui permettait d'établir le comportement observé lors des expérimentations. Ce modèle prenait en compte la plastification en cisaillement, en flexion et l'écrouissage isotropique et cinématique.

Le modèle du lien ductile, de Ricles et Popov (1994), consiste en une poutre linéaire élastique de longueur e (longueur du lien) constituée de rotules plastiques à chaque extrémité. Ces rotules sont chacune de longueur nulle et se décomposent en une série de trois sous-rotules dans lesquelles les déformations plastiques sont concentrées. Chaque rotule est conçue pour développer des déformations en cisaillement et flexion. Une représentation de ce modèle de lien est illustrée à la Figure 2-8. Les forces axiales sont reprises seulement par l'élément élastique du lien et n'engendrent aucune déformation. Cette hypothèse est validée dans la plupart des cas étant donné que les efforts axiaux sont généralement assez faibles dans le lien ductile. L'élément lien est dans un premier temps rigide jusqu'à l'application de forces procurant la plastification des rotules. Une diminution de la rigidité de l'élément se produit alors. Ricles et Popov ont démontré que seul l'écrouissage cinématique devait être inclus aux modèles des liens plastifiant en flexion tandis que l'écrouissage isotropique doit aussi être pris en compte pour les liens courts et intermédiaires. Dans ce projet, une attention est portée sur le type d'écrouissage rencontré dans le lien ductile modélisé.

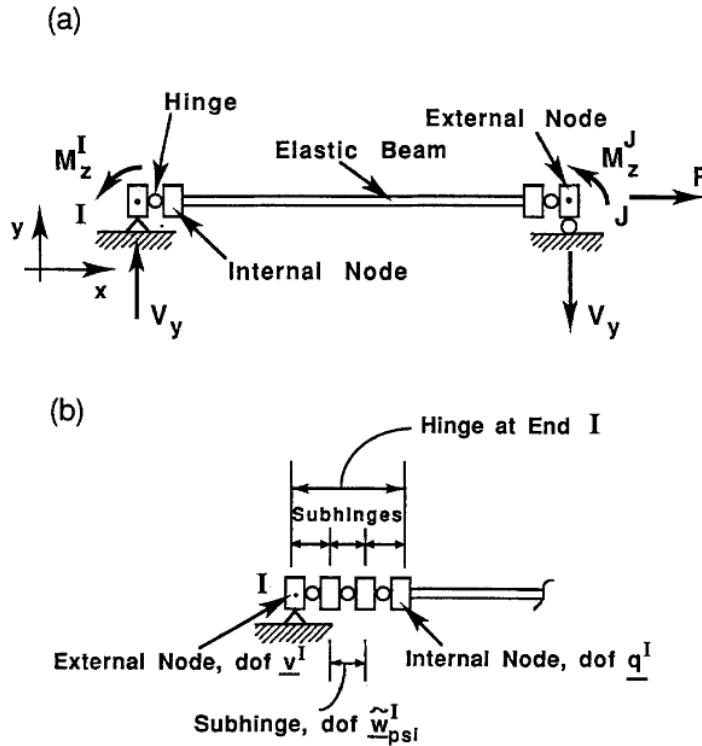


Figure 2-8 Modélisation du lien ductile et des sous-rotules inélastiques (Ricles et Popov, 1994)

L'idée de subdiviser les rotules d'extrémités, par Ricles et Popov, a été reprise en 1995 par Ramadan et Ghobarah. Leur modèle est présenté à la Figure 2-9. Dans ce modèle, les sous-rotules sont remplacées par de simples ressorts translationnels et rotationnels dans le but de pouvoir modéliser facilement ces liens dans les logiciels non linéaires couramment utilisés. Ce modèle conserve la poutre centrale élastique et chacune de ses extrémités est constituée de deux noeuds. Les déformations possibles sont la rotation et la translation relative entre les deux noeuds connectés à l'extrémité de la poutre. Le premier noeud et le second qui lui est « esclave » sont connectés par des ressorts rotationnels dans le but de modéliser les rotules flexionnelles à l'extrémité de la poutre. Pour modéliser la plastification en cisaillement le long du lien ductile, ces mêmes noeuds sont reliés par des ressorts translationnels de chaque côté du lien. Ceci est visible sur la Figure 2-8. Chaque noeud doit être « esclave » de l'autre, c'est-à-dire avoir le même déplacement horizontal afin d'éviter des instabilités dans le lien modélisé.

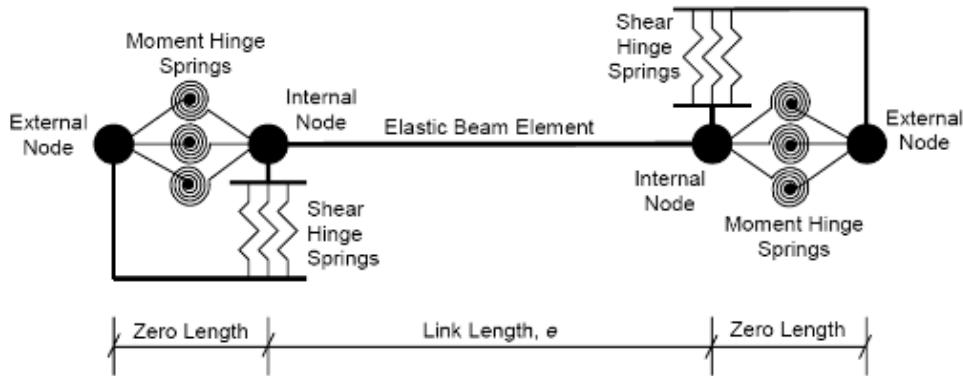


Figure 2-9 Lien modélisé par Ramadan et Ghobarah (1995)

Comme on peut le constater sur la Figure 2-9, à chaque extrémité du lien il y a trois ressorts rotationnels et trois ressorts translationnels. Ceci permet d'obtenir une courbe multilinéaire caractérisant le comportement inélastique du lien. Chaque ressort représente un comportement bilinéaire et en les associant on obtient un comportement multilinéaire. On est alors en présence d'une courbe à quatre plateaux, chacun correspond à une rigidité permettant d'inclure l'écrouissage dans le modèle. Les rigidités sont redistribuées entre chaque ressort. Les Figures 2-10 et 2-11 montrent respectivement les courbes de l'effort tranchant et du moment en fonction de la rotation de Ricles et Popov (1994) et de Ramadan et Ghobarah (1995). Nous y voyons les différents plateaux représentant le comportement multilinéaire.

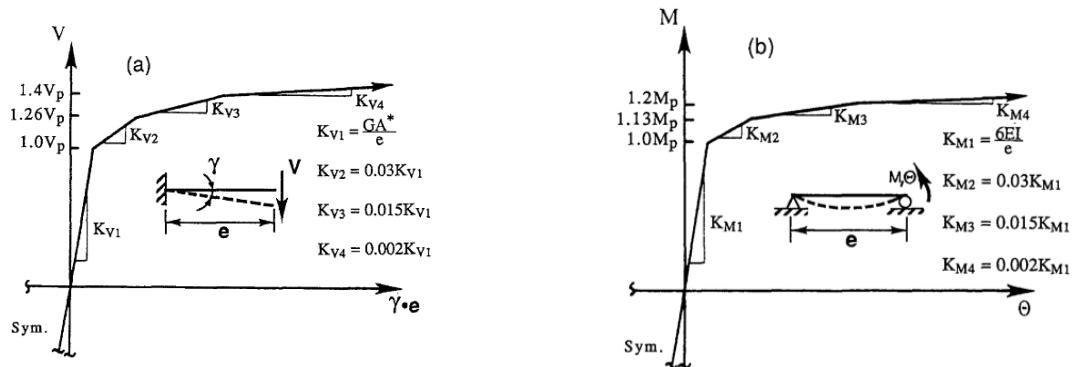


Figure 2-10 Relation force-déformation pour (a) l'effort tranchant et (b) le moment du lien ductile (Ricles et Popov, 1994)

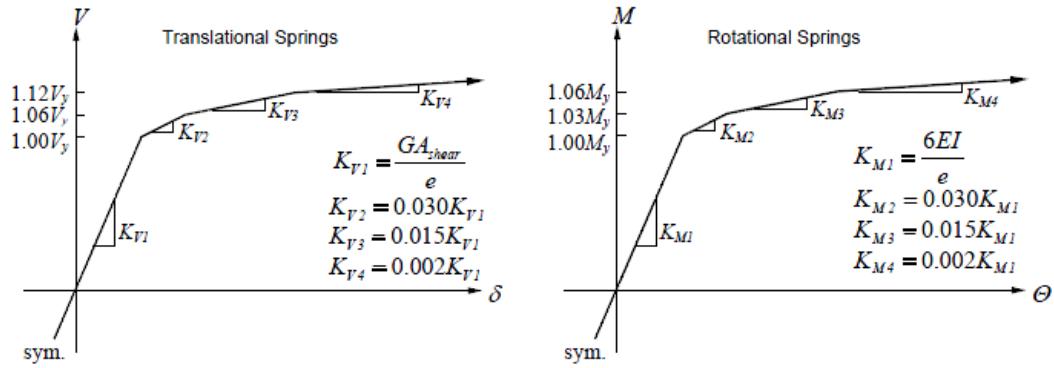


Figure 2-11 Diagrammes force-déplacement (Ramadan et Ghobarah, 1995)

Les valeurs de K_{v1} et K_{M1} représentent respectivement les rigidités en cisaillement et en flexion pour un comportement linéaire élastique. Les autres plateaux ont des valeurs de rigidité égales à K_{v1} et K_{M1} multipliés par des coefficients afin de modéliser un comportement inélastique.

En 2003, cette modélisation est reprise par Richards et Uang. Estimant que la rigidité élastique du lien était comprise à la fois dans les ressorts et à la fois dans l'élément poutre, ils ont retiré la rigidité élastique en cisaillement de la poutre en considérant une rigidité élastique K_{v1} du ressort égale à $\frac{2GA_{shear}}{e}$ au lieu de $\frac{GA_{shear}}{e}$. En ce qui concerne la rigidité en flexion, celle-ci étant plus compliquée à omettre de l'élément poutre et, modélisant des liens courts, ils ont décidé d'enlever les ressorts rotationnels du modèle de Ramadan et Ghobarah. Cette modélisation n'est donc pas retenue dans cette étude et le problème de rigidité en flexion dans la modélisation du lien ductile est à prendre en compte.

Rozon (2008, 2012) a modélisé des liens courts pour des structures situées à Montréal et Vancouver. Il a conservé la partie centrale utilisée par Richards et Uang (2003) et a échangé le système de ressorts bilinéaires par un seul ressort auquel on associe un matériau « Steel02 », modèle de Giuffré-Menegotto-Pinto, sur le logiciel OpenSees. L'emploi de ce matériau a permis de représenter mieux le comportement de l'acier entre les régimes élastique et plastique en cisaillement qu'en utilisant trois plateaux plastiques distincts.

En Europe, Bosco et Rossi (2008) ont utilisé le même type de modélisation pour leurs recherches sur les CCE. Leur lien, présenté à la Figure 2-12, est composé d'une partie centrale

caractérisant la flexion, les extrémités formées d'éléments en cisaillement et un ressort rotationnel de chaque côté pour relier les éléments d'extrémités à l'élément central. Cela permet aux sections d'extrémités d'avoir leur propre rigidité flexionnelle, indépendante de celle du reste du lien. Afin de modéliser les différents comportements possibles de la liaison, ils ont utilisé les formules suivantes :

$$GA_{shear}^p = \frac{0.5V_p}{0.08} \quad K_M = \infty \quad \text{si } e \frac{V_p}{M_p} \leq 1.3 \quad (2.1)$$

$$GA_{shear}^p = \frac{V_u - V}{\gamma_p^*} \quad K_M = \frac{M_u - M}{\theta_p^*} \quad \text{si } 1.33 < e \frac{V_p}{M_p} < 3 \quad (2.2)$$

$$GA_{shear}^p = GA_{shear} \quad K_M = \frac{0.5M_p}{0.02} \quad \text{si } e \frac{V_p}{M_p} \geq 3 \quad (2.3)$$

Avec A_{shear}^p l'aire de la section en cisaillement de l'élément en cisaillement, K_M la rigidité du ressort flexionnel,

$$\gamma_p^* = \frac{V_p - V}{K_{v1}} + \frac{V_u - V_p}{K_{v2}} \quad (2.4)$$

$$\theta_p^* = \frac{M_p - M}{K_{M1}} + \frac{M_u - M_p}{K_{M2}} \quad (2.5)$$

Où K_{v1} et K_{M1} sont respectivement la rigidité élastique de cisaillement de l'élément cisaillement du lien et la rigidité flexionnelle élastique de l'élément flexionnel du lien.

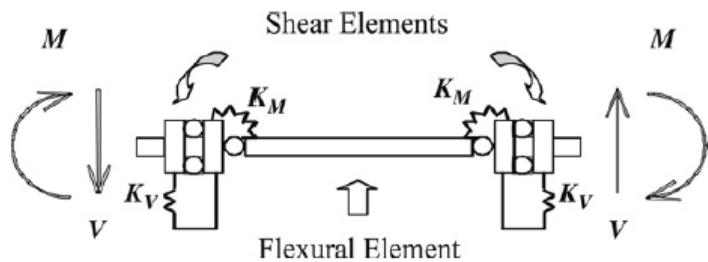


Figure 2-12 Modélisation de lien de Bosco et Rossi (2008)

Pour modéliser son lien ductile, Jacobs (2010) a utilisé une rigidité flexionnelle équivalente. Il a constitué un lien formé de 6 ressorts rotationnels bilinéaires à chaque extrémité

de l'élément ductile. Pour modéliser ce lien ductile, présenté à la Figure 2-13, et donc dans le but d'éviter d'utiliser à la fois des ressorts translationnels et des flexionnels, il a élaboré une courbe moment/rotation équivalente en associant les deux diagrammes élaborés par Ricles et Popov (1994), exposés à la Figure 2-10. La rigidité flexionnelle équivalente, représentant la plastification en cisaillement dans le lien, est définie par la relation suivante:

$$\frac{M}{\theta} = \frac{GA_{shear}e}{2} \quad (2.6)$$

Il a pu alors déterminer la rigidité combinant la flexion et le cisaillement du lien. Cette rigidité totale est définie par la formule suivante:

$$K_T = \frac{K_f K_s}{K_f + K_s} \quad (2.7)$$

Où K_T est la rigidité totale, K_f la rigidité flexionnelle et K_s la rigidité flexionnelle équivalente due au cisaillement.

Le nouveau diagramme, illustré à la Figure 2-14, présente sept valeurs de rigidité obtenues par la combinaison des deux diagrammes vus précédemment. Chaque valeur de rigidité de ce nouveau diagramme est obtenue en utilisant les rigidités appropriées des diagrammes de Ricles et Popov (1994) et en les injectant dans la formule de la rigidité totale K_T .

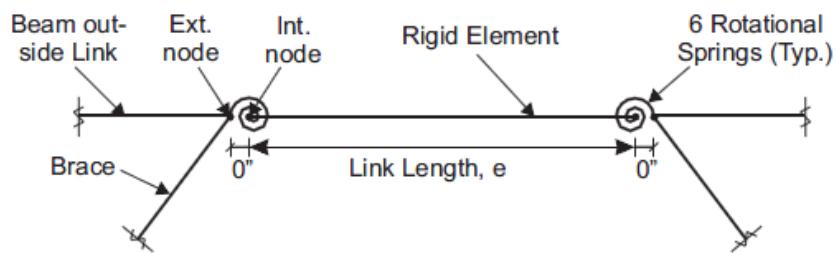
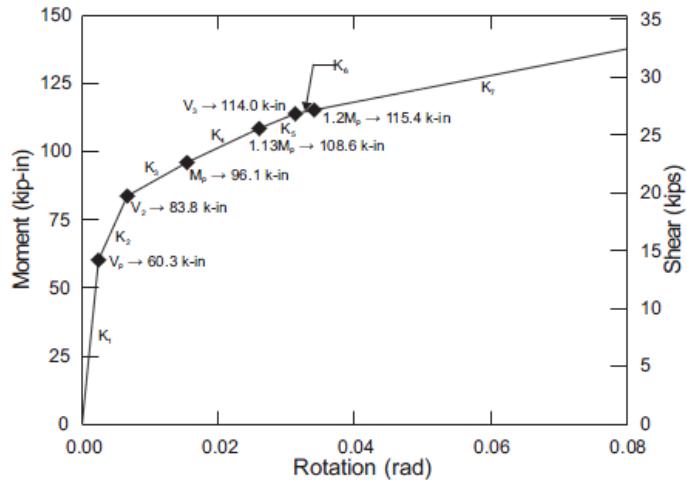


Figure 2-13 Lien simplifié par Jacobs (2010)



(a) Yield surface definitions.

Figure 2-14 Diagramme moment/Rotation à sept paliers (Jacobs, 2010)

D'autres chercheurs ont essayé de développer un modèle utilisant un moment équivalent pour représenter la plastification en cisaillement. C'est le cas de Mastrandrea et Piluso en 2008. Ils ont introduit un concept de moment équivalent qui permet de modéliser le lien comme un élément ayant seulement des rotules plastiques en flexion aux extrémités. Ils ont obtenu cela en imposant au lien l'équivalence entre le travail interne développé par le lien normalement modélisé et ce même travail correspondant au lien théorique simplifié. De plus, ils révèlent que l'utilisation d'un tel modèle donne la possibilité de définir des critères simples afin d'éviter le développement de fissures qui provoquent une diminution de la capacité à dissiper l'énergie de la structure.

2.1.2.1.2 *Études du comportement sismique de différents types de lien*

En 1992, Popov et al. ont cherché à établir la conception optimale des liens d'un CCE de plusieurs étages, des bâtiments de 4, 6, 10 et 20 étages. Ils ont testés les liens des bâtiments avec des accélérogrammes d'El Centro (1940) et celui au Chili de 1985. Ils ont alors fait ressortir le problème de disparité entre les valeurs maximales négatives et positives de la rotation inélastique du lien. Ils ont considéré d'utiliser une plage de valeurs de rotation inélastique en sommant la valeur maximale absolue négative avec celle positive. Cette plage de valeurs de rotation inélastique a alors été étudié comme paramètre de réponse dans ce projet.

Les liens expérimentés lors des travaux de recherche connaissent souvent des ruptures soudaine et fragiles à cause de l'intensité des contraintes. Afin d'améliorer le comportement sismique des liens, de nombreux types de lien ont été modélisés. Ces liens modifiés ne sont pas utilisés dans ce projet mais il est intéressant d'exposer les recherches les concernant. En 2007, Berman et Bruneau ont élaboré, analytiquement et expérimentalement, des liens de CCE à section tubulaire. Cette étude a montré que les liens tubulaires peuvent atteindre et dépasser la rotation maximale indiquée dans les normes sismiques, ce qui signifie qu'ils peuvent fournir des niveaux de ductilité similaires à ceux des profilés de type W.

Prinz et Richards (2009) ont étudié les CCE avec des liens à âme réduite. Ce sont des liens connectés directement au poteau avec des trous circulaires dans l'âme, présenté à la Figure 2-15. Ce concept permet de réduire les déformations plastiques des ailes du profilé au niveau de la connexion avec le poteau. En revanche, ce système augmente les contraintes et déformations plastiques de l'âme au bord des trous. Cela fait donc intervenir un mode de rupture différent de ceux rencontrés pour des liens sans trou. De plus la capacité de rotation demeure similaire voir inférieure aux liens ductiles à âme non trouée. Le concept d'âme réduite par des trous circulaires n'est alors que peu recommandable pour améliorer les CCE.

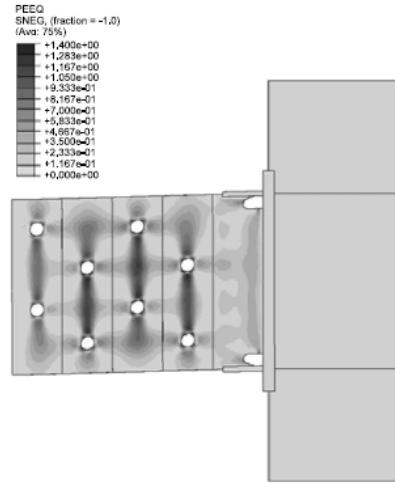


Figure 2-15 Modélisation de lien à âme réduite (Prinz et Richards, 2009)

Contrairement à Prinz et Richards (2009) et leur lien à âme réduite, Naghipour et al. (2010) ont développé un lien dont les ailes sont réduites. Cette section réduite permet de concentrer les contraintes à un endroit voulu, et par conséquence de les éloigner des connexions. Des exemples de leurs modélisations de liens à section réduite sont exposés à la Figure 2-16. Ils ont démontré que cette conception peut retarder la fissuration plastique rencontrée à la connexion et augmenter la ductilité du système. L'utilisation de section réduite de poutre est recommandée pour des liens longs et liens n'ayant pas de grandes sections. En revanche, en présence de bâtiments à grande hauteur, ce système peut engendrer une petite augmentation du poids de la structure.

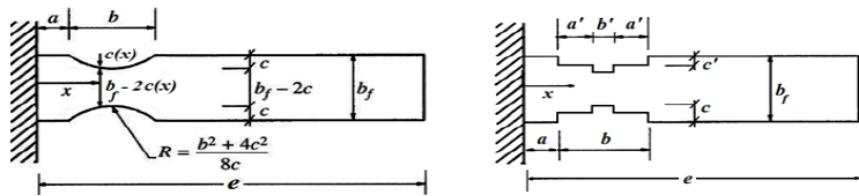


Figure 2-16 Exemples de section réduite de lien (Naghipour et al., 2011)

Pour éviter de modifier la section du lien, la possibilité d'y installer des raidisseurs a été examinée. Hashemi (2011) explique qu'une disposition appropriée des raidisseurs permet la pleine utilisation de l'écrouissage de l'acier et augmente la rigidité plastique du CCE. Il évoque que les ailes du profilé, ainsi que les raidisseurs ne jouent aucun rôle dans la dissipation de

l'énergie mais aident l'âme dans cette fonction, en particulier, en variant l'épaisseur des raidisseurs. Il fait aussi état de la situation des liens longs. A cause d'une déformation prématuée des ailes, la dissipation de l'énergie est moindre. Hashemi propose de contrer ceci par l'utilisation de raidisseurs dans l'âme en les plaçant de préférence à chaque extrémité du lien ductile. Le problème des liens intermédiaires est traité de la même façon en y ajoutant un raidisseur au milieu du lien pour retarder le voilement de l'âme. Hashemi et Daneshmand (2011) se sont attardés sur des liens intermédiaires qui ne répondent pas aux critères de rotation érigés dans le CSA 2009. Hashemi et Daneshmand invitent à calculer l'espacement des raidisseurs selon la capacité en rotation et non selon la demande en rotation, de rétrécir l'espacement des raidisseurs dans les zones à risque, de disposer des raidisseurs de chaque côté de l'âme et d'imposer une limitation du rapport d'élancement de l'âme plus rigoureuse. Ohsaki et Nakajima (2012) ont établi une méthode numérique pour optimiser l'emplacement et l'épaisseur des raidisseurs du lien ductile. Ils ont démontré, à l'aide du logiciel ABAQUS et d'un algorithme, que l'énergie dissipée dans le lien peut être bien plus grande par cette optimisation à travers de simples analyses. La rupture est identifiée à l'aide d'un indice de rupture élaboré par les conclusions d'expériences antérieures. Ils ont obtenu de très bons résultats et ont montré ainsi que les expérimentations physiques peuvent être remplacées par des expériences numériques, ayant pour avantage une durée et un cout réduits.

Enfin, on peut constater que peu d'études ont eu lieu sur le comportement numérique des liens longs. Ce projet permet donc d'offrir des résultats analytiques quant à la réponse sismique de CCE à liens longs.

2.1.2.2 Étude sur le comportement global du CCE

Comme pour les études expérimentales, le comportement global d'une structure CCE n'a été que très peu étudié analytiquement. A cela on dénote les travaux de Ricles et Bolin (1991), ou encore de Popov (1992), portés sur des analyses de cadres CCE mais dont les résultats ont principalement porté sur le lien ductile. Leurs analyses ont mis en avant l'avantage d'une plastification distribuée sur tous les liens de la structure en utilisant le même ratio demande/capacité du lien à chaque étage.

Engelhardt et Popov (1989) ont brièvement discuté de la possibilité d'incursions plastiques dans le segment de poutre hors lien. Ils expliquent qu'une plastification épisodique et

isolée en dehors du segment lien de la poutre peut être acceptable et qu'en présence d'une structure très stable, présentant des connecteurs et des supports latéraux efficaces, aucun dommage ne sera observé. En 1992, Engelhardt et al. ont examiné les tests effectués à l'Université de Berkeley et ont conclu sur la plastification et l'instabilité des poutres hors liens. Ils ont remarqué que des incursions plastiques dans le segment de poutre hors lien n'avaient pas d'effet défavorable et qu'en plus si cette plastification a lieu dans la zone de connexion, avec la diagonale, elle contribue notablement à la dissipation d'énergie de la structure. Toutefois, ils ont noté qu'une instabilité de la poutre hors lien ou de la zone de connexion provoque un comportement défavorable du CCE. Tout flambement de ces éléments peut affecter considérablement la performance du CCE en diminuant amplement sa résistance et sa ductilité. La plastification ainsi que la rotation inélastique de la poutre hors lien sont étudiées dans ce projet.

L'étude analytique de Koboevic et Redwood en 1997, permet aussi de tirer certaines conclusions sur le comportement de la structure. Ils ont élaboré des analyses dynamiques sur des bâtiments de 8 à 16 étages situés dans des zones de sismicité sévère et modérée au Canada. Plusieurs lacunes des normes de l'époque y ont été constatées: l'estimation du moment de flexion au niveau des colonnes n'est pas présent (conception seulement selon l'effort axial) et le facteur de sur-résistance de 25% pour la conception de la colonne sous-estime les forces présentes au sommet de la colonne. L'étude évoque l'utilisation d'une approche basée sur la réponse sismique qui permet d'éviter les lacunes citées précédemment et réduire considérablement la surcharge constatée au niveau des poutres hors lien. De plus, en 2000, Koboevic propose d'allouer 40% de la résistance de la colonne au toit aux moments d'extrémités. La norme canadienne CSA-S16-09 (2009), décrite ultérieurement, reprend ces recommandations en tenant compte de facteurs de sur-résistance du lien plus grands et d'une résistance de la colonne consacrée aux moments d'extrémités. A propos des colonnes, Koboevic (2000) puis Richards et Uang (2006) ont constaté que la meilleure façon d'obtenir les efforts axiaux dans les colonnes est de sommer ces efforts et d'utiliser des facteurs de sur-résistance de liens. Les valeurs de $1,35V_{pr}$ pour les deux étages supérieurs et $1,10V_{pr}$ pour les autres étaient préconisées par Koboevic et pour Richards et Uang, une recommandation de $1,35V_{pr}$ aux quatre étages du toit, $1,10V_{pr}$ pour les dix étages suivants et $1,00V_{pr}$ pour les étages restants. Ces valeurs sont la conséquence de l'écrouissage des liens et la

différence de facteur entre les étages provient de la faible probabilité d'observer au même moment un écrouissage maximal à tous les niveaux du bâtiment.

Dans la même étude de Koboovic et Redwood (1997), une attention est également portée sur l'utilisation de connecteurs rigides pour lier la poutre et la diagonale. Cette méthode, démontrée comme très efficace plus tard, permet, à la différence d'une connexion rotulée, de transmettre une partie du moment de la poutre à la diagonale. Cela retarde la plastification du lien ductile par soulagement de ce dernier et permet alors de diminuer la section de la poutre. Dans leur rapport, le transfert de 5 à 20% du moment est évoqué.

Koboovic, en 2000, a fait deux autres constatations. La première fut de remarquer que la ductilité globale d'un CCE varie avec sa période fondamentale, dans le sens où la ductilité est plus conséquente lorsque la période diminue. La valeur $R_d = 4$ peut alors varier pour des CCE de petite hauteur. Le second constat est celui d'avoir trouvé une relation entre la déformation inélastique du lien γ et le déplacement inter-étages Δ : $\gamma = K_{\gamma}^{frame} \Delta$. Cette relation a pour coefficient K_{γ}^{frame} égale à 0,002 mais est limitée pour des hauteurs inter-étages $h_s = 3600m$ et un rapport $e/L = 0,1$. Dans ce projet, une relation entre ces deux paramètres, dépendante de la hauteur inter-étages et du rapport e/L , est aussi déterminée.

Afin de modéliser un cadre à contreventement excentrique, le type de connexion entre les différentes membrures doit être regardé attentivement. La connexion entre la poutre est la colonne s'opère généralement à l'aide d'une jonction rotulée. Toutefois, les connexions des diagonales avec les colonnes et les poutres posent plus de problèmes. Le lien ductile propose des moments fléchissant importants à ses extrémités, il est alors intéressant de répartir ceux-ci entre la poutre hors lien et la diagonale dans le but de garder les segments hors liens élastiques. De ce fait, la meilleure solution est de réaliser une connexion rigide entre la poutre et la diagonale. Ce système permet aussi de diminuer la section de la poutre qui, rappelons le, est la même entre les portions lien et hors lien. Pour le dimensionnement d'une connexion rigide, il faut considérer la poutre et la diagonale comme un poteau/poutre pour prendre en compte le moment transmis. En 1997, Han et al. proposent des formules de transmission de moments. Pour ce faire, on estime les moments de flexion aux extrémités du lien ductile transmis au segment hors lien, M_{poutre} et à la

diagonale, $M_{diagonale}$ en présumant une posture élastique de ces éléments. Les équations sont alors :

$$M_{poutre} = \min(M_{transmis}, M'_p) \quad (2.8)$$

Avec - $M_{transmis} = \left(\frac{3r}{\psi \cos \theta + 3r} \right) M_f$

- En traction : $M'_p = \left(1 - \frac{T_f}{AF_y} \right) M_p$
- En compression : $M'_p = 1,18 \left(1 - \frac{C_f}{AF_y} \right) M_p$

$$M_{diagonale} = M_f - M_{transmis} \quad (2.9)$$

Où A : aire de la section de la poutre

M_f : moment imposé par le lien ductile, avec sur-résistance

M_p : moment plastique de la poutre autour de l'axe x

r : rapport entre le moment d'inertie de la poutre et le moment d'inertie de la diagonale (flexion dans le plan)

θ : angle de la diagonale avec la poutre

ψ : égale à 3 pour une connexion rotulée au bas de la diagonale et 4 pour une rigide

T_f : effort de traction pondéré transmit au segment hors lien par le lien, avec sur-résistance

C_f : effort de compression pondéré transmit au segment hors lien par le lien, avec sur-résistance.

Rossi et Lombardo (2006) ont étudié l'influence des facteurs de sur-résistance du lien sur le comportement sismique du cadre à contreventement excentrique. Différentes analyses (statique, modale, dynamique) et différentes géométries de connexion leurs ont permis de conclure que les facteurs de sur-résistance ont de grands effets sur la réponse sismique de la structure. Des valeurs très éloignées de celles préconisées par la norme provoquent, dans la plus

part du temps, des détériorations, causées par des déformations plastiques à certains étages. Dans leur rapport, il est montré qu'une diminution de la valeur de sur-résistance donnée dans la norme, a une conséquence positive sur le comportement de la structure. Par conséquent, il est très important de définir une gamme appropriée de valeurs de sur-résistance pour la structure.

En 2007, Ozhendekci et Ozhendekci, étudiant les effets de la géométrie du cadre sur le poids et le comportement inélastique du CCE, ont considéré que le choix de la longueur de lien peut être étudié en terme de facteur d'échelle (les enregistrements sismiques de chaque cadre sont mis à l'échelle) et de poids moyen du cadre. En ce qui concerne les liens courts, ces deux derniers augmentent proportionnellement avec la longueur du lien. Ce qui signifie que choisir des liens plus longs fait augmenter le poids de la structure mais permet alors un accroissement de la résistance du cadre face aux séismes. Ils ont montré également, par une analyse « pushover », que les déplacements ductiles du cadre augmentent quand la longueur du lien augmente. En revanche, Ozhendekci et Ozhendekci ont établi que ces conclusions, concernant les liens courts, ne sont pas toujours applicables aux liens longs. Par exemple, les déplacements ductiles pour les cadres avec de longs liens sont inférieurs à ceux des cadres avec des liens courts. Pour des liens intermédiaires, une augmentation de la longueur du lien entraîne une diminution du facteur d'échelle alors que le poids de la structure augmente.

Rozon (2008, 2012) a étudié des CCE à liens courts pour l'Est et l'Ouest canadien. Il a entrepris la modélisation de cadres à trois et huit étages sur le logiciel OpenSees. L'une de ses modélisations du lien ductile a été présentée précédemment. Les autres éléments de la structure sont subdivisés en fibres afin de représenter leur comportement non linéaire. Un élément poutre/poteau avec un matériau « Steel02 » est employé pour chaque membrure. De plus, les contraintes résiduelles sont incorporées aux modèles des poteaux. Les séismes sélectionnés dans ce projet ont été calibrés selon une méthode hybride, combinant un facteur de calibration obtenu par observation visuelle de spectres de réponse et par la méthode de l'intensité des aires du spectre d'accélération. Rozon a constaté, lors de ses analyses non linéaires sur OpenSees, que la réponse pour les structures à Vancouver est plus sévère que pour Montréal. Les valeurs de rotations inélastiques dépassent rarement la valeur préconisée par le CSA-S16 mais celles de sur-résistance sont plus élevées que la valeur de la norme. Les déplacements inter-étages sont toujours inférieurs à la limite donnée par le CNBC 2010 et une forte corrélation avec les rotations inélastiques des liens a été enregistrée. Des incursions plastiques, en particulier dans les

diagonales, ont été observées pour les structures de Vancouver. Cette plastification peut altérer le comportement global du CCE au niveau des déformations mais elle a été perçue que pour quelques analyses et n'affecte pas les résultats pour les signaux ayant une sollicitation médiane de la structure.

David (2010) a réalisé une étude sur la performance sismique de CCE à liens courts de grandes hauteurs, 14 à 25 étages, en regardant les caractéristiques de conception pour l'Est et l'Ouest canadien. Une séquence de phases de conception a été sélectionnée, celle-ci consiste à sélectionner le lien sur des critères de conception ductile, puis les autres membrures selon des critères de résistance à toutes les combinaisons de charges, ainsi que vérifier la rigidité et la stabilité et enfin établir une conception par capacité. Cette dernière n'est pas un critère nécessaire dans conception sismique pour les CCE de grandes hauteurs. Pour Vancouver, le déplacement inter-étages inélastique est le critère de conception principal et pour Montréal, la conception est gouvernée par le besoin de modifier le coefficient U_2 afin de tenir la limite du CNBC. De plus, de très faibles incursions plastiques ont été observées dans le bâtiment de 14 étages à Vancouver et des incursions isolées dans les diagonales et les poteaux sans développer de larges rotules plastiques. Tout comme les travaux de Rozon, une forte corrélation entre le déplacement inter-étages et la rotation inélastique a été constatée.

Laramée (2012) et Naciri (2012) ont travaillé sur le dimensionnement, selon le CNBC 2010 et le CSA-S16-09, de bâtiments de trois et huit étages utilisant des CCE à liens longs respectivement à Montréal et à Vancouver. Les différences de conception entre l'utilisation d'une connexion rotulée ou rigide entre la poutre et la diagonale ainsi qu'entre un segment de poutre hors lien qui plastifie ou pas ont été analysées dans leurs travaux. Les résultats obtenus avec des connexions rigides sont très convaincants, permettant de faciliter le dimensionnement et de faire une économie d'acier. Avec de telles connexions, les diagonales deviennent les éléments critiques du dimensionnement. La conception en acceptant une plastification contrôlée de la poutre hors lien n'a pas engendrée d'instabilité dans les structures. Dans ce projet, leurs dimensionnements sont utilisés, la stratégie de conception de Laramée et Naciri est donc détaillée au chapitre 3 de ce mémoire.

Prinz et Richards (2012) ont configuré des cadres à contreventement excentrique comprenant des diagonales à flambage limité (BRBF-Es en anglais). Par analyse numérique, ils

ont élaboré une étude comparative entre plusieurs CCE. Cette comparaison est présentée à la Figure 2-17, les diagrammes de moment fléchissant y figurent. Ils ont dressé les conclusions suivantes : les BRBF-Es présentent des déplacements plus élevés (même si les déplacements maximaux sont similaires à ceux des CCE) et sont plus lourds mais résistent mieux aux ruptures de connections. De plus ils nécessitent une quantité d'acier plus grande mais leur conception, leur performance sismique, leur fabrication et leur installation sont des gains qui compensent le cout en matériel.

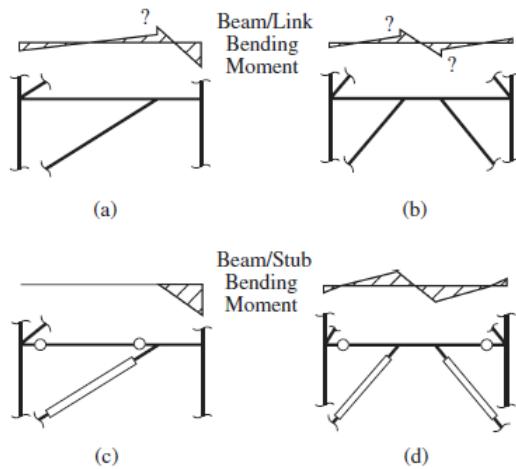


Figure 2-17 Moments de la poutre: (a) CCE excentrique (b) CCE à chevron (c) BRBF-E excentrique (d) BRBF-E à chevron (Prinz et Richards, 2012)

Comme pour le comportement sismique du lien, les études analytiques sur le comportement global des CCE à liens longs et sur la réponse des éléments hors lien sont très minimes. Les travaux de recherche contenus dans ce projet sont donc une opportunité afin de comprendre mieux les possibilités d'utilisation de ce système. Il a donc fallu déterminer des paramètres de réponse des éléments hors lien. La section 2.1.2.3 présente les paramètres utilisés dans ces travaux.

2.1.2.3 Paramètres de réponse des membrures hors lien

2.1.2.3.1 Capacité de rotation inélastique des poutres hors lien

Dans le but de prédire l'endommagement des éléments hors lien, en particulier le voilement local et l'instabilité hors plan (le déversement), des critères de rotation inélastique ont été regardés. Pour cela, deux équations, celle de Kemp (1996) et d'Okazaki et al. (2006), ont été utilisées. Ces formules ont été utilisées par Rozon (2008) pour des CCE à liens courts.

Équation de Kemp

Dans ces travaux de recherche, Kemp (1996) a exposé une capacité de rotation R qu'il a défini comme le rapport de la rotation inélastique disponible θ_p avec la rotation élastique de la poutre θ_e . Il a obtenu celle-ci en soumettant un chargement monotonique à plusieurs poutres de profilé W. θ_p correspond à la rotation de la poutre quand le moment fléchissant dépasse la valeur de moment plastique M_p et θ_e est la rotation lorsque le moment égale le moment plastique. Cette capacité de rotation inélastique disponible s'écrit donc :

$$R = \frac{\theta_p}{\theta_e} \quad (2.10)$$

La Figure 5.1 illustre les différentes rotations caractérisant le comportement inélastique d'une poutre. Les rotations θ^{FCS} et θ^{YLPH} ont été présentées dans les travaux de Lee et Stojadinovic (2008) comme respectivement la rotation avant voilement local et la rotation après voilement local. Lee et Stojadinovic ont développé un modèle de rotule plastique selon les lignes de plastification dans le profilé dans un cadre rigide. Cette méthode leur a permis de déterminer une capacité de rotation plastique de la poutre et de déterminer efficacement l'apparition du voilement local et l'amplitude de flambement de la connexion poutre/poteau. La capacité de rotation disponible est calculée en utilisant des critères d'état limite de force (dégradation de la résistance critique) ou de déformation (rupture dans la rotule plastique). Leur méthode serait intéressante à examiner dans des travaux futurs sur les CCE.

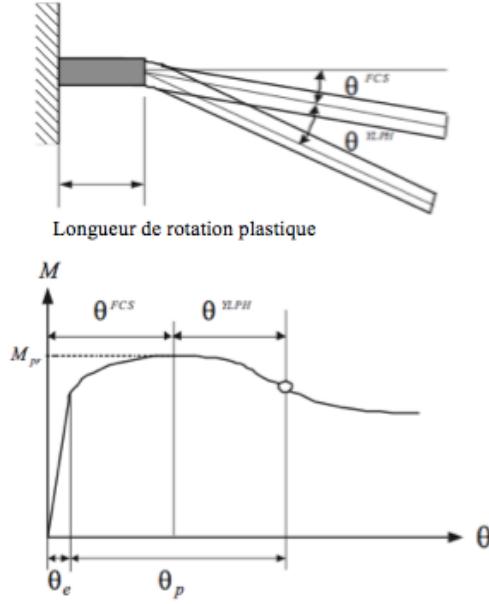


Figure 2-18 Rotations d'une poutre avec rotule plastique (Lee et Stojadinovic, 2008)

Trois paramètres fondamentaux jouent un rôle dans cette capacité de rotation : le voilement local inélastique (de l'âme et des semelles) tel que présenté sur la Figure 2-18, le rapport d'élancement pour le déversement et la présence d'effort de compression dans la membrure.

Kemp a donc proposé une formule de capacité de rotation qui prend en compte ces paramètres :

$$R = 3,015 \left(\frac{60}{\lambda_e} \right)^{1,5} \quad (2.11)$$

$$\text{Avec } \lambda_e = K_f K_w K_d \left(\frac{L_i}{r_{yc}} \right) \gamma_f \text{ et } 25 < \lambda_e < 140 \quad (2.12)$$

Où :

- $\left(\frac{L_i}{r_{yc}} \right) \gamma_f$ est le ratio d'élancement pour le déversement latéral. L_i correspond à la longueur entre le moment maximal et le point d'infexion, r_{yc} est le rayon de giration de la partie en compression élastique de la section de la membrure et γ_f est le facteur de voilement élastique pour la semelle : $\gamma_f = \sqrt{\frac{F_y}{250}}$.

- K_f est le facteur d'élancement de la semelle pour le voilement local inélastique.

$$K_f = \frac{\left(\frac{b_f}{t}\right)\gamma_f}{9} \text{ et } 0,7 < K_f < 1,5.$$

- K_w est le facteur d'élancement de l'âme pour le voilement local inélastique. $K_w = \frac{\left(\frac{h_c}{w}\right)\gamma_w}{70}$

$$\text{et } 0,7 < K_w < 1,5. \gamma_w \text{ est le facteur de limite élastique pour l'âme: } \gamma_w = \sqrt{\frac{F_y}{250}}.$$

- K_d est le facteur de distorsion de la dalle de béton dans la région du moment négatif. Ce facteur est égal à 1 dans le cadre d'une poutre en acier non composite et à 0,71 pour une poutre composite.

En présence d'un support latéral positionné entre le point de moment maximal et le point d'infexion, la valeur de λ_e peut être divisée par $(1+0,61\beta)$ avec β égal au rapport du moment minimal avec le moment maximal.

Enfin pour considérer l'effort de compression dans la membrure, qui agit sur la distribution des contraintes dans la section comprimée du profilé, Kemp a proposé de modifier certains paramètres de l'équation précédente. Une augmentation de la profondeur de l'âme en compression va agir sur le voilement local de l'âme, représenté par le facteur K_w , et sur le rayon de giration r_{yc} de la portion élastique en compression. Ces deux paramètres sont donc modifiés ainsi que la capacité de rotation. Celle-ci s'écrit alors :

$$R' = \frac{R}{\alpha} \quad (2.13)$$

Avec $\alpha = \frac{2h_c}{h}$ où h_c est la profondeur plastique de l'âme en compression.

Équation d'Okazaki et al.

En 2006, Okazaki et al. ont testé des cadres rigides sous un chargement cyclique. Ils en ont alors tiré une équation permettant d'obtenir la rotation totale maximale d'une poutre en fonction des paramètres de son profilé :

$$\theta = \left(95 - 21 \frac{h}{b_f} \right) \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-1,6} \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-1,1} \quad (2.14)$$

À cette équation nous pouvons y soustraire la rotation élastique de la poutre étudiée afin de comparer la rotation inélastique ainsi obtenue avec celle tirée de la capacité de rotation de Kemp. N'incluant pas les effets de l'effort axial, il est possible de diviser cette rotation par le facteur α déterminé précédemment afin de rendre les résultats plus fiables pour un CCE et comparables à ceux soutirés de l'équation de Kemp. L'équation d'Okazaki et al. ne prend pas directement en considération le déversement et le voilement local de l'âme et des semelles. La longueur de la poutre n'est pas prise en compte dans la formule. Toutefois les poutres testées avaient quand même des élancements hors plan importants, entre 60 et 100.

2.1.2.3.2 Rupture des diagonales

Tremblay et al. (2003) ont établi une formule permettant d'obtenir la rotation plastique d'une diagonale provoquant sa rupture. Celle-ci permet d'avoir un aperçu partiel de l'endommagement des diagonales dans ce projet. Ils ont expérimenté plusieurs diagonales à section HSS rectangulaire. Ces dernières ont développé des rotules plastiques à mi-portée et la possibilité de voilement local dans ces rotules peut provoquer des fissures et la rupture des diagonales lors du rechargement en traction. La rotation plastique donnée par Tremblay et al. est la suivante :

$$\theta_f = 0,091 \left(\frac{b_0 d_0}{t} \right)^{-0,1} \left(\frac{KL}{r_y} \right)^{0,3} \quad (2.15)$$

On y retrouve les principaux paramètres pour la détermination du flambement : $\frac{b_0}{t}$, $\frac{d_0}{t}$ et $\frac{KL}{r_y}$. b_0 , d_0 et t sont les éléments géométriques du profilé choisi pour la diagonale.

Cette équation est utilisée pour les diagonales des structures de ce projet malgré que pour la plus part des bâtiments, des profilés W sont employés.

De plus, en égalisant cette valeur de rotation plastique totale, θ_f , à celle qu'on obtient des analyses, θ_p , avec $\theta_p = 2\sqrt{\frac{\delta_c}{2L_H}}$, il est possible d'obtenir la déformée axiale maximale avec la rotation provoquant la rupture de la diagonale. Comme on peut le constater sur la Figure 2.19, δ_c correspond à la déformée axiale en compression, élongation permanente incluse. L_H est la longueur de portée de la diagonale.

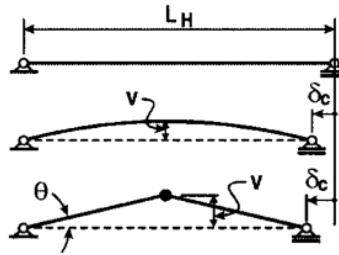


Figure 2-19 Déformation hors plan d'une diagonale (Tremblay et al., 2003)

2.1.2.3.3 Probabilité de plastification des éléments hors lien

Dans le but d'éviter que les éléments hors lien ne cèdent avant le lien ductile d'une structure à cadres à contreventement excentrique, une formule de probabilité a été établie. Rossi et Lombardo (2007), dans leur annexe A, ont rappelé cette formule permettant de calculer la probabilité que les poteaux ou des diagonales plastifient avant la rupture du lien ductile. Il est démontré que les efforts maximaux transmis, efforts axiaux et moments fléchissant, S , aux poteaux et diagonales ainsi que la résistance plastique, R , de ces derniers suivent une loi de probabilité de Gauss (loi normale). La densité de probabilité de la plastification des diagonales et poteaux (variable aléatoire) est :

$$p(Y) = p(R - S \leq 0) = \frac{1}{\sigma_Y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\frac{1}{2}(Y - \mu_Y)^2}{\sigma_Y^2}} \quad (2.16)$$

Avec μ_Y l'espérance mathématique de la différence entre la résistance plastique R et les forces internes S transmises par le segment lien et σ_Y son écart type.

La probabilité d'avoir $Y = R - S \leq 0$ est alors :

$$P(Y \leq 0) = \int_{-\infty}^0 p(Y) dY \quad (2.17)$$

Or en utilisant le changement de variable suivant $Z = \frac{Y - \mu_Y}{\sigma_Y}$, Z suit une loi de Gauss de paramètres $\mu_Z = 0$ et $\sigma_Z = 1$. La probabilité souhaitée se calcule plus facilement:

$$P(Y \leq 0) = P\left(Z \leq \frac{-\mu_Y}{\sigma_Y}\right) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\frac{-\mu_Y}{\sigma_Y}} e^{-\frac{z^2}{2}} dz \quad (2.18)$$

De cette formule, les probabilités que les diagonales plastifient, avant que les liens ductiles des CCE cèdent, ont été calculées dans ce projet.

2.2 Dimensionnement dicté par les normes

2.2.1 Étapes de dimensionnement

Comme vu en introduction, la spécificité des cadres à contreventement excentrique en acier est la plastification de l'élément lien. Celui-ci permet la dissipation de l'énergie induite par les efforts sismiques. Il est donc important qu'il soit le premier élément à être dimensionné. Une fois les sections des liens choisies, procédant par conception par capacité, les autres membrures doivent être conçues en tenant compte de la sur-résistance procurée par la plastification et l'écrouissage du lien ductile. Ensuite de nombreuses vérifications sont à faire dues au nombre conséquent de facteurs qui peuvent influencer la conception.

On peut résumer les étapes conventionnelles de conception d'un CCE selon les 9 étapes suivantes:

1. Choix des poutres par les segments ductiles
2. Vérification des poutres hors liens
3. Choix des diagonales
4. Choix des poteaux
5. Vérifications de Δ et de γ (rotation inélastique)
6. Vérifications des effets P- Δ , T_a , etc.
7. Conception des autres éléments protégés (diaphragmes, fondations, etc.)
8. Calcul des raidisseurs et des supports latéraux des segments ductiles
9. Calcul des assemblages

Les normes en vigueur utilisées pour effectuer un dimensionnement des CCE sont le code national du bâtiment canadien de 2010 (CNBC 2010), proposant les calculs de charge de neige, de vent et sismique, et la norme CSA-S16-09 de 2009, décrivant les méthodes de dimensionnement des membrures d'un cadre à contreventements excentriques sous les efforts sismiques.

2.2.2 CNBC 2010

2.2.2.1 Charge due à la neige et à la pluie

L'article de la norme correspondant décrit le calcul de la charge S , due à l'accumulation de la neige et de la pluie qui l'accompagne sur un toit ou sur toute autre partie d'un bâtiment, par la formule suivante :

$$S = I_s [S_s (C_b C_w C_s C_a) + S_r] \quad (2.19)$$

Avec :

I_s : coefficient de risque de la charge due à la neige

S_s : charge de neige au sol susceptible d'être égalée ou dépassée une fois en 50ans, en kPa

C_b : coefficient de charge de neige sur le toit

C_w : coefficient d'exposition au vent

C_s : coefficient de pente

C_a : coefficient de forme

S_r : charge correspondante due à la pluie susceptible d'être égalée ou dépassée une fois en 50ans, en kPa, et ne peut pas dépasser la valeur de $S_s (C_b C_w C_s C_a)$.

Chaque coefficient a son paragraphe dans la norme afin de spécifier la manière avec laquelle il se calcul. La plus part de ces coefficients dépendent des dimensions et de la forme du toit. De plus il est noté qu'il n'est pas obligatoire que les charges dues à la neige et celles dues à la pluie agissent simultanément.

Les cas de charges à considérer ici sont : $1,5S + 1,25D + 0,5L$ (ou $0,4W$) ou $0,5S + 1,25D + 1,5L$. Dans ces combinaisons, S , D , L , W correspondent respectivement aux charges de neige, mortes, vives et de vent.

2.2.2.2 Charge due au vent

Dans les régions où les efforts sismiques sont faibles, exemple de Montréal, il est très important de prendre en compte les charges dues au vent, à chaque étage du bâtiment, car celles-ci peuvent être plus critiques. Dans le CNBC, le calcul de la pression ou succion extérieure

spécifiée exercée par le vent, sur une partie ou la totalité d'une surface d'un bâtiment, est donné par la formule suivante :

$$p = I_w q C_e C_g C_p \quad (2.20)$$

Avec :

p : pression extérieure spécifiée, s'exerçant de façon statique et dans une direction normale à la surface, soit positive (pression) ou négative (suction)

I_w : coefficient de risque de la charge due au vent

q : pression dynamique de référence

C_e : coefficient d'exposition

C_g : coefficient de rafale

C_p : coefficient de pression extérieure, calculée d'après la moyenne des valeurs sur la surface considérée.

Comme pour le calcul de la charge de neige et pluie, chaque coefficient de la formule de la charge de vent est rattaché à un paragraphe du code afin d'en déterminer sa valeur. A cela il faut ajouter une formule pour calculer les pressions ou succions intérieures spécifiées dues au vent : $p_i = I_w q C_e C_g C_{pi}$. Alors la pression résultante du vent sur une partie ou la totalité d'une surface d'un bâtiment est égale à la somme algébrique des pressions et succions extérieures p et des pressions et succions intérieures p_i .

Dans ce cas, les deux combinaisons principales à prendre en compte, sont :

$$1,4W + 1,25D + 0,5L \text{ (ou } 0,5S\text{)} \text{ et } 0,4W + 1,25D + 1,5L$$

2.2.2.3 Charges et effets dus aux séismes

Le cisaillement à la base, dans la norme, est obtenu en utilisant un spectre d'aléa sismique uniforme ayant une probabilité de dépassement de 2% en 50ans. Ce spectre exprime l'accélération maximale d'un oscillateur simple ayant un amortissement de 5% en fonction de la période fondamentale. La réponse modale maximale est déterminée en utilisant le spectre.

Il existe deux méthodes pour déterminer les charges sismiques :

- Méthode des forces statiques équivalentes
- Méthodes d'analyse dynamique (linéaire et non-linéaire)

La première méthode, des forces statiques équivalentes, est celle pour la plupart du temps, vérifiée en premier, pour le calcul du cisaillement à la base de la structure. Elle permet de calculer ce cisaillement à l'aide d'une équation empirique. Cette méthode tient compte principalement du premier mode de vibration, ainsi la réponse est corrigée par deux facteurs pour prendre en considérations les modes supérieurs. Les forces sismiques sont distribuées sur toute la hauteur du bâtiment.

Pour pouvoir appliquer cette méthode, des conditions doivent être respectées :

- La valeur de $I_E F_a S_a(0,2)$ doit être inférieure à 0,35, où F_a est le coefficient d'accélération de l'emplacement (calculé dans la norme), I_E le coefficient de risque parasismique de l'ouvrage et $S_a(T)$ la réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5%, exprimée par rapport à l'accélération de la pesanteur pendant une période T
- Il s'agit d'une structure régulière dont la hauteur est inférieure à 60m et dont la période fondamentale (celle correspondant au mode fondamental) est inférieure à 2s
- Il s'agit d'une structure irrégulière (sauf en torsion) dont la hauteur est inférieure à 20m et dont la période fondamentale est inférieure à 0,5s.

Le cisaillement à la base, V , est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$V = \frac{S(T_a) M_v I_E W}{R_d R_o} \quad (2.21)$$

V ne peut pas dépasser certaines limites. Une borne inférieure est établie à cause d'incertitudes concernant $S(T)$ pour les périodes longues et une borne supérieure car il y a peu de dommages de structures à très courtes périodes malgré des niveaux élevés de force. On a alors :

$$V \geq V_{min} = \frac{S(2,0s) M_v (2,0s) I_E W}{R_d R_o} \quad (2.22)$$

$$V \leq V_{max} = \frac{2 S(0,2s) I_E W}{3 R_d R_o} \text{ pour } R_d \geq 1,5 \quad (2.23)$$

Avec :

$S(T_a)$: Accélération spectrale de calcul pour la période T_a

T_a : Période du mode fondamental – vibration latérale

M_v : Facteur pour l'effet des modes supérieurs

W : Poids sismique (charge permanente + 25% de charge de neige)

R_d : Facteur de modification de force lié à la ductilité

R_o : Facteur de modification de force lié à la sur-résistance.

Des explications pour calculer $S(T)$, M_v et W sont donnés dans la norme CNBC 2010. En particulier pour calculer la période du mode fondamental, plusieurs possibilités sont données :

- Pour une ossature résistant aux moments (c'est-à-dire les cadres rigides) :
 - Acier : $T_a = 0,085 (h_n)^{3/4}$
 - Béton : $T_a = 0,075 (h_n)^{3/4}$
 - Autres : $T_a = 0,1 N$
- Pour les structures contreventées :

$$T_a = 0,025h_n$$

- Pour un mur de refend :

$$T_a = 0,05(h_n)^{3/4}$$

Où h_n est la hauteur du bâtiment et N est le nombre d'étages.

On peut toutefois entreprendre une autre méthode pour déterminer la période du mode fondamental, c'est-à-dire d'utiliser la période fondamentale déterminée d'une analyse modale, mais des limites y sont imposées. Pour une ossature résistant aux moments, on a $T_a \leq 1,5T_{a \text{ empirique}}$ et pour des murs de refend ou des structures contreventées, $T_a \leq 2,0T_{a \text{ empirique}}$.

Les facteurs de réduction, pour des contreventements en treillis excentriques de type D (ductiles) sont : R_d égale à 4,0 et R_o à 1,5.

Une fois le cisaillement à la base calculé, il est nécessaire de distribuer les forces sismiques sur la hauteur de la structure. Cette distribution est triangulaire, reflétant l'hypothèse que le premier mode domine la réponse. Dans la formule de distribution, une charge F_t y est présente pour marquer l'influence des modes supérieurs (elle s'applique au sommet du bâtiment). La formule est la suivante :

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (2.24)$$

pour $T_a \geq 0,7s, F_t = 0,07T_a V \leq 0,25V$

pour $T_a < 0,7s, F_t = 0$

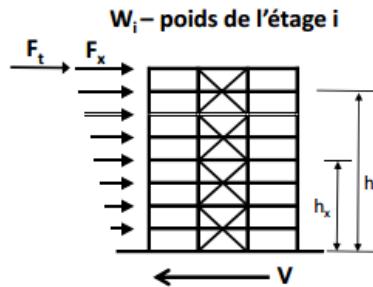


Figure 2-20 Représentation de la distribution des forces sismiques sur la structure (Koboevic, 2012)

Étant donné que cette formule augmente le bras de levier et le moment par conséquence, un moment de renversement est introduit :

$$M_x = J_x \sum_{i=1}^n F_i (h_i - h_x) \quad (2.25)$$

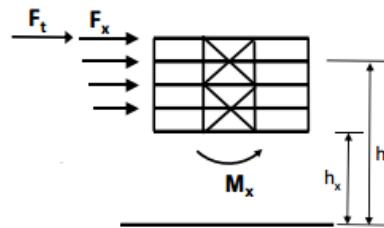


Figure 2-21 Représentation du moment de renversement à l'étage x (Koboevic, 2012)

Où J est un coefficient de réduction de moment dans le but de se rapprocher au mieux de la réalité.

La seconde méthode évoquée est la méthode dynamique. Les analyses dynamiques sont soit linéaire soit non linéaire. Le code national du bâtiment propose deux possibilités pour

appliquer cette méthode: soit l'utilisation d'une technique temporelle par intégration numérique linéaire soit une analyse modale par spectre de réponse. La deuxième méthode nécessite de déterminer les modes de vibration et le nombre de ces modes à considérer. Le spectre de calcul est utilisé pour déterminer les valeurs modales des paramètres de réponse (déplacements, forces, etc.) en appliquant les règles de combinaison appropriées (SRSS, CQC, etc.). Une calibration du cisaillement à la base dynamique, V_d , est nécessaire par rapport au cisaillement à la base calculé selon la méthode des forces statiques équivalentes (V_{MSE}).

- Pour les structures dites régulières, $V = \max (0,8V_{MSE}; V_d)$
- Pour les structures irrégulières, $V = \max (V_{MSE}; V_d)$

Concernant les combinaisons de charges, deux sont à considérer: 1,0E + 1,0D + 0,5L + 0,25S et 1,0E + 1,0D + 0,25L + 0,5S avec E correspondant à la charge sismique.

2.2.3 CSA-S16-09

La norme CSA-S16 gère les règles de calcul aux états limites des charpentes en acier. En plus des éléments en acier, la norme s'utilise pour le choix des boulons, soudures et autres outils d'assemblage. La version de 2009 est la 7^{ème} édition de cette norme, la première édition ayant vu le jour en 1974 suivant une série de normes sur le calcul aux contraintes admissibles. Pour ce projet, l'article qui nous intéresse particulièrement est l'article 27 portant sur le calcul parasismique.

2.2.3.1 Généralités

L'article 27 incorpore les exigences de dimensionnement basées sur le principe de calcul par capacité. Ce principe consiste à dimensionner, en premier, le lien ductile afin qu'il résiste au chargement sismique et ensuite de concevoir les autres membrures selon la résistance plastique et la sur-résistance du lien. Il s'applique aux systèmes avec $R_d R_0 > 1,3$. Le chapitre fait état de l'importance que tous les éléments du bâtiment, sous les déformations anticipées d'un séisme, puissent résister aux charges de gravité, c'est-à-dire même les éléments qui ne constituent pas le système résistant aux forces sismiques (colonnes de coin, colonnes intérieures et extérieures,..).

L'acier des éléments ductiles doit respecter les conditions suivantes :

- Limite élastique F_y inférieure à 350 MPa, et inférieure à 480 MPa dans les poteaux
- Résilience minimum pour profilés lourds et tôles épaisse si $I_E S_a F_a (0,2s) > 0,55$
- Résilience minimum pour métal d'apport dans les soudures sauf si $I_E S_a F_a (0,2s) > 0,35$.

La limite élastique à prévoir pour l'acier dans les calculs est une limite probable égale à $R_y F_y$ où R_y prend la valeur 1,1. Ce produit présente une borne inférieure selon le type de profilé. $R_y F_y$ doit être au moins égale à 460 MPa pour les profilés HSS et de 385 MPa pour les autres sections. De plus les dimensions de l'élément ductile qui permettra de dissiper l'énergie doivent être calculées selon un F_y , supérieur à 350 MPa.

Il faut tenir compte des effets dus aux charges fictives déstabilisatrices et les effets P-Δ. En particulier, pour appliquer les effets des déplacements de second ordre P-Δ, il est nécessaire d'amplifier les efforts axiaux par la valeur U_2 suivante :

$$U_2 = 1 + \left(\frac{\sum C_f R_d \Delta_f}{\sum V_f h} \right) \quad \text{avec} \quad U_2 < 1,4. \quad (2.26)$$

Dans cette formule, $\sum C_f$ correspond à la somme des charges axiales cumulées dans les colonnes, Δ_f est le déplacement inter-étages élastique pour une analyse du premier ordre et $\sum V_f$ est l'accumulation de l'effort tranchant au niveau concerné. Si $U_2 < 1,1$, on peut ne pas prendre en considération ce facteur d'amplification, ce qui signifie que les effets P-Δ sont négligés.

2.2.3.2 Contreventements en treillis excentriques

Le paragraphe 27.7 traite des contreventements en treillis excentriques de type D (ductiles), avec comme coefficients $R_d = 4,0, R_o = 1,5$. Comme vu précédemment, ce type de système dissipe l'énergie par plastification des liens ductiles.

2.2.3.2.1 Segments de poutre ductiles

Les liens ductiles doivent plastifier en cisaillement ($e \leq 1,6 \frac{M_p}{V_p}$) ou en flexion ($e \geq 2,6 \frac{M_p}{V_p}$) avant les autres membrures du cadre. L'âme du segment de poutre doit être de classe 1 et ne peut comporter des trous ou autres pièces de montage à l'exception des raidisseurs requis dans

cette norme. Les semelles peuvent être de classe 1 ou classe 2 dans le cas d'une plastification en cisaillement.

La résistance du lien est égale à la valeur minimum entre :

$$- \quad \emptyset V'_p$$

$$- \quad 2\emptyset \frac{M'_p}{e}$$

$$\text{Avec } V'_p = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P_f}{AF_y}\right)^2} \quad \text{et} \quad M'_p = 1,18M_p \left(1 - \frac{P_f}{AF_y}\right) \leq M_p \quad (2.27)$$

Où

$$V_p = 0,55wdF_y \text{ pour les liens à section en I}$$

$$= 0,55(2w)dF_y \text{ pour les liens à section tubulaire composée}$$

$$M_p = ZF_y$$

P_f : effort axial dans le lien

F_y : limite élastique de l'acier

A : aire de la section brute du profilé

w : épaisseur de l'âme du profilé

d : profondeur du profilé

Z : module de section plastique du profilé

La norme apporte des restrictions concernant la longueur du lien ductile. Ce dernier ne doit pas avoir une longueur inférieure à la profondeur à la section du segment. Il doit aussi s'adapter à une borne supérieure si $\frac{P_f}{AF_y} > 0,15$.

Concernant la rotation plastique, les segments de poutre ductiles sont restreints à une certaine valeur de rotation dans le but de respecter la capacité de déformation plastique. Ces valeurs sont obtenues en calculant la rotation du lien quand la structure est soumise à un

déplacement inter-étages égal à trois fois le déplacement inter-étages élastique déterminé sous les charges sismiques pondérées. Les valeurs de rotation plastique dépendent de la longueur du lien :

- Si $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ (liens courts), $\gamma = 0,08 \text{ rad}$ (2.28)

- Si $e \geq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$ (liens longs), $\gamma = 0,02 \text{ rad}$ (2.29)

- Si $1.6 \frac{M_p}{V_p} < e < 2.6 \frac{M_p}{V_p}$ (liens intermédiaires), γ est une valeur obtenue par interpolation linéaire entre 0,08 et 0,02 rad.

La rotation plastique est obtenue par la formule : $\gamma = \theta_p \frac{L}{e}$ où θ_p est la composante plastique du déplacement inter-étages.

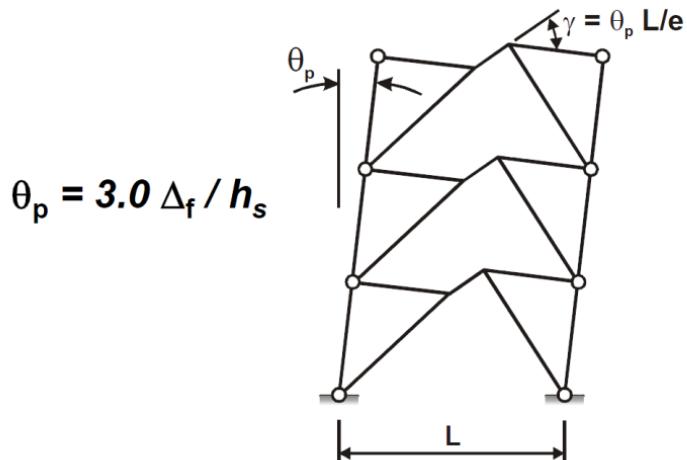


Figure 2-22 Représentation de la rotation plastique du lien ductile (Koboevic, 2012)

La norme prévoit également la mise en place de raidisseurs d'âme dans les segments ductiles afin de préserver la poutre du voilement local qui pourrait détériorer la résistance des liens. Pour les segments ductiles avec section de type W, ces raidisseurs doivent être disposés aux extrémités du lien et des deux côtés de l'âme. Leur largeur totale (les deux côtés de l'âme combinés) nécessitent d'être au moins égale à $b_f - 2w$ (b_f : largeur de la semelle) et une épaisseur égale au maximum de 0,75w et 10mm. A cela on y ajoute des raidisseurs intermédiaires de pleine profondeur selon les cas suivants :

- a) Si $e \leq 1,6 \frac{M_p}{V_p}$, ces raidisseurs ne doivent pas être séparés de plus de $30w - 0,2d$ pour $\gamma = 0,08 \text{ rad}$ et de $52w - 0,2d$ pour $\gamma = 0,02 \text{ rad}$. Une interpolation linéaire est requise pour une rotation plastique comprise entre ces deux valeurs ;
- b) Si $2,6 \frac{M_p}{V_p} < e < 5 \frac{M_p}{V_p}$, les raidisseurs doivent être à une distance de $1,5b_f$ des extrémités du lien ductile ;
- c) Si $1,6 \frac{M_p}{V_p} < e < 2,6 \frac{M_p}{V_p}$, les raidisseurs intermédiaires sont conformes aux cas a) et b) ;
- d) Si $e \geq 5 \frac{M_p}{V_p}$, l'utilisation de raidisseurs n'est pas nécessaire.

Si la profondeur de la poutre du lien est inférieure à 650mm alors les raidisseurs intermédiaires, dans le cas où ces raidisseurs ont une épaisseur ne dépassant pas le minimum de w et 10mm et une largeur d'au moins $0,5(b_f - 2w)$, peuvent être disposés que sur un seul côté de l'âme. Si la profondeur du segment ductile dépasse 650mm, des raidisseurs d'âme intermédiaires sont nécessaires de chaque côté.

De plus, des supports latéraux, d'une résistance égale à au moins $0,06b_f t R_y F_y$, nécessitent d'être installés aux extrémités du lien ductile sur les semelles supérieure et inférieure du profilé en I.

D'autres conditions sont requises pour des raidisseurs de segments ductiles avec section tubulaire composée.

2.2.3.2.2 Autres éléments du CCE

Après avoir fini la conception du lien ductile, les autres membrures du cadre à contreventement excentrique, selon un dimensionnement par capacité, doivent être définies. Le principal objectif est de contrôler la plastification. On prend en considération la résistance plastique et la sur-résistance du segment ductile pour concevoir les éléments hors lien. La norme tient compte de ce surplus de force afin d'estimer la valeur probable de la limite élastique de l'acier et de son écrouissage à l'intérieur du lien. Dans un premier temps, les exigences données dans l'article 27 sont exposées puis les calculs à effectuer pour la vérification des membrures hors lien sont présentés.

Les premiers éléments hors lien à considérer sont les segments de poutre à l'extérieur du lien. Ils nécessitent d'être de classe 1 ou 2 et doivent supporter des efforts égaux à $1,3R_y$ fois la résistance nominale du lien, qui rappelons le est égale au minimum de V'_p et $2\frac{M'_p}{e}$. Dans ce cas là, la résistance de la poutre hors lien est égale à $\frac{R_y}{\emptyset}$ fois sa résistance pondérée, étant donné que la poutre a la même section au lien et en dehors de celui-ci.

L'étape suivante consiste au dimensionnement des diagonales de contreventement. A l'instar des poutres hors lien, elles doivent être de classe 1 ou 2. Dans le cas d'une section de type W, les efforts provenant du lien ductile sont similaires à ceux considérés pour les poutres hors lien, soit $1,3R_y$ fois la résistance nominale, alors que pour une section tubulaire composée, il faut considérer des efforts de $1,45R_y$ fois la résistance nominale des segments de poutre ductiles. De plus les règles de calcul signalent que l'intersection des axes de la poutre et de la diagonale doit être placée dans le lien ductile ou à son extrémité.

Après le dimensionnement des poutres et diagonales, on procède à la conception des poteaux. Comme pour les autres éléments, ils doivent être de classe 1 ou 2. Les poteaux doivent résister aux charges gravitaires et à des efforts de $1,15R_y$ fois la résistance nominale des segments de poutre ductiles pour une section de type W et de $1,30R_y$ fois pour des liens ductiles avec section tubulaire composée. La probabilité que tous les liens atteignent simultanément leur sur-résistance maximale étant plus élevée aux étages supérieurs, car le nombre de liens à considérer est plus grand aux étages inférieurs, la norme impose des résistances différentes aux deux étages supérieurs. Il faut alors tenir en compte des efforts de $1,30R_y$ fois pour des sections de type W et de $1,45R_y$ fois la résistance nominale des segments ductiles pour une section tubulaire composée. En ce qui concerne les poteaux des baies contreventées, un moment de flexion de $0,2ZF_y$ et de $0,4ZF_y$ aux deux étages supérieurs, doit être ajouté aux moments de flexion et efforts axiaux acquis des analyses pour le calcul de leur résistance.

Les poutres hors lien, les diagonales et les poteaux ont été conçus comme des éléments poutre/poteau selon les exigences du CSA S16-09. La norme précise alors les vérifications à effectuer pour les pièces en compression-flexion. Pour des profilés de type W de classe 1 ou 2, l'équation d'interaction à utiliser est la suivante :

$$\frac{C_f}{C_r} + \frac{0,85U_{1x}M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{\beta U_{1y}M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1,0 \quad (2.30)$$

Pour toutes les autres sections, une autre formule est utilisée :

$$\frac{C_f}{C_r} + \frac{U_{1x}M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{U_{1y}M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1,0 \quad (2.31)$$

Il y a alors trois modes de rupture à vérifier avec ces équations : la résistance de la section, la stabilité dans le plan de flexion et la stabilité hors du plan de flexion (flambement en flexion-torsion). Les conditions d'utilisation de ces trois modes sont spécifiées dans la norme. La troisième vérification n'est pas nécessaire dans le cadre de ce projet dû à l'orientation des poteaux, positionnés selon leur axe faible.

De plus pour les profilés en I de classe 1 ou 2, une dernière condition doit être vérifiée :

$$\frac{M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{M_{fx}}{M_{ry}} \leq 1 \quad (2.32)$$

Enfin en cas de présence d'une force axiale en traction, l'élément doit répondre à la condition suivante :

$$\frac{T_f}{T_r} + \frac{M_f}{M_r} \leq 1,0 \quad (2.33)$$

Avec $T_r = \emptyset AF_y$ et $M_r = \emptyset ZF_y$. Pour cette étude, cette condition n'interviendra que pour les diagonales et les poutres supportées latéralement par les dalles de plancher.

Il faut également prendre en compte les charges de gravité et ces équations sont alors à vérifier en particulier pour les poteaux.

2.3 Résumé

A travers la revue de littérature effectuée dans ce chapitre, nous avons souligné quelques points importants permettant l’élaboration des travaux de recherche de ce projet. Les études antérieures ont montré qu’un lien court était plus avantageux qu’un long. Les liens courts plastifient en cisaillement et ont alors pour atouts de dissiper plus d’énergie, d’accepter de plus grandes déformations, d’engendrer des déplacements plus petits et de rendre le cadre à contreventement excentrique plus rigide. En revanche, les CCE à liens longs sont plus profitables au niveau architectural, afin d’avoir de plus grands espaces dans un bâtiment, et représentent un système plus adaptable dans le cadre d’une réhabilitation avec un CCE. Engelhardt et Popov (1989, 1992) sont les premiers à avoir expérimenté des cadres à contreventement excentrique à liens longs. Leurs travaux sont donc un réel support pour ce projet. Popov et al. (1992) ont démontré l’importance de considérer, comme paramètre de réponse, la plage de rotations inélastiques entre la valeur minimale et maximale. Cependant, au biais de cette revue de littérature complète, on a démontré le manque d’études analytiques et expérimentales sur le comportement des liens longs et la réponse sismique de la structure globale avec liens longs. Il est donc intéressant d’explorer un peu plus le comportement d’un tel système.

Une des particularités importantes des travaux de recherche exposés dans cette thèse est la modélisation analytique du lien ductile. Comme nous l’avons vu dans ce chapitre, au fil des années, plusieurs modèles ont été élaborés. Pour cette étude, les liens longs plastifiant en flexion, un intérêt particulier a été porté aux modèles de liens prenant en compte le moment. La modélisation de Ramadan et Ghobarah (1995) reprend l’idée de subdiviser les rotules d’extrémités du lien de Ricles et Popov (1994) en les remplaçant par des ressorts translationnels et rotationnels. Cela permet de faciliter la modélisation dans les logiciels non-linéaires. Les ressorts rotationnels permettent de transmettre les moments de flexion. En conservant seulement les ressorts rotationnels, ce modèle est utilisable pour modéliser les liens longs nécessaires dans ce projet. La modélisation entreprise par Rozon (2008) en utilisant un matériau d’acier « Steel02 », sur le logiciel OpenSees, à la place des ressorts bilinéaires, est également utilisée dans ce projet pour le modèle des liens ductiles. Pour les liens intermédiaires, plastifiant à la fois en cisaillement et en flexion, le même modèle peut être utilisé, en utilisant à la fois les ressorts translationnels et les ressorts rotationnels. Sinon, la modélisation de Jacobs (2010) est également intéressante pour le développement d’un modèle des liens intermédiaires. Dans son modèle, il

transforme les valeurs de cisaillement en moments de flexion dans le but d'obtenir un seul diagramme de moment avec 7 plateaux (6 ressorts).

Afin de calibrer les paramètres numériques des modèles de liens conçus dans ce projet, les expérimentations d'Okazaki et al. (2004, 2006) sur les liens longs sont utilisées. Une étude comparative et itérative est alors réalisée dans le but d'obtenir des valeurs d'efforts similaires entre l'analytique, sur le logiciel OpenSees, et l'expérimentale. Ce processus permet de valider la réponse obtenue par les analyses non linéaires sur les liens ductiles et sur la structure globale.

Dans le but d'étudier le comportement des éléments hors lien, ce chapitre a présenté les paramètres de réponse qui sont utilisé pour ces membrures. La capacité de rotation inélastique de la poutre hors lien, la rotation inélastique maximale de la diagonale et la probabilité de plastification de la diagonale et du poteau sont utilisées.

Les structures élaborées dans ce projet sont tirées des travaux de Laramée (2012) et Naciri (2012) qui ont tout deux travaillé sur des CCE à liens longs respectivement à Montréal et Vancouver. Les structures sont érigées selon la norme CSA-S16-09 afin de résister aux charges déterminées par le CNBC 2010. La conception s'opère alors par capacité. En utilisant ce procédé, les éléments hors lien sont dimensionnés selon la résistance plastique et la sur-résistance du lien ductile. Lors du dimensionnement, les facteurs de sur-résistance utilisés sont ceux préconisés par la norme, présentés dans ce chapitre. Ce projet compare ces valeurs recommandées avec les valeurs de sur-résistance obtenues lors d'analyses non linéaires.

CHAPITRE 3 DIMENSIONNEMENT DES BÂTIMENTS

Ce chapitre expose les principales étapes de dimensionnement des bâtiments de trois et huit étages étudiés, à Montréal et Vancouver. Celui-ci a été effectué par Mathieu Laramée (2012) pour les structures de Montréal et par Yacine Naciri (2012) pour celles de Vancouver. Les bâtiments ont été dimensionnés selon les recommandations des travaux de recherche antérieurs et des normes exposées au chapitre précédent : CNBC 2010 et CSA-S16-09.

3.1 Présentation générale des bâtiments étudiés

Les bâtiments utilisés pour cette étude sont composés de cadres rigides le long de leur périmètre, direction X, et de deux cadres à contreventements excentriques, direction Y, faisant l'objet des analyses dynamiques. Ils sont identiques à ceux utilisés par Rozon (2008), Laramée (2012) et Naciri (2012). La vue en plan du bâtiment type est montrée à la Figure 3-1. Il est à noter que les poteaux des CCE sont positionnés dans la direction inverse de celle présentée sur cette Figure. Ce choix est expliqué plus bas dans le texte. La structure de 3 étages a pour hauteur totale 11m avec comme hauteur de rez-de-chaussée 4m et une hauteur de 3,5m pour les deux autres étages. Celui de 8 étages a une hauteur totale de 28,5m et présente la même configuration d'hauteurs de rez-de-chaussée et d'étages. Les deux CCE, entourés sur la Figure 3-1, sont de type chevron. L'élévation pour les deux types de bâtiment est indiquée à la Figure 3-2.

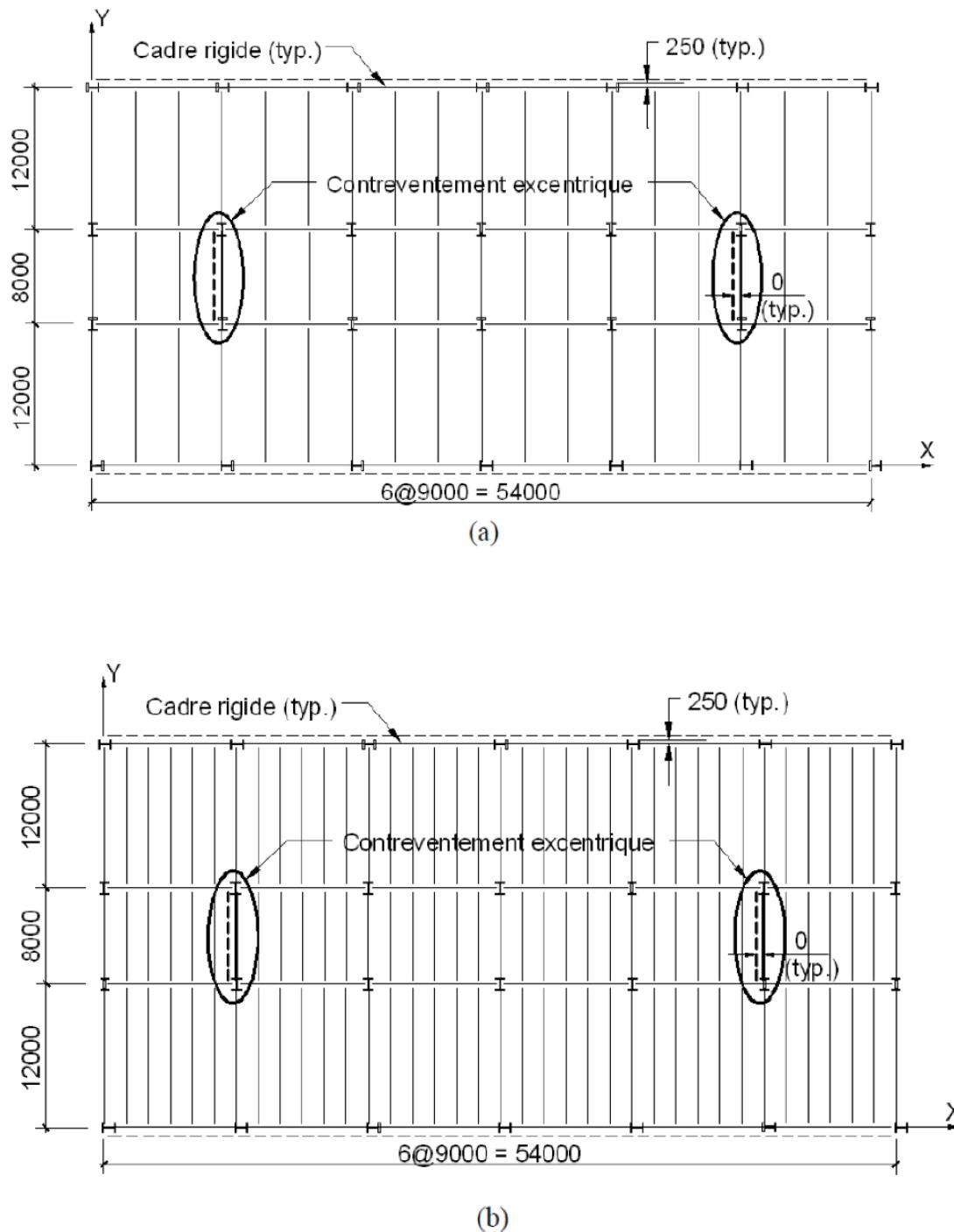


Figure 3-1 Vu en plan au niveau du (a) toit et de (b) l'étage type (Rozon, 2008)

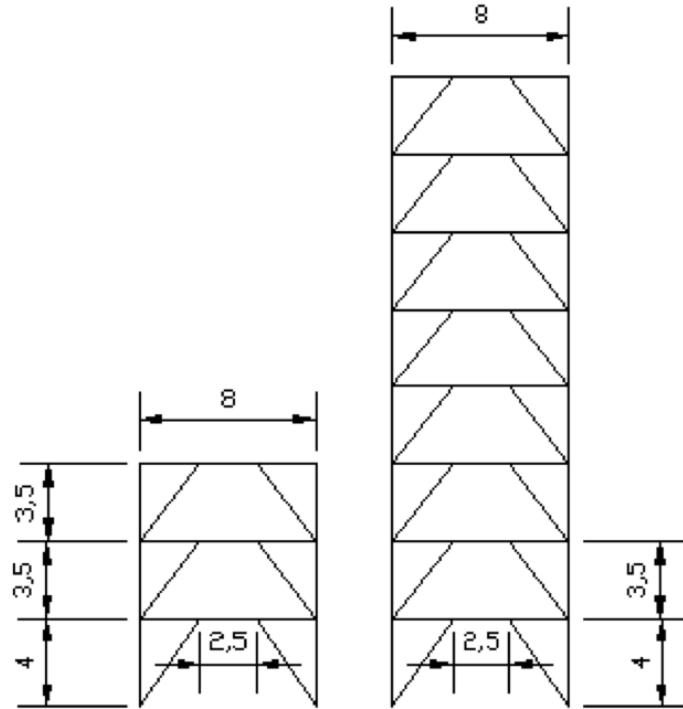


Figure 3-2 Configuration du type de contreventements pour les bâtiments de 3 et 8 étages
(Laramée, 2012)

Comme présenté sur la Figure 3-2, les liens ductiles, choisis pour plastifier en flexion, sont de longueur 2,5m. Le choix de la longueur du lien ne provient pas d'une étude paramétrique, Laramée (2012) et Naciri (2012) se sont basés sur les ratios de dimensionnement préconisés dans les travaux antérieurs sur les liens longs. Plusieurs études, telles que celle de Rossi et Lombardo (2007) et Ozhendekci (2008), ont montré qu'un ratio e/L variant en moyenne entre 0,3 et 0,4 pour des liens longs est utilisé. Dans cette étude, la largeur de cadre est $L=8m$ et la longueur de lien est $e=2,5m$, nous obtenons donc un ratio $e/L=0,31$, correspondant donc à ce qui est préconisé dans la littérature. En revanche, Engelhardt et Popov (1989) ont considéré qu'en présence d'un ratio e/L supérieur à 0,3 le cadre démontre les caractéristiques d'un cadre rigide plutôt que celles d'un CCE.

Nous verrons plus tard dans ce chapitre que la limite constatée dans la plupart des études et dans la norme, $e \geq 2.6 \frac{M_p}{v_p}$, est respectée à chaque étage des bâtiments de 3 étages, de 8 étages à Montréal et Vancouver sauf au premier étage. La poutre, lien et hors lien, est de même section sur toute la longueur L et présente une connexion rotulée avec les poteaux. Dans le cadre de ce

projet de recherche, nous étudions la possibilité d'incursions plastiques dans la poutre hors lien. Cela n'est pas explicitement interdit par la norme CSA-S16-09 et dans la mesure où la stabilité de la structure est respectée, ces considérations permettraient d'utiliser des profilés plus petits et engendreraient alors des économies de temps au niveau du dimensionnement et d'argent en quantité d'acier. Dans le cadre de CCE avec liens longs, les poutres hors lien doivent reprendre les efforts axiaux ainsi que d'importants moments fléchissant provenant du lien ductile. Accepter que ces segments de poutre hors lien puissent faiblement plastifier permet d'alléger le dimensionnement. Les études de Laramée (2012) et Naciri (2012) ont permis de dimensionner un CCE avec des poutres hors lien inélastiques. Le but est de regarder également si la présence d'incursions plastiques dans les éléments hors lien est tolérable et d'étudier si la demande en rotation inélastique imposée sur les poutres hors lien est acceptable.

Dans la revue de littérature, on a vu qu'une connexion rigide entre la poutre et la diagonale permet une répartition du moment d'extrémité du lien entre la poutre hors lien et la diagonale. Dans le cadre de liens longs, les efforts de flexion sont très importants, augmentant linéairement avec la longueur de lien ductile, le type de connexion doit donc être regardé sérieusement. Dans ces travaux de recherche, un dimensionnement a également été établi avec des connexions rotulées afin de comparer l'économie d'acier possible. Il a été constaté que des connexions rigides permettent une économie de l'ordre de 20 à 30% et de 15 à 20% respectivement pour les structures de 3 et 8 étages. Par exemple, la masse totale du CCE de 8 étages à Montréal avec une connexion rotulée est de 20798kg alors que celle constituée d'une connexion rigide est de 17517kg, soit un écart de 19%. La différence la plus importante se produit au niveau de la masse des poutres, écart de 94% pour la structure de 8 étages à Montréal. Dans cette mesure, le système de connexion rigide a été préféré à celui d'une connexion rotulée avec laquelle la totalité des efforts de flexion aurait été repris par la section hors-lien. Cela permet également de considérer une poutre de section et de résistance moins importante et de diminuer la quantité d'acier utilisée pour la structure globale. Toutefois, il faut préciser que le cout d'une connexion rigide est plus élevé que pour une connexion rotulée.

Pour des liens longs, l'angle entre la diagonale et la poutre est plus grand que pour des liens courts. Dans notre étude, l'angle au rez-de-chaussée est de 55,49 degrés et de 51,84 degrés aux autres étages. Engelhardt et Popov (1989) ont présenté une valeur de 52 degrés comme valeur limite à ne pas dépasser. Dans cette étude, nous sommes tout près de cette valeur et

supérieur à celle-ci au niveau du rez-de-chaussée. Yigitsoy (2010) a noté que la répartition du moment entre le segment hors lien et la diagonale varie avec la valeur d'angle et que pour un angle d'environ 30 degrés, la répartition du moment est égale entre les deux éléments du cadre. Il explique également que pour des liens longs la majorité du moment était repris par la poutre hors lien. Nous verrons dans le chapitre 5 la proportion de moment récupérée par la poutre hors lien et la diagonale et nous conclurons alors sur la tendance exposée par Yigitsoy (2010).

Les poteaux, des CCE et de gravité, sont dimensionnés de façon continue et changent de section tous les deux étages. Les profilés fléchis selon leur axe faible ne présentent pas de ruine par déversement. Les colonnes ont donc été positionnées selon cet axe, évitant alors le déversement hors plan. À la base, elles sont rotulées. Les fondations ne sont ni conçues ni modélisées mais on suppose qu'elles sont plus résistantes que la structure ce qui signifie que cette dernière plastifiera en première.

3.2 Approches de conception

Laramée (2012) et Naciri (2012) ont élaboré trois conceptions différentes : une structure avec connexion rotulée, une structure avec connexion rigide où la poutre et la diagonale sont élastiques et une structure avec connexion rigide et dont la poutre hors lien est conçue inélastique. Concernant les deux dimensionnements avec connexion rigide, deux approches de conception ont été entreprises :

- Pour le dimensionnement où la poutre hors lien et la diagonale demeurent élastiques, la répartition du moment s'est faite selon les rigidités flexionnelles. On s'assure que les équations d'interaction, force axiale et moment fléchissant, ne dépassent pas l'unité ni au niveau de la poutre hors lien ni pour la diagonale.
- Pour la conception où le segment hors lien est inélastique, l'équation d'interaction de ce dernier est égale à l'unité et la poutre hors lien reprend alors la partie de moment fléchissant transmis qu'elle peut prendre. La répartition du moment n'est pas réalisée selon les rigidités flexionnelles. L'autre partie du moment transmis est transférée à la diagonale. Une fois la section de diagonale choisie, la répartition du moment selon les rigidités flexionnelles est vérifiée de façon à inspecter si le segment de poutre hors lien plastifie toujours, c'est-à-dire qu'il ne

puisse pas résister au complet au moment transmis par le lien. La section de diagonale étant plus grande, il est important de s'assurer que la poutre ne peut pas reprendre tout le moment.

Dans ce projet, comme nous l'avons expliqué précédemment, la conception avec connexions rigides et poutres hors lien inélastiques a été retenue. La contribution de la diagonale dans cette figuration est présentée à la section 3.5.3.

3.3 Charges de conception

Le bâtiment concerné par cette étude est constitué d'un tablier métallique de 38mm au toit, sans dalle de béton, représentant un poids mort de 1,35kPa, et d'un plancher mixte à chaque étage d'une charge de 3,6 kPa, composé d'un tablier métallique de 76mm et d'une dalle de béton de 65mm. Une charge d'utilisation, pour un bâtiment à usage commercial, de 2,4kPa a été employée. De plus, on considère une charge de cloisons de 1,0kPa et de revêtement extérieur de 1,5kPa. Enfin le calcul de la charge de neige selon le code, en considérant aucune accumulation, présente un poids de 2,4kPa pour Montréal et de 1,64kPa pour Vancouver.

Pour le calcul du cisaillement à la base, la méthode statique équivalente a été employée dans un premier temps. Cette dernière est possible car chacun de nos bâtiments est dit régulier, d'hauteur inférieure à 60m et de période fondamentale inférieure à 2s. La méthode statique équivalente a été exposée au chapitre 2.2.1.3. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 3-1. Ces valeurs acquises pour le dimensionnement sont comparées à celles qu'on obtient par l'analyse non linéaire sur le logiciel OpenSees. Après l'obtention du cisaillement à la base, ce dernier est redistribué à chaque étage. Les effets $P-\Delta$ sont pris en compte par le facteur U_2 . Ce coefficient est obtenu par itération dont la valeur initiale est fixée selon l'hypothèse que $\Delta * R_d = 0,006h$.

Tableau 3-1 Calcul du cisaillement à la base

Structure	Montréal (3 étages)	Montréal (8 étages)	Vancouver (3 étages)	Vancouver (8 étages)
Poids sismique W (kN)	20363	61243	19991	60869
Période de dimensionnement 2Temp (s)	0,55	1,425	0,55	1,43
Accélération spectrale S(2Temp) (g)	0,293	0,111	0,619	0,268
Cisaillement à la base (% W)	4,88	1,85	10,31	4,46
Cisaillement à la base (kN)	994	1134	2062	2716

Après l'application de la méthode statique équivalente, une analyse modale a été effectuée sur le logiciel SAP2000 qui a permis d'établir des périodes supérieures à 2s pour les bâtiments de 8 étages. Les valeurs de périodes fondamentales obtenues sont présentées à la section 3.5.1. Il a donc été nécessaire de procéder à une analyse dynamique, à l'aide du même logiciel, dans le but de mesurer les différentes charges latérales sismiques et efforts engendrés pour ces types de structure. Cette analyse est basée sur une valeur minimum de cisaillement à la base similaire à celui calculé par la méthode statique équivalente. La méthode quadratique complète est utilisée pour la combinaison des modes. Les bâtiments sont considérés symétrique au niveau de la géométrique, de la rigidité et de la masse et la torsion accidentelle est négligée. L'effet de torsion n'est donc pas pris en compte dans l'étude.

Les charges de vent ont également été prises en compte afin de vérifier la combinaison de charges prédominante amenée à guider la conception à chaque étage. Le calcul de ses charges a été entrepris selon le code CNBC 2010, présenté au chapitre 2.2.1.2. Par répartition de ces charges sur la hauteur de chaque bâtiment, on constate que les charges sismiques sont supérieures à celle du vent pour la plus part des structures. Dans ce cas là, la combinaison de charges guidant la conception est E+D+0,5L+0,25S.

3.4 Étapes de dimensionnement des membrures

3.4.1 Dimensionnement du lien

Comme expliqué précédemment, pour une conception par capacité, l'élément du CCE conçu en premier est le lien ductile. L'effort tranchant maximum présent dans ce segment provient des charges sismiques latérales accumulées à l'étage étudié. Koboovic et Redwood (1997) exposent cela selon la formule suivante :

$$V_E = V_x \frac{h_s}{L} \quad (3.1)$$

Dans cette expression, V_E est l'effort tranchant maximum dans le segment ductile, V_x la charge latérale cumulée à l'étage, h_s la hauteur d'étage et L la largeur du cadre. Les efforts dus aux charges de gravité et de vent sont aussi pris en compte selon les combinaisons de charges sélectionnées.

On remarque, de cette première formule, que les dimensions du cadre jouent un rôle important dans les efforts engendrés dans le lien. Ceci est également constaté dans la valeur du moment aux extrémités du lien, ce dernier étant transmis aux éléments hors lien. Ce moment est en fonction de l'effort tranchant ainsi que la longueur du segment ductile. La formule du moment fléchissant sismique est alors :

$$M_E = V_E \frac{e}{2} \quad (3.2)$$

Où e est la longueur du lien. Cette étude concerne les liens longs, on peut ainsi remarquer que plus cette longueur est importante, plus le moment fléchissant aux extrémités du lien sera grand. Comme vu en introduction de ces travaux, c'est cette longueur qui détermine si le lien plastifie en cisaillement et/ou en flexion.

3.4.2 Dimensionnement des éléments hors lien

La norme préconise d'utiliser comme forces de dimensionnement $1,3R_y$ fois la résistance nominale en cisaillement du segment ductile. On détermine ainsi la valeur du moment fléchissant transmis aux membrures hors lien :

$$V = \frac{1,3R_y V_r}{\phi} \quad (3.3)$$

$$M = \frac{1,3R_yV_r e}{\phi} \frac{L}{2} \quad (3.4)$$

À l'aide des formules élaborées par Han et al. (1997), vues au chapitre 2.1.2, nous pouvons alors déduire les valeurs de moment dans la poutre hors lien et dans la diagonale. Les efforts axiaux dans le segment hors lien et dans la diagonale sont donnés respectivement par les formules suivantes :

$$T_f = \frac{1,3R_yV_r}{\phi} \frac{L}{2h_s} \quad (3.5)$$

$$P_f = \frac{T_f}{\cos(\alpha)} = T_f \frac{\sqrt{h_s^2 + \left(\frac{(L-e)}{2}\right)^2}}{\frac{(L-e)}{2}} \quad (3.6)$$

Pour les poutres hors lien et les diagonales, les équations poteau-poutre de la norme CSA-S16-09 sont utilisées pour les vérifications de la résistance et de la stabilité. La poutre étant retenue latéralement par le tablier du plancher, évitant tout déversement, seule la résistance de la section peut être examinée. Pour les diagonales, un coefficient de $K=0,9$ est employé pour l'élancement de la membrure selon son axe fort. Les diagonales utilisant un profilé HSS ne sont pas sujettes au déversement, la vérification concernée n'est donc pas nécessaire. Des connexions rigides sont utilisées entre les poutres et les diagonales. Les diagonales sélectionnées doivent donc permettre la meilleure répartition possible du moment entre les poutres hors lien et elles-mêmes afin d'obtenir une capacité de poutre hors lien convenable. Il est donc intéressant de travailler sur le profilé de la diagonale au lieu de celui de la poutre dans la mesure où cette dernière a des conséquences sur la valeur de résistance du lien ductile qui est transmis aux autres éléments.

Les colonnes sont dimensionnées selon le CNBC 2010 et le CSA-S16-09 afin de résister aux efforts provenant du lien ainsi qu'aux charges de gravité, aux charges vives et de neige. On applique le coefficient R_{TL} aux charges vives en fonction de l'aire tributaire du poteau au premier étage. Toutes les combinaisons de charges pouvant provoquer des efforts axiaux supérieurs aux sur-résistances calculées doivent être prises en compte. On rappelle que les poteaux sont continus sur deux étages pour chaque bâtiment. Il y a donc respectivement 2 et 4 profilés à choisir pour les structures de 3 et 8 étages.

3.5 Résultats du dimensionnement

3.5.1 Valeurs de périodes fondamentales

Les périodes fondamentales de chaque structure, à Montréal et Vancouver, ont été récoltées avec le logiciel SAP2000. Celles-ci sont de 1,28s et 3s pour respectivement la structure de 3 étages et celle de 8 étages à Montréal. Les valeurs de périodes fondamentales sont 0,78s et 1,7s pour respectivement les bâtiments de 3 et 8 étages à Vancouver. Ces quatre valeurs sont supérieures aux valeurs obtenues selon le CNBC 2010, calculées selon $T_a = 2T_{emp}$ et présentées au Tableau 3-1. On peut donc utiliser ces périodes fondamentales théoriques pour le calcul du cisaillement à la base au dimensionnement.

3.5.2 Profilés sélectionnés

Pour chacun des bâtiments, les profilés sont choisis avec un acier CSA-G40.21-350W, de limite élastique $F_y=350\text{MPa}$ et de module d'élasticité $E=200\text{GPa}$. Les étapes de dimensionnement vues au chapitre 3.4 sont suivies par des vérifications établies par le code. À chaque étage, la rotation inélastique et le déplacement inter-étages sont examinés. La rotation inélastique ne doit pas dépasser 0,020 rad et le déplacement 2,5%hs. Le dimensionnement est ajusté si une des conditions limites n'est pas respectée. Afin de choisir au mieux le profilé le plus adéquat pour le lien, on souhaite que les efforts calculés soient le plus proche possible de la valeur de résistance. Cela permet d'envisager une dissipation de l'énergie optimale et de restreindre le surdimensionnement des membrures hors lien. Il faut éviter d'alourdir inutilement la structure d'acier. Le ratio des efforts employés sur la résistance s'écrit de la façon suivante :

$$\frac{v_f}{v_r} = \lambda \leq 1 \quad (3.7)$$

Il est donc souhaitable que ce ratio soit le plus proche de l'unité afin de minimiser la sur-résistance. De plus, Popov et al. (1992) ont démontré qu'une valeur uniforme de celui-ci, à chaque étage du bâtiment, permet une plastification plus distribuée sur l'ensemble de la hauteur de la structure. Le choix des sections se fait alors par itération pour répondre à toutes les attentes de celles-ci.

Après avoir optimisé la conception (masse, ratio demande/capacité, rotation inélastique maximale), celle-ci est modifiée afin de tenir compte du cisaillement à la base, des charges de

vent et des effets P-Δ pour les déplacements. Les profilés sélectionnés pour chacune des structures sont résumés dans les tableaux suivants.

Le Tableau 3-2 présente les profilés choisis pour le bâtiment de 3 étages à Montréal et le Tableau 3-3 donne les propriétés à chaque étage.

Tableau 3-2 Profilés sélectionnés pour le bâtiment de 3 étages à Montréal

Étage	Poutre	Masse (kg)	Diagonales	Masse (kg)	Poteaux	Masse (kg)
3	W310x24	192	HSS 254x152x8	423	W200x36	252
2	W310x60	480	HSS 305x203x13	828	W250x73	511
1	W410x67	536	HSS 356x254x16	1349	W250x73	584

Masse totale : 5155kg

Tableau 3-3 Propriétés des liens ductiles et du déplacement inter-étages du bâtiment de 3 étages à Montréal

Étage	e (Mp/Vp)	V_f/V_r	Rotation (rad)	Δ (%hs)	Facteur U2
3	7,1	0,98	0,0176	1,13	1,080
2	3,3	0,94	0,0156	0,99	1,107
1	3,7	0,99	0,0130	0,81	1,112

Du Tableau 3-3, on constate que la longueur des liens vérifie à chaque étage : $e \geq 2,6 \frac{M_p}{V_p}$,

ce qui caractérise bien les liens longs. Le ratio demande/capacité est très similaire à chaque niveau du bâtiment et est pratiquement égal à l'unité comme ce qu'il a été recommandé précédemment. Les vérifications concernant la rotation du lien et le déplacement inter-étages sont bien respectées. De plus il est à noter que pour le dimensionnement d'une structure de 3 étages à Montréal, la rotation la plus élevée et le plus grand déplacement inter-étages ont lieu au 3^{ème} étage.

Les Tableaux 3-4 et 3-5 présentent respectivement les profilés choisis dans le cadre du bâtiment de 3 étages à Vancouver et les propriétés à chaque étage.

Tableau 3-4 Profilés sélectionnés pour le bâtiment de 3 étages à Vancouver

Étage	Poutre	Masse (kg)	Diagonales	Masse (kg)	Poteaux	Masse (kg)
3	W310x67	536	W250x67	596,3	W200x36	252
2	W460x82	656	W410x100	890	W250x89	623
1	W610x92	736	W460x128	1241,6	W250x89	712

Masse totale : 6242,9 kg

Tableau 3-5 Propriétés des liens ductiles et du déplacement inter-étages du bâtiment de 3 étages à Vancouver

Étage	e (Mp/Vp)	V_f/V_r	Rotation (rad)	Δ (%hs)	Facteur U2
3	3,4	0,54	0,0183	1,3	1,040
2	3,4	0,84	0,0197	1,3	1,070
1	3,6	0,94	0,0198	1,2	1,080

De même que pour le bâtiment de 3 étages à Montréal, chaque lien a une longueur $e \geq 2,6 \frac{M_p}{V_p}$. Le ratio demande/capacité est proche de 1 à l'exception du toit. Ce sont les restrictions imposées, comme la limite de classe, qui gouvernent à cet étage. On constate que la rotation inélastique y est plus faible même si celle-ci reste plus ou moins constante à chaque étage, tout comme le déplacement inter-étages. Des profilés HSS pour les diagonales n'étaient pas adéquats pour ce dimensionnement et les profilés W utilisés sont fléchis autour de leur axe faible pour éviter tout flambement flexionnel.

Les Tableaux 3-6 et 3-7 présentent respectivement les profilés choisis pour le bâtiment de 8 étages à Montréal et les propriétés à chaque étage.

Tableau 3-6 Profilés sélectionnés pour le bâtiment de 8 étages à Montréal

Étage	Poutre	Masse (kg)	Diagonales	Masse (kg)	Poteaux	Masse (kg)
8	W200x31	248	HSS 178x178x8	366	W360x51	357
7	W360x39	312	HSS 305x203x13	828	W360x51	357
6	W310x52	416	HSS 305x203x13	828	W310x86	602
5	W360x64	512	HSS 356x254x13	1006	W310x86	602
4	W460x60	480	W530x82	730	W310x143	1001
3	W460x74	592	W610x101	899	W310x143	1001
2	W530x74	592	W610x101	899	W360x196	1372
1	W530x92	736	W690x125	1214	W360x196	1568

Masse totale : 17517kg

Tableau 3-7 Propriétés des liens ductiles et du déplacement inter-étages du bâtiment de 8 étages à Montréal

Étage	e (Mp/Vp)	V_f/V_r	Rotation (rad)	Δ (%hs)	Facteur U2
8	5,5	0,88	0,0192	1,53	1,096
7	4,8	0,90	0,0137	1,20	1,167
6	4,0	0,91	0,0189	1,49	1,290
5	3,2	0,91	0,0181	1,35	1,329
4	3,9	0,99	0,0151	1,15	1,302
3	3,4	0,91	0,0137	0,99	1,281
2	3,9	0,96	0,0140	0,96	1,287
1	3,2	0,96	0,0144	0,89	1,266

Pour les 8 étages de la structure de Montréal, nous sommes bien en présence de liens longs avec des ratios demande/capacité plutôt constants et proches de l'unité. Concernant la rotation plastique, celle-ci respecte la limite du code et a tendance à augmenter avec la hauteur du bâtiment. Les déplacements à chaque étage sont tous inférieurs à 2,5%hs. Le respect des limites de déplacement a démontré que c'est la résistance des diagonales qui guide le dimensionnement aux premiers étages de la structure. Cela sera confirmé en examinant la répartition du moment fléchissant entre la poutre hors lien et la diagonale à ces étages. Contrairement au bâtiment de 3 étages, il n'a pas été possible d'utiliser seulement des profilés HSS pour les diagonales. On peut constater que les diagonales sont très lourdes et plus lourdes que les poutres ceci est due au positionnement des diagonales de profilé W selon leur axe faible. Les limitations au niveau de la modélisation analytique, un modèle de diagonale pouvant représenter la plastification de la section ainsi que le flambement flexionnel, ont contraint à choisir un tel positionnement.

Les Tableaux 3-8 et 3-9 présentent respectivement les profilés choisis pour le bâtiment de 8 étages à Vancouver et les propriétés à chaque étage.

Tableau 3-8 Profilés sélectionnés pour le bâtiment de 8 étages à Vancouver

Étage	Poutre	Masse (kg)	Diagonales	Masse (kg)	Poteaux	Masse (kg)
8	W310x45	360	W200x59	525,1	W200x59	413
7	W410x67	536	W360x79	703,1	W200x59	413
6	W460x89	712	W410x100	890	W250x115	805
5	W530x109	872	W530x138	1228,2	W250x115	805
4	W610x113	904	W610x155	1379,5	W310x226	1582
3	W610x125	1000	W610x174	1548,6	W310x226	1582
2	W610x125	1000	W610x174	1548,6	W360x382	2674
1	W690x152	1216	W610x217	1931,3	W360x382	3056

Masse totale : 27684,4 kg

Tableau 3-9 Propriétés des liens ductiles et du déplacement inter-étages du bâtiment de 8 étages à Vancouver

Étage	e (Mp/Vp)	V_f/V_r	Rotation (rad)	Δ (%hs)	Facteur U2
8	4,02	0,78	0,014	1,6	1,21
7	3,67	0,85	0,019	1,8	1,21
6	3,33	0,69	0,019	1,7	1,20
5	3,05	0,45	0,017	1,5	1,18
4	2,85	0,57	0,018	1,4	1,19
3	2,73	0,57	0,020	1,4	1,19
2	2,73	0,72	0,020	1,4	1,21
1	2,48	0,80	0,021	1,3	1,18

Nous constatons que pour cette structure de 8 étages il a été nécessaire d'utiliser un lien de longueur intermédiaire ($1,6 \frac{M_p}{V_p} < e < 2,6 \frac{M_p}{V_p}$) au 1^{er} étage afin de conserver un ratio demande/capacité inférieur à un et une classe de section 1. Cela engendre une modélisation différente sur le logiciel d'analyse non linéaire utilisé. Le respect des limites de déformation et de classe ainsi que du comportement de plastification critique en flexion, n'a pas permis d'avoir un ratio demande/capacité égale à l'unité à chaque étage. Modifier la longueur du lien à certains étages aurait pu être une solution pour conserver le même ratio demande/capacité. Mais cela aurait entraîné d'autres problèmes et aurait changé la géométrie de la structure. Au niveau des rotations inélastiques, celles-ci sont égales à la limite au 2^{ème} et 3^{ème} étage et la rotation au 1^{er} étage dépasse de peu cette limite de 0,02rad. Le dimensionnement du bâtiment de 8 étages à Vancouver a été réalisé afin d'obtenir des rotations inélastiques des liens ductiles proches de la valeur préconisée par la norme, soit 0,02rad. Pour les déplacements inter-étages, ils sont relativement constants et ne dépassent pas la limite du code. À l'instar de Montréal, on peut constater que les diagonales sont lourdes.

3.5.3 Contribution de la diagonale

En utilisant des connexions rigides, les diagonales des CCE reprennent une partie du moment fléchissant des liens ductiles. La distribution des moments est fonction des rigidités flexionnelles $\frac{EI}{L}$ des membrures. Les valeurs de distribution entre la poutre hors lien et la diagonale, répertoriées lors du dimensionnement, sont exposées au Tableau 3-10.

Tableau 3-10 Répartition moyenne obtenue lors du dimensionnement du moment fléchissant (en %) entre la poutre hors lien et la diagonale

Étage	3 étages Montréal		3 étages Vancouver		8 étages Montréal		8 étages Vancouver	
	Poutre hors lien	Diagonale	Poutre hors lien	Diagonale	Poutre hors lien	Diagonale	Poutre hors lien	Diagonale
8	56%	44%	53%	47%	68%	32%	70%	30%
7	62%	38%	55%	45%	57%	43%	60%	40%
6	62%	38%	54%	46%	61%	39%	59%	41%
5	-	-	-	-	57%	43%	57%	43%
4	-	-	-	-	47%	53%	55%	45%
3	-	-	-	-	42%	58%	55%	45%
2	-	-	-	-	47%	53%	55%	45%
1	-	-	-	-	46%	54%	56%	44%

Nous constatons, qu'à l'exception des quatre premiers étages de la structure de 8 étages à Montréal, la poutre hors lien reprend une plus grande partie du moment fléchissant avec en moyenne 58% du moment. L'exception des quatre premiers étages de la structure de 8 étages à Montréal confirme, qu'à ces étages, les diagonales gouvernent la conception. Ces valeurs de

répartition du moment sont comparées, au chapitre 5, à celles obtenues lors des analyses non linéaires sur OpenSees.

Le Tableau 3-11 présente les résultats des équations d'interaction pour les poutres hors lien de la structure de 8 étages à Vancouver. On choisit d'exposer les résultats de cette structure car c'est celle qui présente le plus de plastification hors lien et qui nous permet de tirer le maximum de conclusions dans cette étude. Les valeurs sont données pour les structures avec ou sans plastification de la poutre hors lien. Cela permet de constater la contribution de la diagonale et de savoir dans quelle mesure la poutre hors lien est protégée. Dès que la poutre hors lien atteint son moment fléchissant maximum, le moment est distribué dans la diagonale qui est conçue comme un élément poutre/poteau. La membrure de la diagonale est alors comprimée et fléchie et le segment de poutre hors lien récupère un moment fléchissant réduit. Les équations d'interaction sont critiques lorsque la traction domine dans les poutres hors lien. Pour les poutres en compressions, les deux états limites ont été vérifiés, résistance de la section et stabilité dans le plan de flexion, et les résultats des équations d'interaction sont moins importants. Seulement les résultats de l'équation 2.33 sont alors donnés dans le Tableau 3-11. La classe de section a été vérifiée afin de s'assurer que les segments hors lien puissent accepter des déformations plastiques.

Tableau 3-11 Vancouver 8 étages : Résultat de l'équation d'interaction pour la poutre hors lien

Étage	Résistance de la section	
	Poutre élastique	Poutre plastique
8	1,36	1,00
7	1,53	1,00
6	1,53	1,00
5	1,53	1,00
4	1,56	1,00
3	1,56	1,00
2	1,56	1,00
1	1,56	1,00

Cet exemple de résultats de l'équation d'interaction pour le segment hors lien de chaque étage permet d'observer la contribution qui est demandée à la diagonale. Pour les sept premiers étages, les valeurs des équations dépassent de plus de 0,5 la valeur de l'unité préconisée par le CSA-S16-09.

3.6 Résumé

Ce chapitre a présenté les différentes spécificités de la géométrie et du dimensionnement des bâtiments établies par Laramée (2012) et Naciri (2012) et étudiées dans ce projet. Quatre structures différentes ont été conçues, soit deux structures de 3 étages localisées à Montréal et Vancouver et deux autres de 8 étages pour les mêmes villes. Les systèmes structuraux employés sont des cadres à contreventement excentrique avec des liens longs disposés symétriquement. Des recherches antérieures ont démontré que cette configuration est la plus efficace pour reprendre les charges sismiques. Les dimensions principales des bâtiments sont une largeur de 8m, une longueur de lien de 2,5m, une hauteur d'étage au rez-de-chaussée de 4m et de 3,5m aux autres étages.

Laramée et Naciri ont fait une étude permettant de différencier une structure avec une connexion rotulée entre la poutre et la diagonale, une structure avec une connexion rigide et des éléments hors lien restant élastique et une structure avec une connexion rigide et une poutre hors lien inélastique. Cette dernière structure a été privilégiée dans le cadre de cette étude afin de soulager la poutre hors lien, reprenant d'importants efforts axiaux et moments fléchissant, et d'éviter de renforcer ce segment de poutre. Ce chapitre a alors montré la contribution de la diagonale au niveau du moment transmis par le lien ductile.

La première étape a été de choisir le profilé le plus adéquat pour la poutre. Comme expliqué au chapitre précédent, une attention particulière a été portée au ratio demande/capacité des liens pour que celui-ci soit le plus homogène possible, à chaque étage, et qu'il soit proche de l'unité. Ensuite les sections des diagonales et des poteaux ont été choisies selon les valeurs de sur-résistance des liens ductiles. À l'exception des diagonales de la structure de 3 étages à Montréal et des quatre derniers étages de celle de 8 étages à Montréal, les profilés sélectionnés sont tous des W. Tous les états limites sont vérifiés à la suite du dimensionnement final.

CHAPITRE 4 ANALYSES NON LINÉAIRES

Ce chapitre détaille, dans un premier temps, les modélisations, dans le logiciel OpenSees, des différents bâtiments de l'étude. La modélisation de chaque élément du CCE (lien ductile, segment hors lien, diagonale, poteau) est expliquée selon ses spécifications dans la structure. Ayant obtenu de bons résultats, ce projet s'est appuyé sur les modèles effectués par Rozon (2008). Le modèle du lien ductile a été calibré à l'aide des expérimentations d'Okazaki (2004, 2006). Une partie est consacrée aux autres paramètres à prendre en compte lors de la simulation : charges, masses, amortissement, algorithme de résolution et méthode de convergence. Dans un second temps, ce chapitre est réservé aux choix des accélérogrammes de séismes. Les accélérogrammes utilisés ont été calibrés avec deux méthodes différentes, la méthode Least Moving Average, exploitée par Morteza (2012) et la méthode d'Atkinson (2009).

4.1 Modélisation

4.1.1 Logiciel OpenSees

Le logiciel utilisé tout dans ce projet de recherche est OpenSees (The Open System for Earthquake Engineering Simulation). Ce logiciel a été développé pour l'élaboration de simulations de systèmes structuraux et géotechniques dans le cadre d'études en génie parasismique. Il a été conçu à partir des recherches du centre Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) en 1997 et est également rattaché au réseau Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES). Utilisant la méthode des éléments finis, OpenSees permet de simuler n'importe quel comportement d'un système linéaire ou non linéaire sous l'effet de charges statiques ou dynamiques. Le logiciel a l'avantage d'être à code ouvert ce qui signifie que toute personne peut y créer ses propres fichiers d'entrée pour modéliser un élément, une section, un matériau ou encore des outils d'analyse. De plus il est très rapide, stable et efficace dans la résolution de grands modèles (cadre à plusieurs étages), ce qui n'est pas toujours le cas avec d'autres logiciels non linéaires. Enfin, OpenSees a été privilégié à d'autres logiciels car il permet de modéliser le comportement inélastique de toutes les membrures, pas seulement des liens ductiles. Il est donc parfait pour une étude du comportement global de la structure.

Les modélisations sont écrites à partir du langage de programmation Tcl (Tool Command Language) basé en autre sur des chaînes de caractères et des structures de contrôle basiques (if, while, for, etc.). OpenSees est un bon logiciel pédagogique pour la modélisation numérique. La Figure 4-1 présente l'organisation du logiciel.

Les simulations s'établissent en 3 étapes :

- Modélisation (Domain): créer des points, des éléments, des charges, des contraintes,...
- Analyse (Analysis): établir une procédure d'analyse
- Informations restituées (Recorder): spécifier ce qu'on veut surveiller durant l'analyse.

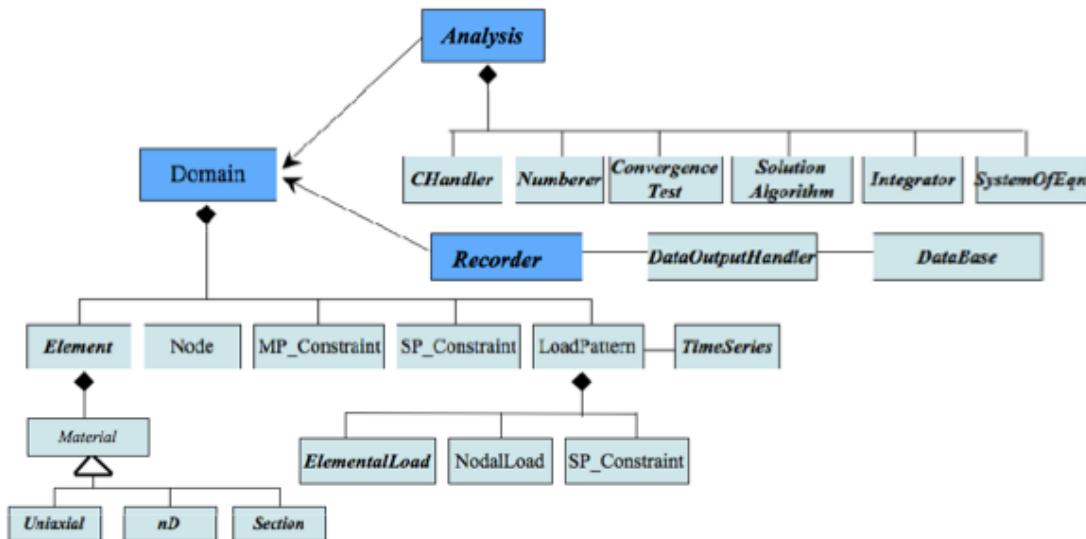


Figure 4-1 Organisation de la structure du logiciel OpenSees (Terzic, 2011)

OpenSees est donc un outil puissant pour la simulation numérique de systèmes non linéaires grâce à sa bibliothèque de matériaux, éléments et commandes d'analyse. Il est possible de choisir séparément l'élément en « section » et le comportement du matériau associé. On peut détailler la modélisation de façon précise et indépendamment de chaque constituant. La figure 4-2 montre qu'on peut décomposer la structure sur différents niveaux. On associe les combinaisons d'efforts selon la composante de l'élément:

- combinaison force-déformation au niveau de l'élément,
- combinaison moment-courbure au niveau de la section,

- combinaison contrainte-déformation au niveau de la fibre.

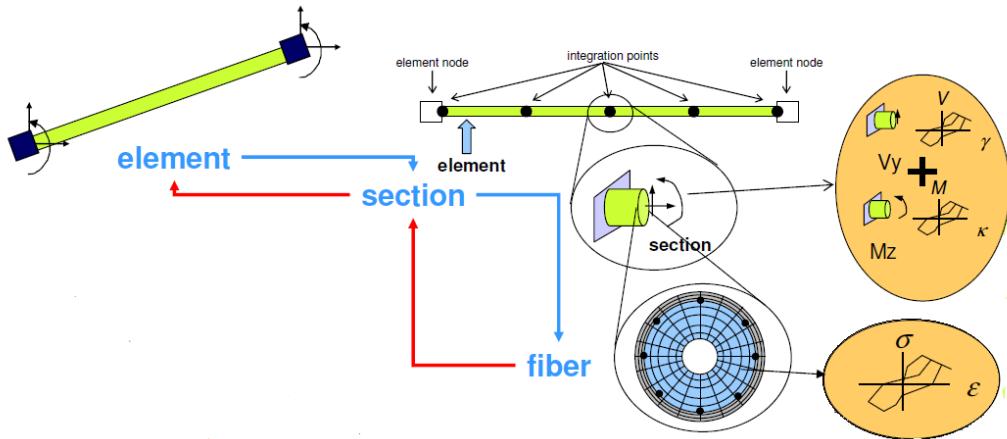


Figure 4-2 détails de la modélisation d'un élément dans OpenSees (Mazzoni, 2005)

Pour la modélisation des CCE de cette étude, les éléments d'OpenSees utilisés sont les suivants:

- Elément poteau/poutre élastique (« element elasticBeamColumn »)
- Elément poteau/poutre non linéaire (« element nonlinearBeamColumn »)
- Elément de longueur nulle (« element zeroLength »)

La commande pour construire un élément poteau/poutre élastique sert à modéliser toutes les membrures qui subsistent élastiques lors de l'application des charges. Pour la modélisation des cadres, cet outil a été utilisé pour créer les extensions rigides au niveau des poutres et des diagonales ainsi que pour élaborer les colonnes de gravité (pour inclure les effets P-Delta). Elle a été également employée pour l'élément poutre lien entre les ressorts de longueur nulle, la plastification se produisant aux extrémités. Afin d'utiliser cette commande, pour une structure en trois dimensions, les paramètres à introduire sont l'aire de la section A, le moment d'inertie en torsion J, les moments d'aire I selon les deux axes locaux et les modules de Young E et de cisaillement du matériau G.

L'élément poteau/poutre non linéaire est un système en force contrôlé utilisé pour toutes les membres de la structure susceptibles de plastifier : les diagonales, les poutres hors lien et les colonnes. Cette commande dépend du nombre de points d'intégration le long de l'élément, du type de section, de la sélection préalable du type de transformation de coordonnées, du nombre maximum d'itérations et de la tolérance nécessaire pour la bonne tenue de l'élément.

L'élément de longueur nulle permet de créer une relation force-déformation entre deux nœuds situés aux mêmes coordonnées. Dans le cadre de cette étude, cette commande a été utilisée pour la modélisation des plaques de goussets à chaque étage, des ressorts représentants le comportement non linéaire du lien ductile, des connexions rotulées aux intersections poutres/colonnes et diagonales/colonnes, des épissures des colonnes gravitaires. Les paramètres pris en compte pour l'utilisation de cette commande sont le choix du matériau choisi et de l'orientation locale de l'élément.

Une autre composante importante d'une modélisation sur OpenSees est le choix de la section. La commande « section » définit la contrainte résultante de la réponse force-déformation de la section d'un élément. Différents types de section existent : section élastique, section fibre, section membrane, section plaque,... Dans ce projet, chaque élément est défini à partir de sections fibres ainsi que la commande « section aggregator », exposée à la Figure 4-3, permettant d'ajouter à une section préalablement définie un modèle de force-déformation. La section fibre est composée de plusieurs fibres qui ont chacune une déformée axiale et qui dépendent des propriétés du matériau spécifié pour la fibre. L'intégration des réponses de chaque fibre permet d'obtenir le comportement global de la section. La décomposition en fibres s'adapte aux formes de l'élément.

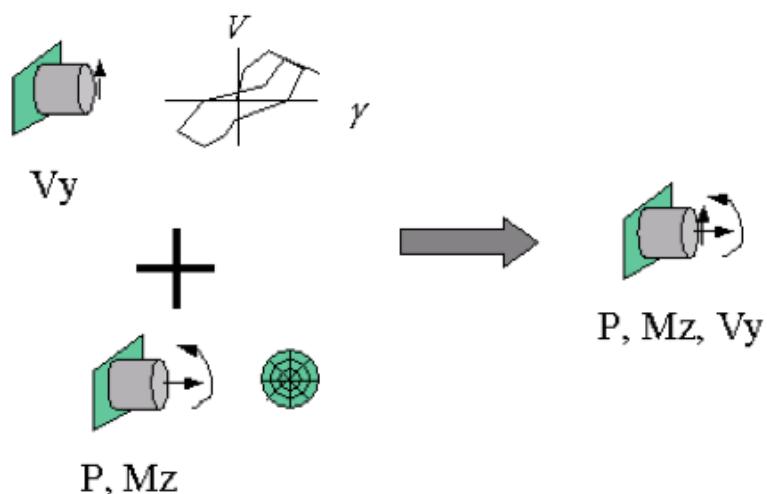


Figure 4-3 Exemple d'utilisation de la commande "section aggregator" sur OpenSees (Mazzoni, 2007)

Le choix des matériaux est également à prendre en compte. Il subsiste de nombreux matériaux tels que : matériau élastique, matériau béton, matériau acier, matériau avec écrouissage, matériau hystéritique, matériau visqueux, etc. Dans le cadre des modélisations OpenSees dans ce projet, le matériau élastique, le matériau acier « Steel02 » ainsi que le matériau avec écrouissage (comprenant l'écrouissage cinématique et isotropique) sont utilisés. Le matériau acier « Steel02 » découle du modèle de Giuffré-Menegotto-Pinto. Il y aussi des commandes permettant d'associer plusieurs matériaux en parallèle ou en série. La commande concernant l'affiliation en parallèle est employée dans ce projet.

4.1.2 Modélisation du lien ductile

4.1.2.1 Essais de modèles de lien sur OpenSees

4.1.2.1.1 *Lien long*

Il n'existe pas de travaux de recherche portés seulement sur la modélisation d'un lien long pour CCE. La première tentative pour modéliser le lien ductile a alors été d'utiliser le modèle de matériau modifié par Ibarra-Medina-Krawinkler permettant de représenter la détérioration par une réponse hystéritique bilinéaire, matériau « Bilin ». Cette commande a été développée à partir de 2009 et il est à noter que la réponse hystéritique de ce matériau a été calibrée à partir de plus de 350 données expérimentales sur des connexions poutre/poteau en acier et des formules de régression sont prévues pour estimer les paramètres de détérioration du modèle pour différents types de connexion. Ce matériau a été choisi, dans un premier temps, car il a permis, dans d'autres travaux, de représenter correctement le comportement des poutres de cadres rigides et ces dernières sont proches des segments liens des CCE à liens longs. La Figure 4-4 expose la réponse hystéritique de ce modèle selon différents paramètres.

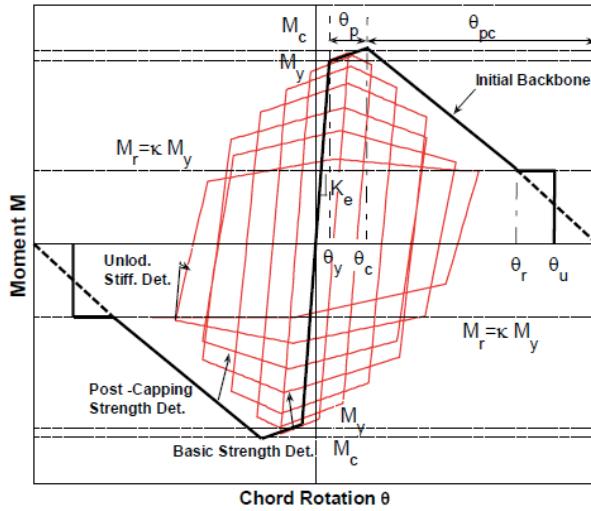


Figure 4-4 Modèle de détérioration modifié par Ibarra Krawinkler (Lignos et al., 2011)

On présente sur la Figure 4-5 la courbe hystérésis obtenue avec l'essai du modèle du spécimen 3 d'Okazaki et al., présenté à la section 4.1.2.3, en utilisant le matériau « Bilin ».

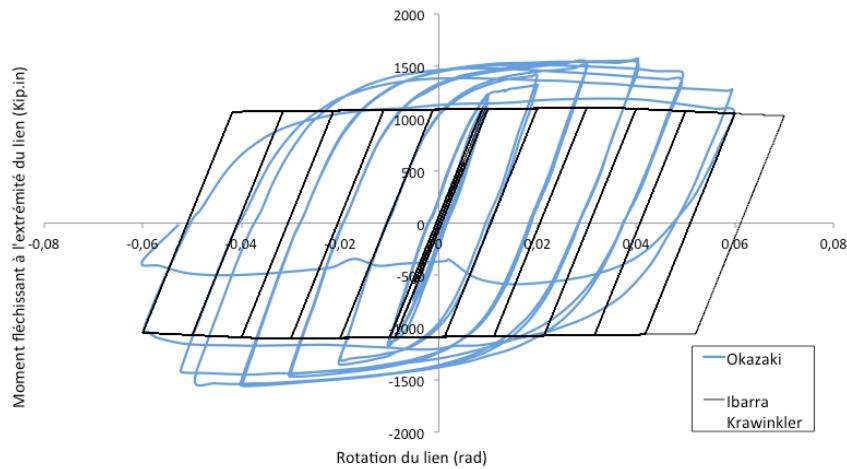


Figure 4-5 Comparaison des courbes hystérésis obtenues par le spécimen 3 d'Okazaki et al. (2004, 2006) et avec une modélisation utilisant le matériau « Bilin » sur OpenSees

Malgré les résultats satisfaisants sur les poutres des cadres rigides obtenus avec matériau « Bilin » sur OpenSees, les nombreux paramètres à considérer pour ce matériau ont été un frein dans la modélisation du lien long avec cette commande. La Figure 4-5 montre que le résultat du

modèle de lien avec le matériau « Bilin » n'était pas assez convenable pour être utilisé dans ce projet. De plus la fluidité des transitions des valeurs de moments obtenue avec le matériau d'acier suivant Giuffré-Menegotto-Pinto, matériau « Steel02 », a été déterminant et un tel matériau a été retenu pour la suite des recherches. La courbe hystérésis obtenue avec ce matériau est présentée à la section 4.1.2.3. Toutefois il serait intéressant de faire une étude paramétrique du matériau modifié par Ibarra-Medina-Krawinkler, outil « Bilin », afin de pouvoir développer des modèles de liens ductiles avec ce matériau pour les CCE.

4.1.2.1.2 Lien intermédiaire

Un premier modèle a été élaboré en utilisant la configuration de Ramadan et Ghobarah (1995) avec des ressorts translationnels et rotationnels. Un seul ressort translationnel a été utilisé en lui associant le matériau d'acier « Steel02 » alors que trois ressorts rotationnels en parallèles ont été employés avec les valeurs de rigidité préconisées par Ricles et Popov (1994) et utilisant le matériau « Bilin ». La Figure 4-6 expose la comparaison entre la courbe hystérésis obtenue avec ce modèle et celle observée par Okazaki et al. sur le spécimen 6A, qui est un lien intermédiaire.

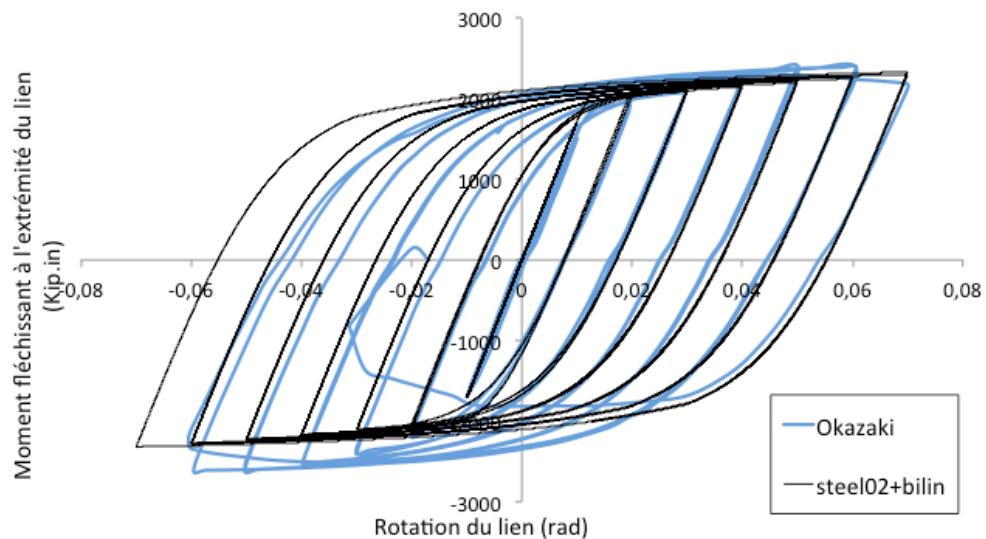


Figure 4-6 Comparaison des courbes hystérésis obtenues par le spécimen 6A d'Okazaki et al. (2004, 2006) et avec une modélisation utilisant le matériau « Steel02 » et « Bilin » sur OpenSees

On constate de la Figure 4-6 que le comportement d'acier n'est pas très bien représenté pour des valeurs de rotations négatives. Comme pour les liens longs, le matériau « Bilin » tient

compte de nombreux paramètres qui sont nécessaires de maîtriser. Ce modèle n'a donc pas été retenu.

Présenté dans la revue de littérature, le modèle de lien de Jacobs (2010), utilisant une rigidité flexionnelle équivalente, soit six ressorts rotationnels bilinéaires, a été examiné. Ce modèle est assez complexe et il nous a manqué quelques informations sur la disposition des rigidités des six ressorts bilinéaires afin de mener à bien la modélisation. De plus Jacobs a entrepris celle-ci sur le logiciel RuauMoko et non sur OpenSees. On présente tout de même la courbe hystérésis obtenue avec le modèle élaboré sur la Figure 4-7. On remarque que les pentes des rigidités sont trop fortes et que les valeurs de moments fléchissant sont trop élevées. Toutefois le modèle de Jacobs (2010) peut être étudié plus en détails dans des travaux futurs étant donné que l'utilisation de rigidités flexionnelles seulement est pratique dans la modélisation.

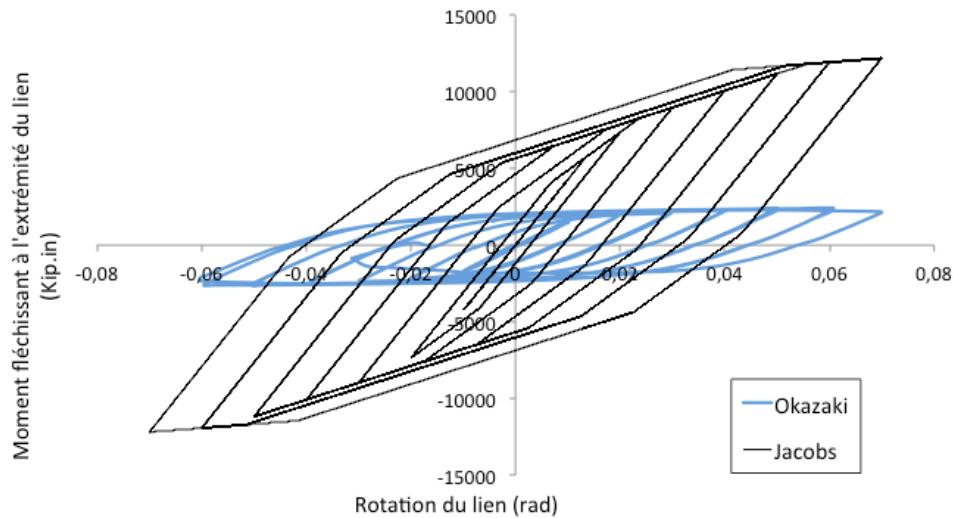


Figure 4-7 Comparaison des courbes hystérésis obtenues par le spécimen 6A d'Okazaki et al. (2004, 2006) et avec la modélisation préconisée par Jacobs (2010)

4.1.2.2 Modèle du lien sur OpenSees retenu

La difficulté à modéliser un lien long a été mise en avant à la section précédente. Ce projet tire alors une grande partie de son intérêt dans la modélisation du lien ductile long. Une première modélisation du lien a été élaborée, basée en autre sur les résultats satisfaisants de Rozon (2008) sur les liens courts. Le lien y est représenté à l'aide de quatre nœuds et utilise l'élément poteau/poutre élastique ainsi que l'élément de longueur nulle. Une section fibre aurait pu être utilisée pour la modélisation du lien mais, dans ce projet, on ne cherche pas à déterminer

exactement la progression de la plastification et où se localise la détérioration ou la rupture du lien ductile. Le but était également de développer un modèle capable d'être utilisable pour n'importe quel type de lien. De plus, dans le cadre de cette étude, les liens sont des liens longs qui ont donc tendance à plastifier en flexion et qui entraîne la formation de rotules plastiques flexionnelles aux extrémités. Ce segment de poutre est alors réalisé à partir d'un ressort rotationnel de longueur nulle à chaque extrémité et d'une poutre élastique dans la partie centrale. On approprie aux deux ressorts le matériau d'acier « Steel02 » du modèle de Giuffré-Menegotto-Pinto. Le moment de plastification attribué à ce matériau est égal à $R_y F_y Z$ et la rigidité élastique spécifiée est fonction de $\frac{6EI}{e}$. Le coefficient R_y permet de considérer une résistance supplémentaire développée par l'acier. Une attention particulière a été portée sur la rigidité du lien afin de ne pas la considérer en double, dans les ressorts et dans la poutre élastique. Les autres paramètres du matériau d'acier « Steel02 » sont obtenus par approche itérative afin de parvenir à un comportement plastique similaire à celui constaté dans les essais effectués dans les travaux de recherches d'Okazaki et al. (2004, 2006). Ses expérimentations ont été présentées dans la section 2.1.1.2 et les comparaisons sont décrites au chapitre 4.1.2.3. La partie élastique centrale est modélisée avec la commande poteau/poutre élastique.

La seconde modélisation étudiée est la même configuration qu'à la première mais au lieu d'avoir un ressort rotationnel à chaque extrémité, on a trois ressorts rotationnels en parallèle. Ils permettent de modéliser la courbe multilinéaire présentant trois plateaux de plastification en flexion. Pour cela, les valeurs de rigidités ainsi que les valeurs de moment en fonction du moment plastique attribués sont tirés du diagramme force-déformation (moment en flexion en fonction de la rotation), proposé par Ricles et Popov (1994). Ce diagramme a été exposé à la Figure 2-10. Le choix de prendre les valeurs de Ricles et Popov est expliqué à la section 4.1.2.4. De plus la configuration de Ramadan et Ghobarah (1995) a été optée pour la disposition des rigidités des trois ressorts bilinéaires. Celle-ci est décrite à la Figure 4-8 (dans notre cas, la force correspond au moment et la déformation à la rotation). Les valeurs de K_2 , K_3 et K_4 proposées par Ricles et Popov (1994) sont:

$$K_2 = 0,03 K_1 \quad (4.1)$$

$$K_3 = 0,015 K_1 \quad (4.2)$$

$$K_4 = 0,002 K_1 \quad (4.3)$$

Les valeurs de moment plastique et de rigidité élastique sont les mêmes qu'à la première modélisation : $M_p = R_y F_y Z$ et K_1 est fonction de $\frac{6EI}{e}$. Le matériau OpenSees alloué à l'élément de longueur nulle, représentant les ressorts, est un matériau avec écrouissage. On attribue alors à ce matériau une valeur de rigidité et d'amplitude de moment plastique, différentes pour chaque ressort. Il est aussi fonction d'un module d'écrouissage cinématique et un isotropique, présentés à la Figure 4-9.

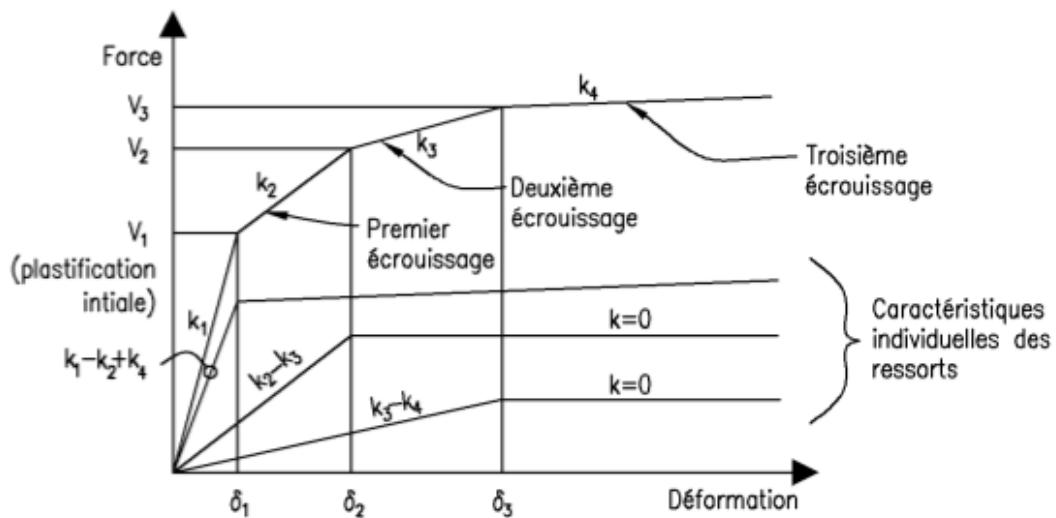


Figure 4-8 Comportement multilinéaire de l'élément lien (Ramadan et Ghobarah, 1995)

L'avantage de l'utilisation du matériau d'acier « Steel02 » est de représenter au mieux l'effet de Bauschinger. Celui-ci représente l'altération du module d'Young, ce qui explique la dégradation des performances des matériaux sous chargements cycliques. Lorsqu'on déforme l'acier, dans une direction, entraînant de la plastification, déformation résiduelle permanente, et qu'on le déforme de nouveau mais en sens inverse, on constate que les performances de l'acier ont diminué. Cet effet est illustré sur la Figure 4-9.

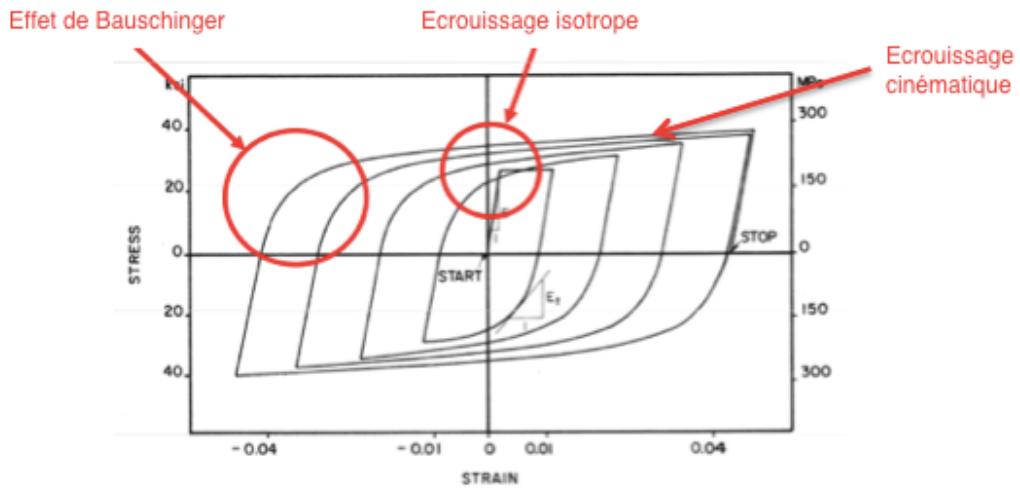


Figure 4-9 Illustration de l'effet de Bauschinger et des écrouissages

En outre, le matériau «Steel02» permet de mieux simuler le comportement réel de l'acier lors de la plastification de l'élément de la structure étudiée. La Figure 4-10 illustre ce comportement à travers l'exemple d'une poutre hyperstatique continue sur 3 appuis. On constatera aux Figures des sections 4.1.2.3 et 4.1.2.4 que la modélisation avec «Steel02» s'adapte mieux au comportement global du lien que celle formée des 3 ressorts bilinéaires d'extrémité.

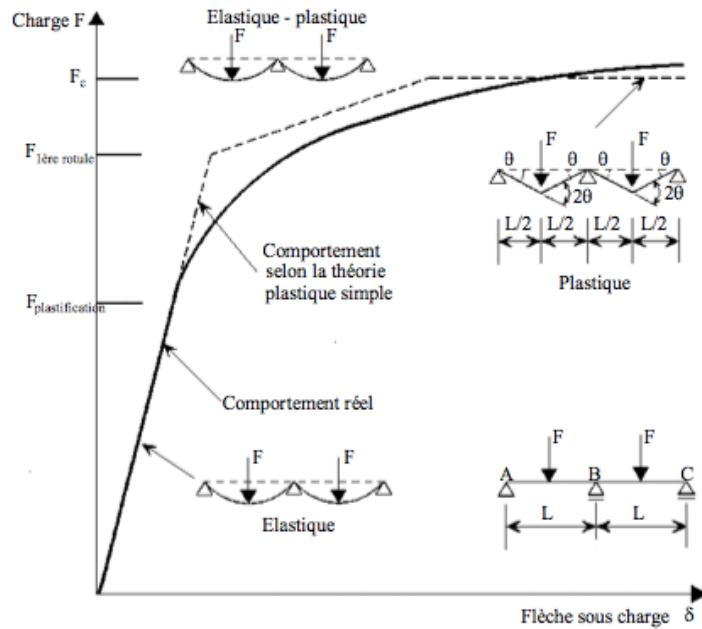


Figure 4-10 Comportement d'une poutre hyperstatique (APK, 2011)

Toutefois, ce projet expose les deux méthodes de modélisation dans la mesure où celle des trois ressorts, la moins précise des deux, est la méthode la plus rencontrée dans la littérature. Utiliser les deux modèles permet de faire une étude comparative entre les résultats des deux modélisations et ainsi de valider les résultats obtenus avec la modélisation utilisant le matériau «Steel02» et de la structure dans sa globalité.

Après avoir constaté que la modélisation avec «Steel02» fonctionnait bien pour les liens longs, ce projet s'est attardé au modèle optimal pour un lien intermédiaire. Ce dernier plastifie à la fois en cisaillement et en flexion, il est donc nécessaire de modéliser un ressort translationnel et un ressort rotationnel à chaque extrémité du lien. Le modèle du lien intermédiaire est alors réalisé par une poutre élastique dans sa partie centrale et par des ressorts translationnel et rotationnel de longueur nulle à chacun de ses nœuds. Le matériau «Steel02» est associé à chacun des ressorts. Comme pour les liens longs, le moment de plastification attribué à ce matériau est égal à $R_y F_y Z$ et la rigidité élastique spécifiée est basée de $\frac{6EI}{e}$. Pour les ressorts translationnels, l'effort de plastification est égal à $0,55 A R_y F_y$ et la rigidité élastique est fonction de $\frac{G A}{e}$. À l'instar des liens longs, les autres paramètres du matériau d'acier «Steel02» sont obtenus par approche itérative

afin de parvenir à un comportement plastique similaire à celui constaté dans les essais sur liens intermédiaires d'Okazaki et al. (2004, 2006). Ce modèle de lien intermédiaire est seulement utilisé pour le premier étage de la structure de 8 étages à Vancouver.

4.1.2.3 Détermination des paramètres du matériau « Steel02 » au niveau du lien

Dans ses tests, Okazaki et al. (2004, 2006) ont utilisés deux liens longs : les spécimens 3 et 7. Leurs caractéristiques sont présentées dans le Tableau 4-1.

Tableau 4-1 Détails des liens longs des expériences d'Okazaki et al. (2004, 2006)

Spécimen	Section	Longueur du lien e (mm)	$\frac{e}{M_p/V_p}$	Rotation inélastique (rad)	Raidisseurs intermédiaires
3	W 10x19	584	3,61	0,041	3 @ 146 mm
7	W 10x33	1854	3,29	0,037	305 mm à partir de chaque extrémité

Des modélisations du lien seul, utilisant le matériau d'acier « Steel02 », ont été élaborées avec les propriétés des profilés des spécimens 3 et 7 et reproduisant le même protocole de chargement. Par itération, il a été possible de déterminer les paramètres du matériau « Steel02 » permettant d'obtenir une courbe d'hystérésis la plus proche de celle acquise avec les valeurs des expériences d'Okazaki et al. (2004, 2006). Cette étude paramétrique a permis de retenir les paramètres suivants : ratio d'écrouissage cinématique $b = 0,00438$, des ratios d'écrouissage isotropique $a_1 = a_3 = 0,4$ et $a_2 = a_4 = 22$, et des paramètres de transition entre les parties élastique et plastique $R_0 = 30$, $cR_1 = 0,925$ et $cR_2 = 0,15$. Les Figures 4-11 et 4-12 illustrent les similitudes entre les courbes obtenues par Okazaki et al., respectivement pour le spécimen 3 et 7, et celles recueillies avec les paramètres du matériau d'acier « Steel02 » retenus. La Figure 4-13 démontre qu'en ne considérant seulement de l'écrouissage cinématique, et non isotropique ($a_1 = a_3 = 0$ et $a_2 = a_4 = 1$), on n'obtient pas la même courbe hystérésis que celle des expérimentations. Cela contredit donc les recommandations de Ricles et Popov (1994).

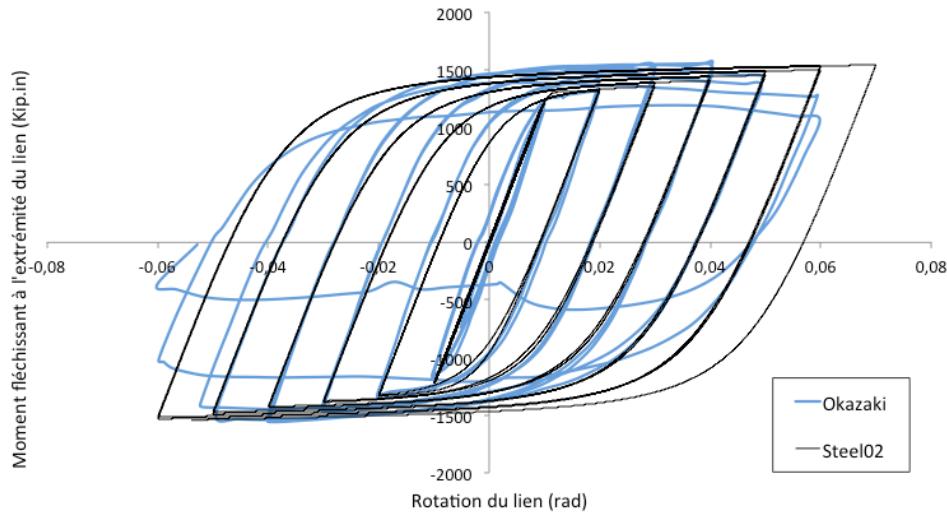


Figure 4-11 Comparaison des courbes hystérésis obtenues par le spécimen 3 d'Okazaki et al. (2004, 2006) et avec une modélisation utilisant le matériau « Steel02 » sur OpenSees

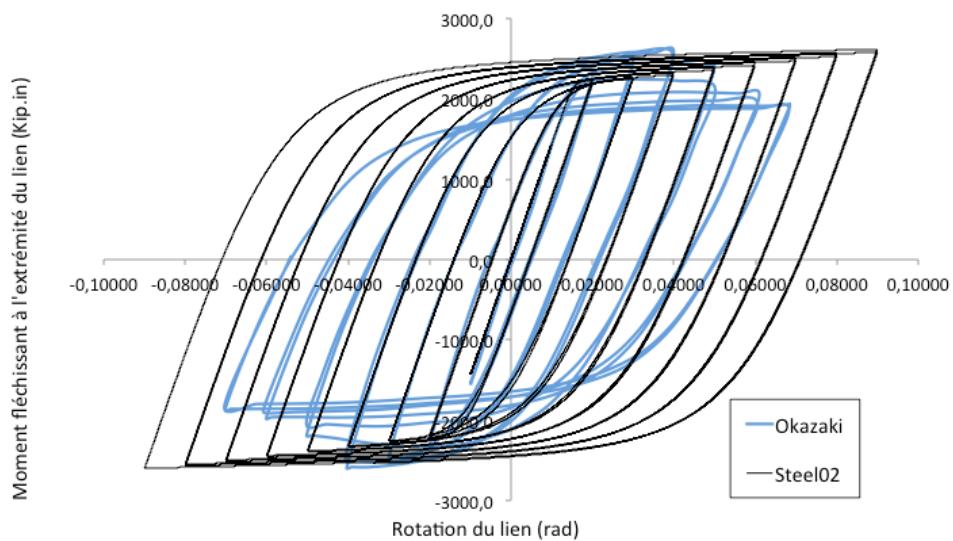


Figure 4-12 Comparaison des courbes hystérésis obtenues par le spécimen 7 d'Okazaki (2006) et avec une modélisation utilisant le matériau « Steel02 » sur OpenSees

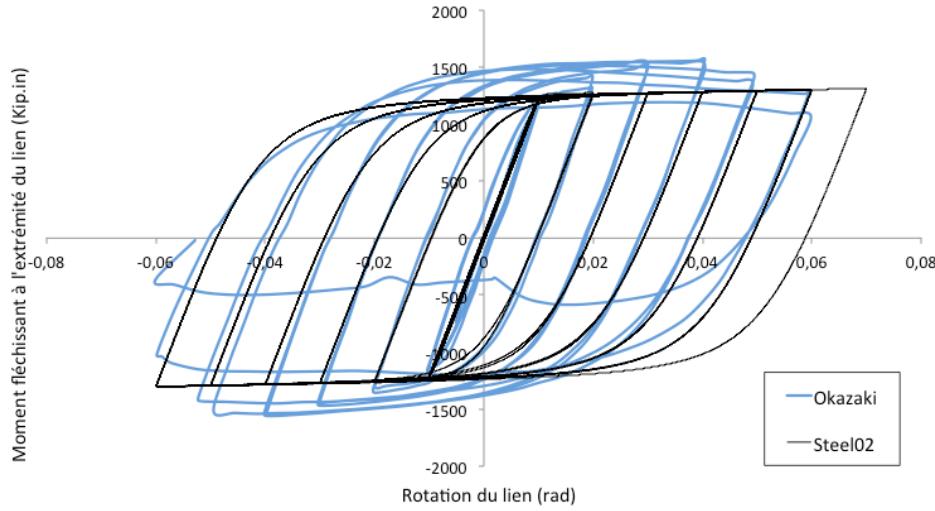


Figure 4-13 Comparaison des courbes hystérésis obtenues par le spécimen 3 d'Okazaki et al. (2004, 2006) et avec une modélisation utilisant le matériau « Steel02 » sans écrouissage isotropique sur OpenSees

4.1.2.4 Choix des paramètres des trois ressorts rotationnels en parallèle

Une attention particulière a été portée pour calibrer au mieux les rigidités et les valeurs de plastification des trois ressorts rotationnels à chaque extrémité du lien dans le cadre de la seconde modélisation. Comme vu à la sous-section précédente, Okazaki a testé deux liens longs (spécimens 3 et 7). Dans le cadre de ce projet, les valeurs des plateaux plastiques des courbes hystérésis de ces deux spécimens longs ont été examinées. Le but est de reproduire précisément les comportements théoriques et expérimentaux du lien. Le Tableau 4-2 expose les moyennes des valeurs des deux spécimens d'Okazaki et al. obtenues à chaque plateau plastique. On peut constater que ces valeurs de moment, en fonction de celle du moment plastique, sont très proches de celles présentées par Ricles et Popov en 1994 à la Figure 2-10. C'est pour cela que les présents travaux de recherche se sont basés sur les coefficients indiqués par Ricles et Popov au lieu de ceux de Ramadan et Ghobarah (1995), exposés à la Figure 2-11. À l'exception des valeurs des moments plastiques à chaque plateau, la méthodologie de Ramadan et Ghobarah (1995) a été entreprise pour la construction de chaque ressort. Les valeurs de rigidité des trois ressorts ont été montrées, précédemment, à la Figure 4-8. Les Figures 4-14 et 4-15 montrent la comparaison entre les courbes obtenues par Okazaki et al., respectivement pour le spécimen 3 et 7, et celles recueillies avec le modèle du lien comportant les trois ressorts rotationnels.

Tableau 4-2 Valeurs de plateaux plastiques obtenues des liens longs d'Okazaki (2004, 2006) et celles présentées par Ricles et Popov (1994) et Ramadan et Ghobarah (1995)

	M/M _p (Okazaki et al.)	M/M _p (Ricles & Popov)	M/M _p (Ramadan & Ghobarah)
Premier plateau ($\gamma = 0,01\text{rad}$)	1,014	1,0	1,0
Deuxième plateau ($\gamma = 0,02\text{rad}$)	1,140	1,13	1,03
Troisième plateau ($\gamma = 0,04\text{rad}$)	1,218	1,2	1,06

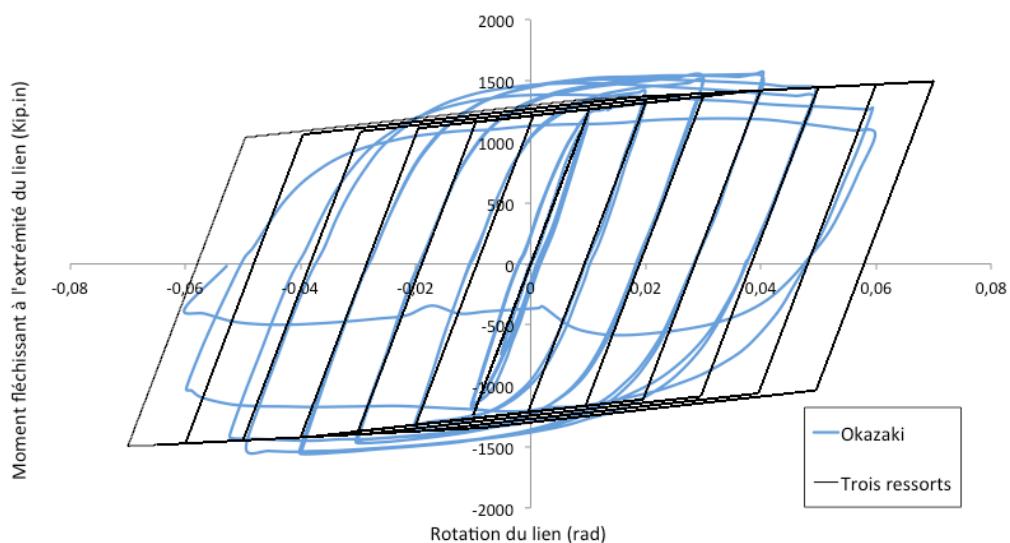


Figure 4-14 Comparaison des courbes hystérésis obtenues par le spécimen 3 d'Okazaki et al. (2004, 2006) et avec une modélisation utilisant les trois ressorts sur OpenSees

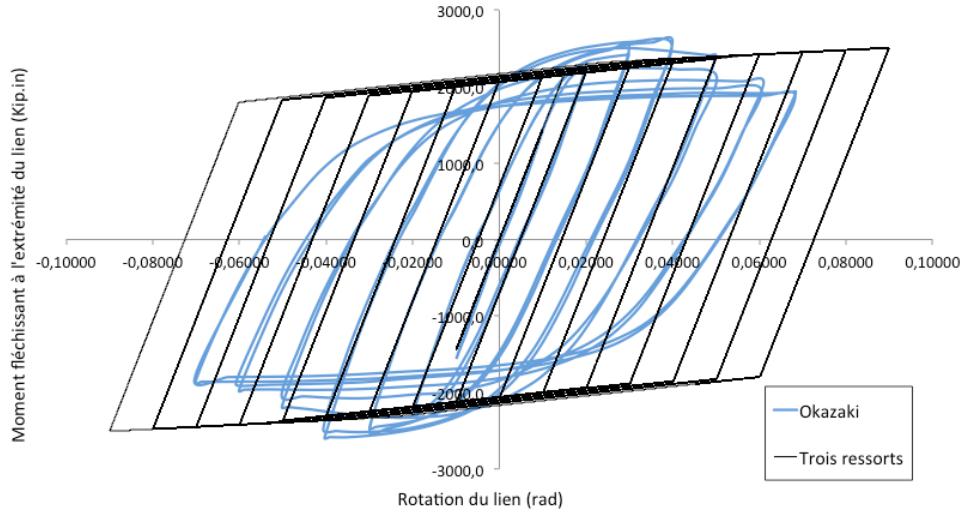


Figure 4-15 Comparaison des courbes hystérésis obtenues par le spécimen 7 d'Okazaki et al. (2004, 2006) et avec une modélisation utilisant les trois ressorts sur OpenSees

4.1.3 Modélisation des éléments hors lien

Les modélisations des éléments hors lien (poutres hors lien, diagonales, poteaux) ont été élaborées principalement à partir des recherches établies par Izvernari (2007) et Rozon (2008) et ont été adaptées à la structure à liens longs de ce projet. Izernari a procédé à de nombreuses études dans le but de définir, avec le maximum de précision, l'utilisation de l'élément poteau/poutre inélastique, sur OpenSees, pour des cadres à contreventements en acier. Ces dernières ont été comparées aux essais réalisés par Tremblay (2003) sur des diagonales dont les résultats sont très probants.

4.1.3.1 Modélisation des poutres et diagonales

Afin de reproduire au mieux l'effet de l'acier, le matériau d'acier « Steel02 » a été décrété comme le plus intéressant. Il est donc utilisé pour la modélisation des poutres et des diagonales. Les travaux de Izvernari (2007) ont montré que pour représenter davantage le comportement non linéaire des membrures il était bien d'utiliser des sections découpées en fibres. Quelque soit le profilé utilisé, il est recommandé de considérer huit éléments par membrure et seize fibres par section, ce qui a été suivi pour toutes les diagonales de ce projet de recherche. De son côté, le nombre de points d'intégration par élément n'a pas été jugé influençable sur la satisfaction des

résultats et a été fixé à trois. Le modèle général de la commande « nonlinearBeamColumn » au niveau des poutres hors lien et des diagonales est présenté à la Figure 4-16.

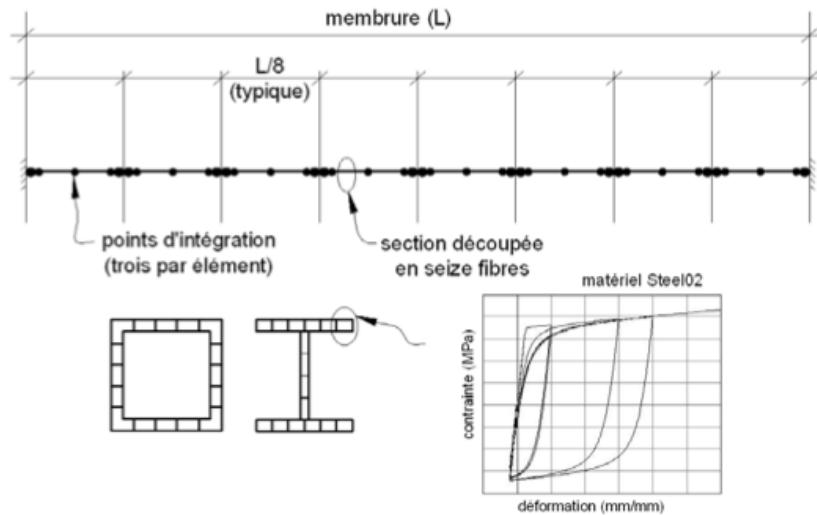


Figure 4-16 Modélisation de l'élément poteau/poutre inélastique (Izvernari, 2007)

En plus d'utiliser l'élément poteau/poutre inélastique, une déformation hors plan initiale est appliquée aux diagonales afin de simuler le défaut de rectitude. Celle-ci est semi-sinusoïdale dont l'amplitude varie entre $L/300$ à $L/450$ selon les diagonales, L représentant la longueur de la diagonale. Ces valeurs ont été déterminées par itération en utilisant une analyse « pushover » sur OpenSees dans le but d'obtenir une résistance à la compression des diagonales égale à celle préconisée par la norme CSA-S16-09.

Pour générer au mieux le comportement hystéristique des connexions aux extrémités, une attention particulière a été portée à la modélisation des plaques de gousset. Celles-ci sont nécessaires pour la connexion car la largeur de la diagonale est souvent plus grande que celle de l'aile du profilé de la poutre. Les plaques de goussets sont disposées aux deux extrémités des diagonales. Elles ont été modélisées avec la commande permettant d'élaborer des éléments de longueur nulle, afin d'y former des rotules plastiques lors du flambement hors plan des diagonales. On leurs associe un matériau élastique et un matériau d'acier « Steel02 » conjugué de rigidités et d'une résistance en torsion et en flexion. Une rigidité et une résistance infinies sont appliquées pour la flexion dans le plan. Concernant la torsion et la flexion hors plan, les rigidités y sont calculées selon les formules suivantes, exposées par Izvernari (2007) :

$$C_{torsion} = \frac{GJ}{2t_g} \quad (4.4)$$

$$C_{flexion} = \frac{1,5 EI}{2t_g} \quad (4.5)$$

La résistance en flexion de la plaque de gousset est :

$$M_{rp} = \frac{1}{4} b_w t_g^2 F_y \quad (4.6)$$

Où t_g et b_w sont respectivement l'épaisseur de plaque de gousset et la largeur effective, également utilisées dans le calcul du moment d'inertie flexionnel I et torsionnel J de la plaque. L'épaisseur est calculée en respectant l'équation suivante :

$$\frac{C_f}{\phi C_r} + \frac{M_f}{\phi M_{rp}} \leq 1 \quad (4.7)$$

Avec $C_r = t_g b_w F_y (1 + \lambda^{2n})^{-\frac{1}{n}}$ et C_f et M_f sont les efforts obtenus dans la diagonale lors du dimensionnement.

Aux extrémités des diagonales et des poutres, des extensions rigides sont spécifiées. Pour les diagonales, leur longueur dépend des dimensions des plaques de gousset et des propriétés des profilés choisis. Au niveau des poutres, elle est égale à la demi-profondeur du poteau. Elles sont modélisées à l'aide de l'élément poteau/poutre élastique du logiciel OpenSees avec une résistance et une rigidité infinies.

4.1.3.2 Modélisation des colonnes

La particularité de la modélisation des colonnes sous OpenSees est l'ajout de l'effet des contraintes résiduelles. Cette intrusion a été permise par Lamarche et Tremblay (2008) qui ont modifié la commande « Steel02 ». Ils lui ont inclus les contraintes résiduelles dans le but de prévoir au mieux le flambement des colonnes ainsi que leur comportement après flambement. La commande pour l'élément « nonlinearBeamColumn » est utilisée dans la modélisation des colonnes du CCE et avec alors un matériau d'acier « Steel02 » modifié. On comptabilise autant de matériaux « Steel02 » que de fibres car les contraintes résiduelles sont différentes pour chaque fibre. La Figure 4-17 présente les contraintes résiduelles pour un profilé de type W utilisées par Lamarche et Tremblay (2008).

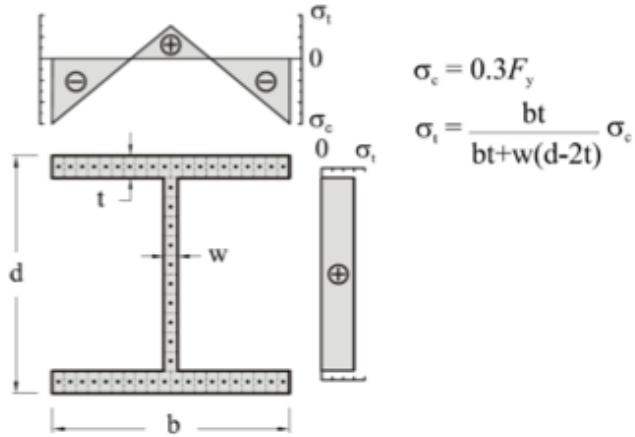


Figure 4-17 Contraintes résiduelles pour un profilé de type W (Lamarche et Tremblay, 2008)

Comme on peut le constater sur la Figure 4-17, le profilé de type W est décomposé en 50 fibres pour les poteaux. Cela permet d'augmenter la précision de la description des contraintes résiduelles.

En plus des poteaux du système de cadre à contreventements excentriques, trois colonnes de gravité ont été modélisées afin de représenter les colonnes aux coins du bâtiment, celles de son périmètre et celles à l'intérieur de l'édifice. Ces colonnes de gravité permettent de simuler les effets P-Δ. La commande pour un élément poteau/poutre élastique est utilisée pour modéliser ces poteaux car ils n'ont aucune raison de plastifier. De plus pour ces poteaux, le même profilé d'acier est utilisé à chaque deux étages. Contrairement aux colonnes du CCE, les épissures des colonnes de gravité, à chaque changement de profilé, ont été modélisées. Elles sont représentées à l'aide de l'élément longueur nulle et du matériau d'acier « Steel02 ». Cela forme un ressort rotationnel dont la rigidité flexionnelle selon chaque axe est déterminée avec les formules suivantes, tirées d'Izvernari (2007) :

$$C_{axe\ fort} = \frac{EA_{épissure}d^2}{L_b} \quad (4.8)$$

$$C_{axe\ faible} = \frac{9EA_{épissure}b_f^2}{16L_b} \quad (4.9)$$

Où $A_{épissure} = \frac{b_f t_{épissure}}{2}$, b_f est la largeur de la semelle du profilé de la colonne, $t_{épissure}$ est l'épaisseur de l'épissure et L_b est la distance verticale entre les deux premières rangées de boulons de l'épissure.

Chaque nœud des trois colonnes de gravité est relié à celui d'un des deux poteaux du CCE par un déplacement horizontal afin de représenter leur dépendance due à l'effet du diaphragme rigide du plancher de chaque étage.

4.1.4 Autres paramètres à incorporer à la modélisation du bâtiment

4.1.4.1 Charges de gravité et sismiques

Deux analyses différentes sont exécutées sur OpenSees afin de prendre en compte les deux types de charges : gravité et sismique. Les charges de gravité sont attribuées en fonction de l'aire tributaire des poteaux du CCE. On applique la moitié de ces charges aux poteaux P-Δ. Les charges de gravité sont appliquées à chaque nœud des colonnes. Dès que l'analyse, soumettant les charges de gravité, est terminée, le logiciel procède à la seconde analyse. Cette dernière applique à la structure les charges correspondantes à l'accélérogramme du séisme utilisé pour l'analyse. Ces charges sismiques sont appliquées aux nœuds à la base de la structure et dans la direction horizontale.

4.1.4.2 Masses

Les masses sismiques sont calculées grâce aux charges mortes et à 25% de la surcharge de neige considérée dans la ville choisie. Le calcul du poids sismique a été effectué lors du dimensionnement. Ces masses sont appliquées aux nœuds d'intersection poutre/colonne et poutre/diagonale dans des proportions différentes. Elles sont utilisées dans la direction horizontale et au prorata de la longueur tributaire, par rapport au CCE, des nœuds associés.

4.1.4.3 Amortissement

En 1994, Ricles et Popov ont testé la réponse inélastique d'une structure de 6 étages utilisant un système de CCE sujette à l'accélérogramme El Centro. Pour cela, ils ont utilisé trois modèles différents de lien ductile : lien avec écrouissage et amortissement visqueux non proportionnel, lien avec écrouissage et amortissement visqueux de Rayleigh et lien sans écrouissage et un amortissement visqueux non proportionnel (comportement parfaitement élastoplastique). Les autres éléments du CCE sont modélisés avec un amortissement de Rayleigh. Ils ont démontré alors que l'utilisation d'une forme d'amortissement non proportionnel au niveau du lien permet de minimiser les forces axiales excessives, dues à l'amortissement visqueux,

transmises par ce dernier aux autres membrures du cadre. La Figure 4-18 montre que le cisaillement au lien est 6 à 8% plus élevé avec un amortissement de Rayleigh qu'en utilisant un amortissement non proportionnel.

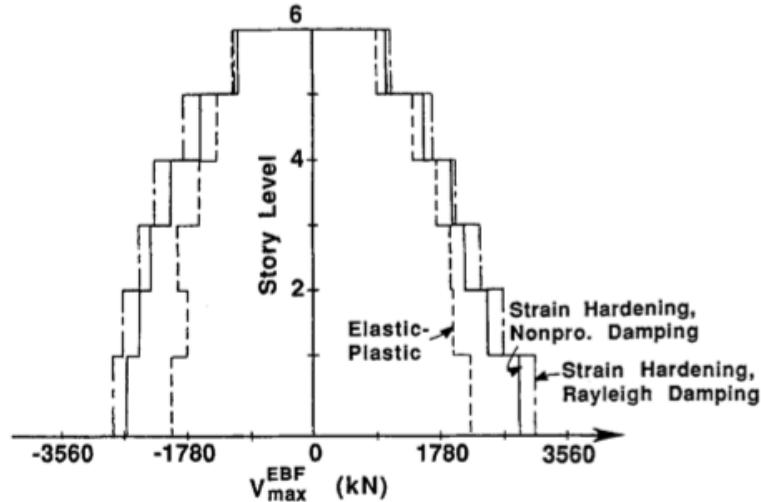


Figure 4-18 Valeurs de cisaillement avec amortissement non proportionnel et avec amortissement de Rayleigh en fonction des étages (Ricles et Popov, 1994)

L'équation matricielle pour représenter cette combinaison d'amortissement s'écrit de cette façon :

$$C = a_1 M + a_2 K_e^* \quad (4.10)$$

Avec C la matrice d'amortissement, M celle de la masse et K_e^* représente la matrice de rigidité élastique initiale incluant tous les éléments du CCE à l'exception de la contribution des liens ductiles (aucun amortissement n'est assigné aux ressorts inélastiques). Les coefficients a_1 et a_2 sont déterminés avec un ratio d'amortissement de 3% de l'amortissement critique du premier et troisième mode élastique. Cette même configuration, ayant fait ses preuves, a été reprise à plusieurs reprises depuis. En 1997, Koboovic et Redwood ont analysé la réponse sismique de structures de 8 et 16 étages composées de cadres à contreventement excentrique et ont utilisé un amortissement non proportionnel pour le lien ainsi qu'un amortissement de Rayleigh de 3% pour les autres membrures. En 2007 c'est au tour de Rossi et Lombardo d'employer cette méthode et avec un amortissement de 5% pour des CCE.

Dans OpenSees, la commande « Rayleigh » est alors utilisée pour ajouter l'amortissement à tous les éléments de la structure et on calcule les coefficients a_1 et a_2 de cette façon :

$$a_1 = \frac{4\pi\xi}{T_1+T_3} \quad (4.11)$$

$$a_2 = \frac{\xi(T_1T_3)}{\pi(T_1+T_3)} \quad (4.12)$$

Où ξ est l'amortissement critique choisi à 3% et T_1 et T_3 sont les périodes de la structure pour respectivement le premier et le troisième mode.

4.1.4.4 L'algorithme de résolution utilisé

Afin de résoudre une analyse dite « transitoire » (analyse de réponses dynamiques de structures), on utilise la méthode de Newmark. Cette procédure, permettant la résolution numérique d'équations différentielles du second ordre, satisfait aux systèmes non-linéaires comportant une matrice de masse (celle utilisée pour le calcul de l'amortissement de Rayleigh) et un patron de forces appliqué, dépendant de la position et du temps. La méthode classique d'accélération moyenne a été choisie. Celle-ci a pour propriété d'être inconditionnellement stable, caractérisée par son absence de dissipation numérique, et a pour valeurs particulières : $\gamma = \frac{1}{2}$ et $\beta = \frac{1}{4}$. Cette valeur de γ permet l'obtention d'un amortissement numérique nul et celle de β une réponse stable pour n'importe quel pas de temps choisi. Une résolution directe par le schéma implicite de Newmark, présenté à la Figure 4-19, est alors utilisée, basée sur le développement en série de Taylor. Dans le cadre de cette étude, le pas de temps employé est de 0,01s. Ce dernier a été choisi en tenant compte des pas de temps des accélérogrammes.

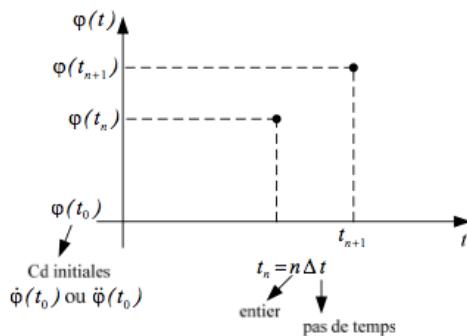


Figure 4-19 Schéma implicite de Newmark dit à accélération moyenne (φ est une fonction quelconque scalaire ou vectorielle)

4.1.4.5 Méthode de convergence

L'algorithme de convergence utilisé dans le cadre de ces modélisations est celui de Newton dit « with Line Search ». Celui-ci utilise la méthode de Newton-Raphson, pour trouver numériquement une approximation précise d'une racine d'une fonction réelle, et une recherche linéaire pour forcer la convergence afin d'accéder à la prochaine étape de l'itération.

4.2 Choix des accélérogrammes et méthodes de calibration

4.2.1 Choix des séismes

4.2.1.1 Combinaisons M-R

Cette étude est réalisée pour des bâtiments localisés à Montréal et à Vancouver. Il a donc fallu distinguer des séismes caractérisant chacune de ces localisations. Ces séismes sont sélectionnés d'après une combinaison M-R qui domine l'aléa sismique de la localisation choisie, où M signifie Magnitude et R le rayon hypocentral. On identifie les scénarios dont la contribution à l'aléa sismique selon la décomposition du risque sismique est la plus importante. Halchuk et al. (2004 et 2007) ont étudié ces décompositions correspondantes à chaque ville du Canada pour les différentes périodes. La Figure 4-20 expose cette décomposition pour Montréal et Vancouver à la période T=0,2s.

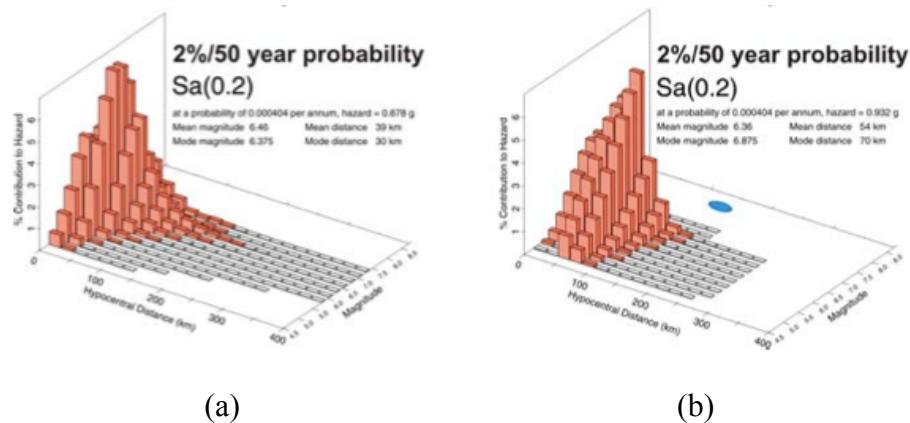


Figure 4-20 Décomposition du risque sismique pour une période de 0,2s à (a) Montréal et (b) Vancouver (Halchuk et al., 2007)

Ces graphiques sont établis pour une probabilité de dépassement de 2% en 50ans comme cela est le cas pour le spectre de risque uniforme (UHS) utilisé dans le CNBC 2010 pour chacune des deux villes.

Les combinaisons M-R choisies, pour Montréal, pour les séismes calibrés dans ce projet, sont :

- Magnitude : M=6 et rayon hypocentral : R=15km
- Magnitude : M=7 et rayon hypocentral : R=50km

Les combinaisons M-R choisies, pour Vancouver, pour les séismes calibrés dans ce projet, sont :

- Magnitude : M=6,5 et rayon hypocentral : R=30km
- Magnitude : M=7,5 et rayon hypocentral : R=70km

De plus, dans ces travaux, les séismes sélectionnés caractérisent un sol de type « C » (classe selon le National Earthquake Hazards Reduction Program), représentant un sol très dense ou de roche tendre dont la vitesse moyenne des ondes de cisaillement pour la couche supérieure de 30m d'épaisseur, $V_{s,30}$, est comprise entre 360 et 760m/s.

4.2.1.2 Séismes à Montréal

Il existe peu d'enregistrements de séismes caractéristiques de l'Est Nord-Américain. Il est donc relativement compliqué d'obtenir des enregistrements historiques pouvant être traités pour cette étude. Un séisme qui aurait pu être utilisé est celui de la ville de Saguenay, en 1988, dont la magnitude est égale à 5,9 mais ce dernier n'est que peu fiable à cause du type de sismomètre utilisé à l'époque. Ce sismomètre détient une période de coupure qui empêche d'obtenir toutes les fréquences du séisme. Toutes structures ayant une période supérieure à cette période de coupure ne peuvent donc pas être sollicitées.

Dû au manque d'enregistrements historiques de séismes pour l'Est canadien, il a été décidé d'utiliser des enregistrements artificiels. Afin d'explorer l'impact des différentes méthodes de sélection et de calibration des accélérogrammes sur les indicateurs de la réponse inélastique des structures étudiées deux ensembles ont été constitués. Le premier ensemble comprend 10 accélérogrammes hybrides et 10 simulés, tous sélectionnés et calibrés par Dehghani (2012) en utilisant la méthode Least Moving Average. Notons que les enregistrements hybrides sont des enregistrements historiques de l'Ouest auxquels on modifie des fréquences afin de refléter le contenu fréquentiel des séismes de l'Est canadien. Le deuxième ensemble comprend 10 séismes simulés, sélectionnés et calibrés, dans cette étude, en utilisant la méthode d'Atkinson (2009).

Les Tableaux 4-3 et 4-4 présentent respectivement la sélection pour Montréal, par Dehghani, des 10 enregistrements hybrides et des 10 simulés. Le Tableau 4-5 expose la sélection, selon les combinaisons M-R présentées précédemment, des 10 accélérogrammes simulés calibrés dans cette étude par la méthode d'Atkinson. Les magnitudes et les rayons hypocentraux des séismes correspondent au mieux aux combinaisons établies. Les méthodes de calibration utilisées sont exposées à la section 4.2.2.

Tableau 4-3 Sélection des enregistrements hybrides pour Montréal (Dehghani, 2012)

Dénomination	Lieu	Année	Magnitude	Station	Rhyp (Km)	Rrup (Km)	PGA (g)	PGV (cm/s)
37_A-CVK180	Mammoth Lakes	1980	6	Convict Creek	17,1	17,4	0,4	17,8
50_CAB270	N.Palm Springs	1986	6	Cabazon	21,2	16,3	0,41	18,6
64_A-CCB360	Whittier Narrows	1987	6	Pasadena	18,1	15,5	0,48	20,6
75_STG000	Loma Prieta	1989	6,9	Saratoga	32,4	13	0,93	62,2
75_STG090	Loma Prieta	1989	6,9	Saratoga	32,4	13	0,67	53,8
93_ARL090	Northridge	1994	6,7	Arleta	20,7	9,2	0,55	45,6
97_GLP177	Northridge	1994	6,7	Glendale	34,5	25,4	0,77	20,9
99_WST000	Northridge	1994	6,7	LA	32,4	29	0,85	37,6
99_WST270	Northridge	1994	6,7	LA	32,4	29	0,61	37,7
125_TCU060-W	Chi-Chi, Taiwan	1999	7,6	TCU060	46,1	9,4	0,19	24,7

Tableau 4-4 Sélection des enregistrements simulés pour Montréal (Dehghani, 2012)

Dénomination	Magnitude	Rhyp (Km)	Rrup (Km)	PGA (g)	PGV (cm/s)
34_M6.0c1_RND-04-X	6	15	12,8	0,43	15,35
42_M6.0c1_RND-12-X	6	15	16,6	0,44	17,43
42_M6.0c1_RND-12-Y	6	15	16,6	0,83	23,79
54_M6.0c2_RND-09-Y	6	30	24,4	0,23	7,13
58_M6.0c2_RND-13-X	6	30	25,1	0,24	8,27
156_M7.0c1_RND-06-Y	7	25	20,6	0,59	22,48
157_M7.0c1_RND-07-X	7	25	20,1	0,65	40,6
160_M7.0c1_RND-10-Y	7	25	17	0,57	33,8
167_M7.0c2_RND-02-Y	7	100	50,3	0,15	11,02
169_M7.0c2_RND-04-X	7	100	50,3	0,13	11,68

Tableau 4-5 Séismes pour Montréal sélectionnés et calibrés par la méthode d'Atkinson (2009)

Dénomination	Magnitude	Rhyp (Km)	Rrup (Km)	PGA (g)	PGV (cm/s)
East6c1-1	6	15	12,8	0,757	34,69
East6c1-3	6	15	12,8	0,717	17,81
East6c1-7	6	15	12,8	0,524	29,46
East6c1-14	6	15	10,7	0,614	18,25
East6c1-45	6	15	17	0,412	11,76
East7c2-1	7	100	41,6	0,229	14,50
East7c2-7	7	100	45,2	0,204	10,44
East7c2-9	7	100	45,2	0,18	12,92
East7c2-12	7	100	50,3	0,122	7,73
East7c2-28	7	100	47,8	0,123	11,72

4.2.1.3 Séismes à Vancouver

À la différence de la côte Est du continent américain, il existe de nombreux séismes historiques utilisables pour l'Ouest canadien. Malgré tout, comme ces enregistrements historiques ne proviennent pas exactement de la côte Ouest canadienne, des accélérogrammes simulés sont aussi employés dans cette étude pour Vancouver. Comme pour les séismes à Montréal, deux ensembles ont été formés. Le premier ensemble est constitué de 20 enregistrements historiques sélectionnés et calibrés par Dehghani (2012) en utilisant la méthode Least Moving Average. Le second ensemble comprend 13 séismes simulés, sélectionnés et calibrés, pour ce projet, en employant la méthode d'Atkinson (2009).

Les Tableaux 4-6, 4-7 et 4-8 présentent chacun de ces accélérogrammes. Les magnitudes et les rayons hypocentraux des séismes correspondent au mieux aux combinaisons M-R établies. À l'instar des séismes pour Montréal, les méthodes de calibration utilisées sont illustrées à la section 4.2.2.

Tableau 4-6 Sélection des accélérogrammes historiques pour Vancouver (Dehghani, 2012)

Dénomination	Lieu	Année	Magnitude	Station	Rhyp (Km)	Rrup (Km)	PGA (g)	PGV (cm/s)
83_PUD055	San Fernando	1971	6,61	Puddingstone	68,9	52,6	0,07	4
746_BVC310	Loma Prieta	1989	6,93	Bear Valley	75,7	53,6	0,07	10
751_CLR090	Loma Prieta	1989	6,93	Calaveras	49,5	35,5	0,07	8,8
762_FRE000	Loma Prieta	1989	6,93	Fremont	57,3	39,5	0,12	11,5
807_SUF090	Loma Prieta	1989	6,93	Sunol	64,3	47,6	0,08	9
825_CPM090	Cape Mendocino	1992	7,01	Cape Mendocino	14,1	7	1,04	41,3
828_PET000	Cape Mendocino	1992	7,01	Petrolia	10,1	8,2	0,59	48,3
975_OAK170	Northridge	1994	6,69	Glendora	64,7	53,9	0,09	4,9
1022_L4B000	Northridge	1994	6,69	Lake Hughes	52,9	31,7	0,04	3,2
1065_RHE360	Northridge	1994	6,69	Rolling Hills	53	49,3	0,11	5,8
1193_CHY024-E	Chi-Chi, Taiwan	1999	7,62	CHY024	25,4	9,6	0,28	52,9
1304_HWA059-N	Chi-Chi, Taiwan	1999	7,62	HWA059	69,8	49,1	0,12	12
1507_TCU071-E	Chi-Chi, Taiwan	1999	7,62	TCU071	17,4	5,3	0,57	44,5
1512_TCU078-E	Chi-Chi, Taiwan	1999	7,62	TCU078	9,4	8,2	0,44	39,3
1551_TCU138-N	Chi-Chi, Taiwan	1999	7,62	TCU138	25,5	9,8	0,22	40,9
1614_1061-E	Duzce, Turquie	1999	7,14	Lamont	34,5	11,5	0,13	13,7
1618_531-E	Duzce, Turquie	1999	7,14	Lamont	31,1	8	0,12	14,1

Tableau 4-7 Sélection des accélérogrammes historiques pour Vancouver (Dehghani, 2012) (suite)

Dénomination	Lieu	Année	Magnitude	Station	Rhyp (Km)	Rrup (Km)	PGA (g)	PGV (cm/s)
1768_23559090	Hector Mine	1999	7,13	Barstow	79,8	61,2	0,06	7,8
3451_TCU040-E	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	6,3	TCU040	76,1	57,8	0,05	5,4
3451_TCU040-N	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	6,3	TCU040	76,1	57,8	0,06	4,6

Tableau 4-8 Séismes pour Vancouver sélectionnés et calibrés par la méthode d'Atkinson (2009)

Dénomination	Magnitude	Rhyp (Km)	Rrup (Km)	PGA (g)	PGV (cm/s)
West6.5c2-1	6,5	30	19,7	0,223	20,98
West6.5c2-4	6,5	30	21,6	0,222	17,41
West6.5c2-9	6,5	30	13,2	0,339	22,72
West6.5c2-43	6,5	30	18,7	0,257	23,50
West6.5c2-45	6,5	30	18,7	0,287	25,10
West7.5c1-31	7,5	25	26,3	0,33	26,25
West7.5c1-40	7,5	25	26,3	0,262	20,94
West7.5c1-45	7,5	25	26,3	0,195	19,61
West7.5c2-1	7,5	100	47,4	0,162	20,96
West7.5c2-4	7,5	100	45,7	0,253	27,51
West7.5c2-6	7,5	100	45,7	0,197	28,99
West7.5c2-13	7,5	100	30,2	0,203	41,48
West7.5c2-15	7,5	100	30,2	0,243	24,47

4.2.2 Méthodes de calibration des séismes

De nombreuses méthodes ont été élaborées au fil des années dans le but d'établir au mieux les secousses sismiques. Certains procédés œuvrent sur l'intensité spectrale, d'autres sur la réduction de l'erreur quadratique moyenne ou encore d'autres sur l'ajustement spectral dans le temps. Les travaux de recherches ici présentés utilisent deux méthodes différentes : la méthode de « Least Moving Average » et la méthode d'Atkinson. À chaque fois, les accélérogrammes sont étalonnés pour assurer une compatibilité avec le spectre de risque uniforme du CNBC 2010 pour Montréal et Vancouver.

4.2.2.1 Méthode Least Moving Average (LMA)

Contrairement à la plupart des méthodes, le procédé de calibration « Least Moving Average » ne dépend pas d'une plage de fréquence présélectionnée et permet donc d'obtenir un facteur d'établissement indépendant de la période. On peut alors appliquer cette méthode pour n'importe quel séisme sans se préoccuper de la structure étudiée. Afin d'utiliser la méthode LMA, le procédé suivant est appliqué. Il faut choisir des plages de fréquences qui peuvent être fixes ou variables, sachant que pour ce second type de plage la largeur augmente avec la période. On calcule alors le ratio d'erreur spectral entre la valeur spectrale ciblée et la valeur originale enregistrée (CNBC 2010) pour chaque plage : $S_a^{ciblée}(T_i)/S_a^{CNBC}(T_i)$. Ensuite on établit la moyenne arithmétique ou géométrique de ce ratio, soit respectivement : $\frac{1}{n_{T_i}} \sum [S_a^{ciblée}(T_i)/S_a^{CNBC}(T_i)]$ ou $\exp\left(\frac{1}{n_{T_i}} \sum \ln[S_a^{ciblée}(T_i)/S_a^{CNBC}(T_i)]\right)$. Finalement le facteur d'établissement est la valeur la plus petite entre toutes les moyennes calculées pour chaque plage de fréquence. Les Figures 4-21 et 4-22 montrent respectivement les spectres de réponse calibrés par la méthode LMA des 20 séismes de Montréal et Vancouver sélectionnés par Dehghani (2012). Dans la suite du projet, les séismes calibrés selon cette méthode sont renommés comme « séismes LMA ».

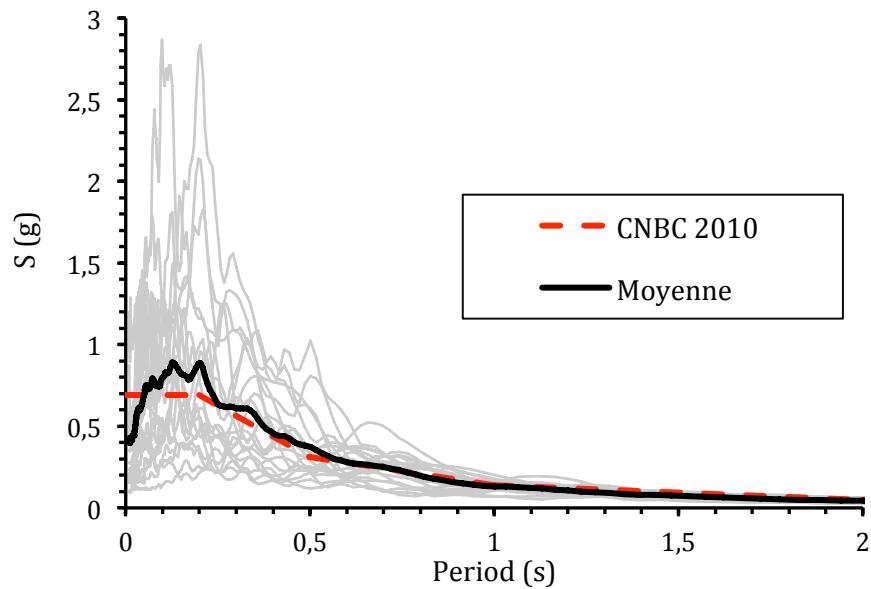
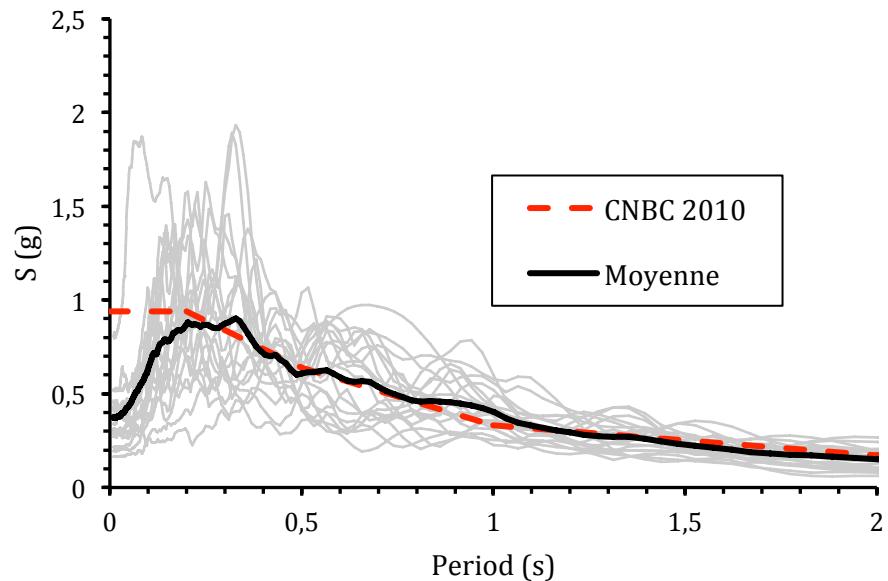


Figure 4-21 Spectres de réponse calibrés des 20 séismes sélectionnés par Dehghani (2012) et le spectre du CNBC 2010 pour Montréal



4.2.2.2 Méthode d'Atkinson (ATK)

La méthode de calibration élaborée par Atkinson (2009) permet une minimisation de la dispersion. Son procédé consiste, premièrement, à choisir une plage de période dans laquelle on souhaite étalonner l'accélérogramme cible par rapport au spectre de risque uniforme du CNBC 2010. Dans cette étude, la plage caractéristique accédant aux fréquences voulues a été fixée de 0,2s à 2s. Ensuite on calcule le rapport $S_a^{ciblée}(T_i)/S_a^{CNBC}(T_i)$ pour chaque période de la plage sélectionnée. L'écart type de ces rapports dans la plage est alors regardé et seuls les accélérogrammes ayant les plus petits écarts types sont conservés. Finalement pour ces séismes on établit la moyenne des rapports $S_a^{ciblée}(T_i)/S_a^{CNBC}(T_i)$ et on utilise ces valeurs comme facteurs d'étalonnages. Cependant Atkinson précise qu'il est recommandé de garder les accélérogrammes dont les facteurs d'étalonnages sont compris entre 0,5 et 2 afin d'avoir des valeurs d'enregistrements toujours réalistes. Cette dernière condition a permis de faire un choix entre les différents accélérogrammes ciblés. Comme pour la méthode LMA, ces facteurs d'étalonnages sont indépendants de la période et peuvent donc être utilisés à chaque point de l'accélérogramme ciblé. Les Figures 4-23 et 4-24 exposent respectivement les spectres de réponse calibrés avec la méthode ATK des 10 et 13 séismes choisis pour Montréal et Vancouver. Dans la suite du projet, les séismes calibrés selon cette méthode sont renommés comme « séismes ATK ».

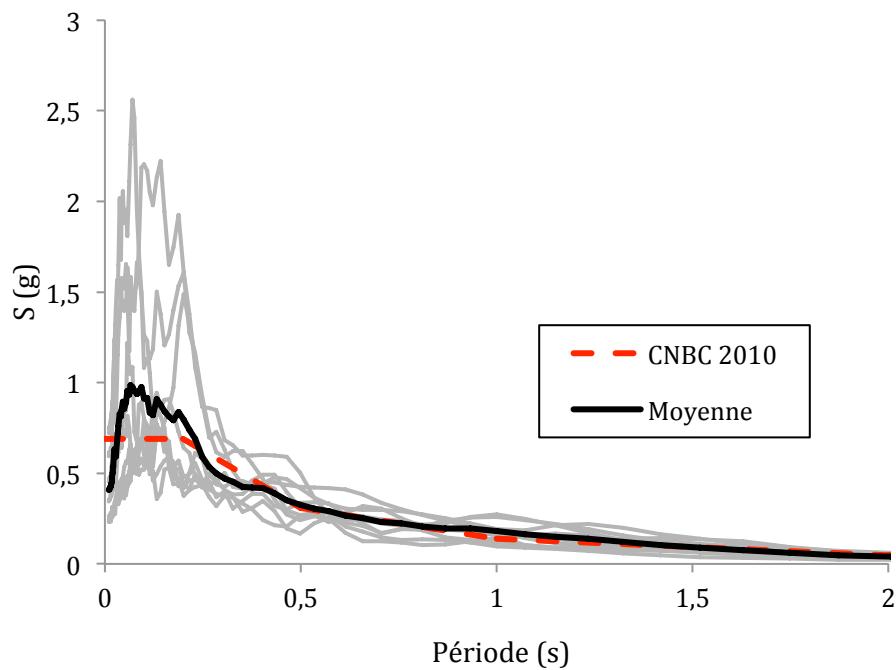


Figure 4-23 Spectres de réponse calibrés par la méthode d'Atkinson (2009) des 10 séismes sélectionnés et le spectre du CNBC 2010 pour Montréal

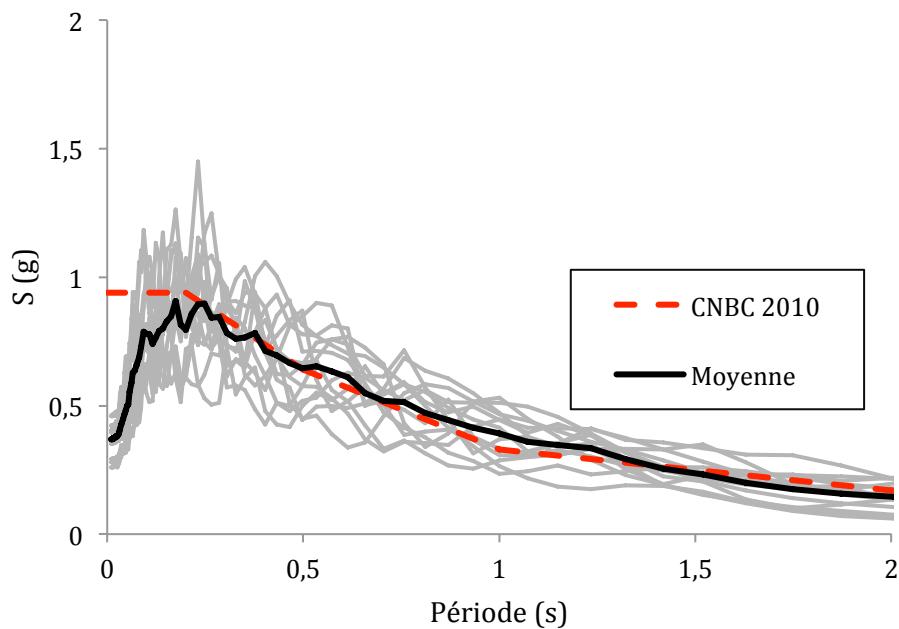


Figure 4-24 Spectres de réponse calibrés par la méthode d'Atkinson (2009) des 13 séismes sélectionnés et le spectre du CNBC 2010 pour Vancouver

4.3 Résumé

Ce quatrième chapitre a permis de montrer les différentes facettes de la modélisation des bâtiments étudiés dans ces travaux de recherche. Les analyses sismiques non linéaires ont toutes été établies avec le logiciel OpenSees. Ce dernier permet plus facilement l'étude de toutes les membrures du CCE avec la possibilité de plastification ainsi que le flambement flexionnel. En outre, en se basant sur des modélisations effectuées dans des projets antérieurs, il a été permis d'introduire les contraintes résiduelles dans les poteaux du CCE, d'inclure une déformée initiale aux diagonales et de représenter les plaques de gousset. Chacun de ces éléments a été subdivisés en 16 ou 50 fibres auxquelles on leur associe un matériau d'acier dont le comportement suit le modèle de Giuffré-Menegotto-Pinto, représentant au mieux l'effet de Bauschinger. Trois colonnes de gravité ainsi que leurs épissures à chaque changement de section ont été ajoutées au modèle pour représenter les colonnes aux coins du bâtiment, celles de son périmètre et celles à l'intérieur de l'édifice, de manière à prendre en compte les effets P- Δ . Comme vu aux chapitres précédents, une attention particulière a été portée à la modélisation des liens ductiles de chaque étage. Pour cela, deux modèles ont été élaborés : un premier en accord avec les études faites dans le passé et un second utilisant le matériau d'acier suivant Giuffré-Menegotto-Pinto. Ce premier modèle est constitué de trois ressorts bilinéaires dont les valeurs des rigidités de chaque ressort et des trois plateaux de plastification ont été déterminées par comparaison des expérimentations d'Okazaki et al. (2004, 2006) avec les modélisations de Ricles et Popov (1994) ainsi que celles de Ramadan et Ghobarah (1995). Le second modèle ne comporte plus qu'un seul ressort à chacune de ses extrémités employant le matériau d'acier évoqué. La calibration des paramètres de ce matériau a également été effectuée à l'aide des essais d'Okazaki et al. (2004, 2006). À chaque fois, une grande similitude entre les courbes, moment en fonction de la rotation, tracées avec les deux modèles et celles obtenues par Okazaki a été recherchée. Le deuxième modèle a démontré de meilleurs résultats en ce qui concerne la transition entre les valeurs de moment, représentant alors mieux le comportement du lien ductile. Ce modèle a donc été utilisé pour les analyses temporelles non linéaires présentées au Chapitre 5.

Ce chapitre a également mis en lumière toutes les spécificités permettant de faire fonctionner l'analyse de CCE sur le logiciel OpenSees. Un amortissement non proportionnel est utilisé au niveau du lien ductile et un amortissement de Rayleigh classique est employé pour les

autres éléments du cadre. L'amortissement est de 3% selon le premier et le troisième mode de vibration. La résolution est effectuée par la méthode classique d'accélération moyenne de Newmark. De plus l'algorithme de convergence choisi est celui de Newton-Raphson avec recherche linéaire.

Enfin, ce quatrième chapitre a présenté le choix des accélérogrammes employés dans ce projet, ainsi que les méthodes de calibration sélectionnées. Différents types de séismes ont été utilisés. Pour Montréal, dû au peu d'enregistrements historiques, les accélérogrammes sont soit hybrides (enregistrements historiques auxquels on modifie des fréquences) soit simulés. Concernant Vancouver, les séismes sont soit historiques soit simulés. Pour chacune des villes, les accélérogrammes sont répertoriés selon deux ensembles, l'un avec les séismes calibrés avec la méthode Least Moving Average, sélectionnés par Dehghani (2012), l'autre avec les séismes sélectionnés et calibrés dans cette étude selon la méthode d'Atkinson (2009). Le but de distinguer différents séismes et différentes méthodes de calibration est d'étudier l'impact du choix des accélérogrammes et de la méthode d'étalonnage sur la réponse inélastique de la structure analysée.

CHAPITRE 5 RÉSULTATS DES ANALYSES

À travers ce chapitre, les résultats des analyses non linéaires sont exposés et commentés. Ces derniers sont présentés selon le type de bâtiment (trois ou huit étages), sa localisation et le mode de calibration de séismes (LMA ou ATK) employé. Les résultats concernent à la fois le comportement des liens ductiles du CCE et celui de la structure globale. Ils seront mis en relation avec les valeurs obtenues lors du dimensionnement, par analyse spectrale, et avec les limites exigées par la norme exposée précédemment, le CSA-S16-09, et le code national du bâtiment, CNBC 2010. Pour la structure de 8 étages à Vancouver, une étude particulière est réalisée sur le comportement plastique des membrures hors lien. Cette structure a été sélectionnée car c'est celle qui présente le plus de plastification et les déformations les plus importantes. Ce projet se limite donc à la vérification des normes et au comportement global de la structure et ne cherche pas à conduire la structure à son état d'effondrement et d'examiner l'élément ou la section qui pourrait rompre.

5.1 Les comportements analysés

5.1.1 Résultats liés aux liens

Concernant les liens à chaque étage des structures, les principaux paramètres de réponse qui ont été recueillis sont les efforts, de cisaillement et de flexion, présents dans les segments ductiles ainsi que les rotations inélastiques.

Pour tous les groupes de séismes étudiés, les valeurs maximales d'efforts de cisaillement et de moment fléchissant dans les liens ont été récupérés à chaque étage. À partir de cela, il a été possible de calculer les rapports $\frac{V_f}{V_{pr}}$ aux différents niveaux des structures étudiées. Pour les liens longs, plastifiant en flexion, V_{pr} correspond au développement du moment plastique ($\frac{2M_{pr}}{e}$), et représente une résistance probable du lien calculée avec $\phi = 1,0$ et $R_y = 1,1$. Ce ratio permet d'estimer la sur-résistance des liens et de la comparer directement à la valeur prévue par la norme. Pour chaque structure, les valeurs moyenne et du 84^{ème} centile de l'ensemble des valeurs maximales sont extraites afin de présenter un comportement général et de caractériser la

dispersion des résultats. Un exemple de la progression de la plastification dans les liens en fonction du temps a été également présenté pour la structure de 8 étages à Vancouver.

Le second paramètre de réponse examiné pour les liens ductiles est la rotation inélastique. Tout comme les ratios de sur-résistance des liens, les valeurs maximales des rotations inélastiques sont récoltées pour tous les accélérogrammes et des valeurs moyennes et de 84^{ème} centile sont calculées à chaque étage. Dans le CSA-S16-09, la rotation plastique est définie en considérant le développement d'un mécanisme rigide-plastique et est calculée comme $\gamma = \theta_p \frac{L}{e}$. Pour les liens longs ($e \geq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$), elle ne doit pas dépasser la valeur de 0,02rad. Une comparaison avec cette valeur de norme est donc appliquée à chaque niveau des CCE. Les valeurs moyennes maximales sont également comparées à celles obtenues par Okazaki et al. (2004, 2006) lors de ses expérimentations. De plus, la courbe du moment fléchissant en fonction de la rotation a été tracée pour la structure de 8 étages à Vancouver dans le but de montrer l'effet de Bauschinger et de l'écrouissage cinématique.

Enfin, un troisième paramètre est exploité, celui de la plage de rotations inélastiques entre la valeur minimale et maximale recueillie pour chaque lien. Ce paramètre a été discuté dans la revue de littérature, pour les travaux de Popov et al (1992). Les plages de rotations seront comparées à une valeur de deux fois celle du CSA-S16-09, soit 0,04rad. Ce dernier paramètre de réponse permet de tirer des conclusions concernant les liens dont la rotation est excessive dans un sens mais moins dans l'autre.

5.1.2 Résultats illustrant le comportement global de la structure

5.1.2.1 Critères d'étude du comportement global

Afin d'étudier le comportement global de la structure, plusieurs paramètres sont évalués. L'un d'eux est le cisaillement à la base. Celui-ci est comparé à la valeur déterminée lors du dimensionnement, requise par le CNBC 2010. Une attention particulière est portée au facteur R_o , coefficient de sur-résistance, qui réduit la valeur de cisaillement à la base. Mitchell et al. (2003) ont proposé une équation de ce facteur selon plusieurs paramètres :

$$R_o = R_{size} R_\phi R_{yield} R_{sh} R_{mech} \quad (5.1)$$

Où :

- R_{size} correspond à la sur-résistance provenant du choix de la section dont les performances sont plus élevées que ce qui est demandé lors du dimensionnement. $R_{size} = 1,05$ pour un CCE
- R_ϕ correspond à la différence entre les résistances nominales et pondérées. $R_\phi = 1,11$ pour un CCE
- R_{yield} correspond au rapport de la limite élastique de l'acier dans la structure et celle minimum spécifiée. $R_{yield} = 1,1$ pour un CCE
- R_{sh} correspond à la sur-résistance due à l'écrouissage. $R_{sh} = 1,15$ pour un CCE, cette valeur a été prise pour des liens longs.
- R_{mech} correspond à la sur-résistance résultant de la mobilisation de la capacité totale de la structure de sorte qu'un mécanisme d'endommagement par effondrement se forme. $R_{mech} = 1,0$ pour un CCE

Les coefficients R_{size} , R_{yield} et R_{sh} sont considérés dans le dimensionnement et le modèle de la structure sur OpenSees. R_{mech} n'est pas applicable dans les analyses de ce projet. En revanche, R_ϕ n'est pas exactement pris en compte dans les modèles de ces recherches. L'étude de Mitchell et al. (2003) a utilisé $\phi = 0,9$. Cette même valeur est utilisée lors du dimensionnement, en revanche, une valeur de $\phi = 1,0$ est employée dans les modélisations. Les valeurs de cisaillement à la base obtenues lors des analyses non linéaires sont donc divisées par R_ϕ dans ces travaux afin d'être comparées aux valeurs du dimensionnement. De plus il est à signaler que la valeur calculée avec ces coefficients, pour un CCE, est $R_o = 1,47$ et que le code CNBC recommande une valeur de $R_o = 1,5$. Les valeurs de cisaillement, obtenues lors du dimensionnement, sont donc conservatrices.

Un autre facteur mis en avant dans ces travaux est le déplacement inter-étages. Ce dernier est exprimé en pourcentage de h_s , où h_s est la hauteur de l'étage concerné. Le déplacement inter-étages est calculé pour chaque étage de la structure et ne doit pas excéder la déformation maximale de $2,5\%h_s$ tel que spécifié dans le CNBC 2010. Si cette valeur est dépassée, on vérifie qu'elle ne soit pas supérieure à $5\%h_s$. Ce déplacement inter-étages limite a été considéré par

Tremblay et Robert (2001) comme indicateur d'effondrement par instabilité dynamique pour des contreventements en treillis avec diagonales en chevron. De plus, une attention particulière sur la relation entre le déplacement inter-étages et la rotation inélastique est portée dans ces travaux.

La répartition du moment fléchissant du lien aux segments de poutre hors lien et aux diagonales est étudiée dans ce projet. Cette distribution de moment a été obtenue en calculant le ratio entre le moment maximal dans la poutre hors lien, et dans la diagonale, avec celui transmis par le lien ductile. Utilisant des connexions rigides entre poutres et diagonales, ces dernières sont enclines à récupérer une partie du moment fléchissant transmis par les liens. Comme vu au chapitre 3.1, Yigitsoy (2010) a montré que pour des liens longs la majorité du moment est repris par les poutres hors lien. Nous verrons si ce comportement est visible pour les différentes structures étudiées. En revanche, étant donné que la distribution du moment dépend principalement de la rigidité, ce commentaire n'est valable que pour les sections qu'il a choisies et il ne précise pas si ses poutres sont dimensionnées pour que le segment hors lien plastifie.

À l'instar du lien ductile, les efforts dans les éléments hors lien sont déterminés à chaque pas de temps de l'analyse. Ceux-ci permettent de vérifier si les valeurs de dimensionnement prescrites par la norme CSA-S16 sont appropriées et de déterminer si il y a présence d'incursions plastiques dans ces membrures, en utilisant les équations d'interaction pour les membrures en compression/flexion. En particulier, les efforts axiaux dans les poteaux sont examinés par rapport aux recommandations du CSA-S16-09. Comme vu au chapitre 2.2.3, les poteaux doivent résister à des efforts de $1,15R_y$ fois la résistance nominale des segments de poutre et de $1,30R_y$ aux deux derniers étages. Un moment de flexion de $0,2ZF_y$, de $0,4ZF_y$ aux deux étages supérieurs, doit être considéré pour le calcul de leur résistance.

Concernant les possibilités d'incursions plastiques dans les membrures hors lien, une étude détaillée est réalisée sur la structure de 8 étages à Vancouver. En plus de regarder la possibilité d'incursions plastiques dans les éléments hors lien, l'étude réalisée sur la structure de 8 étages à Vancouver utilise d'autres paramètres de réponse. Ces derniers, présentés à la section 2.1.2.3, sont la capacité de rotation inélastique des poutres hors lien, la rotation inélastique des diagonales et la probabilité de plastification des diagonales et des poteaux.

5.2 Périodes fondamentales des bâtiments lors des analyses

Le Tableau 5-1 présente les valeurs de périodes fondamentales de chacune des structures obtenues avec le logiciel OpenSees. Il y est également rappelé les valeurs calculées lors du dimensionnement avec le logiciel SAP2000.

Tableau 5-1 Périodes fondamentales des bâtiments obtenues lors des analyses non linéaires

Structure	Période fondamentale (en s)	
	Dimensionnement (SAP2000)	Analyse non linéaire (OpenSees)
Trois étages à Montréal	1,3	1,4
Trois étages à Vancouver	0,8	0,8
Huit étages à Montréal	3,0	3,0
Huit étages à Vancouver	1,7	1,8

Les valeurs de périodes fondamentales sont très semblables entre celles tirées du logiciel SAP 2000, pour le dimensionnement, et celles répertoriées avec le logiciel OpenSees, pour les analyses non linéaires. Cela permet de valider la modélisation de chacune des structures réalisées sur le logiciel OpenSees.

5.3 Résultats des bâtiments de 3 étages

5.3.1 Structure à Montréal

5.3.1.1 Réponse des liens

Le premier paramètre de réponse évoqué est la sur-résistance des liens ductiles. La Figure 5-1 expose les valeurs moyennes et de 84^e centile des structures de 3 étages testées avec les ensembles de séismes calibrés selon la méthode Least Moving Average (« séismes LMA ») et la méthode d'Atkinson (« séismes ATK »). Pour toutes les Figures de ce chapitre, les valeurs moyennes sont représentées par des traits gras et les valeurs de 84^e centile par des traits fins.

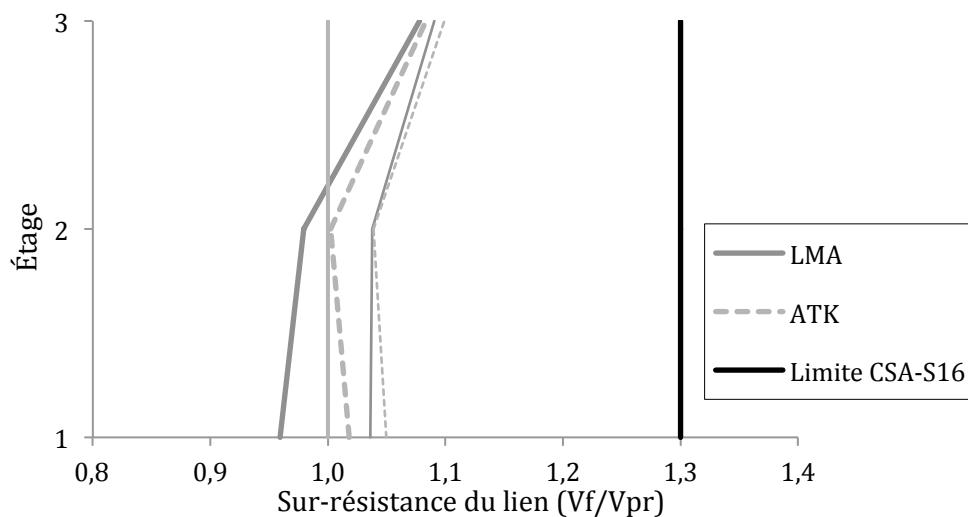


Figure 5-1 Montréal 3 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et du 84e centile (traits fins) de la sur-résistance des liens

Les valeurs moyennes de sur-résistances pour les séismes LMA sont de $0,96V_{pr}$ et $0,98V_{pr}$ aux deux premiers étages et de $1,08 V_p$ au 3^{ème} étage. Ce qui signifie qu'en moyenne aucune plastification n'a lieu aux deux premiers étages contrairement au troisième étage. Par contre les valeurs de 84^e centile montrent que pour certains séismes les liens de ces deux premiers étages plastifient. Concernant les valeurs moyennes pour les séismes ATK, celles-ci sont de $1,02V_{pr}$, $1,00V_{pr}$ et de $1,08V_{pr}$ respectivement aux trois étages. On constate que, dans ce cas, de la plastification est présente à tous les étages. Les valeurs des séismes LMA et ATK sont relativement similaires pour le 2^{ème} et 3^{ème} étage ainsi que pour les valeurs de 84^e centile. On en conclut que le comportement de sur-résistance des liens pour les différents séismes est le même mais avec des valeurs un peu plus élevées pour les séismes calibrés avec la méthode d'Atkinson.

De plus nous remarquons que les valeurs moyennes et de 84^e centile sont assez éloignées de la valeur limite de $1,30V_{pr}$ de la norme CSA-S16-09, employée lors du dimensionnement.

Le second paramètre étudié pour la réponse du lien est la rotation inélastique. La Figure 5-2 présente les valeurs de dimensionnement ainsi que les valeurs obtenues lors des analyses non linéaires avec les séismes LMA et ATK.

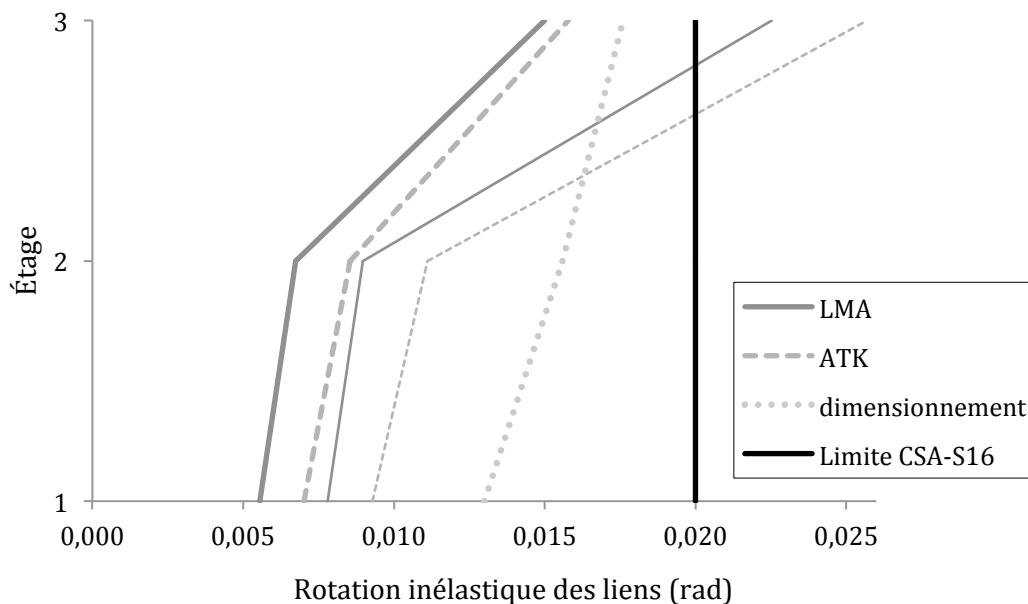


Figure 5-2 Montréal 3 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) de la rotation inélastique des liens

On constate le même comportement pour les séismes LMA et ATK avec des rotations inélastiques plus élevées au toit. Les valeurs moyennes au toit sont de 0,015rad pour LMA et de 0,016rad pour ATK. Elles sont donc inférieures à la limite préconisée par le CSA-S16 (0,02rad). Par contre les valeurs de 84^e centile dépassent cette dernière au 3^{ème} étage. On enregistre, à ce niveau, une rotation inélastique de 0,023rad pour les séismes LMA et de 0,027rad pour les séismes ATK. Donc contrairement aux sur-résistances, les rotations inélastiques sont proches de la valeur prescrite par la norme. De plus, on remarque que les écarts de valeurs entre LMA et ATK sont plus conséquents pour les valeurs de 84^e centile. Cela montre que les structures testées avec des séismes ATK connaissent des valeurs maximales plus élevées. Enfin la Figure 5.4 démontre que les valeurs de rotations moyennes sont toutes inférieures à celles calculées lors du dimensionnement. Une différence de 50% est observée au 1^{er} étage et celle-ci se réduit au 3^{ème} étage avec une différence de 15%. Toutefois les valeurs de 84^e centile sont supérieures aux valeurs de conception au toit. Certaines structures connaissent donc de grandes rotations au dernier étage.

Les valeurs de plage de rotations inélastiques entre valeurs minimales et maximales pour chaque lien sont résumées entre valeurs moyennes et de 84^e centile dans la Figure 5-3. Il est à noter que, pour cette structure, les valeurs négatives et positives de rotations inélastiques sont très homogènes.

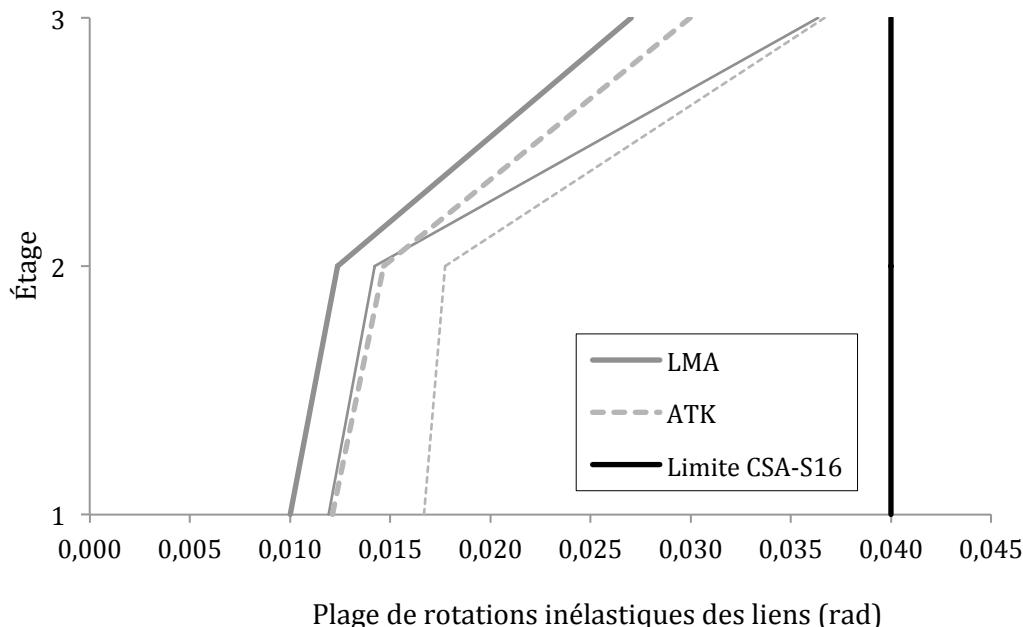


Figure 5-3 Montréal 3 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84^e centile (traits fins) de la plage de rotations inélastiques entre la valeur minimale et celle maximale des liens

Cette méthode de prise en compte des rotations inélastiques permet d'atténuer les valeurs de rotation par rapport à la valeur limite requise par la norme, ici prise à $2 \times 0,02 \text{ rad}$. On constate qu'avec ces considérations, les valeurs de 84^e centile de la plage de rotations inélastiques, pour les séismes LMA et ATK, sont inférieures à la valeur de norme.

5.3.1.2 Réponse globale de la structure

Le cisaillement à la base moyen récolté lors des analyses non linéaires est de 802,49kN pour les séismes LMA et de 829,05kN pour ATK, avec des valeurs de 84^e centile respectivement de 869,54kN et 862,79kN. Comme vu précédemment, si on divise ces valeurs par R_ϕ , on obtient des valeurs moyennes de 723kN pour LMA et 747kN pour ATK et des valeurs de 84^e centile de

783kN et 777kN. Ces valeurs sont bien inférieures à celle obtenue avec le code CNBC 2010, de 994,37kN.

Un second paramètre de réponse démontrant la comportement global de la structure est le déplacement inter-étages. La Figure 5-4 expose les valeurs de déplacement inter-étages lors du dimensionnement ainsi que les valeurs obtenues lors des analyses non linéaires avec les séismes LMA et ATK.

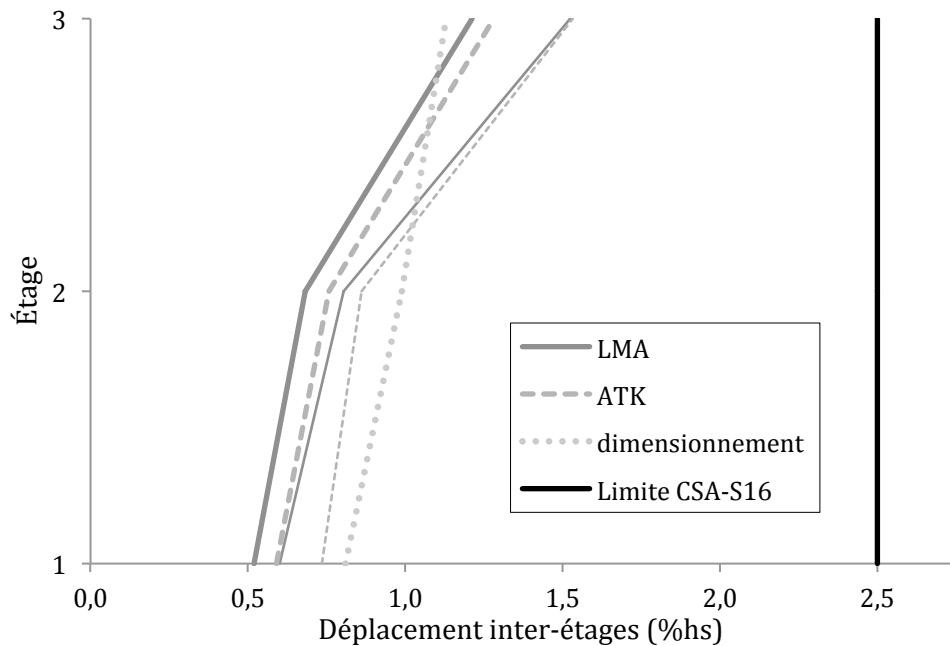


Figure 5-4 Montréal 3 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) du déplacement inter-étages

Les valeurs de déplacement inter-étages pour les structures de 3 étages à Montréal sont relativement faibles. Les valeurs moyennes maximales ont lieu au 3^{ème} étage et sont de $1,2\%h_s$ pour les séismes LMA et de $1,3\%h_s$ pour ATK, ce qui est inférieure à la valeur recommandée par le CNBC 2010, $2,5\%h_s$. Concernant la différence entre les valeurs obtenues par les séismes LMA et ATK, les écarts sont faibles, les valeurs de 84^e centile au dernier étage sont même égales, $1,5\%h_s$, pour les deux types de calibration. De plus, on constate que les valeurs des analyses sont inférieures à celles de conception pour les deux premiers étages, différence de 35% en moyenne, et pour le 3^{ème} étage, elles sont supérieures, différence de 6%. Enfin, on remarque le même type

de comportement pour les trois étages que celui observé pour les rotations inélastiques. Ce projet présentera la relation entre ces deux paramètres ultérieurement.

La distribution du moment fléchissant du lien ductile aux segments hors lien et aux diagonales, pour chaque étage, a été relevée pour chaque séisme et les valeurs moyennes pour la structure de 3 étages à Montréal sont résumées dans le Tableau 5-2. Les valeurs de répartition lors des analyses sont comparées à celles tirées du dimensionnement.

Tableau 5-2 Montréal 3 étages : Répartition moyenne du moment fléchissant (en %) entre la poutre hors lien et la diagonale

Étage	LMA		ATK		Dimensionnement	
	Poutre hors lien	Diagonale	Poutre hors lien	Diagonale	Poutre hors lien	Diagonale
3	56%	42%	58%	42%	56%	44%
2	61%	39%	63%	40%	62%	38%
1	65%	39%	67%	38%	62%	38%

Nous observons que la poutre hors lien récupère plus de 60% du moment fléchissant, transmis par le lien, aux deux premiers étages, et un peu moins de 60% au 3^{ème} étage. La diagonale prend donc une plus grande proportion de moment à l'étage qui plastifie le plus. Cette tendance de répartition du moment est similaire à celle calculée lors du dimensionnement, les valeurs de distribution étant très proches de celles des analyses. Comme nous l'avions signalé précédemment, Yigitsoy (2010) a démontré que, dans son cas, le segment de poutre hors lien, pour des liens longs, récupère une grande partie du moment transmis. Nous retrouvons ce phénomène ici même si la répartition du moment dépend principalement des membrures choisies. Rappelons que cette distribution des moments est fonction de la rigidité $\frac{EI}{L}$ de chaque membrure et que pour la structure de 3 étages à Montréal les poutres hors lien ne plastifient pas. Il n'y a également pas grande différence entre les valeurs des séismes étalonnés avec la méthode LMA et ceux de la méthode ATK.

Afin de vérifier si les énoncés des valeurs de conception prescrites par le CSA-S16 pour les colonnes sont appropriés, les efforts axiaux moyens ainsi que les moments fléchissant moyens dans les poteaux ont été récoltés pour tous les séismes. Le Tableau 5-3 résume ces valeurs et donne les valeurs calculées lors du dimensionnement selon la norme. Les valeurs d'effort axial présentées dans ce Tableau incluent les charges gravitaires.

Tableau 5-3 Montréal 3 étages : Efforts axiaux et moments moyens dans les poteaux

Étage	Effort axial (analyse) (kN)		Effort axial (dimensionnement) (kN)	$\frac{M}{ZF_y}$ (analyse)		$\frac{M}{ZF_y}$ (CSA-S16)
	LMA	ATK		LMA	ATK	
3	198,3	199,6	487	0,10	0,10	0,4
2	700,8	696,7	1072	0,20	0,19	0,4
1	1372,5	1375,4	1637	0,11	0,11	0,2

Les valeurs d'efforts normaux répertoriées lors des analyses non linéaires sont plus faibles que celles obtenues lors du dimensionnement. Cela s'explique par les faibles valeurs de sur-résistance, vu précédemment, en comparaison avec le calcul acté par le CSA-S16 utilisant des coefficients de sur-résistance de 1,15 et de 1,3 aux deux derniers étages. On constate le même rapport pour les moments fléchissant. De plus on remarque très peu de différence entre les valeurs obtenues des séismes calibrés avec la méthode LMA et ceux avec la méthode ATK.

5.3.2 Structure à Vancouver

5.3.2.1 Réponse des liens

La Figure 5-5 présente les valeurs moyennes et de 84^e centile de sur-résistance des liens des structures de 3 étages à Vancouver testées avec les séismes calibrés selon la méthode Least Moving Average et la méthode d'Atkinson.

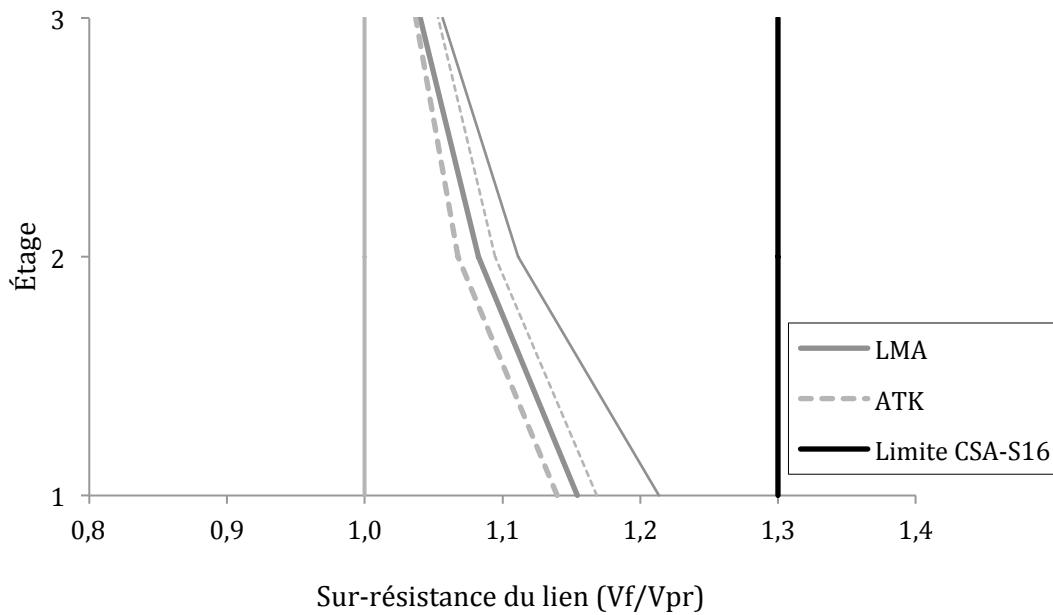


Figure 5-5 Vancouver 3 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et du 84e centile (traits fins) de la sur-résistance des liens

Pour les deux types de séismes, les sur-résistances de chaque étage sont supérieures à 1. À la différence de la structure de 3 étages de Montréal, à Vancouver, les sur-résistances maximales se produisent au premier étage, valeur moyenne de $1,15V_{pr}$ pour LMA et de $1,14V_{pr}$ pour ATK. Ces valeurs sont plus élevées que les valeurs moyennes maximales obtenues au 3^{ème} étage de la structure à Montréal. La valeur de 84^e centile au 1^{er} étage pour les séismes LMA est de $1,21V_{pr}$. Celle-ci se rapproche de la valeur proposée par la norme, $1,3V_{pr}$, mais comme pour Montréal, toutes les valeurs restent inférieures à la valeur recommandée. Les différences entre les valeurs moyennes des séismes LMA et celles des séismes ATK sont très faibles avec une petite supériorité pour celles provenant de la méthode Least Moving Average. On constate également un écart plus conséquent entre les valeurs moyennes et les valeurs de 84^e centile au 1^{er} étage pour les séismes LMA qu'aux autres étages. Il y a donc une disparité entre les valeurs de sur-résistance à l'étage qui plastifie le plus pour les séismes LMA.

Les rotations inélastiques des liens pour les séismes LMA et ATK sont présentées à la Figure 5-6.

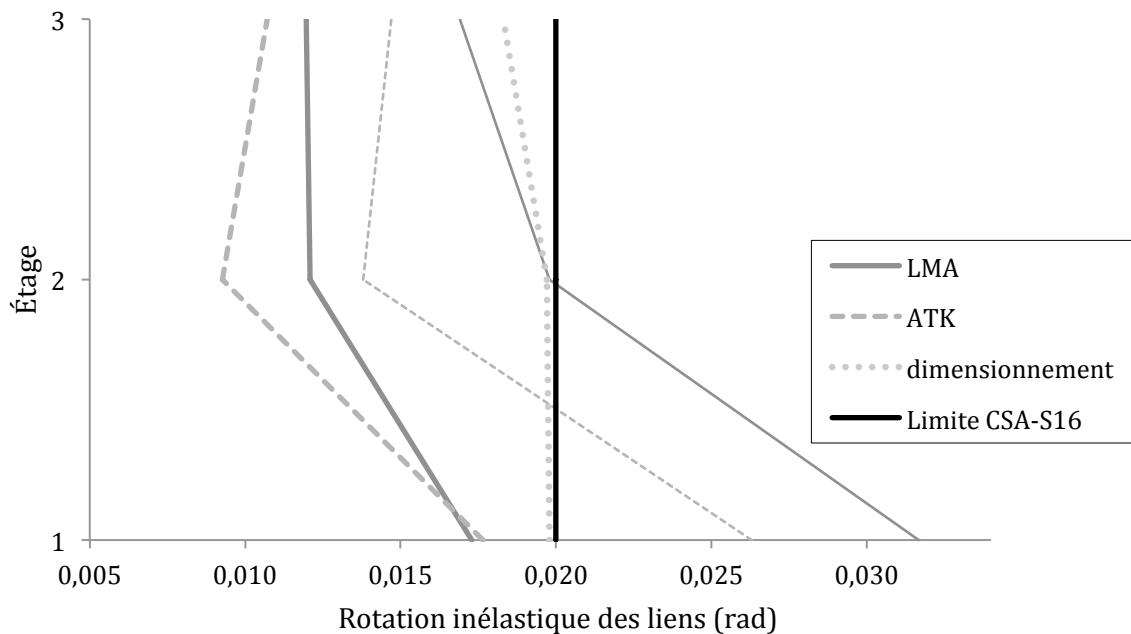


Figure 5-6 Vancouver 3 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) de la rotation inélastique des liens

À l'instar des sur-résistances, pour tous les séismes, les rotations inélastiques maximales se produisent au premier étage. Alors que les valeurs moyennes restent en dessous de la valeur stipulée par le CSA-S16-09, 0,017rad et 0,018rad pour, respectivement, les séismes LMA et ATK, celles au 84^e centile dépassent la valeur limite de la norme, 0,02rad. On enregistre une valeur de 84^e centile de 0,026rad pour les séismes ATK et 0,032rad pour LMA. Cette dernière valeur représente une différence de 38% avec la valeur limite du CSA-S16-09, ce qui n'est pas négligeable. Pour les séismes LMA, on constate un grand écart entre les valeurs moyennes et de 84^e centile, soit des différences de 47%, 40% et 30% aux étages respectivement un, deux et trois. Ces écarts sont de 31%, 36% et 27% pour les séismes ATK. Ces différences démontrent une certaine hétérogénéité entre les valeurs de rotations inélastiques entre chaque séisme. Les valeurs de dimensionnement pour chaque étage sont très proches du 0,02rad préconisé par la norme. Elles sont donc supérieures aux valeurs moyennes de LMA et ATK ainsi que les valeurs de 84^e centile de ces séismes pour le 2^{ème} et 3^{ème} étage.

La Figure 5-7 illustre les valeurs de plage de rotations inélastiques entre valeurs minimales et maximales pour chaque lien pour les deux types d'étalonnage de séisme à Vancouver. Il est à noter que, pour cette structure, les valeurs négatives et positives de rotations inélastiques sont plutôt homogènes.

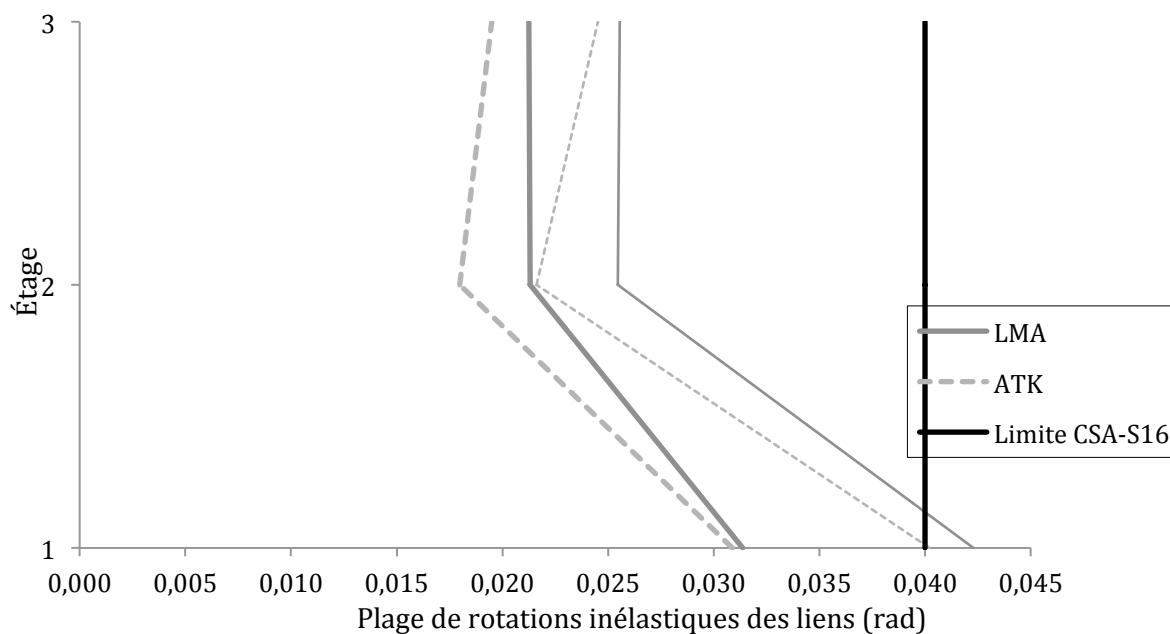


Figure 5-7 Vancouver 3 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) de la plage de rotations inélastiques entre la valeur minimale et celle maximale des liens

Le calcul des plages de rotations inélastiques permet de rendre compte des rotations à la fois positives et à la fois négatives, c'est à dire dans un sens et dans l'autre. La Figure 5-9 nous montre qu'en considérant cette plage, la somme des rotations absolues montrent un écart bien moindre avec la valeur de la norme, $2*0,02\text{rad}$, que celui observé avec les rotations inélastiques simples. Ces dernières présentent, au premier étage, des rotations de 84^e centile plus élevées que la valeur limite du CSA-S16, de l'ordre de 30% alors que dans le cas des plages de rotations, la valeur de 84^e centile pour les séismes ATK est de 0,04rad, soit égale à la norme, et de 0,042rad pour LMA, soit 5% de plus que la norme.

5.3.2.2 Réponse globale de la structure

Les valeurs de cisaillement à la base moyennes sont de 1794kN et 1778,66kN pour respectivement les séismes LMA et ATK et les valeurs de 84^e centile sont respectivement de 1885,64kN et 1828,12kN pour ces mêmes séismes. En divisant ces valeurs par R_ϕ , les valeurs moyennes et de 84^e centile du cisaillement sont respectivement de 1616kN et 1602kN pour LMA et 1699kN et 1647kN pour ATK. Les valeurs entre LMA et ATK sont très proches et sont bien inférieures au cisaillement à la base recensé lors du dimensionnement, qui est de 2062kN.

Le second paramètre étudié concernant la réponse globale de la structure de 3 étages à Vancouver est le déplacement inter-étages. Ce dernier est résumé, pour chaque étage et chaque type de séismes, à la Figure 5-8.

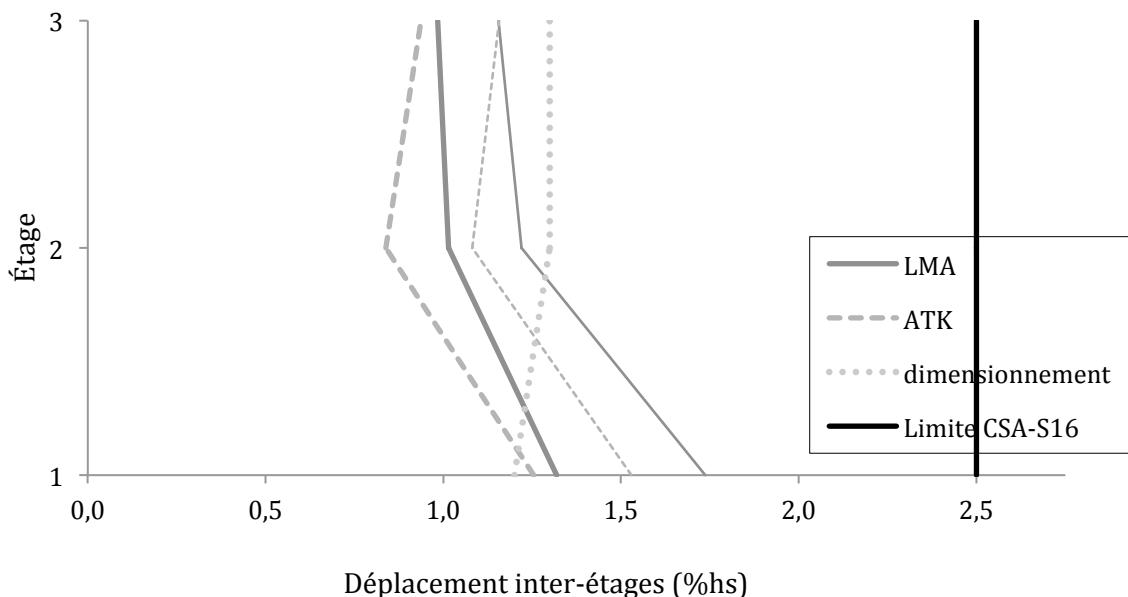


Figure 5-8 Vancouver 3 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84^e centile (traits fins) du déplacement inter-étages

Les valeurs de déplacement inter-étages pour la structure de 3 étages à Vancouver sont assez éloignées de la valeur de norme, $2,5\%h_s$. Les valeurs de 84^e centile maximales pour les séismes LMA et ATK sont respectivement de $1,74\%h_s$ et $1,53\%h_s$. Ces valeurs se produisent au 1^{er} étage, tout comme les valeurs maximales de rotation inélastique. Les valeurs moyennes de déplacement inter-étages des séismes LMA et ATK sont proches au premier et dernier étage, différence respectivement de 5% et de 4%, alors que leurs valeurs diffèrent de 18% au second

étage. Pour toutes les valeurs, celles des séismes LMA sont plus élevées que celles avec les séismes ATK. De plus les valeurs, moyennes et de 84^e centile, des deux types d'étalonnage de séisme sont inférieures aux valeurs de déplacement inter-étages calculées lors du dimensionnement pour le 2^{ème} et 3^{ème} étage mais elles sont supérieures à celles-ci pour le 1^{er} étage. Toutefois les valeurs moyennes au premier étage sont très voisines, soit 1,32% h_s , 1,25% h_s et 1,2% h_s pour respectivement les séismes LMA, ATK et au dimensionnement.

Le Tableau 5-4 expose la distribution du moment fléchissant à la poutre hors lien et à la diagonale pour les séismes LMA et ATK, ainsi que la répartition obtenue lors du dimensionnement.

Tableau 5-4 Vancouver 3 étages : Répartition moyenne du moment fléchissant (en %) entre la poutre hors lien et la diagonale

Étage	LMA		ATK		Dimensionnement	
	Poutre hors lien	Diagonale	Poutre hors lien	Diagonale	Poutre hors lien	Diagonale
3	57%	44%	58%	42%	53%	47%
2	54%	46%	54%	47%	55%	45%
1	64%	40%	65%	41%	54%	46%

La distribution du moment fléchissant est telle que la poutre hors lien au 1^{er} étage récupère plus de 60% du moment alors qu'aux deux autres étages, elle reprend moins de 60%. Cette répartition reflète bien une plastification de la poutre hors lien au 1^{er} étage. Pour le dimensionnement, la répartition est plus homogène entre les différents étages avec une distribution moyenne de 54%-46% pour la poutre hors lien et la diagonale. Le 1^{er} étage pour Vancouver 3 étages, est celui où la poutre hors lien reprend le plus de moment fléchissant. De plus, la prédition de Yigitsoy (2010), expliquant que le segment hors lien récupère une grande partie du moment transmis, est moins flagrante pour cette structure. Concernant les deux types d'étalonnage de séisme, il y a peu de différence dans les valeurs de distribution de moment.

Les efforts axiaux et moments maximums dans les poteaux pour la structure de 3 étages à Vancouver tirés d'OpenSees sont répertoriés dans le Tableau 5-5.

Tableau 5-5 Vancouver 3 étages : Efforts axiaux et moments moyens dans les poteaux

Étage	Effort axial (analyse) (kN)		Effort axial (dimensionnement) (kN)	$\frac{M_{max}}{ZF_y}$ (analyse)		$\frac{M}{ZF_y}$ (CSA-S16)
	LMA	ATK		LMA	ATK	
3	256,4	256,3	373	0,10	0,10	0,4
2	868,4	862,2	959	0,31	0,29	0,4
1	1807,7	1795,7	1847	0,17	0,17	0,2

On remarque que l'écart entre les valeurs d'efforts tirés de l'analyse et celles calculées lors du dimensionnement est moindre que celui observé pour la structure de 3 étages à Montréal. Ce comportement s'explique en considérant les valeurs de sur-résistance, qui sont plus élevées dans le cas de Vancouver. Cela s'observe au 1^{er} étage de la structure de 3 étages à Vancouver, avec un écart de seulement 2,5% entre les valeurs d'efforts axiaux et la valeur obtenue lors de la conception. Or la valeur moyenne de sur-résistance à cet étage est de $1,15V_{pr}$ pour LMA ($1,14V_{pr}$ pour ATK), ce qui est égal au coefficient utilisé par le CSA-S16. De plus, à l'instar de Montréal, la différence entre les valeurs des séismes LMA et ATK est très faible. Les valeurs de moments fléchissant sont cohérentes avec ce qui est recommandé par la norme.

5.3.3 Résumé de la réponse observée pour les structures de 3 étages

Pour la structure de 3 étages à Montréal et celle à Vancouver, le comportement du lien et des membrures hors lien ont été étudiés dans cette section. À travers ces résultats, une comparaison est faite entre les résultats provenant des analyses avec des séismes calibrées selon la méthode Least Moving Average (LMA) et la méthode d'Atkinson (ATK).

Les étages où les résultats sont les plus élevés pour Montréal et Vancouver sont respectivement le troisième et le premier étages.

La sur-résistance des liens, à la fois pour Montréal et Vancouver, ne dépasse jamais la valeur recommandée par la norme, $1,3V_{pr}$. Au niveau des rotations inélastiques des liens, les valeurs moyennes sont inférieures à la valeur limite de 0,02rad. Par contre la valeur de 84^{ème} centile, pour un étage de la structure de Montréal et de celle à Vancouver, dépasse cette limite. Ces valeurs sont de 0,027rad pour Montréal et 0,032rad pour Vancouver. Il est à noter que lors de ses expérimentations sur des liens longs, Okazaki (2004-2006) obtient des valeurs de rotations de 0,041 rad et 0,037rad pour respectivement son lien numéro 3 et numéro 7. La limite de 0,02rad peut être considérée comme conservatrice. En utilisant la plage de rotations inélastiques entre valeurs minimales et maximales, la valeur de 84^{ème} centile est inférieure à la limite de 0,04rad pour Montréal et très faiblement supérieure à cette valeur pour Vancouver. Considérer cette plage de valeurs de rotations inélastiques permet donc d'avoir un meilleur aperçu du comportement du lien et de mieux prendre en compte la rotation de ce dernier. Pour les deux structures, les valeurs de déplacement inter-étages sont nettement inférieures à la limite requise de $2,5\%h_s$.

Au niveau de la différence entre les valeurs tirées des analyses et celles du dimensionnement, celle-ci diffère selon les paramètres étudiés. Les valeurs au dimensionnement sont très proches de la valeur limite de la norme pour les rotations inélastiques et assez éloignées de la valeur limite pour les déplacements inter-étages. La structure est alors conçue selon la limite autorisée pour les rotations inélastiques. Les valeurs obtenues lors des analyses non linéaires sont pour la plus part du temps inférieures aux valeurs de dimensionnement à l'exception de l'étage où le lien plastifie le plus, soit le dernier étage pour Montréal et le premier pour Vancouver. Le cisaillement à la base pour les deux structures est proche mais inférieur à ce qui a été prévu au dimensionnement. La distribution du moment fléchissant du lien ductile à la poutre hors lien et à la diagonale est très proche de ce qui a été calculé lors de la conception, la modélisation sur

OpenSees est donc correcte. Les valeurs d'efforts axiaux et de moments fléchissant dans les poteaux sont inférieures à ce qui a été recueilli au dimensionnement pour Montréal et elles sont faiblement inférieures pour Vancouver. Ces différences sont liées aux facteurs de sur-résistance différents entre ceux utilisés pour le dimensionnement et ceux obtenus lors des analyses.

Concernant les résultats obtenus selon la méthode de calibration LMA et la méthode ATK, ces derniers divergent selon le paramètre regardé. On constate que les valeurs de rotations inélastiques sont celles qui diffèrent le plus entre les deux méthodes, pour Montréal et Vancouver. De plus, pour Vancouver, on remarque que les valeurs divergent plus au deuxième étage entre les deux méthodes plutôt qu'aux étages d'extrémités. Cela n'est pas constaté pour Montréal. Par contre les valeurs selon la méthode ATK sont toutes plus élevées que celles selon la méthode LMA pour Montréal et inversement pour Vancouver. De plus la méthode de calibration du séisme ne joue pas de rôle sur la valeur de cisaillement à la base, sur les efforts axiaux dans les colonnes ainsi que dans la répartition du moment fléchissant. Les CCE à 3 étages réagissent donc au type de calibration de séismes mais il est compliqué de tirer des conclusions à propos des conséquences de la méthode d'étalonnage sur les résultats des structures.

5.4 Résultats des bâtiments de 8 étages

5.4.1 Structure à Montréal

5.4.1.1 Réponse des liens

Comme pour les structures de 3 étages, le premier paramètre de réponse étudié concernant le lien est sa sur-résistance. La Figure 5-9 illustre les valeurs de sur-résistance dans les liens pour chaque étage et selon les deux types de calibration de séismes, LMA et ATK.

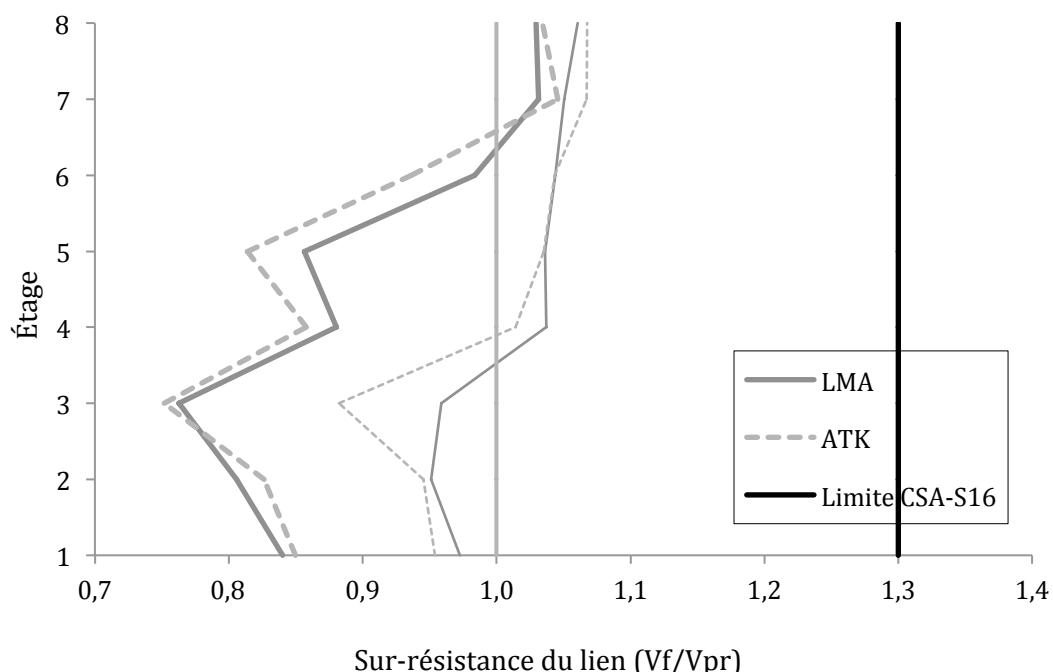


Figure 5-9 Montréal 8 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et du 84e centile (traits fins) de la sur-résistance des liens

Nous constatons que les valeurs de sur-résistance moyennes ainsi que les valeurs de 84^e centile, pour tous les séismes, aux trois premiers étages, sont toujours inférieures à l'unité. Ce qui signifie qu'aucune plastification ne se produit pour ces étages. De plus les valeurs moyennes pour les étages 4 à 6 sont également inférieures à 1, donc en moyenne les liens des six premiers étages ne plastifient pas. Les valeurs maximales de 84^e centile sont de $1,06V_{pr}$ et $1,07V_{pr}$ pour respectivement les séismes de méthode LMA et ATK. Ces valeurs se produisent au dernier étage de la structure de 8 étages à Montréal. Les liens aux deux derniers étages ne plastifient que

faiblement. Concernant la comparaison entre les valeurs provenant des séismes LMA et ATK, nous remarquons que les valeurs des séismes ATK sont plus faibles que celles des séismes LMA pour les 6 premiers étages, exception faite du second étage, avant que cette tendance ne s'inverse pour les deux derniers étages. Toutefois les valeurs entre les deux séismes restent très semblables, différence de 3% en moyenne.

Nous présentons les valeurs de rotations inélastiques du segment lien pour chaque étage à la Figure 5-10. Rappelons que celles-ci sont données pour les séismes calibrés selon la méthode Least Moving Average (« séismes LMA ») et la méthode d'Atkinson (« séismes ATK »).

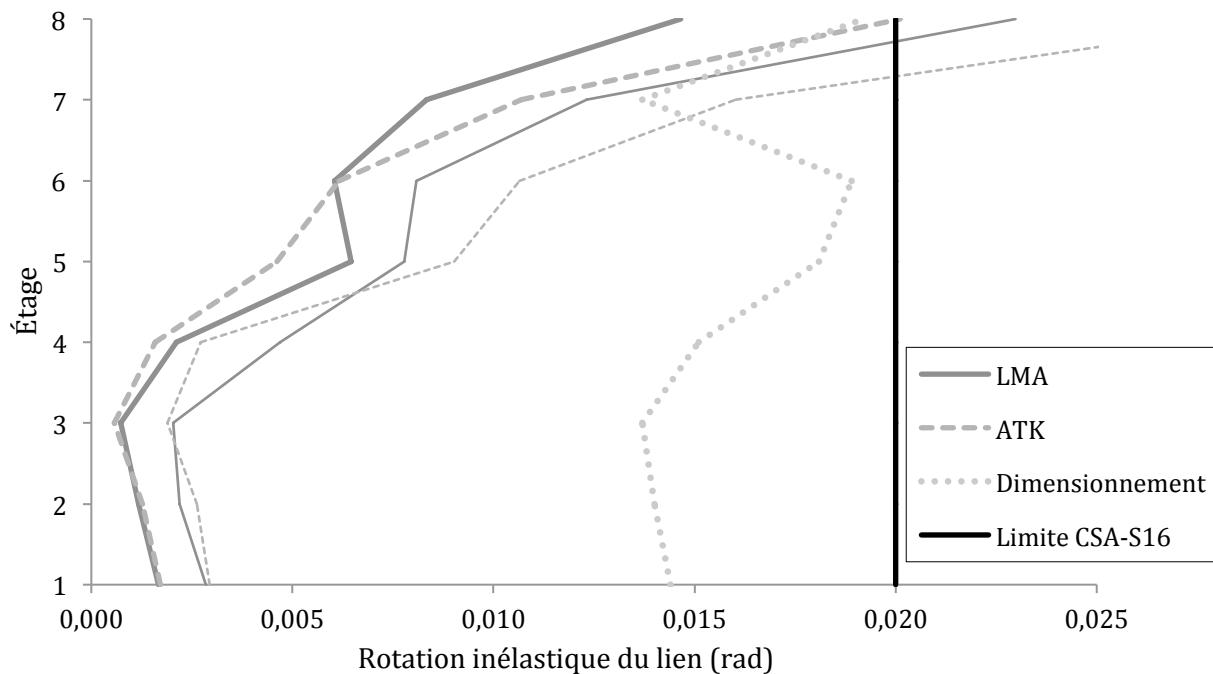


Figure 5-10 Montréal 8 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84^e centile (traits fins) de la rotation inélastique des liens

Les rotations inélastiques moyennes sont toutes inférieures à la limite du CSA-S16, 0,02rad. Par contre la rotation moyenne maximale des séismes ATK, se produisant au 8^{ème} étage, est égale à cette limite. Pour les séismes LMA, ce maximum n'est que de 0,015rad. À l'exception de la valeur moyenne au 7^{ème} étage pour les séismes ATK, de 0,011rad, toutes les rotations inélastiques des étages 1 à 7 sont inférieures à 0,010rad pour les deux types de séisme. Concernant les valeurs de 84^e centile, seules les valeurs au 8^{ème} étage dépassent la limite donnée

par le CSA, soit 0,023rad pour LMA et 0,030rad pour ATK. Cela indique, que pour plusieurs séismes, les rotations inélastiques sont supérieures à la limite fixée. Il est à noté qu'il y a une grande disparité entre les valeurs de rotations à chaque étage, par exemple celles-ci ne sont que de 0,001rad au 3^{ème} étage pour LMA et ATK. De plus les valeurs entre ces deux types de séismes ne sont pas exactement égales comme cela fut le cas pour les sur-résistances de lien. On enregistre des valeurs semblables pour les trois premiers étages, puis jusqu'au 6^{ème} étage, les valeurs de LMA sont plus élevées et ensuite cette tendance s'inverse pour les deux derniers étages avec une différence de 23% au dernier étage. Les valeurs obtenues lors du dimensionnement étaient plus homogènes et plus élevées que celles tirées des analyses non linéaires. Elles variaient entre 0,014rad et 0,019rad.

La Figure 5-11 expose les valeurs de plage de rotations inélastiques des liens entre les valeurs minimales et maximales pour les séismes LMA et ATK. Il est à signaler, qu'en général, pour cette structure, il n'y a pas de grands écarts entre les valeurs négatives maximales absolues et les valeurs positives maximales.

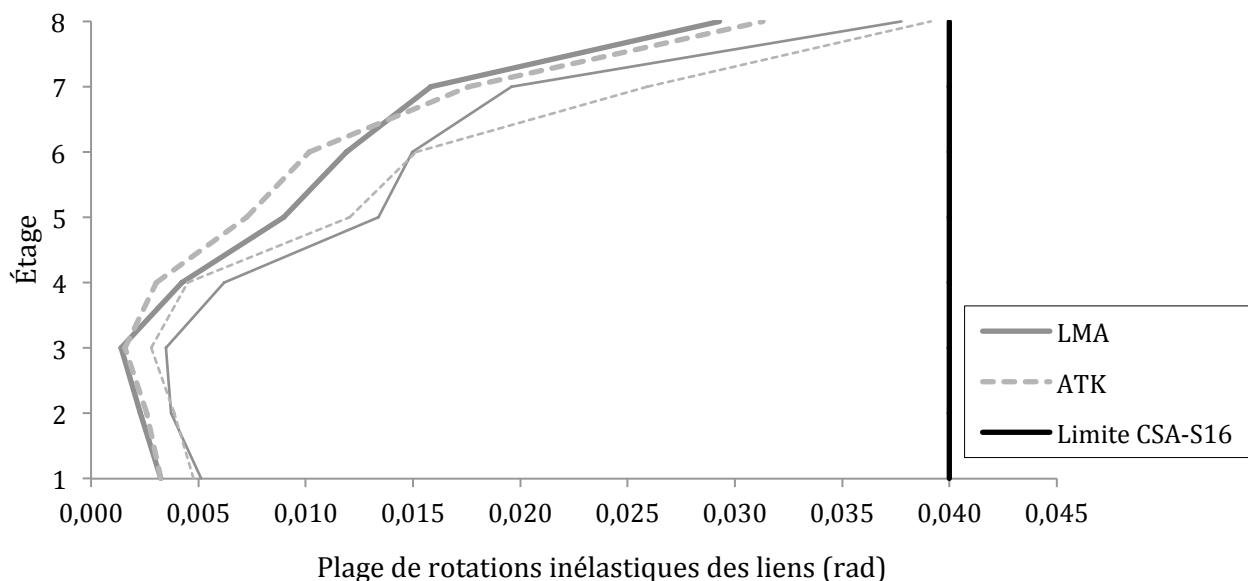


Figure 5-11 Montréal 8 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) de la plage de rotations inélastiques entre la valeur minimale et celle maximale des liens

On remarque qu'en considérant cette plage de rotations inélastiques, toutes les valeurs de rotation, moyennes et de 84^e centile, sont inférieures à la valeur limite de la norme, prise égale à deux fois la valeur préconisée dans le CSA-S16. Cette méthode permet d'évaluer la rotation absolue de chaque lien de la structure. Pour la structure de 8 étages à Montréal, on en conclut alors que toutes les rotations inélastiques sont admissibles.

5.4.1.2 Réponse globale de la structure

La première évaluation du comportement global de la structure a portée sur le cisaillement à la base. Les valeurs de cisaillement recueillies lors des analyses sont de 1257,35kN pour les séismes LMA et 1214kN pour les séismes ATK. En prenant en compte le facteur R_ϕ , comme expliqué au paragraphe 5.1.2.1, les valeurs de cisaillement à la base sont de 1133kN et 1095kN pour respectivement LMA et ATK. Ces valeurs sont très proches de celle obtenue lors du dimensionnement, soit 1133,97kN.

Le déplacement inter-étages pour la structure de 8 étages à Montréal est arboré à la Figure 5-12.

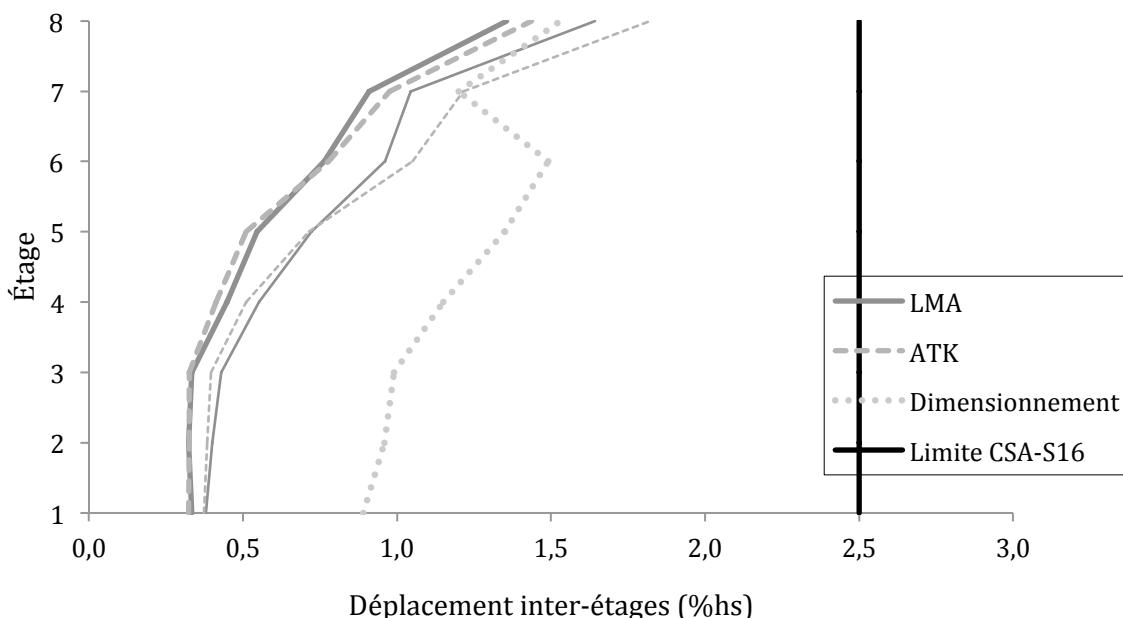


Figure 5-12 Montréal 8 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84^e centile (traits fins) du déplacement inter-étages

Les déplacements inter-étages moyens ainsi que celles de 84^e centile sont tous inférieures à la valeur limite de 2,5% h_s . Les valeurs moyennes maximales sont de 1,36% h_s et 1,44% h_s pour respectivement les séismes de méthode LMA et ATK. On remarque également que les valeurs entre moyennes et 84^e centile ainsi que les valeurs entre LMA et ATK sont assez rapprochés. On enregistre moins de 20% de différence entre les valeurs moyennes et de 84^e centile et 5% entre les déplacements des séismes LMA et ATK. De plus les valeurs moyennes de déplacement inter-étages sont toutes inférieures à celles obtenues lors de la conception. Une différence qui toutefois s'amincie au niveau des derniers étages, soit 60% d'écart au premier étage et seulement 10% au dernier étage. Les valeurs de 84^e centile pour les deux types de séismes dépassent même la valeur de dimensionnement au 8^{ème} étage.

La distribution du moment fléchissant du lien à la poutre hors lien et à la diagonale est donnée au Tableau 5-6.

Tableau 5-6 Montréal 8 étages : Répartition moyenne du moment fléchissant (en %) entre la poutre hors lien et la diagonale

Étage	LMA		ATK		Dimensionnement	
	Poutre hors lien	Diagonale	Poutre hors lien	Diagonale	Poutre hors lien	Diagonale
8	60%	40%	61%	40%	68%	32%
7	63%	43%	63%	43%	57%	43%
6	65%	41%	64%	40%	61%	39%
5	54%	49%	56%	49%	57%	43%
4	45%	61%	47%	60%	47%	53%
3	42%	65%	44%	65%	42%	58%
2	46%	61%	46%	61%	47%	53%
1	49%	60%	50%	61%	46%	54%

La diagonale récupère plus de moment fléchissant que la poutre hors lien au quatre premiers étages puis c'est le phénomène inverse qui se produit aux autres étages. Ce même

comportement a été observé lors du dimensionnement. À l'exception des derniers étages, la remarque de Yigitsoy (2010) n'est pas valable pour la structure de 8 étages à Montréal. Dans ces travaux, il a montré, que pour les liens longs, le moment transmis est principalement repris par la poutre hors lien. Mais la distribution des moments dépend de la rigidité flexionnelle de chaque membrure et pour cette structure, il avait été remarqué, lors du dimensionnement, que les diagonales gouvernent aux quatre premiers étages. Les analyses non linéaires confirment ce comportement. La distribution de moment des séismes LMA et des séismes ATK est très semblable.

Le Tableau 5-7 présente les valeurs d'efforts axiaux et de moments dans les colonnes des structures des séismes LMA et ATK.

Tableau 5-7 Montréal 8 étages : Efforts axiaux et moments moyens dans les poteaux

Étage	Effort axial (analyse) (kN)		Effort axial (dimensionnement) (kN)	$\frac{M_{max}}{ZF_y}$ (analyse)		$\frac{M}{ZF_y}$ (CSA-S16)
	LMA	ATK		LMA	ATK	
8	202,4	203,1	238	0,1	0,1	0,4
7	685,1	682,2	673	0,1	0,1	0,4
6	1331,3	1337,5	1384	0,21	0,22	0,2
5	1960,5	1983,5	2066	0,13	0,14	0,2
4	2655,6	2677,6	2952	0,21	0,21	0,2
3	3208,7	3069,3	3887	0,14	0,13	0,2
2	3940,0	3882,8	4864	0,16	0,14	0,2
1	4570,1	4493,6	5934	0,12	0,11	0,2

Les valeurs d'efforts axiaux et celles calculées lors du dimensionnement sont plus rapprochées aux derniers étages qu'aux premiers. Cela s'explique par des valeurs de sur-résistance plus élevées aux derniers étages. Seule la valeur au 7^{ème} étage, obtenue lors des analyses est supérieure à celle du dimensionnement, écart de seulement 1,5%. Concernant les

valeurs de Moments fléchissant, celles-ci respectent ce que la norme CSA-S16 recommande. Comme pour les structures de 3 étages, les écarts entre les valeurs d'efforts des séismes LMA et ATK sont très petits.

5.4.2 Structure à Vancouver

5.4.2.1 Réponse des liens

La sur-résistance des liens est analysée dans un premier temps. Les valeurs pour les deux types de séismes sont répertoriées dans le graphique de la Figure 5-13.

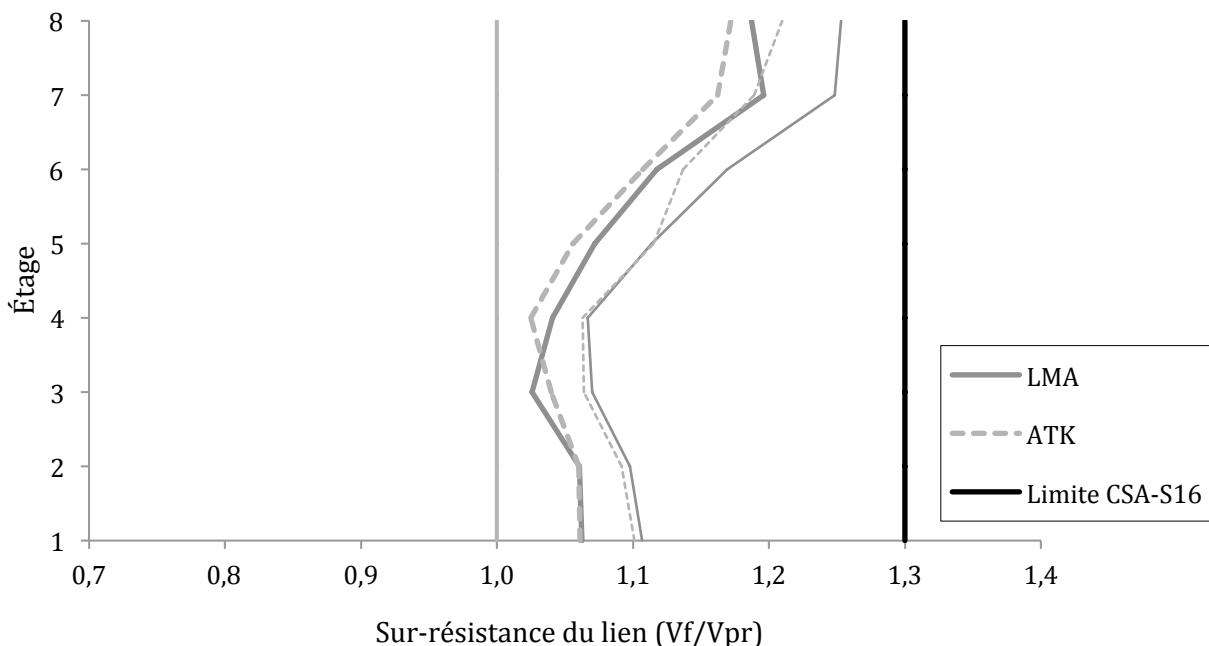


Figure 5-13 Vancouver 8 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et du 84e centile (traits fins) de la sur-résistance des liens

Toutes les valeurs de sur-résistance de lien sont supérieures à l'unité. Cela démontre que tous les liens ductiles de la structure plastifient pour les deux sortes de séismes. Toutefois les valeurs, moyennes et de 84^e centile, sont toutes inférieures à la valeur préconisée par le CSA-S16, de $1,30V_{pr}$. Les valeurs de sur-résistance maximales moyennes et de 84^e centile sont respectivement de $1,20V_{pr}$ et $1,25V_{pr}$ pour LMA, et $1,17V_{pr}$ et $1,21V_{pr}$ pour ATK. Ces valeurs maximales ont lieu au 7^{ème} étage pour les séismes LMA et au 8^{ème} étage pour les séismes ATK.

De plus, à l'allure des courbes, on remarque que pour les deux types de séismes, les liens présentant le moins de sur-résistance sont ceux des étages 3 et 4. On comptabilise, pour ces liens, des sur-résistances moyennes de $1,03V_{pr}$ au 3^{ème} étage et $1,04V_{pr}$ au 4^{ème} pour les séismes LMA et respectivement $1,04V_{pr}$ et $1,02V_{pr}$ pour les séismes ATK. Ces étages correspondent bien aux étages où les ratios $\frac{V_f}{V_r}$ sont les plus faibles, vus au Tableau 3-9. Les valeurs de 84^e centile sont les mêmes jusqu'au 5^{ème} étage, pour les séismes LMA et ATK, puis celles des LMA deviennent supérieures. Nous en déduisons que les liens des derniers étages plastifient plus sous les séismes calibrés par la méthode Least Moving Average.

Dans un second temps, les rotations inélastiques des liens sont observées. Les valeurs de ces dernières sont présentées à la Figure 5-14.

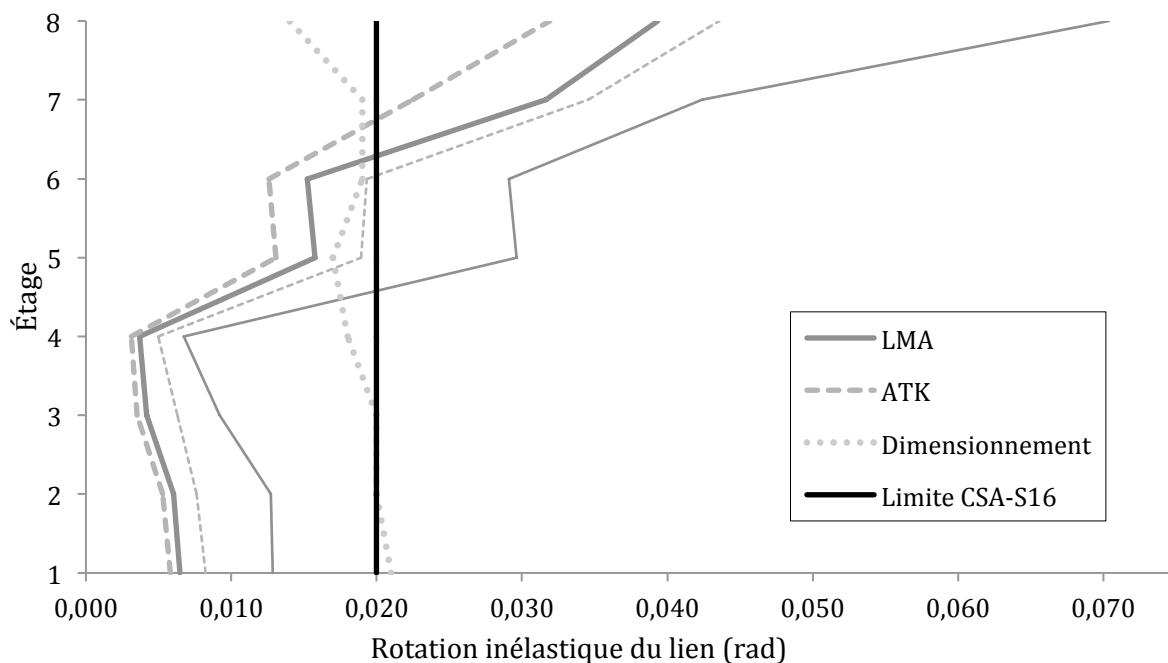


Figure 5-14 Vancouver 8 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84^e centile (traits fins) de la rotation inélastique des liens

Jusqu'à l'étage 4, les rotations inélastiques moyennes sont toutes inférieures à 0,01rad. Ensuite les rotations moyennes aux 5^{ème} étage, 0,016rad pour LMA et 0,013rad pour ATK, et aux 6^{ème} étage, 0,015rad pour LMA et 0,013rad pour ATK, se rapprochent de la valeur donnée par la

norme. Les valeurs moyennes des rotations inélastiques aux deux derniers étages dépassent la valeur de 0,02rad. En particulier, pour les séismes de la méthode LMA, ces valeurs sont nettement plus élevées avec des rotations atteignant 0,032 rad au 7^{ème} étage et 0,039rad au 8^{ème} étage. Cette seconde valeur est pratiquement le double de la valeur limite de la norme CSA-S16. De plus au niveau des valeurs de rotations au 84^e centile, elles sont supérieures à la valeur de limite de norme dès le 5^{ème} étage pour les séismes LMA. Ces séismes présentent même une valeur de 84^e centile de 0,07rad au 8^{ème} étage. Cela signifie que pour certains séismes, le lien au dernier étage plastifie avec une rotation inélastique maximale de plus de 0,07rad. Les rotations moyennes entre LMA et ATK diffèrent à partir du 5^{ème} étage avec un écart moyen de 25%. Les écarts au niveau du 84^e centile sont encore plus importants, avec par exemple des différences de 56% et 62% au 5^{ème} et 8^{ème} étage. Ce sont toujours les valeurs des séismes LMA qui sont plus élevées. Pour les six premiers étages, les rotations inélastiques sont plus faibles que celles obtenues lors du dimensionnement puis la tendance s'inverse pour les liens où les rotations dépassent la valeur de norme. Cela est compréhensible car les calculs de dimensionnement ont été établis pour que les rotations soient proches du 0,02rad recommandé. La valeur moyenne de rotation pour tous les étages est de 0,0185rad au dimensionnement.

Les valeurs de plage de rotations inélastiques entre la valeur minimale et maximale pour chaque lien de la structure de 8 étages à Vancouver sont exposées à la Figure 5-15. Pour cette structure, il existe quelques écarts conséquents entre la valeur négative maximale absolue et la valeur positive maximale pour les deux derniers étages. Des écarts proches de 90%, soit 0,09rad, ont été constatés entre la valeur minimale et maximale pour certains séismes.

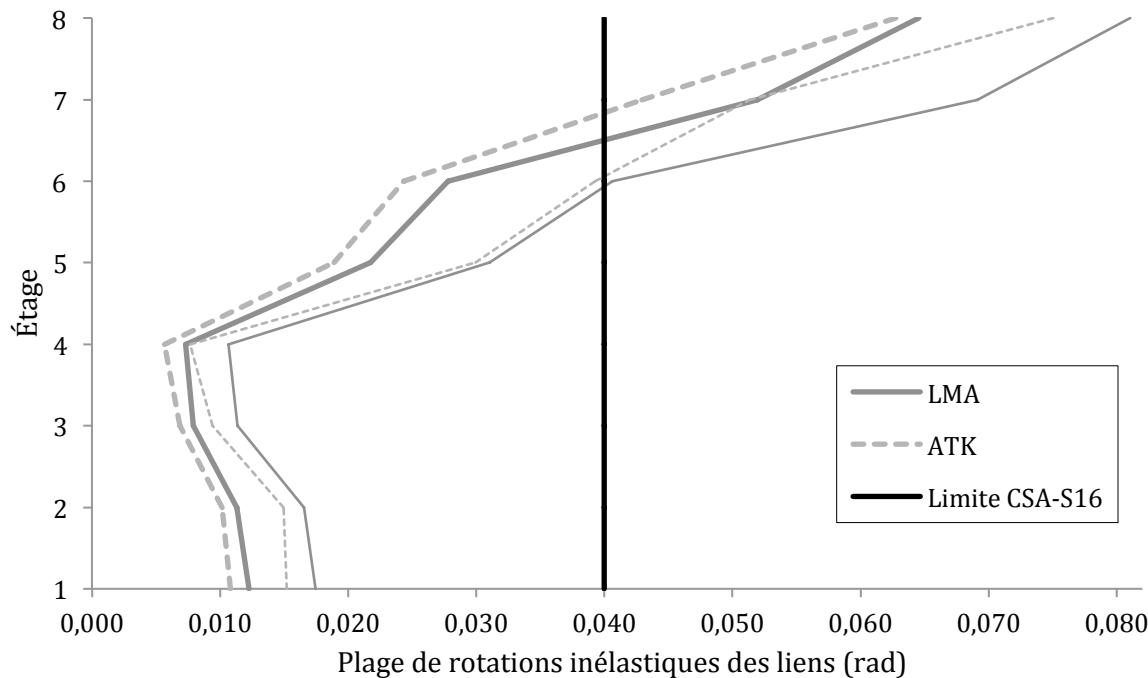
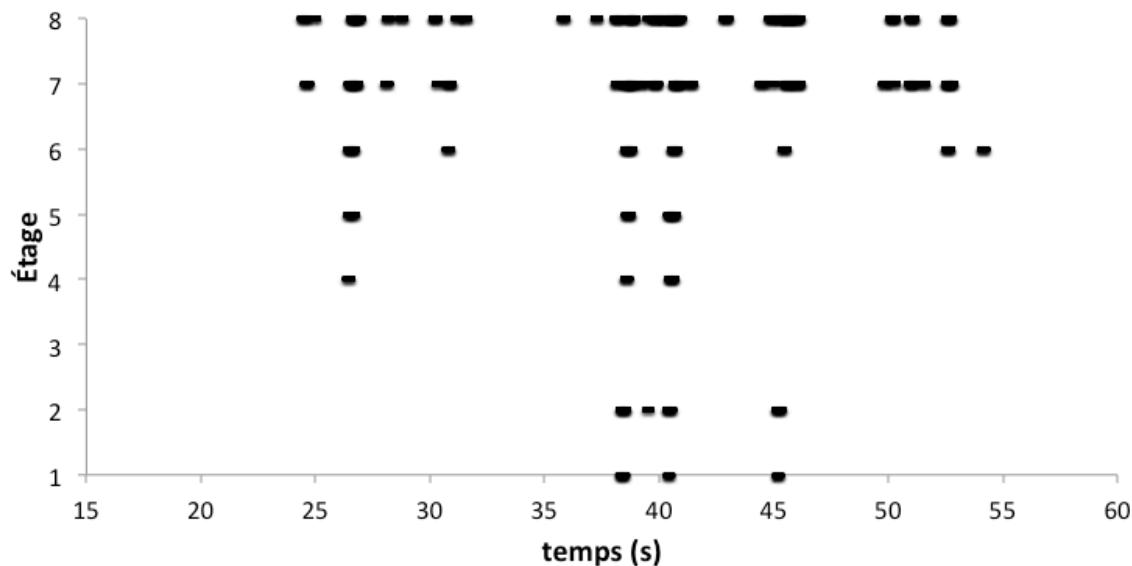


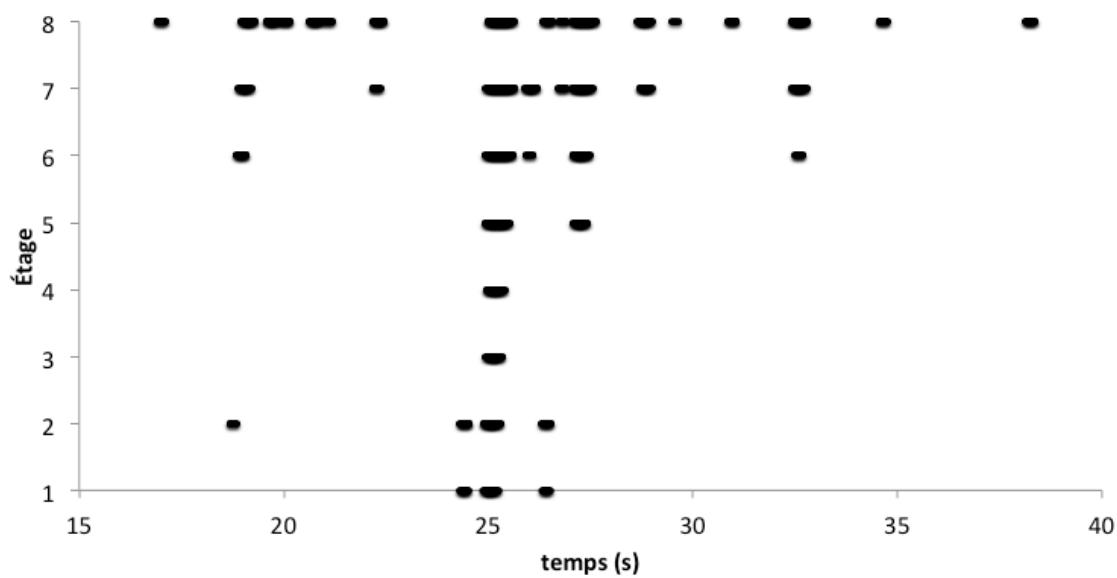
Figure 5-15 Vancouver 8 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) de la plage de rotations inélastiques entre la valeur minimale et celle maximale des liens

L'étude des plages de rotations, dans ce cas, a permis d'atténuer les écarts avec la norme pour les valeurs de 84^e centile. On constate, qu'à la différence des rotations inélastiques simples, les valeurs de rotations de 84^e centile des séismes LMA dépassent la valeur de norme qu'à partir du 7^{ème} étage, au lieu du 5^{ème} étage vu précédemment. De plus on remarque que les écarts entre les valeurs de plage de rotation des séismes LMA et ATK sont également réduits par rapport aux écarts rencontrés pour les rotations inélastiques.

Pour cette structure, des exemples de propagation de la plastification dans les liens ductiles à chaque étage, pour les séismes LMA dénommés « 1512_TCU078-E » et « 3451_TCU040-E » ainsi que les durées de plastification sont présentés respectivement à la Figure 5-16 et au Tableau 5-8. La structure de 8 étages à Vancouver soumise à au séisme « 1512_TCU078-E » est celle où l'on observe des valeurs de sur-résistance, à chaque étage, les plus proches des valeurs moyennes pour tous les séismes. Le séisme « 3451_TCU040-E » a été sélectionné car la structure, soumise à celui-ci, présente des valeurs de sur-résistance maximales plus élevées que les valeurs de 84^e centile pour tous les séismes.



(a)



(b)

Figure 5-16 Vancouver 8 étages : Fréquence et durée de la plastification des liens pour les séismes (a) 1512_TCU078-E, (b) 3451_TCU040-E

Tableau 5-8 Vancouver 8 étages : Durée de plastification des liens pour les séismes
1512_TCU078-E et 3451_TCU040-E

Étage	Durée de plastification (s) (séisme 1512_TCU078-E)	Plus longue plastification (s) (séisme 1512_TCU078-E)	Durée de plastification (s) (séisme 3451_TCU040-E)	Plus longue plastification (s) (séisme 3451_TCU040-E)
8	3,61	0,34	3,1	0,54
7	2,76	0,35	2	0,60
6	0,94	0,24	1,13	0,57
5	0,51	0,26	0,72	0,49
4	0,27	0,14	0,34	0,34
3	0	0	0,29	0,29
2	0,43	0,15	0,59	0,31
1	0,34	0,16	0,52	0,29
Total	8,86	1,64	8,69	3,43

On constate de part la Figure 5-16 que la plastification commence aux derniers étages puis celle-ci a lieu pratiquement à tous les étages et à une même plage de temps, entre 38s et 42s pour le séisme 1512_TCU078-E et 24s et 27s pour le séisme 3451_TCU040-E. À l'exception des trois derniers étages, la plastification n'est pas progressive mais plutôt ponctuelle. Malgré des valeurs de ratio $\frac{V_f}{V_r}$ faibles, lors du dimensionnement, aux étages trois, quatre et cinq, on y constate des incursions plastiques. Ceci dit, ces exemples, de propagation de plastification dans les liens ductiles, concernent des séismes dont la réponse de la structure est importante.

On remarque que la durée totale des plus longues plastifications pour tous les liens représente 18,5% de la durée totale de plastification des liens de la structure pour le premier

séisme cité et de 40% pour le second. Ces fréquences sont dues aux trois derniers étages, dont la plastification s'étale entre 23s et 55s pour le séisme 1512_TCU078-E et 17s à 38s pour le séisme 3451_TCU040-E. Le pourcentage de plus longue plastification étant plus élevé pour le second séisme, cela explique les valeurs de sur-résistance plus grandes. Concernant la durée totale de plastification, cet exemple de comparaison de deux séismes démontre que ça n'est pas obligatoirement la structure dont les liens vont plastifier avec les plus grandes sur-résistances qui va développer la plus grande durée de plastification totale.

La Figure 5-17 est un exemple de courbe représentant le moment fléchissant dans le lien en fonction de la rotation de ce dernier. Cette courbe est tirée des valeurs du lien au 8^{ème} étage de la structure soumise au séisme nommé « 83_PUD055 ». On peut alors observer l'effet de Bauschinger et les écrouissages cinématique et isotropique, présentés au Chapitre 4.

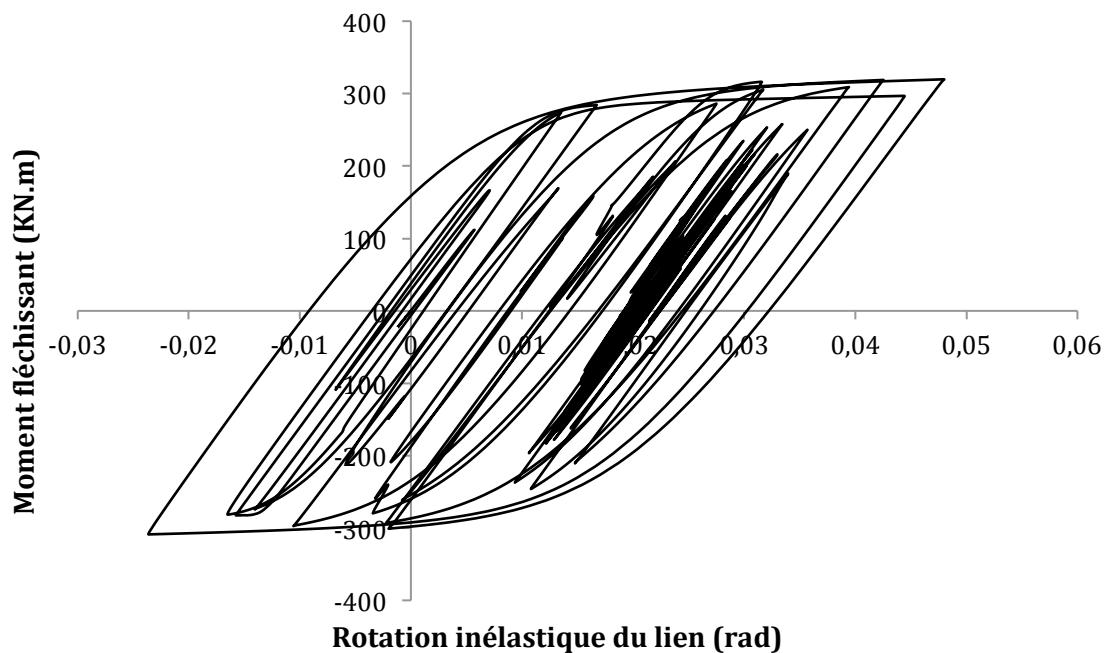


Figure 5-17 Vancouver 8 étages : Valeurs de moment fléchissant en fonction de la rotation du lien au 8^{ème} étage pour le séisme « 83_PUD055 »

5.4.2.2 Réponse globale de la structure

Pour la structure de 8 étages à Montréal, le cisaillement à la base moyen enregistré lors des analyses non linéaires est de 3220,99kN pour les séismes LMA et de 3218,18kN pour ATK. En divisant ces valeurs par R_ϕ , les valeurs moyennes deviennent 2902kN et 2899kN pour respectivement les séismes LMA et les séismes ATK. L'écart entre les deux types de séismes étalonnés est donc très faible. La valeur de cisaillement calculée à partir du CNBC 2010, lors du dimensionnement, est de 2716kN. Les valeurs obtenues et remaniées sont donc plus proches de la valeur obtenue avec code.

Les déplacements inter-étages répertoriés des analyses, pour tous les séismes, sont résumés dans la Figure 5-18.

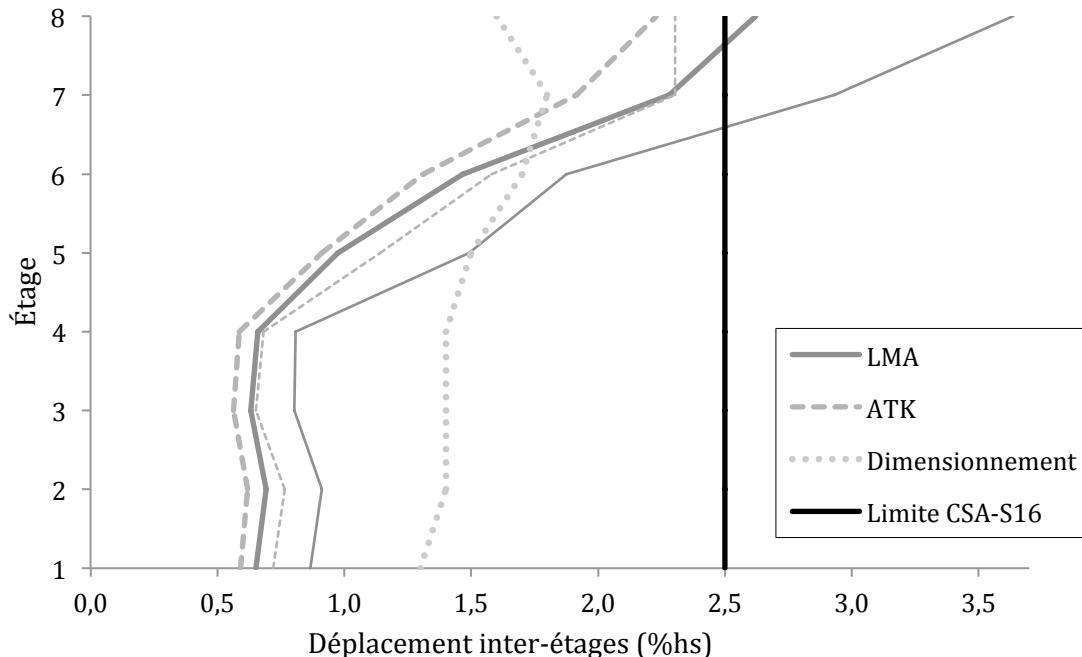


Figure 5-18 Vancouver 8 étages : Valeurs moyennes (traits gras) et de 84e centile (traits fins) du déplacement inter-étages

Les valeurs de déplacement inter-étages entre les séismes LMA et ATK sont assez différentes. La valeur moyenne maximale, se produisant au 8^{ème} étage, est de 2,23% h_s pour ATK tandis que celle des séismes LMA dépasse légèrement la valeur dictée par le code (2,5% h_s), avec 2,62% h_s . Les valeurs de 84^e centile des séismes ATK suivent de près les valeurs moyennes des

séismes LMA. Les déplacements inter-étages de 84^e centile sont donc bien plus élevés pour les séismes LMA. On enregistre même des valeurs aux derniers étages, des séismes LMA, dépassant nettement la valeur de $2,5\%h_s$, soit 2,93% h_s et 3,64% h_s pour respectivement les étages 7 et 8. Ce qui corrobore avec les valeurs de rotations inélastiques extrêmes obtenues aux derniers étages. Ce projet expose la relation entre les déplacements inter-étages et les rotations inélastiques ultérieurement. Concernant les autres étages, les déplacements sont pratiquement constants jusqu'au 4^{ème} étage, écart moyen de 5% entre les valeurs. Ce phénomène a été remarqué également au niveau des valeurs de sur-résistance et de rotation inélastique. Au-delà de cet étage, les valeurs de déplacement inter-étages récoltées des analyses augmentent rapidement, soit un écart de 75% entre la valeur moyenne au 8^{ème} étage et le 1^{er} pour les séismes LMA. Enfin, les valeurs moyennes de déplacement, jusqu'au 6^{ème} étage, sont plus faibles que celles calculées lors du dimensionnement. On constat une différence de 50% au niveau des quatre premiers étages. Les valeurs de dimensionnement, obtenues par analyse spectrale, présentent une valeur de déplacement inter-étages plus faible que celles aux 6^{ème} et 7^{ème} étage, ce qui n'est pas le cas pour les analyses non linéaires.

Le Tableau 5-9 répertorie la distribution du moment fléchissant du lien ductile au segment hors lien et à la diagonale pour la structure de 8 étages à Vancouver et selon les séismes des deux types de calibration.

Tableau 5-9 Vancouver 8 étages : Répartition moyenne du moment fléchissant (en %) entre la poutre hors lien et la diagonale

Étage	LMA		ATK		Dimensionnement	
	Poutre hors lien	Diagonale	Poutre hors lien	Diagonale	Poutre hors lien	Diagonale
8	66%	34%	67%	34%	70%	30%
7	58%	47%	59%	47%	60%	40%
6	58%	45%	59%	46%	59%	41%
5	51%	52%	53%	52%	57%	43%
4	50%	53%	52%	53%	55%	45%
3	50%	53%	53%	54%	55%	45%
2	48%	54%	50%	54%	55%	45%
1	58%	47%	60%	47%	56%	44%

La distribution du moment fléchissant dans la structure à Vancouver lors des analyses est telle que la poutre hors lien récupère plus de moment que la diagonale au premier étage et aux trois derniers étages et que la répartition aux autres étages est équitable. Au 8^{ème} étage, la part de moment fléchissant du segment de poutre hors lien est plus de 65%. On retrouve ce phénomène dans le calcul de répartition de moment lors du dimensionnement. La poutre hors lien au 8^{ème} étage prend 70% du moment transmis par le lien. Les étages 1,6 et 7 présentent la même répartition de moment. Par contre aux étages intermédiaires, le dimensionnement prévoit une distribution de moment fléchissant 55%-45% en faveur de la poutre hors lien. Alors que pour les analyses, on a une égalité de moment transmis à la poutre hors lien et à la diagonale. Les valeurs de distribution obtenue lors du dimensionnement sont en accord avec la remarque de Yigitsoy (2010), disant que, pour les liens longs, le segment de poutre hors lien récupère la plus grande partie du moment fléchissant transmis. Il faut toutefois remarquer que pour les cinq premiers

étages, l'écart entre le moment transmis à la poutre hors lien et celui à la diagonale est petit. Ces valeurs de distribution de moments fléchissant sont en accord avec les ratios $\frac{EI}{L}$ des membrures. Finalement, on constate la même répartition de moment entre les séismes LMA et ATK.

Les valeurs d'efforts dans les poteaux de la structure de 8 étages à Vancouver sont exposées au Tableau 5-10.

Tableau 5-10 Vancouver 8 étages : Efforts axiaux et moments moyens dans les poteaux

Étage	Effort axial (analyse) (kN)		Effort axial (dimensionnement) (kN)	$\frac{M_{max}}{ZF_y}$ (analyse)		$\frac{M}{ZF_y}$ (CSA-S16)
	LMA	ATK		LMA	ATK	
8	248,7	247,7	373	0,10	0,10	0,4
7	840,3	833,1	959	0,13	0,12	0,4
6	1731,6	1725,0	1606	0,28	0,26	0,2
5	2741,1	2704,1	2757	0,12	0,11	0,2
4	4059,7	3986,1	4327	0,22	0,20	0,2
3	5236,4	5241,9	6101	0,10	0,10	0,2
2	6849,5	6797,6	8102	0,20	0,21	0,2
1	8186,3	8149,6	9888	0,14	0,14	0,2

À l'exception du 6^{ème} étage, toutes les valeurs d'efforts axiaux moyens, pour tous les séismes, sont inférieures aux efforts de dimensionnement. L'écart d'efforts au 6^{ème} étage, de 7%, demeure correct. Pour tous les étages, les écarts entre valeurs d'analyse et de dimensionnement sont acceptables et sont en partie dus aux valeurs de sur-résistance enregistrées précédemment. Les premiers étages sont conçus avec un coefficient de sur-résistance de 1,15 et les deux derniers étages avec un coefficient de 1,3. Or les sur-résistances moyennes aux six premiers étages ne dépassent pas, pour les deux méthodes d'étalonnage de séisme, $1,12V_{pr}$ et avec une moyenne de $1,06V_{pr}$ sur tous ces étages. Pour les étages 7 et 8, la moyenne de sur-résistance est de $1,18V_{pr}$.

entre les séismes LMA et ATK. Les moments fléchissant récoltés lors des analyses sont du même ordre de grandeur que la valeur préconisée par la norme CSA-S16 et sont très proches des valeurs obtenues pour la structure de 8 étages à Montréal. Enfin, les valeurs d'efforts axiaux ainsi que les moments pour les séismes LMA et les séismes ATK sont relativement proches, avec de légères valeurs plus élevées pour les séismes LMA.

5.4.3 Résumé de la réponse observée pour les structures de 8 étages

Les résultats de la structure de 8 étages à Montréal et à Vancouver ont été répertoriés afin d'étudier le comportement du lien et des éléments hors lien. À partir de ces résultats, une comparaison est faite entre les résultats provenant des analyses avec des séismes calibrés selon la méthode Least Moving Average (LMA) et la méthode d'Atkinson (ATK).

L'étage dont les résultats sont les plus élevés pour Montréal et Vancouver est le premier étage.

À l'instar de la structure de 3 étages, la valeur de sur-résistance des liens préconisée par la norme, $1,3V_{pr}$, n'est jamais dépassée pour la structure de 8 étages à Montréal et Vancouver. Les rotations inélastiques moyennes des liens des étages sept et huit de la structure à Vancouver sont supérieures à la limite de 0,02rad alors que toutes les rotations sont inférieures à cette limite pour le bâtiment à Montréal. La valeur moyenne maximale, présente au 8^{ème} étage, est de 0,039rad pour le bâtiment à Vancouver. Comme pour la valeur maximale du bâtiment de 3 étage, cette valeur moyenne maximale est cohérente avec les valeurs obtenues par Okazaki (2004-2006) pour ces liens longs, soit 0,041rad et 0,037rad pour respectivement son lien numéro 3 et numéro 7. L'utilisation de la plage de rotations inélastiques entre valeurs minimales et maximales permet d'atténuer l'écart entre les valeurs maximales de rotation inélastique et la valeur limite autorisée. Pour Vancouver, les valeurs moyennes aux deux derniers étages demeurent supérieures à la limite, par contre pour Montréal, la représentation de cette plage de rotations inélastiques permet de constater que dans ce cas toutes les valeurs, moyennes et de 84^{ème} centiles, sont inférieures à 0,04rad. Les déplacements inter-étages de la structure de 8 étages à Montréal sont éloignés de la valeur limite préconisée, $2,5\%h_s$. En revanche, concernant la structure à Vancouver, les déplacements aux deux derniers étages sont proches voire supérieures à cette limite. Les déplacements sont donc assez conséquents au sommet de la structure de 8 étages à Vancouver.

En comparaison des résultats des analyses avec ceux du dimensionnement, chaque paramètre étudié propose un comportement différent. Les valeurs de cisaillement à la base, la distribution du moment fléchissant du lien au segment hors lien et à la diagonale, les efforts axiaux et moments dans les poteaux sont tous proches des valeurs obtenues lors de la conception pour Montréal et Vancouver. Semblable à la structure de 3 étages, les valeurs de rotation inélastique et de déplacement inter-étages des analyses non linéaires sont inférieures à celles du dimensionnement à l'exception des derniers étages, ceux correspondant aux liens qui plastifient le plus longtemps. À la fois pour Montréal et pour Vancouver, les valeurs de rotation inélastique, calculées au dimensionnement, sont très proches de la valeur limite de 0,02rad. Les structures de 8 étages ont été conçues pour accepter des déformations importantes et que celles-ci soient limitées à la valeur exigée par la norme.

Les résultats issus de la méthode d'étalonnage de séisme LMA et ceux de la méthode ATK sont différents selon les critères étudiés. Les valeurs moyennes à chaque paramètre sont assez proches pour les deux méthodes mais des écarts se creusent au niveau des valeurs de 84^{ème} centile, en particulier aux derniers étages. Les valeurs suivent toutefois la même tendance pour les deux méthodes et en général, à l'instar de la structure de 3 étages, les valeurs obtenues avec la méthode ATK sont plus élevées que celles recueillies avec la méthode LMA pour la structure de Montréal et on observe le comportement inverse pour la structure à Vancouver. Enfin, la méthode d'étalonnage du séisme n'a aucune conséquence sur la valeur de cisaillement à la base, sur les efforts axiaux et les moments dans les colonnes ainsi que dans la répartition du moment fléchissant. Les mêmes conclusions ont été tirées pour la structure de 3 étages.

5.5 Relation entre le déplacement inter-étages et la rotation inélastique des liens

Pour toutes les analyses sur OpenSees, le déplacement inter-étages maximal, Δ , donné en pourcentage de h_s , ainsi que la rotation inélastique des liens maximale, γ , ont été récupérés à tous les étages. Cette section présente la relation entre le déplacement inter-étages et la rotation inélastique des liens. Celle-ci est exposée selon les bâtiments de différents étages et selon les méthodes d'étalement des accélérogrammes. De plus, les valeurs de première plastification de chaque lien ont été comparées à la valeur de première plastification de la relation entre Δ et γ .

5.5.1 Relation entre Δ et γ pour le bâtiment de 3 étages

Les Figure 5-19 et 5-20 montrent le comportement du déplacement inter-étages en fonction de la rotation inélastique de tous liens, pour les bâtiments de 3 étages à Montréal et Vancouver, avec respectivement la méthode LMA et la méthode ATK.

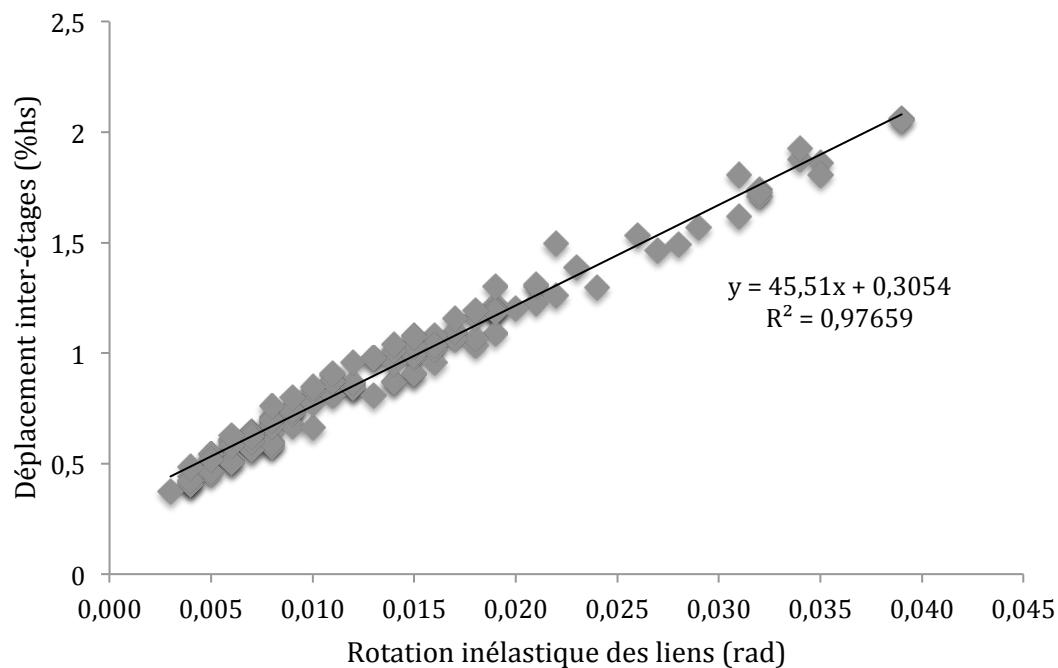


Figure 5-19 Montréal et Vancouver 3 étages : relation entre la déplacement inter-étages et la rotation inélastique des liens pour la méthode de calibration LMA

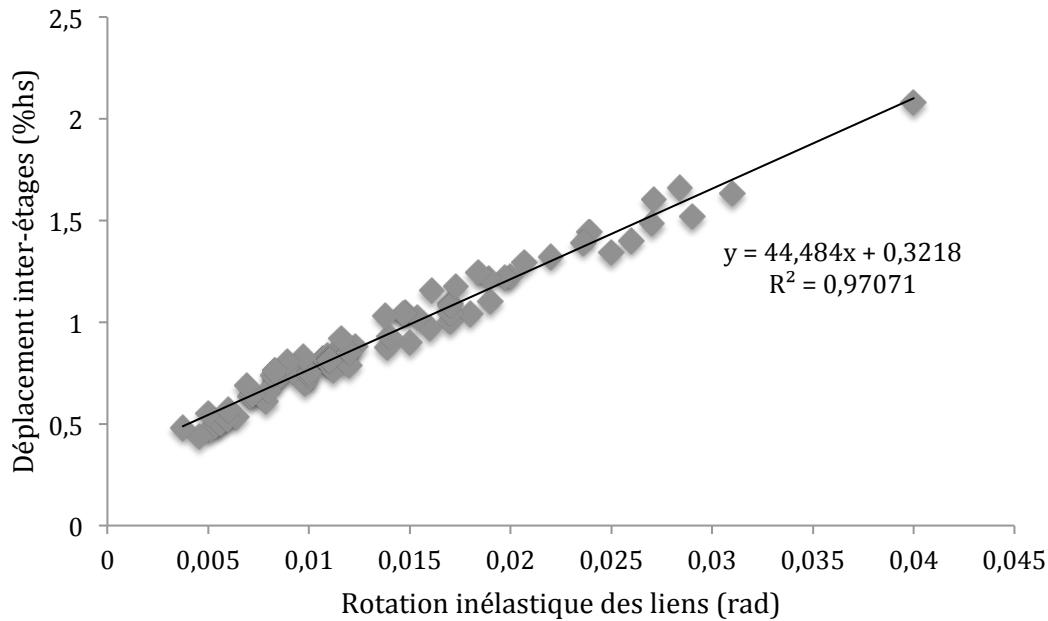


Figure 5-20 Montréal et Vancouver 3 étages : relation entre la déplacement inter-étages et la rotation inélastique des liens pour la méthode de calibration ATK

Pour les deux méthodes de calibration, LMA et ATK, la relation entre le déplacement inter-étages et la rotation inélastique des liens est une droite dont le facteur de corrélation est très satisfaisant. Les équations de droite obtenues pour LMA et ATK sont respectivement :

$$\Delta/h_s = 0,455\gamma + 0,0031 \quad (5.2)$$

$$\Delta/h_s = 0,445\gamma + 0,0032 \quad (5.3)$$

5.5.2 Relation entre Δ et γ pour le bâtiment de 8 étages

Les Figures 5-21 et 5-22 présentent le comportement du déplacement inter-étages en fonction de la rotation inélastique de tous liens, pour les bâtiments de 8 étages à Montréal et Vancouver, avec respectivement la méthode LMA et la méthode ATK.

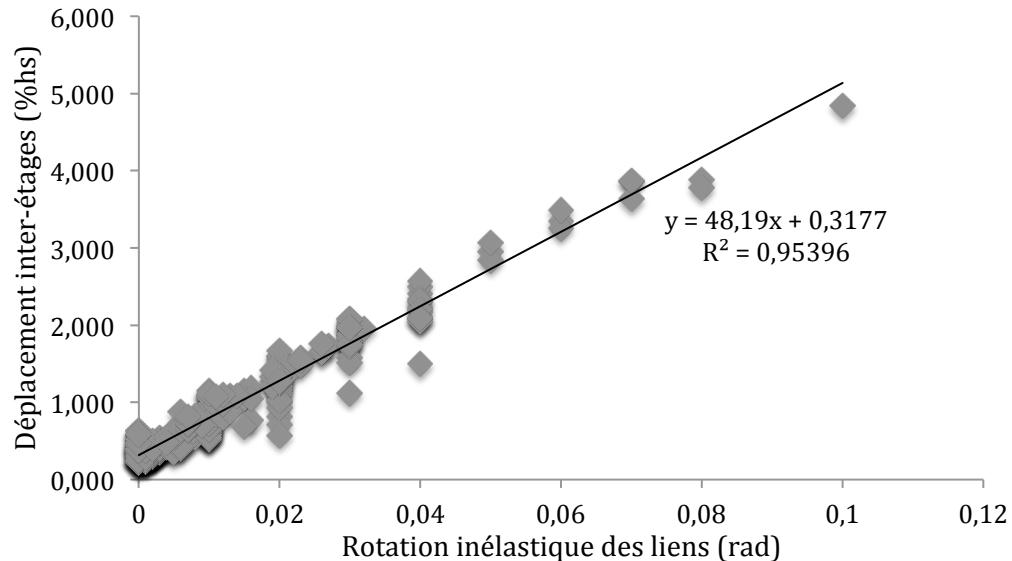


Figure 5-21 Montréal et Vancouver 8 étages : relation entre la déplacement inter-étages et la rotation inélastique des liens pour la méthode de calibration LMA

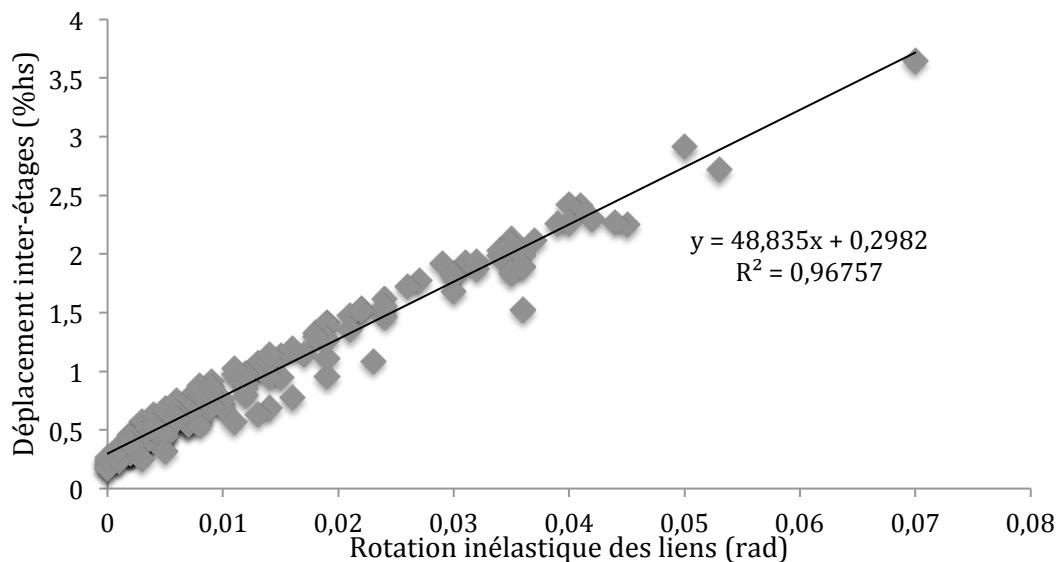


Figure 5-22 Montréal et Vancouver 8 étages : relation entre la déplacement inter-étages et la rotation inélastique des liens pour la méthode de calibration ATK

À l'instar des bâtiments de 3 étages, pour 8 étages, le comportement entre le déplacement inter-étages et la rotation inélastique est linéaire. Les équations de droite pour les séismes LMA et ATK, pour tous les étages, sont respectivement :

$$\Delta/h_s = 0,482\gamma + 0,0032 \quad (5.4)$$

$$\Delta/h_s = 0,488\gamma + 0,0030 \quad (5.5)$$

5.5.3 Relation entre Δ et γ

Comme vu précédemment, une très forte corrélation existe entre le déplacement inter-étages et la rotation inélastique. Cela est observé indépendamment de la localisation de la structure. Les relations obtenues sont dictées par la géométrie, ces corrélations étaient donc attendus. Des équations tirées des différentes méthodes d'étalonnage de séisme, il est possible de résumer la relation entre les deux paramètres, pour respectivement les bâtiments de 3 étages et 8 étages, par :

$$\Delta/h_s = 0,45\gamma + 0,0031 \quad (5.6)$$

$$\Delta/h_s = 0,48\gamma + 0,0031 \quad (5.7)$$

À cela, une seule équation peut être mise en exergue, indépendamment du nombre d'étages, de la localisation et du type d'étalonnage du séisme :

$$\Delta/h_s = 0,465\gamma + 0,0031 \quad (5.8)$$

La valeur de 0,31% correspond au déplacement inter-étages à la première plastification. Ce dernier est décrit à la section 5.5.4. De plus, il est à noter que le rapport $1,5(e/L) = 0,469$, ce qui représente une différence de 0,85% avec le coefficient 0,465. L'équation obtenue peut alors être réécrite de la façon suivante :

$$\Delta/h_s = 1,5(e/L)\gamma + 0,0031 \quad (5.9)$$

Aucune explication, pour le moment, n'a été trouvée concernant la valeur du coefficient 1,5, représentant un écart de 33% avec un ratio $1,0(e/L)$. Des études pourront être menées afin

d'éclaircir cette observation. Cette forte corrélation confirme toutefois le mécanisme de déformation élasto-plastique utilisé dans le dimensionnement des CCE. Pour les liens courts, Rozon (2008, 2012) a obtenu la relation suivante:

$$\frac{\Delta}{h_s} = 0,0842\gamma + 0,0026 \quad (5.10)$$

Le coefficient directeur de l'équation de Rozon représente un écart de seulement 11% avec un ratio $1,0(e/L)$. En revanche, les équations sont du même ordre de grandeur.

De l'équation 5.9, il est possible de déterminer la relation permettant d'obtenir la rotation inélastique des liens en fonction du déplacement inter-étages :

$$\gamma = \frac{\frac{\Delta}{h_s} - 0,0031}{1,5(e/L)} \geq 0,00 \text{ rad} \quad (5.11)$$

La Figure 5-23 illustre l'écart entre les valeurs des rotations inélastiques des liens obtenues par cette formule et celles tirées des analyses non linéaires, pour tous types de bâtiment et séisme. Il est fort à constater que l'écart y est très faible.

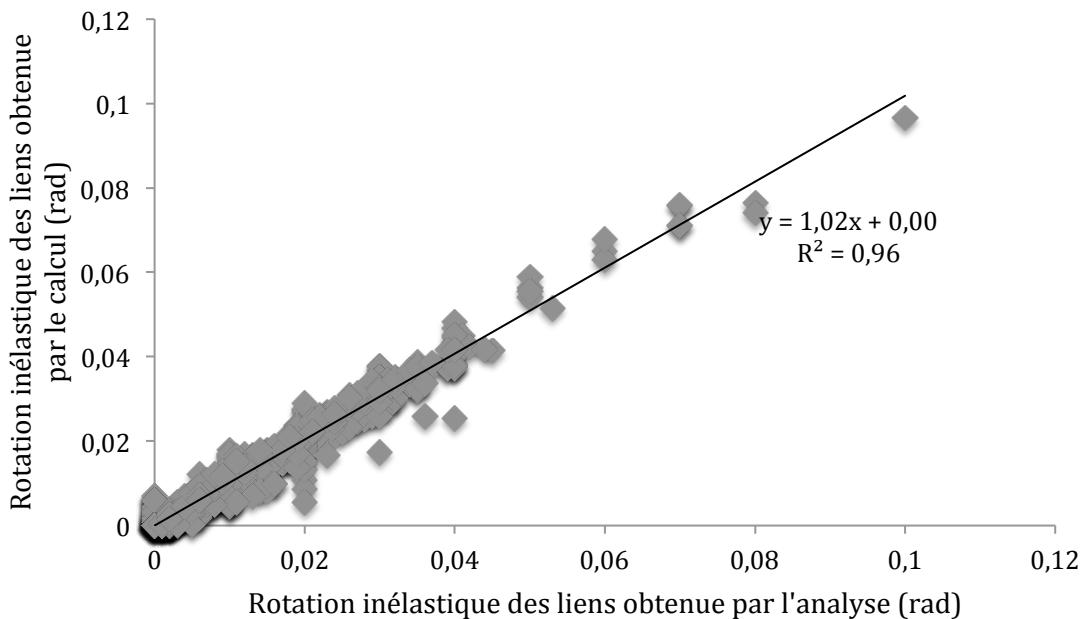


Figure 5-23 relation entre la rotation inélastique des liens obtenue par le calcul et la rotation inélastique des liens soutirée de l'analyse non linéaire.

5.5.4 Première plastification

Le Tableau 5-11 présente les valeurs de déplacement inter-étages recueillies à la première plastification, pour chaque lien de chaque étage du bâtiment de 8 étages à Vancouver selon les deux méthodes d'étalonnage de séisme.

Tableau 5-11 Vancouver 8 étages : Déplacement inter-étages à la première plastification de chaque étage

Étage	Déplacement inter-étages à la première plastification (% h_s)	
	LMA	ATK
8	0,81	0,84
7	0,69	0,69
6	0,64	0,64
5	0,55	0,58
4	0,48	0,48
3	0,44	0,43
2	0,39	0,39
1	0,36	0,36

Du Tableau 5-11, nous constatons que le déplacement inter-étages à la première plastification est moindre au premier étage et augmente progressivement à chaque étage. Ce phénomène peut s'expliquer par l'élasticité des poteaux qui engendre une déflexion globale, composante de flexion, des bâtiments de moyenne et forte hauteur. Cette déformation provoque alors des déplacements inter-étages de plus en plus important lorsqu'on progresse vers le sommet du bâtiment. Ce phénomène est exposé à la Figure 5-24. Dans le cadre de ce projet, des analyses non linéaires de la structure de 8 étages, à Vancouver, avec des poteaux axialement rigides ont été menées afin de conclure sur ce comportement. Il a alors été constaté un déplacement inter-étages, à la première plastification de chaque lien, uniforme à chaque étage, d'une valeur moyenne de $0,36\%h_s$. Cette valeur de déplacement inter-étages est égale à celle obtenue au

premier étage lors de la plastification du premier lien, exposée au Tableau 5-11. Les valeurs différentes à chaque étage, présentées au Tableau 5-11, étaient donc bien dues à la composante de flexion de la déformation de la structure. La valeur de $0,36\%h_s$ est également très proche du déplacement inter-étages de la première plastification pour tous les liens soutiré de la relation 5.9 entre Δ et γ vue à la section 5.5.3, soit $0,31\%h_s$. Enfin, ces valeurs de première plastification obtenues dans ce projet, $0,31\%h_s$ et $0,36\%h_s$, sont comparables à celles de Chao et Goel (2005), soit 0,375% et 0,5% pour des analyses de « pushover » sur des CCE à liens courts respectivement de 3 et 10 étages, de Rozon (2008), soit 0,26% pour des analyses non linéaires sur des CCE de 3 et 8 étages, ou encore de Koboovic et David (2010), soit 0,33% pour des analyses non linéaires sur des CCE de 14, 20 et 25 étages.

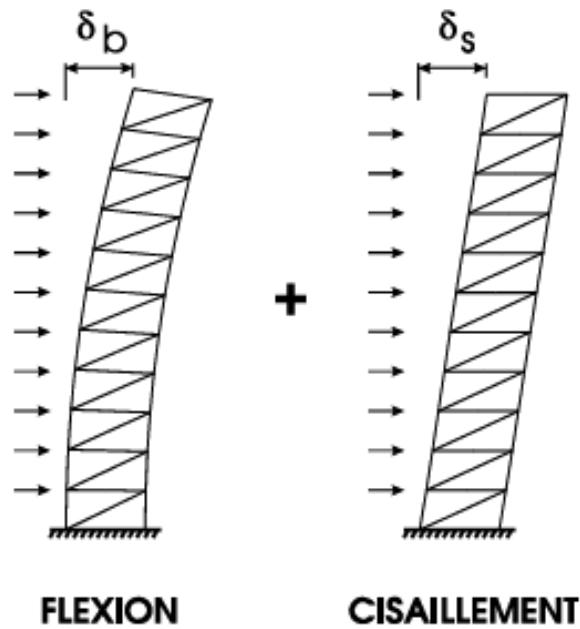


Figure 5-24 Déflexion globale caractéristique de la composante de flexion et de cisaillement
(Tremblay, 2011)

5.6 Étude détaillée du comportement des membrures hors lien de la structure de 8 étages à Vancouver

5.6.1 Incursions plastiques dans les éléments hors lien

En utilisant les équations d'interaction pour les membrures en compression/flexion vues au chapitre 2.2.3 concernant la norme CSA-S16-09, ce projet a recensé les incursions plastiques dans les éléments hors lien. La structure de huit étages à Vancouver est celle qui a présenté la réponse la plus sévère pour chaque paramètre observé, on a alors étudié plus en détails le comportement global de cette structure. Le Tableau 5-12 résume ces incursions, en durée totale de plastification, à tous les étages de la structure pour tous les séismes à Vancouver calibrés avec la méthode LMA.

Tableau 5-12 Vancouver 8 étages : Incursions plastiques dans les éléments hors lien des séismes LMA

	Poutre hors lien	Diagonale	Poteau
Durée totale de plastification (en s)	1,13	0,9	0,0

Il est à noter que ces incursions plastiques ont eu lieu que pour certains accélérogrammes et que les étages qui ont été concernés par de la plastification sont le premier, septième et huitième. On constate qu'il y a eu des incursions plastiques dans les segments hors lien et les diagonales, avec une présence plus élevée au niveau des poutres hors lien. La plastification des poutres hors lien avait été anticipée lors du dimensionnement. Toutefois le temps de plastification totale dans les membrures hors lien reste très minime. Lorsque les équations d'interaction n'ont pas dépassé l'unité, elles ont souvent donné des valeurs comprises entre 0,9 et 0,95, ce qui démontre que le dimensionnement des membrures hors lien a été optimisé au maximum. De plus la répartition moyenne du moment fléchissant lors des incursions plastiques est de 67% de moment transmis pour les poutres hors lien et de 53% de moment transmis pour les diagonales. Ces valeurs de distribution moyenne sont un peu plus élevées que celles enregistrées pour les étages 1, 7 et 8, répertoriées dans le Tableau 5-9.

La Figure 5-25 présente un exemple de propagation de la plastification dans les liens, dans les poutres hors lien et dans les diagonales, à chaque étage, pour le séisme LMA dénommé « 1304_HWA059-N ». La structure de 8 étages à Vancouver testée avec ce séisme a été choisie car elle fait partie des structures qui présentent le plus de plastification hors lien. Contrairement à la plastification des liens des structures exposées à la Figure 5-16, les liens à chaque étage de cette structure présentent une première plastification au même instant t , proche de 37s. En revanche, les incursions plastiques n'ont lieu que principalement aux trois derniers étages. Dans cet exemple, seule la poutre hors lien au huitième étage plastifie. Cette plastification intervient à partir de 40,67s, au moment où les liens du huitième et septième étages plastifient fortement, sur-résistance égale à $1,25V_{pr}$. La seconde plage de plastification de la poutre hors lien a lieu au bout de 45s, soit lorsque la sur-résistance des liens du huitième et septième étages est de $1,3V_{pr}$. L'équation d'interaction concernant la section de la diagonale dépasse la valeur de l'unité à quelques instants t , ce qui nous permet d'en déduire que de faibles incursions plastiques se produisent. La diagonale suit le même comportement que la poutre hors lien avec une première plastification au 7^{ème} étage au bout de 40,68s, soit juste après la première plastification du segment hors lien. Ensuite, la seconde plage de plastification intervient à 42,27s. À ce temps t , la sur-résistance des liens du huitième et septième étages est de $1,27V_{pr}$. La troisième plage de plastification de la diagonale a lieu à 45,1s, soit juste après la seconde plage de plastification de la poutre hors lien. L'effort axial maximum dans le poteau au premier étage est de 8093,19kN, soit de 4716,19kN sans la charge gravitaire, et se produit à 37,37s. À cet instant, les liens des étages deux à six connaissent une plage de plastification. À 40s, l'effort axial dans le poteau du premier étage est de 7790kN. Enfin, la Figure 5-25 confirme que peu de plastification a lieu dans les éléments hors lien.

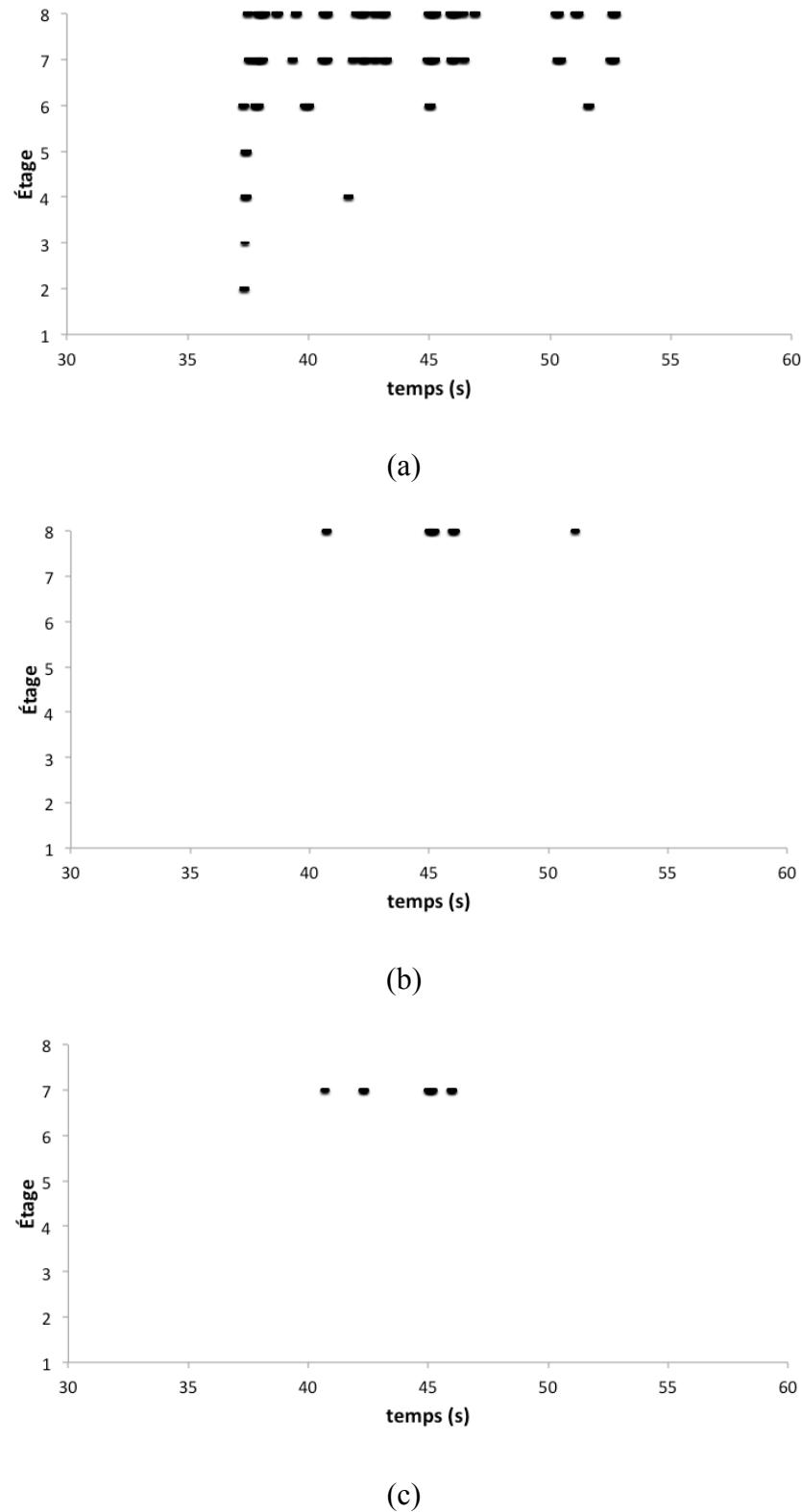


Figure 5-25 Vancouver 8 étages : Fréquence et durée de la plastification pour le séisme 1304_HWA059-N des (a) liens, (b) poutres hors lien et (c) diagonales

5.6.2 Capacité de rotation inélastique

Le comportement des éléments hors lien a été étudié utilisant les formules de Kemp (1996), d'Okazaki et al. (2006) et de Tremblay et al. (2003), présentées à la section 2.1.2.3. Celles-ci permettent d'obtenir la capacité de rotation inélastique de la poutre hors lien et de la diagonale à chaque étage de la structure. Ces valeurs de rotations inélastiques sont comparées à celles obtenues lors des analyses non linéaires.

5.6.2.1 Capacité de rotation inélastique des poutres hors lien

À partir des formules de Kemp, 2.11 et 2.13, présentées à la section 2.1.2.3, la capacité de rotation, R , des segments de poutre hors lien a été calculé de deux façons différentes. De plus, la rotation élastique, θ_e , de ces segments a été élaborée en considérant des poutres en porte-à-faux, de même dimension que les poutres hors lien, soumises à une force ponctuelle à leur extrémité libre. Cette force est déterminée afin de permettre un moment de valeur M_p à l'extrémité encastrée de la poutre en porte-à-faux. La valeur de θ_e est alors égale à la flèche, engendrée par la force ponctuelle, divisée par la longueur de la poutre hors lien, soit 2,75m dans ce projet. D'après la formule de Kemp, 2.11, en multipliant la capacité de rotation par la rotation élastique, on obtient la rotation inélastique disponible, θ_p , du segment de poutre hors lien à chaque étage. En utilisant la formule 2.14 d'Okazaki et al., on obtient une rotation totale à laquelle on peut soustraire θ_e afin de parvenir à une valeur de rotation inélastique disponible. Le Tableau 5-13 résume les valeurs de chacun de ces paramètres pour le bâtiment de 8 étages à Vancouver. Les valeurs de capacité de rotation et de rotations inélastiques ont été calculées, selon Kemp (1996) et Okazaki et al. (2006), en prenant en compte la compression dans les poutres hors lien.

Tableau 5-13 Vancouver 8 étages : Capacité de rotation et rotation inélastique de la poutre hors lien

Étage	R (selon Kemp)	θ_e (rad)	θ_p (selon Kemp) (rad)	θ_p (selon Okazaki et al.) (rad)
8	2,49	0,0126	0,0314	0,0119
7	3,36	0,0098	0,0327	0,0188
6	3,05	0,0087	0,0264	0,0278
5	3,21	0,0075	0,0240	0,0227
4	2,72	0,0066	0,018	0,0115
3	3,37	0,0066	0,0222	0,0171
2	3,37	0,0066	0,0222	0,0171
1	3,71	0,0058	0,0217	0,0157

On peut constater que les rotations inélastiques obtenues selon Kemp (1996) et selon Okazaki et al. (2006) ne sont pas identiques. Les valeurs selon Okazaki et al. sont plus faibles et l'écart, avec celles de Kemp, est plus important aux deux derniers étages. Ces différences s'expliquent par le fait que l'équation d'Okazaki et al. a été déterminée par sollicitation cyclique sévère à la différence d'une sollicitation monotone dans le cadre des travaux de Kemp. Dans ce projet, les sollicitations sismiques se rapprochent plus de sollicitations cycliques. Nous pouvons également remarquer que les valeurs de rotation inélastique obtenues avec l'équation de Kemp sont supérieures à celle permise dans les liens ductiles d'après la norme CSA-S16-09, soit 0,02rad. Cela signifierai qu'en utilisant la formule de Kemp, on accepte plus de rotation plastique dans le segment hors lien que dans le lien. La formule d'Okazaki et al. peut être considérée comme plus représentative dans le cadre de ces travaux de recherche.

Les valeurs de rotations inélastiques ont été récoltées pour la poutre hors lien de chaque étage lors des analyses non linéaires. Pour chaque séisme, ces valeurs ont été divisées par les rotations inélastiques disponibles calculées par les équations de Kemp et d'Okazaki et al., répertoriées dans le Tableau 5-13. Le Tableau 5-14 présente les valeurs moyennes de ce rapport pour chaque étage et selon les méthodes d'étalonnage de séisme, LMA et ATK.

Tableau 5-14 Vancouver 8 étages : Rotation inélastique disponible utilisée pour la poutre hors lien

Étage	Rotation inélastique disponible utilisée pour la poutre hors lien			
	Selon Kemp		Selon Okazaki et al.	
	LMA	ATK	LMA	ATK
8	43%	30%	111%	78%
7	39%	26%	67%	46%
6	21%	16%	20%	15%
5	10%	8%	10%	9%
4	2%	0%	4%	0%
3	2%	0%	2%	0%
2	4%	1%	6%	2%
1	5%	2%	7%	3%

Il est fort à constater que, pour les cinq premiers étages, la rotation inélastique disponible n'est que très peu engagée. Les rotations y sont donc principalement élastiques. Pour le 6^{ème} étage, dépendamment de la formule utilisée, les rotations atteignent, en moyenne, plus de 15% de leur rotation inélastique disponible. Pour les deux derniers étages, auxquels les liens plastifient le plus, la rotation inélastique disponible utilisée est plus élevée. Selon la formule de Kemp, les rotations inélastiques, à ces deux étages, varient entre 26% et 43% des rotations inélastiques disponibles, selon la méthode d'étalonnage de séisme. Par contre, en utilisant l'équation d'Okazaki et al., on atteint des valeurs de rotations inélastiques plus élevées, dépassant même 100% de la valeur disponible au 8^{ème} étage avec la méthode LMA, soit 111%. Comme on l'a remarqué précédemment, la formule d'Okazaki et al. a été obtenue par sollicitation cyclique sévère ce qui a engendré des valeurs de rotation inélastique disponible plus faible. La rotation inélastique de la poutre hors lien au dernier étage est donc excessive. De plus, on peut remarquer que la méthode de calibration de séisme a provoqué des valeurs de rotations inélastiques des poutres hors lien différentes. Les valeurs sont plus élevées, aux derniers étages, avec la méthode

LMA que celles répertoriées avec ATK, différence allant jusqu'à 30%. La méthode de calibration avait eu également un effet sur la rotation inélastique des liens ductiles.

Les poutres hors lien ont été conçues pour accepter la plastification donc la présence de rotations inélastiques dans ces segments est correcte. Enfin, nous constatons que les rotations inélastiques des poutres hors lien sont plus importantes aux derniers étages et qu'aucune valeur de rotation n'excède la rotation autorisée calculée par la formule de Kemp (1996). Cependant cette conclusion n'est pas exactement valable pour les valeurs tirées de la relation d'Okazaki et al. (2006). La rotation inélastique de la poutre hors lien au 8^{ème} étage, avec la méthode Least Moving Average, est plus élevée que la rotation disponible. À cet étage, le déplacement inter-étage est supérieur à la valeur recommandée par le CNBC 2010. Cette rotation pourrait causer préjudice à la structure.

5.6.2.2 Rotation inélastique des diagonales

En utilisant la formule 2.15, extraite des recherches de Tremblay et al. (2003), il a été possible de déterminer la rotation plastique d'une diagonale provoquant sa rupture, θ_f . De plus, comme il a été précisé à la section 2.1.2.3, la déformée axiale maximale, lorsque la rotation provoque la rupture de la diagonale, δ_c , peut être obtenue. Le Tableau 5-15 présente ces valeurs de rotation ainsi que de déformée axiale pour le bâtiment de 8 étages à Vancouver.

Tableau 5-15 Vancouver 8 étages : Rotation plastique θ_f et déformée axiale maximale δ_c d'une diagonale provoquant sa rupture

Étage	KL/r	θ_f (rad)	δ_c (mm)
8	68,6	0,189	63,76
7	73	0,189	63,77
6	57,4	0,169	51,11
5	76,1	0,195	68,02
4	48,2	0,155	42,72
3	47,7	0,158	44,59
2	47,7	0,158	44,59
1	50,8	0,169	55,46

On peut remarquer que les valeurs de rotation plastique engendrant la rupture de la diagonale sont très élevées, avec une valeur minimale de 0,155rad et maximale de 0,195rad. Les déformées axiales varient entre 42,72mm et 68,02mm.

Les valeurs de rotation plastiques des diagonales ont été récupérées lors des analyses non linéaires pour la structure de 8 étages à Vancouver. Des valeurs maximales de 0,026rad et 0,024rad ont été notées aux étages respectivement sept et huit. Ces valeurs sont nettement inférieures aux valeurs de rotation engendrant la rupture de la diagonale.

Enfin, ces valeurs de rotations plastiques de diagonales, θ_f , calculées d'après la formule de Tremblay et al., sont avant tout applicable à des diagonales qui subissent plusieurs cycles de flambement et plastification et pour des diagonales avec connexions rotulées aux deux extrémités. Or, dans ce projet, des connexions rigides sont employées et comme il a été vu à la section 5.6.1, les valeurs des équations d'interaction sont prédominantes pour la vérification de la résistance de la section et ne dépassent que très rarement l'unité. Cela signifie que la capacité de la diagonale n'est pas excédée. Nous pouvons alors considérer qu'aucune diagonale n'est vouée à rompre lors de la présence d'un séisme.

5.6.3 Probabilité de plastification des diagonales

En utilisant la formule 2.18, il est possible de calculer la probabilité de plastification de la diagonale et du poteau avant la rupture du lien ductile. Les valeurs de probabilité, moyennes et de 84^{ème} centile, sont exposées au Tableau 5-17 pour les diagonales de la structure de 8 étages à Vancouver soumise à des séismes calibrés selon la méthode LMA.

Tableau 5-16 Vancouver 8 étages : Probabilité de plastification de la diagonale avant la rupture du lien ductile

Étage	Probabilité de plastification de la diagonale et du poteau	
	Moyenne	84 ^{ème} centile
8	1,7%	2,8%
7	1,9%	2,5%
6	0,9%	1,9%
5	0,4%	0,6%
4	0,2%	0,4%
3	0,2%	0,4%
2	0,3%	0,8%
1	0,2%	0,6%

Le Tableau 5-17 démontre que les probabilités de plastification de la diagonale sont plus élevées aux 3 derniers étages et au deux premiers. C'est la même tendance que ce qui a été vu tout au long des résultats concernant la structure de 8 étages à Vancouver, cela correspond aux étages dont les liens plastifient le plus. Ces étages sont ceux où on a remarqué des incursions plastiques dans les membrures hors lien. On répertorie des probabilités de 84^{ème} centile de 2,8% et 2,5% aux étages respectivement 8 et 7, elles correspondent aux probabilités les plus élevées. Toutefois, ces valeurs de probabilité sont assez faibles. Cela démontre que la possibilité de voir les diagonales plastifiaient reste minime. Cette conclusion est en accord avec les faibles durées de plastification totale des diagonales présentées au Tableau 5-12. De plus, comme le démontre Rossi et Lombardo (2007), le choix de la sur-résistance du lien ductile a un effet direct sur la plastification des éléments hors lien. En accord avec les valeurs de la Figure 5-17, les étages dont la probabilité de plastification de la diagonale est la plus élevée correspondent aux étages où la sur-résistance du lien est la plus grande. La formule 2.18 peut être également utilisée pour calculer la probabilité de plastification du poteau avant la rupture du lien ductile.

5.7 Résumé

Une étude des résultats, soutirés par OpenSees, des structures de 3 et 8 étages à Montréal et Vancouver a été présentée dans ce chapitre. Ces résultats ont été comparés aux valeurs calculées lors du dimensionnement, aux normes du CNBC 2010 et du CSA-S16-09 et selon la méthode de calibration de séisme utilisée. Des conclusions ont alors été tirées sur le comportement du lien ductile et sur celui global de la structure.

Premièrement, une remarque générale peut être soulignée. Les structures à Vancouver ont montrées plus de plastification que celles situées à Montréal. Seuls les paramètres de réponse étudiés pour les structures à Vancouver ont présentés des valeurs dépassant les limites spécifiées par les normes de dimensionnement. À l'instar de David (2010), les structures à Montréal n'ont pas atteint le niveau prévu de déformations sismiques.

Pour toutes les structures, aucune valeur de sur-résistance n'a dépassée la valeur limite des normes, $1,3V_{pr}$. Ce facteur est donc peut être surévalué pour un CCE à lien long. Une valeur de $1,15V_{pr}$ est plus appropriée pour ce type de liens. Les rotations inélastiques moyennes n'excèdent la valeur de 0,02rad qu'aux deux derniers étages de la structure de 8 étages à Vancouver. Ce dépassement est semblable à celui observé lors des expérimentations d'Okazaki. En considérant la plage de rotations inélastiques entre valeurs minimales et maximales, une meilleure appréciation de l'écart entre les valeurs maximales de rotation inélastique et la valeur limite autorisée est constatée. À l'exception du dernier étage de la structure de 8 étages à Vancouver, tous les déplacements inter-étages sont très inférieurs à la limite spécifiée par le CNBC 2010, $2,5\%h_s$.

En général, les paramètres étudiés lors des analyses présentent des valeurs plus faibles que celles calculées lors du dimensionnement, à l'exception des valeurs aux étages où les liens ductiles plastifient le plus longtemps. Ces écarts sont souvent liés au fait que les valeurs de sur-résistance observées lors des analyses inélastiques sont toujours inférieures à la valeur utilisée pour le dimensionnement. Toutefois pour le cisaillement à la base des structures de 8 étages, les efforts axiaux et de moment des colonnes pour les structures à Vancouver ainsi que la répartition du moment fléchissant entre le segment de poutre hors lien et la diagonale, les valeurs des analyses sont généralement semblables aux prévisions établies lors de la conception.

Une forte corrélation a été établie entre le déplacement inter-étages, Δ , et la rotation inélastique, γ . Cela permet d'obtenir γ selon l'équation suivante : $\gamma = \frac{\Delta/h_s - 0,0031}{1,5(e/L)}$. Cette formule est correcte pour toutes les structures et les méthodes de calibration de séisme étudiées lors de ce projet. Elle pourrait être utilisable pour un dimensionnement par performance. Le coefficient 1,5 n'a pas pu être expliqué dans ce projet. Le déplacement inter-étages de première plastification, $0,31\%h_s$, est semblable au déplacement déterminé pour les liens courts au cours de travaux de recherche précédents.

La probabilité de plastification des diagonales avant que le lien ne cède ainsi que les incursions plastiques dans les membrures hors lien de la structure de 8 étages à Vancouver sont faibles. Le segment de poutre hors lien présente la durée totale de plastification la plus importante même si celle-ci n'est guère élevée. Les incursions plastiques dans les membrures hors lien sont possibles et n'affectent pas la stabilité de la structure. Les rotations inélastiques des membrures hors lien, poutre et diagonale, sont relativement faibles. À l'exception du dernier étage, les rotations plastiques du segment de poutre hors lien n'excèdent pas les capacités de rotations établies à chaque étage de la structure de 8 étages à Vancouver. Il faut donc porter une attention particulière au comportement global du dernier étage. Les rotations des diagonales n'engendrent aucune rupture possible de ces dernières.

Enfin, les structures sollicitées avec des séismes calibrés selon la méthode Least Moving Average (LMA) présentent le même comportement que celles sollicitées avec des séismes étalonnés selon Atkinson (ATK). Les valeurs diffèrent toutefois selon les paramètres étudiés. Les résultats pour les structures à Montréal sont plus élevés avec la méthode ATK qu'avec la méthode LMA. Le comportement inverse est constaté pour les structures à Vancouver. Comme ce qui avait été vu par Rozon (2008) pour les liens courts, les déformations des CCE sont dépendantes des spécificités du séisme, notamment de la méthode de calibration. Des études sur cet aspect des CCE pourraient être menées dans le futur afin de conclure sur la robustesse d'un CCE.

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Dans ce chapitre, un résumé des procédures et analyses entreprises lors de ce projet, les principaux résultats obtenus ainsi que des recommandations pour des travaux futurs sont exposés.

6.1 Résumé

Les études réalisées dans ces travaux de recherche portent sur des structures de différentes hauteurs composées de cadres à contreventement excentrique à liens longs. Ces structures sont de 3 ou 8 étages, localisées à Montréal ou Vancouver et sollicitées par des séismes calibrés par la méthode Least Moving Average (LMA) ou la méthode établie par Atkinson (ATK). La conception des cadres a été entreprise selon les normes de calcul en vigueur au Canada, soit le Code National du Bâtiment au Canada 2010 et le CSA-S16-09. Dans ce projet, on a alors analysé le comportement des liens ductiles ainsi que la réponse globale de la structure sous un chargement sismique. L'objectif essentiel de ces travaux était d'apprécier la réponse globale d'un CCE d'hauteurs différentes élaboré avec des liens longs. Le comportement global n'a été que très rarement étudié dans les travaux de recherche antérieurs. Grâce au logiciel OpenSees, la réponse des éléments hors lien, par exemple la possibilité d'incursions plastiques, a été examinée afin d'y observer des conséquences sur la structure. De plus ce projet a permis de répertorier la plus part des recherches effectuées sur les CCE à liens longs, d'élaborer la modélisation d'une structure à CCE avec liens longs où tous les éléments hors lien sont modélisés inélastiques, de valider les valeurs limites préconisées dans le CNBC 2010 et le CSA-S16-09 et de comparer les résultats obtenus selon deux méthodes de calibration de séismes.

Dans un premier temps, ce projet a consisté à accomplir une revue de littérature exhaustive sur les CCE et en particulier sur ceux constitués de liens longs. Les recherches sur ces derniers sont assez rares, il est donc très intéressant de pouvoir les regrouper dans un même projet. Tous ces travaux de recherches ont été énumérés par année et catégoriser selon leur connotation expérimentale ou analytique. La lecture de ces travaux a permis de choisir et de conforter certains choix de conception et de modélisation. Entre autres, disposer le lien ductile au milieu de la poutre du CCE, modéliser le lien long comme un élément élastique constitué de ressorts rotationnels aux extrémités, avoir le même rapport résistance/effort sur tous les étages de

la structure et utiliser une connexion rigide entre la poutre et la diagonale pour transmettre une portion du moment fléchissant ont été utilisé dans ce projet.

La conception du CCE a respecté le principe du dimensionnement par capacité. Celui-ci consiste à dimensionner le lien ductile en premier, sous un chargement sismique, afin qu'il respecte les limites dictée par les normes de calcul. Il est élaboré de façon à pouvoir plastifier lors du chargement. Après l'obtention du profilé optimal pour le lien, les autres éléments du cadre sont conçus pour résister aux forces de résistance du lien ainsi que sa sur-résistance anticipée due à l'écrouissage de l'acier et de sa plastification. Dans ce projet, afin de résister aux importants moments fléchissant aggravés par les forces axiales transmis par les liens longs, les poutres hors lien sont dimensionnées pour accepter des incursions plastiques et des connexions rigides sont employées dans le but de transmettre une partie du moment aux diagonales. Les effets $P-\Delta$ sont pris en compte, lors du dimensionnement, en multipliant par le facteur U_2 les forces latérales. Les principales règles à respecter dans la conception d'un CCE à liens longs, sont que la longueur du lien soit tel que $e \geq 2,6 \frac{M_p}{V_p}$, sa rotation inélastique ne doit pas dépasser 0,02rad et les efforts de résistance pour les segments de poutre hors lien, les diagonales et les poteaux des deux derniers étages sont égaux à $1,3R_y$ fois la résistance nominale du lien correspondant et $1,15R_y$ pour les poteaux des autres étages. De plus les liens ont été choisis pour présenter un ratio demande/capacité le plus semblable possible à chaque étage et le plus proche de l'unité.

L'étape suivante a consisté à modéliser le lien ductile dont la plastification est due à la flexion. C'est la première fois dans la littérature qu'un projet propose un modèle de lien long pour les CCE. De plus ces travaux se sont limités à l'évaluation de la demande en rotation et la nature du comportement plastique du lien ductile. L'interaction entre les efforts, la progression de la plastification, la détérioration du lien, ainsi que sa rupture n'ont pas été recherchées. Les travaux ont plus portée sur un modèle pouvant être utilisable pour n'importe quel type de lien. Une section fibre pour la modélisation du lien n'a donc pas été retenue. Le modèle du lien ductile a été développé pour le logiciel OpenSees à partir des recommandations faites pour les liens courts au fil des années. Celui-ci est crée symétriquement. Il est constitué d'une partie centrale demeurant élastique et d'un ressort rotationnel de longueur nulle à chaque extrémité, qui est composé d'un matériau OpenSees, « Steel02 », suivant le modèle de Giuffré-Menegotto-Pinto et représentant au mieux le comportement de l'acier. Afin d'optimiser les paramètres de ce

matériaux, une étude comparative et itérative a été entreprise entre les résultats tirés des analyses non linéaires et ceux des expérimentations d'Okazaki (2004-2006) dans le but d'obtenir les mêmes résultats. Concernant la modélisation de la structure, tous les éléments hors lien sont modélisés inélastiquement. Les sections de ces membrures sont divisées en 16 fibres, voire 50 pour les poteaux, et sont associées au même matériau d'acier que le lien ductile. Utilisant des connexions rigides entre les poutres et les diagonales, ces membrures sont alors conçus comme des éléments poteau/poutre dans le but de prendre en compte le moment fléchissant transmis. Une déformation semi-sinusoidale hors plan initiale est appliquée aux diagonales dans le but de simuler le défaut de rectitude. Enfin, une autre des limitations de ce projet concernant l'analyse du bâtiment était de tenir compte seulement de la structure en acier et de ne pas considérer la contribution de la dalle.

Après avoir complété le dimensionnement et la modélisation, ce projet s'est attardé aux choix des accélérogrammes et aux méthodes de calibration. Dans le but d'étudier l'impact des différentes méthodes de sélection et de calibration des accélérogrammes sur les indicateurs de la réponse inélastique des structures étudiées, deux ensembles ont été constitués. Le premier est formé de 10 accélérogrammes hybrides et 10 simulés pour Montréal, ainsi que 20 enregistrements historiques pour Vancouver. Tous ces séismes ont été choisis et calibrés par Dehghani (2012) en utilisant la méthode Least Moving Average. Le second ensemble comprend 10 séismes simulés pour Montréal et 13 simulés pour Vancouver. Ces séismes ont été sélectionnés et calibrés dans le cadre de ce projet, avec la méthode d'Atkinson (2009).

Finalement, à l'aide du logiciel OpenSees, des analyses temporelles non linéaires ont été réalisées sur les structures aux deux localisations souhaitées. Un amortissement non proportionnel est appliqué au niveau du lien et un amortissement de Rayleigh classique est employé pour les autres éléments du cadre. Cet amortissement est de 3% de l'amortissement critique selon le premier et le troisième mode de vibration. La résolution est effectuée par la méthode classique d'accélération moyenne de Newmark. Les résultats concernant le lien et les membrures hors lien sont alors traités afin de conclure sur la réponse globale de chacun des CCE. Ce projet s'est alors limité à la vérification des normes et au comportement de la structure sans chercher à mener la structure à son état d'effondrement et à examiner quel élément ou quelle section est voué à rompre.

6.2 Conclusions

L’élaboration de ces travaux de recherche a permis de tirer plusieurs conclusions sur l’utilisation des CCE à liens longs :

- Le matériau d’acier « Steel02 » sur le logiciel OpenSees est un bon compromis pour la modélisation du lien ductile, il est facile d’utilisation et représente bien les cycles d’hystérésis du comportement inélastique du lien, comme les effets de Bauschinger. On obtient les mêmes résultats finaux qu’avec une modélisation utilisant des ressorts bilinéaires en parallèles. Toutefois, l’utilisation du matériau « Bilin » mérite d’être étudiée dans le futur. Ce matériau a démontré de bons résultats pour les poutres des cadres rigides, le comportement de celles-ci étant proches de celui des liens longs de CCE.
- Les valeurs des paramètres de la réponse des structures à Montréal ne dépassent jamais les limites préconisées par les normes canadiennes. Le niveau de plastification des liens y est très faible aux étages inférieurs. Les résultats obtenus pour Vancouver sont beaucoup plus sévères. Les restrictions des normes ne sont pas systématiquement vérifiées, en particulier pour la rotation inélastique à chaque étage.
- Les sur-résistances des liens sont inférieures à la valeur prescrite, $1,30V_{pr}$, pour toutes les structures. De plus, les valeurs de sur-résistances sont différentes selon la localisation. On répertorie des valeurs moyennes maximales de $1,10V_{pr}$ pour les structures à Montréal et de $1,20V_{pr}$ pour Vancouver.
- Les rotations inélastiques moyennes n’excèdent la valeur de 0,02rad qu’aux deux derniers étages de la structure de 8 étages à Vancouver. Les valeurs obtenues à ces étages sont proches de celles des expérimentations d’Okazaki. La valeur de 0,02rad peut être considérée comme conservatrice. De nouvelles analyses avec un plus grand échantillonnage permettraient de conclure sur cela.
- L’utilisation d’une plage de rotations inélastiques entre valeurs minimales et maximales ne permet pas d’obtenir des valeurs de rotations inférieures à la restriction de la norme, aux deux derniers étages de la structure de 8 étages à

Vancouver, mais diminue l'écart. Dus aux écarts rencontrés, parfois très importants, entre les valeurs de rotations maximales négatives et celles positives, cette plage donne alors une meilleure appréciation de l'écart entre les valeurs de rotation inélastique et la valeur limite autorisée. Pour justifier l'utilisation de cette plage, des tests avec des protocoles de chargement appropriés devront être réalisés.

- La valeur de $2,5\%h_s$ n'est dépassée que faiblement par le déplacement inter-étages moyen du dernier étage de la structure de 8 étages à Vancouver.
- Pour toutes les structures, à l'exception des deux derniers étages de la structure de 8 étages à Vancouver, les valeurs d'efforts dans les éléments hors lien sont toujours plus faibles que celles attendues lors du dimensionnement. Cela s'explique par des valeurs de sur-résistance, lors des analyses non linaires, toujours inférieures à la valeur de $1,3V_{pr}$ ou $1,15V_{pr}$ utilisée pour la conception. Concernant le cisaillement à la base et la distribution du moment fléchissant entre le segment de poutre hors lien et la diagonale, les valeurs des analyses sont proches de celles du dimensionnement.
- De faibles incursions plastiques dans les membrures hors lien sont possibles, sans affecter la stabilité globale de la structure (8 étages à Vancouver). À l'exception des deux derniers étages, les rotations inélastiques des poutres hors lien et des diagonales sont relativement faibles. De plus, la probabilité de plastification des diagonales avant la rupture du lien est très minime. Le choix de la sur-résistance transmise par le lien ductile a un effet direct sur la plastification des autres membrures.
- Une forte corrélation a été démontrée entre le déplacement inter-étages, Δ , et la rotation inélastique, γ . Pour toutes les structures et les différentes méthodes de calibration de séisme, ces deux paramètres sont liés par la relation suivante :
$$\gamma = \frac{\Delta/h_s - 0,0031}{1,5(e/L)}$$
. Cette formule peut être utilisable pour un dimensionnement par performance. Le coefficient 1,5 n'a pas été expliqué dans ce projet et peut faire l'objet de recherches futures. De plus, le déplacement inter-étages de première

plastification, $0,31\%h_s$, est proche de la valeur obtenue à chaque étage d'une structure dont les poteaux sont axialement rigides, $0,36\%h_s$. Ce déplacement est également voisin de celui déterminé dans des équations de Δ en fonction de γ pour les liens courts lors de recherches antérieures.

- Le choix de la méthode de calibration de séisme entre Least Moving Average (LMA) et Atkinson (ATK) a un effet différent selon les paramètres de réponse de la structure même si le comportement global reste identique. Le choix de la méthode joue principalement un rôle sur les rotations inélastiques du lien et du segment de poutre hors lien. Au niveau des efforts, la différence reste faible. En revanche les valeurs sont différentes selon la localisation, celles obtenues à Montréal avec la méthode ATK sont plus élevées qu'avec ATK et inversement à Vancouver. La sensibilité des CCE aux spécificités des séismes et de leur localisation pourrait être examinée dans des travaux futurs afin de conclure sur la robustesse des CCE.

6.3 Recommandations

Des conclusions tirées précédemment, certaines recommandations peuvent être émises pour des travaux de recherches futurs :

- Effectuer des études expérimentales de CCE à liens longs et examiner le comportement du lien ductile, des connexions et de la réponse globale de la structure. Il n'existe pas beaucoup d'expérimentation sur les liens longs et encore moins sur le comportement global d'un CCE composé d'un lien long.
- Considérer la possibilité d'utiliser un coefficient de sur-résistance des liens ductiles pour les CCE à liens longs de $1,15V_{pr}$ au lieu de $1,3V_{pr}$ préconisé par la norme CSA-S16-09.
- Refaire des analyses du comportement global de CCE à liens longs, sous un chargement sismique, avec des coefficients de sur-résistance plus faibles lors du dimensionnement et observer ainsi les incursions plastiques dans les éléments hors lien (poutres hors lien, diagonales et poteaux). Conclure sur les conséquences de ces incursions au niveau des déformations et des efforts dans les membrures.
- Porter une attention particulière à la valeur limite de rotation inélastique de 0,02rad lors de prochaines analyses, analytiques ou expérimentales, sur des CCE à liens longs. Possibilité d'accepter des rotations inélastiques supérieures et de modifier alors la valeur de cette restriction de norme.
- Prospecter d'autres cadres avec des configurations géométriques et des caractéristiques dynamiques différentes afin de tirer des conclusions plus générales sur les CCE à liens longs.

BIBLIOGRAPHIE

- ATKINSON, G. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36:6, 991-1000
- BERMAN, J.W., BRUNEAU, M. (2007). Experimental and analytical investigation of tubular links for eccentrically braced frames. *Engineering Structures*, 29 : 1929-1938
- BOSCO, M., ROSSI, P.P. (2009). Seismic behaviour of eccentrically braced frames. *Engineering Structures*, 31 : 664-674
- CHAO, S.H., GOEL, S.C. (2005). Performance-based seismic design of EBF using target drift and yield mechanism as performance criteria. Rep. UMCEE-05-05, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
- CSA, (2009). Design of steel structures CSA-S16-09 Specification. Canadian Standards Association, Toronto, Ontario.
- DANESHMAND, A., HASHEMI, B.H. (2012). Performance of intermediate and long links in eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 70 : 167-176
- DAVID, S.O., (2010). Seismic analysis and design of taller eccentrically braced frames, M.Sc.A thesis, Department of Civil, Geologic and Mines, École Polytechnique of Montreal, Montreal, Qc.
- DEHGHANI, M., TREMBLAY, R. (2012). Introduction to robust period-independent ground motion selection and scaling method, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbonne, Portugal.
- ENGELHARDT, M.D., POPOV, E.P. (1989). Behaviour of long links in eccentrically braced frames. Report No. UCB/EERC-89/01, University of California, Berkeley, Calif.
- ENGELHARDT, M.D., POPOV, E.P. (1992). Experimental performance of long links in eccentrically braced frames. *J. Struct. Eng., ASCE*, 118(11): 3067-3088
- HALCHUK, S., ADAMS, J. (2004). Deaggregation of seismic hazard for selected Canadian cities, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper No. 2470

HALCHUK, S., ADAMS, J., ANGLIN, F. (2007). Revised deaggregation of seismic hazard for selected Canadian cities, 9th Canadian conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper No. 1188

HAN, X., REDWOOD, R.G., KASAI, K. (1997). Design of chevron type eccentrically braced frames according to CAN/CSA S16.1-94, Structural Engineering Series no. 97-14, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, Qc.

HASHEMI, S.H. (2011). Ductility and ultimate strength of eccentric braced frame. 2011 International Conference on Advanced Materials Engineering, Singapour, IPCSIT vol. 15

HJELMTSAD, K.D., POPOV, E.P., (1983). Seismic behaviour of active beam links in eccentrically braced frames, UCB/EERC-83/15, University of Berkeley, Calif.

IZVERNARI, C., (2007). The seismic design of steel braces with large sections, M.Sc.A thesis, Department of Civil, Geologic and Mines, École Polytechnique of Montreal, Montreal, Qc.

JACOB, C.C. (2010). Creating an eccentrically braced frame model for application in seismic performance assessments, M.Sc.A thesis, Civil Engineering, Tufts University, Medford, Ma.

KASAI, K., POPOV, E.P. (1986a). Cyclic web buckling control for shear link beams, *J. Struct. Eng.*, ASCE, 112(3): 505-523

KASAI, K., HAN, X. (1997). New EBF design method and application: redesign and analysis of US-Japan EBF. *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas: STESSA '97*, Edizioni, Salerno, Italy, pp 242-249

KEMP, A.R. (1996). Inelastic local and lateral buckling in design codes, *J. Struct. Eng.*, ASCE, 122(4): 374-382

KOBOEVIC, S., REDWOOD, R.G., (1997). Design and seismic response of shear critical eccentrically braced frames. *Can. J. Civ. Eng.*, 24: 761-771

KOBOEVIC, S. (2000). An approach to seismic design of eccentrically braced frames, Ph.D Thesis. Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, Qc.

KOBOEVIC, S., DAVID, S.O. (2010). Design and seismic behavior of taller eccentrically braced frames. *Can. J. Civ. Eng.*, 37: 195-208

KOBOEVIC, S., ROZON, J., TREMBLAY, R. (2012). Seismic performance of low-to-moderate height eccentrically braced steel frames designed for north american seismic conditions, *J. Struct. Eng., ASCE*, 138(12): 1465-1476

KOBOEVIC, S., TREMBLAY, R. (2012). Notes de cours CIV 6510 – Génie parasismique, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc.

LAMARCHE, C.-P., TREMBLAY, R. (2008). Accounting for Residual Stresses in the Seismic Stability of Nonlinear Beam-Column Elements with Cross-Section Fiber Discretization, *Proc. 2008 SSRC Annual Stability Conference*, Nashville, TN, 59-78

LARAMÉE, M., (2012). Étude du comportement sismique des cadres à contreventement excentrique avec les longs liens conçus pour l'aléa sismique de l'Est canadien, diplôme de Maîtrise Ingénierie, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc.

LEE, K., STOJADINOVIC, B. (2008). A plastic collapse method for evaluating rotation capacity of full-restrained steel moment connections. *Journal Of Theoretical And Applied Mechanics*, 35 : 191-214

MALLEY, J.O., POPOV, E. (1984). Shear link in eccentrically braced frames, *J. Struct. Eng., ASCE*, 110(9): 2275-2295

MASTRANDREA, L., PILUSO, V. (2009). Plastic design of eccentrically braced frames, I : Moment-shear interaction. *Journal of Constructional Steel Research*, 65 : 1007-1014

MAZZONI, M., MCKENNA, F., FENVES, G.L. (2007) OpenSees Command Language Manual, <http://opensees.berkeley.edu>

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, *Can. J. Civ. Eng.*, 30 : 308-327

NACIRI, Y., (2012). Étude du comportement global des cadres à contreventement excentrique de faible et moyenne hauteur, diplôme de Maîtrise Ingénierie, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc.

NAGHIPOUR, N., JAVADI, N., NAGHIPOUR, A. (2011). Investigation of RBS connection ductility in eccentrically braced frame. *Procedia Engineering* 14 : 743-752

NBCC (2010). National Building Code of Canada, Associate Committee on the National Building Code, National Research Council of Canada, Ottawa, ON.

OHSAKI, M., NAKAJIMA, T. (2012). Optimization of link member of eccentrically braced frames for maximum energy dissipation. *Journal of Constructional Steel Research*, 75 : 38-44

OKAZAKI, T. (2004). Seismic performance of link-to-column connections in steel eccentrically braced frames, dissertation for the degree of doctor of philosophy, University of Texas at Austin.

OKAZAKI, T., ARCE, G., RYU, H.C., ENGELHARDT, M.D. (2005). Experimental study of local buckling, overstrength and fracture of links in eccentrically braced frames, *J. Struct. Eng.*, ASCE, 131(10): 1526-1535

OKAZAKI, T., LIU, D., NAKASHIMA, M., ENGELHARDT, M. (2006). Stability requirements for beams in seismic steel moment frames, *J. Struct. Eng.*, ASCE, 132(9): 1334-1342

OKAZAKI, T., ENGELHARDT, M. (2006). Cyclic loading of EBF links constructed of ASTM A992 steel. *Journal of Constructional Steel Research*, 63 : 751-765

OZHENDEKCI, D., OZHENDEKCI, N. (2008). Effects of the frame geometry on the weight and inelastic behaviour of eccentrically braced chevron steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 64 : 326-343

POPOV, E.P, ENGELHARDT, M.D (1988). Seismic eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 10: 321-354

POPOV, E.P., ENGELHARDT, M.D., RICLES, J.M., (1989). Eccentrically braced frames: U.S. practice, *AISC Engineering Journal*, 26(2): 66-80

POPOV, E.P., RICLES, J.M., KASAI, K. (1992). Methodology for optimum EBF link design. Report No. UCB/EERC-92/13. University of California, Berkeley, Calif.

PRINZ, G.S., RICHARDS, P.W. (2009). Eccentrically braced frame links with reduced web sections. *Journal of Constructional Steel Research*, 65 : 1971-1978

PRINZ, G.S., RICHARDS, P.W. (2012). Seismic performance of buckling-restrained braced frames with eccentric configurations. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 3-345-353

RAMADAN, T., GHOBARAH, A. (1995). Analytical model for shear-link behaviour, *J. Struct. Eng., ASCE*, 121(11): 1574-1580

RICHARDS, P.W., UANG, C.M. (2003). Development of testing protocol for short links in eccentrically braced frames, Report No. SSRP-2003/08. University of California, San Diego, Calif.

RICHARDS, P.W., UANG, C.M. (2006). Capacity design on eccentrically braced frames, *Proceedings of the 8th National Conference on Earthquake Engineering*, April 18-22 2006, San Francisco, California, USA, Paper No. 1100

RICLES, J.M., POPOV, E.P. (1987a). Experiments on eccentrically braced frames with composite floors, Report No. UCB/EERC-87/06. University of California, Berkeley, Calif.

RICLES, J.M., BOLIN, S. (1991). Energy dissipation in eccentrically braced frames. *Proc., 4th U.S. Nat. Conf. on Earth. Eng.*, Palm Springs, California. Vol 2, May, pp. 309-318.

RICLES, J.M., POPOV, E.P. (1994). Inelastic link element for EBF seismic analysis, *J. Struct. Eng., ASCE*, 120(2): 441-463

ROEDER, C.W., POPOV, E.P., (1976). Inelastic behaviour of eccentrically braced steel frames under cyclic loading, Report No. UCB/EERC-77/18. University of California, Berkeley, Calif.

ROSSI, PP., LOMBARDO, A. (2007). Influence of the link overstrength factor on the seismic behaviour of eccentrically braced frames, *J. of Constr. Steel Research.*, 63(11): 1529-1545

ROZON, J., (2008). Étude du comportement global des cadres à contreventement excentrique de faible et moyenne hauteur, diplôme de Maîtrise ÈS Sciences Appliquées, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc.

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

TREMBLAY, R., ARCHAMBAULT, M.-H., FILIATRAULT, A. (2003). Seismic response of concentrically braced steel frames made with rectangular hollow bracing members. *J. Struct. Eng., ASCE*, 129(12): 1626-1636.

WHITTAKER, A.S., UANG, C.M., BERTERO, V.V. (1987). Earthquake simulation tests and associated studies of a 0.3-scale model of a six-storey eccentrically braced steel structure. Report No. UCB/EERC-87/02, University of California, Berkeley, Calif.

YIGITSOY, G. (2010). A numerical study on beam stability in eccentrically braced frames, M.Sc.A thesis, Civil Engineering, Middle East Technical University.