PolyPublie
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Amélioration du comportement sismique des assemblages à cisaillement simple des contreventements concentriques en X en acier de construction conventionnelle (type CC)
Auteur: Author:	Sophie Decaen
Date:	2015
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Decaen, S. (2015). Amélioration du comportement sismique des assemblages à cisaillement simple des contreventements concentriques en X en acier de construction conventionnelle (type CC) [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/1717/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/1717/
Directeurs de recherche: Advisors:	Robert Tremblay, & Ali Davaran
Programme: Program:	Génie civil

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

https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

AMÉLIORATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES ASSEMBLAGES À CISAILLEMENT SIMPLE DES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES EN X EN ACIER DE CONSTRUCTION CONVENTIONNELLE (TYPE CC)

SOPHIE DECAEN

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAITRÎSE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE CIVIL)

AVRIL 2015

© Sophie Decaen, 2015.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

AMÉLIORATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES ASSEMBLAGES À CISAILLEMENT SIMPLE DES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES EN X EN ACIER DE CONSTRUCTION CONVENTIONNELLE (TYPE CC)

présenté par : DECAEN Sophie

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

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

Mme KOBOEVIC Sanda, Ph. D., présidente

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

M. DAVARAN Ali, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. MASSICOTE Bruno, Ph. D., membre

DÉDICACE

À mes parents,

À Florent,

« La victoire appartient à celui qui y croit le plus fort et le plus longtemps. »

Lt. Col. Jimmy Doolittle

REMERCIEMENTS

Je remercie en premier lieu mon directeur d'étude, Robert Tremblay, qui m'a accordé sa confiance en m'octroyant ce sujet de recherche que j'ai réalisé avec curiosité et dévouement. Je le remercie aussi pour ses conseils et le partage de ses connaissances. Aussi, je lui suis reconnaissante de l'aide financière qu'il m'a accordé durant la réalisation de ce projet.

Je tiens à remercier sincèrement l'aide et le soutien dont a fait preuve mon co-directeur, Ali Davaran. Ses connaissances ont été un véritable tremplin dans l'aboutissement de ce projet.

Ma reconnaissance se dirige aussi vers Alexandre Gélinas qui a donné de son temps pour donner suite à ce projet.

Je remercie du fond du cœur tous les proches qui m'ont soutenu : Florent, Samy et François pour avoir préservé ma motivation, ma collègue de bureau Marie-Ève pour son aide et son enthousiasme, mes copines de la bibliothèque avec qui on rigole toujours, et plus particulièrement mes parents qui ont fait preuve de beaucoup de patience et de soutien.

Des bisous d'amour à mon Flynn qui est rentré dans ma vie depuis peu.

Un merci à Laurent Ruquier et son équipe des Grosses Têtes, qui ont apporté du rire et de la bonne humeur dans les moments difficiles.

Et enfin, je remercie mon école française, l'Icam, qui m'a donné cette incroyable opportunité de finir mes études au Canada.

RÉSUMÉ

Les contreventements en X sont souvent utilisés pour reprendre les charges sismiques d'une structure en acier. Ceux-ci sont généralement constitué de diagonales de profilé HSS, dont une est continue et l'autre discontinue. Leur point d'intersection est constitué d'une plaque de gousset traversant et soudée à la diagonale continue qui est boulonnée à des plaques de transfert, elles-mêmes soudées aux diagonales discontinues. L'assemblage se fait en cisaillement simple ce qui introduit une excentricité locale. Les études expérimentales de Gélinas (2013) ont permis de constater que le comportement de ce type de dimensionnement est caractérisé par l'instabilité de l'assemblage central plutôt que le flambement des diagonales comme prévu par le CNB (2010) et la norme CSA S16 (2009). Aussi, ces essais ont mis en évidence l'influence considérable du dimensionnement de la connexion sur le comportement des contreventements en X.

Dans ce mémoire, on a étudié le comportement sismique de contreventements en X dimensionnés en Traction/Compression tels que $C_f = C_r$, où C_r est la résistance de la membrure et de la catégorie Construction Conventionnelle (CC) pour des bâtiments de faible hauteur. Les assemblages des diagonales sont des assemblages en cisaillement simple. Cette combinaison de paramètres recoupe une très large fraction des structures en acier construites au Canada. Le projet de recherche avait deux objectifs principaux :

- développer un modèle numérique permettant de prédire le plus fidèlement possible le comportement sismique non linéaire des contreventements incluant les assemblages des diagonales,
- valider les règles de conception et suggérer au besoin des modifications à ces règles pour les assemblages de ces contreventements permettant d'obtenir un comportement sismique fiable

Les structures étudiées ont été localisées à Montréal, QC et Victoria, CB, deux centres urbains importants situés dans les zones sismiques de l'Est et de l'Ouest du Canada. Des catégories de sol C et E ont aussi été considérées dans chaque cas pour obtenir une représentation globale du sol canadien. De plus, 4 approches de dimensionnement des assemblages ont été considérées : Tension/Compression (T/C) ou Tension/Seulement (T/O) et dimensionnement avec rupture ductile (CCM) ($T_f = C_r$) ou avec amplification de la charge sismique de conception (CCS) ($T_f = R_d C_r$). La conception en compression se fait à l'aide de l'équation d'interaction du guide 24 de l'AISC

(AISC, 2010). Au total, seize bâtiments ont été modélisés et analysés avec le logiciel OpenSees. Afin d'être en cohérence avec les essais en laboratoire, on a effectué une calibration préliminaire pour modéliser les matériaux et prédire la rupture par fatigue ou par mode critique en traction. Chaque structure a été soumise à un ensemble de 10 enregistrements sismiques représentatifs pour le site.

Dans un premier temps, il a été possible de reproduire le comportement observé en laboratoire à l'aide d'un modèle numérique améliorée sur OpenSees, incluant les modes d'instabilité impliquant les assemblages, en modélisant de façon explicite toutes les plaques d'assemblages des connexions du milieu et d'extrémité des diagonales de contreventement en X. Les excentricités locales des assemblages à cisaillement simple ont aussi été considérées. Les modèles ont aussi tenu compte des modes de rupture suivants : fatigue, cassure à l'aire nette, cisaillement des boulons et ovalisation des trous.

Dans un second temps, les analyses numériques des bâtiments de faible hauteur avec contreventement en X sur différents sites et catégories de sol et selon différents types de dimensionnement ont abouti aux conclusions suivantes : lorsque le dimensionnement de l'assemblage est fait en Tension/Compression, la conception de type CCS a permis d'obtenir un comportement satisfaisant, pratiquement élastique dans la majorité des cas et, pour certains cas, impliquant le flambement de la diagonale continue ou discontinue. En revanche, une conception de type CCM donnait lieu à des dimensions irréalistes pour les composantes d'assemblage. On a donc étudié un dimensionnement T/C de l'assemblage avec mode de rupture non nécessairement ductile, soit de type CCxM. Dans notre cas, le mode de rupture était non ductile (cisaillement des boulons). Ce type de conception n'apporte pas assez de résistance à l'assemblage pour reprendre les efforts de compression dans la diagonale et on observe un flambement de la diagonale selon un mécanisme à trois rotules dû à une rigidité flexionnelle de l'assemblage trop faible. Aussi, le mode de rupture critique a été atteint et un comportement ductile de l'assemblage en traction a été observé. Ce phénomène permet un déplacement inter-étage plus important tout en limitant les efforts dans la diagonale, mais cause la rupture de l'assemblage selon le mode de rupture critique pour des déplacements trop importants. Il est de ce fait recommandé de dimensionner l'assemblage pour résister à un effort de compression égal à la résistance probable en compression de la diagonale, C_u, plutôt que sa résistance pondérée C_r.

Pour le dimensionnement de l'assemblage en Traction/Seulement, la conception de type CCS a montré un comportement sismique du contreventement semblable à celui observé lors des essais de Gélinas, soit l'apparition d'un mode d'instabilité de la diagonale discontinue impliquant trois rotules se formant dans les plaques d'assemblage, avec une résistance en compression plus faible que celle de la diagonale et une rupture par fatigue au niveau de la plaque de transfert de la connexion au point d'intersection avec la diagonale continue. La conception de type CCM a donné lieu à des déplacements inter-étages importants mais une résistance en compression de la diagonale discontinue très faible. De plus, le mécanisme à trois rotules est apparu dans les deux diagonales du contreventement en X et la rupture s'est produit rapidement en fatigue dans les assemblages d'extrémité de la diagonale continue.

Finalement, l'étude a permis de confirmer que l'épaisseur des plaques de transfert des assemblages était le principal paramètre influençant la résistance en compression des diagonales De plus, les analyses ont montré qu'un assemblage dimensionné selon l'approche CCS donne lieu à un meilleur comportement qu'un assemblage de type CCM.

ABSTRACT

X-bracings are often used to support seismic loads of a steel structure. These are generally made of braces of HSS profile, one of which is continuous and the other is discontinuous. Their intersection is made of a gusset plate crossing and welding to the continuous brace which is bolted to transfer plates, themselves welding to the discontinuous braces. The connection is in single shear which introduces a local eccentricity. The experimental studies of Gélinas (2013) shown that the behavior of this type of design is characterized by the instability of the middle connection instead of the brace as provided by the CNB (2010) and the norm CSA S16 (2009). Also, these tests have demonstrated the considerable influence of the design of the connection on the behavior of the X-bracing.

In this memory, we studied X-bracing seismic behavior of category Conventional Construction for low height buildings. The connections of the braces are in simple shear. This combination of parameters represents a lot of steel structures in Canada. This research project had two main objectives :

- develop a numerical model to predict as closely as possible the non-linear seismic behavior of X-bracing including the connections of the braces,
- validate the design rules and suggest if needed modifications of these rules for the connections of the X-bracing in order to obtain a reliable seismic behavior.

The studied structures are located in Montreal, QC and Victoria, BC, two major urban centers placed in seismic zone of East and West of Canada. The soil categories C and E were also considered in each case to obtain a global representation of Canadian ground. Moreover, four approaches of design were considered: Tension/Compression (T/C) or Tension/Only (T/O) and design with ductile rupture (CCM) or with an amplification of the seismic load with R_d (CCS). A total of sixteen buildings were modeled and analysed with OpenSees software. In order to be consistent with tests in laboratory, we have made a preliminary calibration to model the materials and predict the fatigue rupture or the critical mode in traction rupture. Each structure was subjected to a set of 10 representative accelerogramms of the site and the soil category.

First, it has been possible to reproduce the behavior observed in laboratory with an improved numerical model on OpenSees, including instability mode involving connections, by modeling

explicitly all the plates of the middle and end connections of the brace. The local eccentricity of the connections designed in single shear was also considered. Models also take account the following rupture mode: fatigue, breaking in the net area, bolt shear and bolt bearing.

Secondly, the numerical analysis of low height buildings with X-bracing on different place and soil category have reached the following conclusions: When the design of the connection is in Tension/Compression, the CCS design shown a satisfied behavior which stayed mainly in elastic part and, if it occurs, shown buckling of continuous and discontinuous braces. In contrast, a CCM design was not possible because of unrealistic dimensions. Thus, we studied a design of the connection in T/C with a non-ductile mode, called CCxM. This type of conception doesn't bring enough resistance to the connection to support the seismic effort in compression. Although the ductility of the critical rupture mode in traction is a benefice because it allows a drift more important while limiting efforts in the brace, a three hinges mechanism happens in compression because of a weak flexional rigidity of the connection. The rupture of the connections happens in traction belong the critical mode. It is therefore recommended to design the connection with the elastic probable strength in compression of the brace C_u, instead of the elastic strength C_r and with a non-ductile failure mode.

For the design of the connection in Traction/Only, the CCS conception shown a seismic behavior of the X-bracing equal to that found during the tests in laboratory of Gélinas, that's to say the apparition of a three hinges mechanism with a compression strength of the connection lower than that of the discontinuous brace and the rupture by fatigue located in the transfer plate in the middle connection of the discontinuous brace. The CCM conception presented an important drift but the strength of the connection was too weaker to be useful. Moreover, the three hinges mechanism appeared in both continuous and discontinuous brace and the rupture appeared rapidly in the end-connection of the continuous brace.

Finally, the main parameters which influences the flexional rigidity and the strength compression of the connection is the thickness. Also, the analysis shown that a CCS conception is safer than a CCM conception.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ V

ABSTRACT VIII

TABLE DES MATIÈRES X

LISTE DES TABLEAUX XIV

LISTE DES FIGURES XIX

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XXVII

LISTE DES ANNEXES XXXIII

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Problématique 1

1.2 Objectifs et portée de l'étude 7

1.3 Méthodologie 8

1.4 Organisation du mémoire 9

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE 10

2.1 Les contreventements concentrique en X avec profilés tubulaires 10

2.1.1 Introduction 10

2.1.2 Comportement sismique global 12

2.1.3 Flambement global des diagonales 13

2.1.4 Voilement local et rupture par fatigue des diagonales 18

2.2 Connexions des diagonales de contreventement 23

2.2.1 Influence des connexions 24

2.2.2 Modélisation en éléments finis 28

CHAPITRE 3 DIMENSIONNEMENT DES BÂTIMENTS 32
3.1 Hypothèses et charges appliquées 32
3.1.1 Bâtiments et sites considérés 32
3.1.2 Approche de conception 34
3.1.3 Charges de gravité 36
3.1.4 Charges sismiques 37
3.2 Méthode de la force statique équivalente 41
3.2.1 Distribution verticale des forces sismiques 41
3.2.2 Effets de stabilité 42
3.2.3 Torsion accidentelle 43
3.2.4 Choix des profilés 46
3.3 Analyse dynamique 53
CHAPITRE 4 CONCEPTION DES ASSEMBLAGES 60
4.1 Assemblages considérés 60
4.2 Approche de conception CCM (rupture ductile) 62
4.3 Assemblages du centre 67
4.3.1 Assemblages de type T/O 67
4.3.2 Assemblages de type T/C 70
4.4 Assemblage d'extrémité 74
4.5 Résumé 78
CHAPITRE 5 MODÉLISATION SUR OPENSEES 79
5.1 Généralités 79
5.2 Conditions aux frontières 80
5.3 Charges de gravité et poids (masses) sismiques 81

5.4 Poutres 82
5.5 Colonnes 82
5.5.1 Colonnes du cadre de contreventements 82
5.5.2 Colonnes de gravité 83
5.6 Diagonales (premier modèle) 83
5.6.1 Modélisation initiale de la connexion 86
5.6.2 Modélisation de la connexion 91
5.6.3 Calibration des matériaux 94
5.6.4 Modélisation de la rupture en traction sur la section nette 109
5.7 Accélérogrammes 115
5.7.1 Choix et ajustement des mouvements sismiques 115
5.7.2 Effets de torsion 121
5.7.3 Amortissement 122
CHAPITRE 6 RÉSULTATS DES ANALYSES ET DISCUSSIONS 123
6.1 Comparaison entre conception et simulation numérique 123
6.1.1 Période fondamentale 123
6.1.2 Comparaison des efforts anticipés 124
6.1.3 Mode de rupture et de flambement 127
6.2 Conception en T/C et CCS 129
6.2.1 Comportement sismique 130
6.2.2 Courbes hystérétiques 139
6.2.3 Conclusion sur la conception T/C-CCS 144
6.3 Conception en T/C et CCxM 145
6.3.1 Comportement sismique 145

6.3.2 Modes de flambement 155
6.3.3 Rupture en traction 160
6.3.4 Conclusion sur la conception en T/C-CCxM 162
6.4 Conception en T/O et CCS 163
6.4.1 Comportement sismique 163
6.4.2 Rupture par fatigue 177
6.4.3 Conclusion sur la conception T/O-CCS 180
6.5 Conception en T/O et CCM 181
6.5.1 Comportement sismique 181
6.5.2 Conclusions sur la conception T/O-CCM 190
6.6 Comparaison entre les différentes conceptions 191
6.6.1 La rigidité et la résistance flexionnelle 191
6.6.2 Dimensionnement CCM et CCS 194
CHAPITRE 7 CONCLUSION 196
7.1 Conclusion 196
7.1.1 Modélisation sur OpenSees 196
7.1.2 Conception parasismique des assemblages de contreventement en X 198
7.2 Recommandations 202
BIBLIOGRAPHIE 205
ANNEXES 210

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 Paramètres du matériau Fatigue selon différents recherches sur OpenSees 22

Tableau 3-1 Dimensions D_{nx} en mètres des bâtiments 33

Tableau 3-2 Charges uniformes appliquées aux bâtiments 36

Tableau 3-3 Poids total des différents bâtiments 39

Tableau 3-4 Valeurs de données sismiques $S_a(T)$ pour les différents sites 39

Tableau 3-5 Valeurs des facteurs F_a et F_v de la catégorie de sol E pour les différents sites 40

Tableau 3-6 Accélération spectrale selon le site et la catégorie d'emplacement 40

Tableau 3-7 Valeurs de Wx et Fx à chaque étage pour les différents bâtiments 42

Tableau 3-8 Résultats de la conception préliminaire avec les dimensions finales 43

Tableau 3-9 Valeur de B selon le site et la catégorie d'emplacement 45

Tableau 3-10 Valeur de $I_eF_aS_a$ selon le site et la catégorie d'emplacement 45

Tableau 3-11 Diagonales choisies pour l'ensemble des bâtiments à l'étude 47

Tableau 3-12 Longueur effective des essais réalisés en laboratoire, valeurs tirés de Gélinas (2013) 49

Tableau 3-13 Type de charges associés aux différentes colonnes du bâtiment 51

Tableau 3-14 Caractéristiques de l'analyse dynamique des bâtiments étudiés 55

Tableau 3-15 Calcul de C_f et rapport C_f/C_r issu de l'analyse dynamique 58

Tableau 3-16 Effort le plus critique dans la diagonale du premier étage selon les différents protocoles 58

Tableau 4-1 Résistance des diagonales de contreventement 61

Tableau 4-2 Dimensions en mm des connexions centrales en T/O 69

Tableau 4-3 Dimensions en mm des connexions centrales de type T/C 72

Tableau 4-4 Paramètres associés à la méthode de Whitmore et Thornton, épaisseurs minimales requises et utilisées, et résistances en compression et en traction 77

Tableau 5-1 Propriétés de l'élément *BeamWithHinges* 87

Tableau 5-2 Limite élastique, F_y, des différents profilés et plaques des spécimens étudiés, valeurs tirées de Gélinas (2013).....96

Tableau 5-3 Valeurs des paramètres trouvées après calibration 97

Tableau 5-4 Définition des paramètres du matériau *Fatigue*.....102

Tableau 6-1 Périodes fondamentales des différents bâtiments en fonction des modes de conception des connexions 124

Tableau 6-2 Efforts anticipés dans les diagonales des contreventements en X 125

Tableau 6-3 Efforts maximum anticipés basé sur la résistance en compression des assemblages 126

Tableau 6-4 Mode de rupture et de flambement des différents bâtiments selon la conception d'assemblage.....129

Tableau 6-5 Résistance en compression des diagonales sur OpenSees dans le cas T/C-CCS.....132

Tableau 6-6 Longueur effective des diagonales discontinues des bâtiments de type T/C-CCS..132

Tableau 6-7 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol C et pour le dimensionnement T/C-CCS 134

Tableau 6-8 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol E et pour le dimensionnement T/C-CCS 135

Tableau 6-9 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C et pour le dimensionnement T/C-CCS 136

Tableau 6-10 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E et pour le dimensionnement T/C-CCS 137

Tableau 6-11 Statistiques des déplacements inter-étage des bâtiments associés au dimensionnement T/C – CCS issus des analyses OpenSees 138

Tableau 6-12 Résistance en compression des diagonales sur OpenSees dans le cas T/C-CCxM (* : flambement de l'assemblage).....146

Tableau 6-13 Longueur effective des diagonales discontinues des bâtiments de type T/C-CCxM 146

Tableau 6-14 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/C-CCxM 147

Tableau 6-15 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/C-CCxM 148

Tableau 6-16 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/C-CCxM 149

Tableau 6-17 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/C-CCxM 150

Tableau 6-18 Statistiques des déplacements inter-étage des bâtiments T/C – CCxM issus des analyses OpenSees 151

Tableau 6-19 Mode de flambement des diagonales discontinues pour le type T/C - CCxM 156

Tableau 6-20 Résistance en compression des diagonales sur OpenSees dans le cas T/O-CCS (* : flambement de l'assemblage).....166

Tableau 6-21 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/O-CCS 168

Tableau 6-22 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCS 169

Tableau 6-23 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/O-CCS 170

Tableau 6-24 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCS 171

Tableau 6-25 Statistiques des déplacements inter-étage des bâtiments associés au dimensionnement T/O – CCS issus des analyses OpenSees 172

Tableau 6-26 Localisation de la rupture par fatigue dans l'assemblage de milieu de connexion 178

Tableau 6-27 Comparaison des ruptures dans les plaques de transfert au niveau de l'espace libre e_i 179

Tableau 6-28 Résistance en compression des diagonales sur OpenSees dans le cas T/O-CCM (* : flambement de l'assemblage).....183

Tableau 6-29 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/O-CCM 184

Tableau 6-30 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCM 185

Tableau 6-31 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/O-CCM 186

Tableau 6-32 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCM 187

Tableau 6-33 Statistiques des déplacements inter-étage des bâtiments associés au dimensionnement T/O – CCM issus des analyses OpenSees.....188

Tableau 6-34 Moment d'inertie et module de section plastique des plaques de transfert de la connexion centrale.....192

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 Contreventement concentrique en X avec diagonales HSS et assemblage boulonné en cisaillement simple 1

Figure 1-2 a) Contreventement concentrique en X avec diagonales HSS et assemblage boulonné en cisaillement double (photos de R. Tremblay) et b) schéma d'assemblages boulonnés au centre du contreventement en X avec section tubulaire dans le cas d'un cisaillement simple et double 3

Figure 1-3 Assemblages boulonnées en cisaillement simple aux extrémités des diagonales de section tubulaire selon a) une vue globale et b) une vue plus détaillée (Photos de R. Tremblay) 4

Figure 1-4 Exemples d'instabilité au niveau des assemblages dans des contreventements en X avec assemblages boulonnés en cisaillement: a) Assemblage au gousset d'extrémité; b) Assemblage à l'intersection des diagonales (tiré de Gélinas, 2013). 6

Figure 1-5 Instabilité observée pour un contreventement à assemblage en cisaillement simple avec a) un mécanisme à trois rotules de la diagonale discontinue et b) la rupture de la plaque de transfert par fatigue, tiré de Gélinas (2013) 6

Figure 2-1 Configuration de contreventements concentriques (issu du cours « Analyse avancée des structures en acier » de R. Tremblay) 11

Figure 2-2 Flambement sur la demi-longueur de la diagonale a) continue et b) discontinue, tiré de Gélinas (2013) 11

Figure 2-3 Schématisation de la plastification en tension et du flambement inélastique en compression dans un contreventement en X, tiré de Ziemian (2010) 12

Figure 2-4 Comportement hystérétique de la diagonale avec la a) définition des maximum (Tremblay, 2002) et la b) représentation des effets de Baushinger, d'écrouissage, de cumul de déformations plastiques, adapté de Dicleli et al (2008) 13

Figure 2-5 Influence du rapport d'élancement global sur la réponse hystérétique d'un profilé HSS, tiré de Ziemian (2010) 14

Figure 2-6 Diagonale en compression avec support en son milieu de la diagonale en traction 15

Figure 2-7 Influence de la diagonale tendue sur le flambement global de la diagonale comprimée dans un contreventement en X: a) Tremblay et al. (2003); b) Gélinas (2013).....16

Figure 2-8 Facteur de la longueur effective K pour des diagonales de contreventement en X en traction compression de section identique pour différentes d'extrémités, tiré de Stoman (1989) 17

Figure 2-9 Progression de la contrainte locale à la fracture d'une diagonale HSS, tiré de Sabelli et al (2013) 19

Figure 2-10 Courbe hystérétique normalisée pour calculer la déformation cumulative à la fracture, tirée de Shaback et al (2003) 21

Figure 2-11 Calibration des paramètres ε_0 et m et courbes hystérétiques force-déplacement pour des profilés HSS renforcés à la section nette au niveau des connexions, tiré de Uriz (2008)23

Figure 2-12 Modes de flambement observés sur la diagonale discontinue, tiré de Tremblay et al (2013) 24

Figure 2-13 Modèle simplifié d'une connexion à cisaillement simple.....25

Figure 2-14 Flambement d'une diagonale HSS de contreventement en X à cisaillement simple, tiré de Gélinas 2013. 26

Figure 2-15 Zone de rupture des spécimens à cisaillement simple avec schématisation de la concentration de contrainte, tiré de Gélinas (2013) 26

Figure 2-16 Influence du type de conception pour des profilés HSS pour a) la diagonale discontinue et b) la diagonale continue, tiré de Gélinas (2013) 27

Figure 2-17 Schématisation en éléments finis de la diagonale discontinue, tiré de Davaran et al (2013) 28

Figure 2-18 Validation du modèle numérique avec un spécimen de laboratoire selon la réponse a) de la diagonale discontinue, b) de la diagonale continue, c) du cisaillement à la base et d) le mode de flambement à 3 rotules de la diagonale discontinue, tiré de Davaran et al (2013)..29

Figure 3-1 a) Vue en plan et b) vue en élévation d'un bâtiment (tiré du logiciel ETABS) 33

Figure 3-2 Organigramme de conception des bâtiments à l'étude 35

Figure 3-3 Accélération spectrale selon la catégorie d'emplacement C 40

Figure 3-4 Accélération spectrale selon la catégorie d'emplacement E 41

Figure 3-5 Déplacements maximal et moyen pour le calcul de B_x 44

Figure 3-6 Géométrie de la diagonale discontinue 48

Figure 3-7 Disposition et profilé des colonnes 50

Figure 3-8 Répartition des charges sur la poutre principale 52

Figure 3-9 Représentation a) de la méthode 1 et b) de la méthode 2 56

Figure 4-1 Schématisation des différents assemblages du milieu de connexion d'un contreventement en X 60

Figure 4-2 Protocole d'étude des différents types de connexion 62

Figure 4-3 Capacité de ductilité des différents modes de défaillance en traction, tiré de Castonguay (2010) 63

Figure 4-4 Schématisation des modes de rupture en traction : a) cassure à l'aire nette, b) cisaillement des boulons, c) pression diamétrale et d) rupture à l'aire nette de la plaque de transfert à la fin des soudures, tiré de Gélinas (2013) et Castonguay (2010) 64

Figure 4-5 Rupture des plaques de transfert à l'aire nette soudée, tiré de Gélinas (2013) 66

Figure 4-6 Connexion typique de contreventement à reprise de charge sismique, tiré de Geschwinder (2012) 68

Figure 4-7 Résistances pondérées en traction des connexions centrales de type T/O 70

Figure 4-8 Espace minimum requis entre la plaque de transfert et la paroi du profilé HSS 73

Figure 4-9 Résistance pondérées en traction des connexions centrales de type T/C 74

Figure 4-10 Définition de la largeur effective de Whitmore, tiré de Beaulieu (2003) 75

Figure 4-11 Définitions des longueurs L_1 à L_3, tiré de Beaulieu (2003) 76

Figure 5-1 Modélisation simplifiée d'un bâtiment sur OpenSees, voire Figure 3-7 pour la disposition des colonnes 80

Figure 5-2 Modélisation des diaphragmes rigides à l'aide de la commande MP Constraint 81

Figure 5-3 Comportement d'un essai de traction-compression sur OpenSees du a) matériau *Steel02* et du b) matériau *Steel01*, tiré de Mazzoni et al. (2007) 83

Figure 5-4 Composante de la diagonale 84

Figure 5-5 Modélisation en éléments finis d'une section HSS tubulaire.....84

Figure 5-6 Défauts de rectitude exagérés de a) la diagonale continue et b) de la diagonale discontinue 85

Figure 5-7 Schématisation d'un élément *BeamWithHinges* (Mazzoni et al., 2007).....86

Figure 5-8 Représentation d'une connexion à cisaillement simple typique, tiré de Davaran (2014) 88

Figure 5-9 Courbes hystériques du premier étage issue d'une analyse préliminaire d'un bâtiment situé à Victoria de type C 89

Figure 5-10 a) Disposition du banc d'essai, tiré de Gélinas (2013); b) Reconstitution en éléments finis sur OpenSees 91

Figure 5-11 Subdivision de la connexion en 3 éléments.....91

Figure 5-12 Courbes force-déplacement de la diagonale discontinue du Spécimen no.7.....92

Figure 5-13 Courbes force-déplacement de la diagonale continue du Spécimen no.7 93

Figure 5-14 Agrandissement de la courbe force-déplacement au niveau du flambement de la diagonale discontinue.....94

Figure 5-15 Courbes contrainte-déformation issues des résultats d'essai en traction a) d'une plaque de 25 mm et b) d'un profilé HSS, tiré de Gélinas (2013) 95

Figure 5-16 Courbes force-déplacement de la diagonale discontinue et continue du spécimen no.8 avec le modèle en laboratoire et celui sur OpenSees 98

Figure 5-17 Courbes force-déplacement de la diagonale discontinue et continue du spécimen no.7 avec le modèle en laboratoire et celui sur OpenSees 99

Figure 5-18 Courbes force-déplacement de la diagonale discontinue et continue du spécimen no.14 avec le modèle en laboratoire et celui sur OpenSees 100

Figure 5-19 Modélisation empirique de la courbe de Wöhler 101

Figure 5-20 Courbes force-déplacement de la diagonale discontinue des spécimens 7 (a) et 14 (b) avec rupture par fatigue dans les connexions 103

Figure 5-21 Sélection de fibres le long de la section de la plaque 104

Figure 5-22 Dommage accumulé le long de la section pour le spécimen 14 105

Figure 5-23 Dommage accumulé le long de la section pour le spécimen 7 106

Figure 5-24 Contrainte normalisée le long de la section juste avant la rupture de la fibre étudiée pour le spécimen 14 107

Figure 5-25 Contrainte normalisée le long de la section juste avant la rupture de la fibre étudiée pour le spécimen 7 108

Figure 5-26 Calibration du matériau *Hysteretic* pour la pression diamétrale, tiré de Castonguay (2010) 109

Figure 5-27 Courbe force-déplacement du matériau pour la rupture par pression diamétrale 111

Figure 5-28 Courbe force-déplacement du matériau pour la rupture sur l'aire nette 112

Figure 5-29 Courbe typique de cisaillement-déformation pour des boulons A325 et A490, tiré de Kulak et al (2001) 113

Figure 5-30 Courbe typique de force en cisaillement-déformation 114

Figure 5-31 Courbe force-déplacement du matériau pour la rupture par cisaillement des boulons 114

Figure 5-32 Spectres d'accélération amortis à 5% des mouvements de sols associé au site Montréal de type C 116

Figure 5-33 Spectres d'accélération amortis à 5% des mouvements de sols associé au site Montréal de type E 117

Figure 5-34 Résultats d'analyse préliminaire de 18 accélérogrammes de Victoria type C sur un bâtiment de type T/O-CCS avec a) le déplacement inter-étage, b) l'effort maximal en traction normalisé et c) l'effort maximal en compression normalisé 118

Figure 5-35 Spectres d'accélération amortis à 5% des mouvements de sols associé au site Victoria de type C 119

Figure 5-36 Résultats d'analyse préliminaire de 20 accélérogrammes de Victoria type E sur un bâtiment de type T/O-CCS avec a) le déplacement inter-étage, b) l'effort maximal en traction normalisé et c) l'effort maximal en compression normalisé.....120

Figure 5-37 Spectres d'accélération amortis à 5% des mouvements de sols associé au site Victoria de type E.....121

Figure 6-1 Modes de flambement observés durant les analyses numériques sur OpenSees pour les diagonales de contreventement en X à cisaillement simple.....127

Figure 6-2 Mode de flambement des diagonales discontinues de contreventement en X à cisaillement simple de type T/C-CCS (déformation amplifiée).....130

Figure 6-3 *Push-over* exercé sur le bâtiment pour connaître la résistance en compression des diagonales sur OpenSees, $C_{u, OS}$.....131

Figure 6-4 Hystérésis de l'accélérogramme TH1 du premier étage du bâtiment Montréal de type C et T/C-CCS.....139

Figure 6-5 Sélection d'hystérésis du bâtiment Montréal de type C et T/C-CCS.....140

Figure 6-6 Hystérésis des accélérogrammes les plus critiques du bâtiment Montréal de type E et T/C-CCS.....141

Figure 6-7 Hystérésis de accélérogrammes les plus critiques du bâtiment Victoria de type C et T/C-CCS.....142

Figure 6-8 Sollicitation du mode de rupture en traction des assemblages T/C - CSS du bâtiment situé à Victoria de type C.....143

Figure 6-9 Sollicitation du mode de rupture en traction des assemblages T/C - CSS du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E.....143

Figure 6-10 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/C-CCxM.....152

Figure 6-11 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/C-CCxM.....152

Figure 6-12 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/C-CCxM 154

Figure 6-13 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/C-CCxM 154

Figure 6-14 Modes de flambement généralement observés des diagonales discontinues de contreventement en X à cisaillement simple de type T/C-CCS (déformation amplifiée) 157

Figure 6-15 Représentation de l'assemblage en éléments finis et position du capteur pour étudier pour la rotation plastique 158

Figure 6-16 Courbe Moment-Rotation de la plaque de transfert de la connexion centrale au premier étage du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/C-CCxM 159

Figure 6-17 Courbe Moment-Rotation de la plaque de transfert de la connexion centrale au deuxième étage du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/C-CCxM 159

Figure 6-18 Modélisation de la rupture en cisaillement des boulons sur la diagonale discontinue 161

Figure 6-19 Sollicitation maximale de la ductilité du mode de rupture associé aux assemblages de type T/C – CCxM pour chaque accélérogramme 162

Figure 6-20 Mode de flambement des diagonales a) discontinues et b) continues de contreventements en X de type T/O-CCS (déformation amplifiée) 164

Figure 6-21 Flambement selon le mode M5 de la diagonale continue pour la conception T/O – CCS observé sur le site Victoria E 165

Figure 6-22 Courbe hystérétique atypique du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCS 165

Figure 6-23 Comparaison des résistances au flambement inélastiques de la diagonale discontinue, tiré de Davaran (2014) 166

Figure 6-24 Sur-résistance en compression atypique de la diagonale discontinue selon le mode M4 (T/O-CCS) 173

Figure 6-25 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/O-CCS 174

Figure 6-26 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCS 175

Figure 6-27 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/O-CCS 176

Figure 6-28 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCS 176

Figure 6-29 Exemples de valeurs atteintes pour le dommage accumulé dans le cas de rupture par fatigue.....179

Figure 6-30Modes de flambement observés dans le cas d'un dimensionnement en T/O-CCM pour a) la diagonale continue et b) la diagonale discontinue 182

Figure 6-31 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/O-CCM.....189

Figure 6-32 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCM.....189

Figure 6-33 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/O-CCM.....189

Figure 6-34 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCS 190

Figure 6-35 Influence de l'approche de conception sur le comportement de diagonales discontinues pour un profilé a) HSS 12x127x4.8 et b) HSS 152x152x4.8.....193

Figure 6-36 Comparaison entre un dimensionnement CCM et CCS pour a) les diagonales discontinues et b) les diagonales continues.....194

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

ϕ	Coefficient de tenu de l'acier structural pour une rupture ductile (égal à 0.9)
α	Effet de torsion
δ_{ave}	Déplacement moyen
δ_{max}	Déplacement maximal
δ_u	Déformation à la rupture
Δ_f	Déplacement latéral
ε_0	Coefficient de ductilité en fatigue
θ	Angle en degré de la diagonale par rapport à l'horizontale
λ	Facteur d'élancement
a_i	Paramètre d'écrouissage isotrope agissant sur le comportement traction-compression du matériau *Steel02*
A	Aire d'une section
A_b	Aire d'un boulon
b	Rapport d'écrouissage entre la tangente de plasticité et la tangente d'élasticité
	Largeur de section du profilé HSS
b_g	Largeur du gousset
b_s	Largeur de la plaque de transfert
b_w	Largeur de Whitmore
B_x	Paramètre établissant la sensibilité à la torsion
B_r	Résistance pondérée à la pression diamétrale
C	Catégorie d'emplacement associée à un sol très dense et une roche tendre
C_f	Effort de conception en compression
C_{fx}	Effort de conception des diagonales

$C_{f,\ max}$	Résistance en compression anticipée de l'assemblage issu du design
$C_{f,\ umax}$	Résistance en compression probable anticipée de l'assemblage utilisant R_yF_y
C_r	Résistance en compression
C_u	Résistance probable en compression
$C_{u,OS}$	Résistance en compression trouvée par analyse sur OpenSees
C_{R1},C_{R2}	Paramètres qui contrôlent la transition entre la partie élastique et la partie plastique sur la courbe force-déplacement du matériau *Steel02*
CC	Construction Conventionnelle
CCM	Conception d'assemblages de système de contreventement de type CC dimensionnés pour avoir une rupture ductile et avec une charge de 1.0 C_f
CCS	Conception d'assemblages de système de contreventement de type CC dimensionnés avec une charge de 1.5 C_f
d	Profondeur de la section du profilé HSS
d_b	Diamètre nominal d'un boulon
D	Charge permanente
D_{nx}	Largeur du bâtiment
D_w	Grosseur nominale du cordon de soudure
e_i	Espacement laissé sur la plaque de transfert entre la fin de la plaque de gousset le profilé HSS pour l'installation
e_{rp}	Espacement sur le gousset et la plaque de gousset pour la formation de la rotule plastique
E	Catégorie d'emplacement associée à un sol meuble
	Charge et effets dus au séisme
	Module de Young de l'acier (200 GPa)
F_a	Coefficient d'accélération de l'emplacement

F_t	Portion de V concentrée au sommet de la structure
F_u	Limite ultime de l'acier
F_{ub}	Limite ultime d'un boulon
F_v	Coefficient de vitesse de l'emplacement
F_x	Force latérale agissant au niveau x
F_y	Limite élastique de l'acier
g	Écartement transversal des boulons
g_i	Longueur théorique des rotules plastiques
G	Module de cisaillement de l'acier (77 GPa)
h_n	Hauteur totale du bâtiment, ou H
h_x	Hauteur inter-étage
I_o	Moment polaire
I_X, I_Y	Moment d'inertie selon l'axe global X ou l'axe global Y
I_E	Coefficient de risque parasismique
K	Coefficient de longueur effective
K_x,K_y	Longueur effective sur l'axe local x ou l'axe local y
L	Charge vive
	Longueur d'un élément
L_{eff}	Longueur effective
L_c	Longueur de l'assemblage
$L_{c/c}$	Longueur centre à centre de la diagonale
L_{pi}	Longueur de la rotule i de l'élément *BeamWithHinges*
L_{pj}	Longueur de la rotule j de l'élément *BeamWithHinges*
L_s	Longueur de contact entre la plaque de transfert et la plaque de gousset

L_w	Longueur de cordon de soudure
L_X	Longueur de la baie sur l'axe global X
L_Y	Longueur de la baie sur l'axe global Y
LD	Ductilité limité
m	Exposant de ductilité en fatigue
M_{max}	Moment maximal
M_v	Coefficient considérant l'effet du mode supérieur sur le cisaillement à la base
MD	Modérément ductile
MFE	Méthode de force statique équivalente
n_b	Nombre de boulons
n_{cont}	Nombre de contreventement
p	Espacement longitudinal des boulons
P_{max}	Charge maximale enregistrée lors de l'analyse sur OpenSees
P_y	Résistance en plastification
r	Rayon
R_d	Coefficient de modification lié à la ductilité reflétant la capacité d'une structure à disperser l'énergie par comportement non élastique cyclique et inversé
R_o	Coefficient de modification liée à la sur-résistance tenant compte de la partie assurée de la résistance en réserve d'une structure dont la conception satisfait le Code National du Bâtiment – Canada (2010)
R0	Paramètre qui contrôle la transition entre la partie élastique et la partie plastique sur la courbe force-déplacement du matériau *Steel02*
R_yF_y	Limite élastique probable de l'acier
RSA	Analyse dynamique spectrale
S	Charge de neige

S(T)	Réponse spectrale de l'accélération de calcul exprimée sous forne de rapport à l'accélération de la pesanteur, pendant une période T
SFRL	Système de Résistance aux Charges Latérales
t	Épaisseur
t_g	Épaisseur de la plaque de gousset
t_s	Épaisseur de la plaque de transfert
T	Période de la structure
T_a	Période fondamentale théorique de la structure
T_e	Période fondamentale du premier mode issue d'une analyse dynamique
T_f	Effort de conception en tension
T_{max}	Effort en tension maximale
T_u	Résistance probable en traction
T_r	Résistance en traction
$T_{r,net}$	Résistance pondérée à la cassure à l'aire nette
T_x	Moment de torsion à chaque étage issue de la méthode statique équivalente
TH	Time History : accélérogramme appliqué à la structure
T/C	Traction/Compression : Type de conception tenant compte de la traction et de la compression
T/O	Traction/Only : Type de conception tenant compte de la traction seulement
U_2	Facteur permettant de prendre en compte l'effet P-Δ
V	Cisaillement à la base issu d'une analyse statique
V_e	Cisaillement à la base issu d'une analyse dynamique
V_{ed}	Cisaillement élastique à la base issu d'une analyse dynamique
V_d	Cisaillement à la base issu d'une analyse dynamique
V_{Hx}	Charge latéral fictive utilisée dans le calcul de U_2

V_r	Résistance pondérée au cisaillement des boulons
V_s	Résistance au glissement des boulons
V_x	Cisaillement inter-étage
V_{xc}	Cisaillement repris par un contreventement
w	Poids surfacique
W	Charge de vent
	Poids total du bâtiment
W_θ	Poids rotationnel sismique
W_x	Poids total d'un étage

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 – Organigramme du calcul des charges et effets dus au vent 81

Annexe 2 – Pressions selon les différentes surfaces et coefficients associés pour le calcul des charges de vent 82

Annexe 3 – Combinaisons de charges..... 83

Annexe 4 – Irrégularités de la structure 84

Annexe 5 – Profilés des bâtiments 85

Annexe 6 – Détails des calculs..... 86

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Problématique

La conception de la structure des bâtiments est l'une des activités où l'ingénieur doit appliquer de nombreuses exigences et règles de calculs afin d'obtenir une structure fiable et économique tout en minimisant l'impact écologique. Pour les bâtiments localisés dans les zones sismiques actives, le concepteur doit créer un système structural qui permet d'assurer la sécurité des occupants et de limiter les dommages en cas de mouvements sismiques importants.

Pour supporter les efforts dynamiques lors d'un séisme, les bâtiments possèdent différents types de Systèmes de Résistance aux Forces Latérales (SRFL). Pour les structures en acier, le système parmi les plus communs est le contreventement en X composé de membrures diagonales tubulaires, ou profilé HSS, comme l'illustre la Figure 1-1. Comparés à d'autres profilés, les sections tubulaires offrent une résistance supérieure aux efforts de compression et présentent une apparence plus intéressante.

Figure 1-1 Contreventement concentrique en X avec diagonales HSS et assemblage boulonné en cisaillement simple

L’une des propriétés de l’acier est d’être ductile, c’est-à-dire d’avoir la capacité de se déformer dans le domaine plastique sans se rompre. C’est un avantage considérable pour absorber et dissiper l’énergie sismique, mais aussi pour permettre la redistribution des efforts. On tire avantage de cette propriété pour la conception parasismique des SFRS en acier. Ainsi, les diagonales des contreventements sont dimensionnées pour subir des déformations inélastiques et ainsi dissiper l’énergie sismique. Cependant, leur section fermée implique la discontinuité d’une des diagonales du contreventement en X pour que celles-ci soient dans le même plan, comme le montre les Figure 1-1 et Figure 1-2 a). Pour assurer l’assemblage de ce système en son centre, une plaque de gousset traverse et est soudée à la diagonale continue. On vient ensuite fixer par l’intermédiaire de plaques de transfert, les membrures discontinues. Ces plaques de transfert sont mises selon deux sortes d’assemblages : en cisaillement simple ou en cisaillement double comme le montre les Figure 1-2 b) et c).

a)

b)

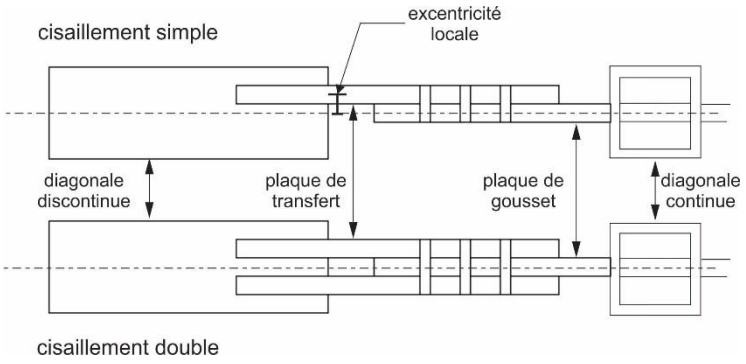


Figure 1-2 a) Contreventement concentrique en X avec diagonales HSS et assemblage boulonné en cisaillement double (photos de R. Tremblay) et b) schéma d'assemblages boulonnés au centre du contreventement en X avec section tubulaire dans le cas d'un cisaillement simple et double

La différence notable est la présence de l'excentricité de la plaque de transfert dans le premier cas. Bien que l'installation sur chantier soit plus aisée, cette excentricité est à prendre en compte dans les calculs et influence la stabilité de l'assemblage. On retrouve les deux mêmes types d'assemblages aux extrémités des diagonales. Comme montré à la Figure 1-3, une excentricité est

aussi présente entre le gousset et la plaque de transfert dans le cas des assemblages en cisaillement simple aux extrémités des diagonales.

a) b)

Figure 1-3 Assemblages boulonnées en cisaillement simple aux extrémités des diagonales de section tubulaire selon a) une vue globale et b) une vue plus détaillée (Photos de R. Tremblay)

Au canada, les contreventements sont dimensionnés selon le Code National du Bâtiment du Canada (CNBC) (CNRC, 2010) et les exigences spécifiques aux structures en acier de la norme canadienne CSA S16-09 (CSA, 2009). Comme nous l'avons souligné plus haut, il est permis de résister aux effets des séismes en régime inélastique. Dans ce cas, les forces sismiques sont obtenues en divisant le cisaillement élastique à la base du bâtiment par des paramètres de modifications sismique R_d et R_o. Le premier est lié à la ductilité offerte par le SRFL. Il varie entre 1.5 (peu ductile) et 5.0 (très ductile) pour les structures en acier. Le deuxième facteur est associé à la sur-résistance que possèdent les systèmes ductiles (Mitchell et al., 2003). Pour une structure de type Construction Conventionnelle (type CC), R_d et R_o sont respectivement égaux à 1.5 et 1.3. Contrairement aux systèmes Modérément Ductile (Type MD, R_d = 3.0, R_o =1.3) et à Ductilité Limitée (Type LD, R_d

= 2.0, R_o = 1.3), le type CC n'est pas dimensionné selon un calcul par capacité qui assure la dissipation en quantité importante de l'énergie sismique. Au contraire, il présume que peu de déformations inélastiques apparaissent et les règles de conception parasismique et de fabrication sont beaucoup moins exigeantes. Cette catégorie est par conséquent très populaire en pratique en raison de sa grande simplicité. Par contre, le système doit répondre à d'autres exigences pour éviter les ruptures non ductiles de l'assemblage.

De ce fait, la norme CSA S16 distingue deux types de dimensionnement pour les assemblages de contreventement de type CC. Soit il doit être conçu pour avoir une rupture ductile, on parlera par la suite de conception de type CCM, soit il doit être conçu pour supporter la charge sismique multipliée par le facteur R_d de 1.5, conception de type CCS. Cette deuxième option vise à compenser le manque de ductilité par une résistance accrue. La littérature donne peu d'informations pour juger des caractéristiques, des avantages-inconvénients et du comportement sismique de ces deux conceptions. De plus, une charge sismique dynamique impose des efforts cycliques de tension et de compression. Dans la littérature actuelle, on parle beaucoup du dimensionnement sous tension des contreventements et de leur assemblage, mais très peu de méthodes de dimensionnement ont été proposées pour reprendre les efforts de compression.

Des essais en laboratoire réalisés par Gélinas (2013) ont montré les problèmes de stabilité des assemblages en cisaillement simple de contreventement en X avec profilé HSS, notamment causé par l'excentricité locale. Des exemples sont illustrés à la Figure 1-4.

a) b)

Figure 1-4 Exemples d'instabilité au niveau des assemblages dans des contreventements en X avec assemblages boulonnés en cisaillement: a) Assemblage au gousset d'extrémité; b) Assemblage à l'intersection des diagonales (tiré de Gélinas, 2013).

Dans plusieurs cas, ces modes d'instabilité ont causé des déformations plastiques importantes localisées dans les plaques d'assemblage de la diagonale discontinue selon un mécanisme à trois rotules illustré à la Figure 1-5a). Ce phénomène cause une rupture prématurée des assemblages par fatigue au niveau de l'espace libre de la plaque de transfert à côté de la membrure comme le montre la Figure 1-5b).

a) b)

Figure 1-5 Instabilité observée pour un contreventement à assemblage en cisaillement simple avec a) un mécanisme à trois rotules de la diagonale discontinue et b) la rupture de la plaque de transfert par fatigue, tiré de Gélinas (2013)

Ces résultats ont abouti à des recommandations sur le dimensionnement des assemblages dans les contreventements en X, mais le nombre de spécimens et le temps alloué à son projet de recherche n'ont pas permis de généraliser des conclusions. Des simulations numériques seraient requises pour mieux caractériser les comportements observés lors des essais et proposer des règles de conception permettant d'éviter les ruptures prématurées. Davaran et al. (2013; 2014) ont développé un modèle numérique et réalisé des analyses avec le logiciel OpenSees qui ont confirmé et expliqué les problèmes de stabilité avec cisaillement simple. Une méthode d'évaluation de la résistance à la compression a été proposée pour ces assemblages. Cependant les modèles utilisés dans ses travaux étaient limités car ils ne permettaient pas de tenir compte du comportement des assemblages d'extrémité, de la rupture par fatigue et des modes de rupture critiques en traction.

Les sollicitations sismiques dans l'Est et l'Ouest du Canada sont différentes et il est possible que les règles de de conception diffèrent entre les deux parties (R. Tremblay et al., 2001; Atkinson, 2009). Les conditions du sol peuvent aussi affecter les mouvements de sols et leurs effets sur la structure.

De ce fait, quel est l'impact des différentes conceptions des connexions sur le comportement sismique du cadre de contreventement ? Quels sont les paramètres les plus influents ? Quel est l'impact des mouvements sismiques selon le site et la catégorie de sol ? Pour répondre à ces questions, il est essentiel de passer par une modélisation par éléments finis. De plus, ceci permettra de confirmer l'efficacité de la norme actuelle et d'identifier les conditions pouvant poser un comportement inadéquat. De plus, il sera éventuellement possible de proposer une amélioration suivant les résultats obtenus pour obtenir le comportement exigé par les normes. C'est dans ce contexte que ce projet de recherche est né.

1.2 Objectifs et portée de l'étude

L'objectif de ce projet de recherche est d'étudier le comportement sismique de structures en acier de faible hauteur dont le SRFL est constitué de contreventements concentriques en X de type CC avec assemblage en cisaillement simple. De façon plus précise, les objectifs sont les suivants.

- Développer un modèle numérique fiable permettant d'étudier le comportement sismique non-linéaire de contreventements en X avec assemblages en cisaillement simple. En particulier, le modèle devra prendre en compte la discontinuité des diagonales et

l'excentricité présente dans les plaques d'assemblage. Le modèle sera développé sur la plateforme OpenSees, à partir des modèles déjà développés par Davaran, et il devra être validé à l'aide des essais de Gélinas. Il devra reproduire les modes de rupture au niveau des assemblages incluant la rupture par fatigue sous sollicitations inélastiques;

- Étudier les 4 types de dimensionnement : CCM et CCS, et assemblages en Tension/Compression (T/C) et Tension/Seulement (T/S);
- Étudier le comportement pour les régions de l'est et de l'ouest du Canada, pour les sites de catégorie de sol ferme (C) et meuble (E);
- Évaluer l'adéquation des 4 approches de conception pour la résistance aux effets de séismes et, au besoin, formulaire des recommandations pour améliorer les règles actuelles de conception.

1.3 Méthodologie

Pour mettre en pratique et atteindre les objectifs cités précédemment, un protocole expérimental a été mis en place :

- faire une revue de la littérature actuelle sur les assemblages à cisaillement simple des contreventements en X en acier;
- concevoir des bâtiments de type CC selon différents sites (Est avec la ville de Montréal et Ouest avec la ville de Victoria) et selon la catégorie d'emplacement (C ou E) et valider sous le logiciel ETABS que les diagonales subissent un effort de compression égale à leur résistance;
- concevoir les assemblages du contreventement les quatre cas cités plus haut : T/C-CCS, T/C-CCM, T/O-CCS et T/O-CCM. Une fois que toutes les données seront connues, les bâtiments seront modélisés en éléments finis sur OpenSees et des accélérogrammes représentatifs seront appliqués pour examiner et évaluer le comportement des structures;
- améliorer et développer le modèle de Davaran sur OpenSees, avec notamment :
    - Validation de la modélisation des assemblages;
    - Calibration de la rupture par fatigue;

    - Calibration de la rupture par mode critique en traction;
- réaliser des analyses sismiques des bâtiments à l'aide des accélérogrammes sélectionnés;
- formuler des conclusions et recommandations.

1.4 Organisation du mémoire

Ce mémoire est divisé en 7 chapitres. Le premier chapitre permet une mise en contexte du projet en développant sur sa problématique, ses objectifs et son organisation globale. Le deuxième chapitre expose la revue de littérature relative au sujet de ce mémoire. Le dimensionnement des différents bâtiments à l'étude sera présenté dans le chapitre trois avec une validation des modèles via le logiciel ETABS tandis que celui des connexions sera introduit dans le chapitre quatre. Le chapitre cinq développe la modélisation en éléments finis sur OpenSees des bâtiments en introduisant les différents types de conception des connexions. Les accélérogrammes appliqués aux bâtiments seront également exposés dans ce chapitre. Enfin le chapitre six montrera les observations faites sur les différents modèles, ainsi qu'une analyse des résultats. Le dernier chapitre est la conclusion de ce projet de recherche.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Dans ce chapitre sera résumée la littérature actuelle concernant les contreventements en X en acier et plus précisément dans le cas de membrure de profilé HSS avec des assemblages à cisaillement simple.

2.1 Les contreventements concentrique en X avec profilés tubulaires

2.1.1 Introduction

L'acier est idéal pour reprendre des forces sismiques car il est ductile, c'est-à-dire qu'il peut subir de grandes déformations sans se rompre. En effet, les différents codes permettent de réduire les charges sismiques en reconnaissance de la ductilité disponible. Il est donc logique de construire des systèmes de résistances aux forces sismiques en acier étant donné sa capacité de déformation avantageuse. Pour que le système soit efficace, les normes requièrent que les poutres, colonnes et autres éléments hormis les diagonales, soient protégés de la plastification sous charge sismique afin de maintenir l'intégrité du système de résistance aux charges gravitaires. Ainsi, ces éléments doivent restés intacts alors que les diagonales doivent user de leur ductilité pour reprendre les charges latérales. (Tremblay, 2002). Ainsi, les contreventements réduisent considérablement les dommages sur la structure globale soumise à une charge latérale et permettent une dissipation de l'énergie sismique (Shaback et al., 2003). Le contreventement concentrique est le plus généralement utilisé et plusieurs configurations sont présentées à la Figure 2-1.

Il peut être conçu en Tension/Compression (T/C), le plus généralement utilisé, ou en Tension/Seulement (T/O). Lorsque le dimensionnement du contreventement concentrique en X se fait en tension-compression, le cisaillement inter-étage est divisé par 2 car chaque diagonale reprend une moitié de l'effort. La conception des diagonales est gouvernée par sa résistance en compression. Ce type de dimensionnement est plus économique dans le cas de diagonales plus trapues, autrement dit plus courtes et/ou pouvant résister à des efforts plus importants. Dans le cas d'un dimensionnement en T/O, on conçoit le contreventement comme si il y avait une seule diagonale reprenant la totalité de la charge sismique en tension seulement. Ce dimensionnement est plus adapté au cas où les diagonales sont plus élancées.

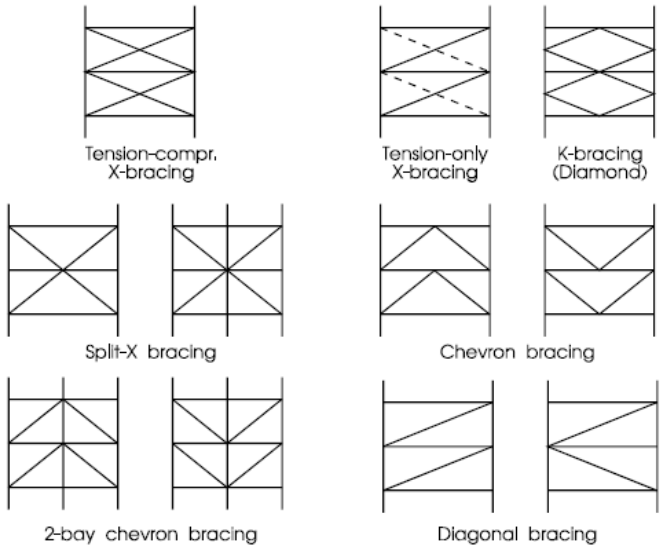


Figure 2-1 Configuration de contreventements concentriques (issu du cours « Analyse avancée des structures en acier » de R. Tremblay)

D'une revue de différents tests et études analytiques, Nordenson (1984) propose de restreindre les extrémités des membrures diagonales des contreventements pour réduire leur longueur effective et ainsi améliorer leur réponse sismique. En particulier, la configuration en X (X-bracing) permet d'avoir une longueur effective KL réduite de moitié comme le montre la Figure 2-2 où l'on observe le flambement sur la demi-longueur de la diagonale de contreventement..

a) b)

Figure 2-2 Flambement sur la demi-longueur de la diagonale a) continue et b) discontinue, tiré de Gélinas (2013)

Cette recommandation est validée à de nombreuses reprises dans plusieurs travaux qui vont être cités dans cette section. Il s'agit donc d'un contreventement concentrique combinant une diagonale continue et une diagonale discontinue reliées en leur milieu. Les diagonales sont généralement formées de cornières, simples ou jumelées dos-à-dos, ou de profilés tubulaires, dits HSS (Hollow Structural Shapes). L'avantage des profilés HSS est leur résistance plus élevée aux efforts de compression, ce qui en fait un choix logique pour des diagonales plus longues ou lorsque les efforts sont plus importants. Dans cette sous-partie, la stabilité sous charge sismique des contreventements concentriques en X sera exposée en portant une attention spéciale sur le flambement global des diagonales, le voilement local des diagonales et l'influence du rapport d'élancement global.

2.1.2 Comportement sismique global

Le contreventement concentrique dissipe l'énergie induite par les séismes par la plastification en tension et le flambement en compression des diagonales, ce dernier se traduisant par une formation de rotules plastiques au milieu et aux extrémités des diagonales. Les rotules aux extrémités de la diagonale peuvent se former dans les assemblages ou dans la diagonale elle-même, dépendamment de la conception de la connexion. Ce mécanisme est illustré à la Figure 2-3 pour un contreventement en X. Le flambement et la plastification des diagonales débutent généralement à un déplacement inter-étage situé entre 0.2 et 0.25% de la hauteur inter-étage.

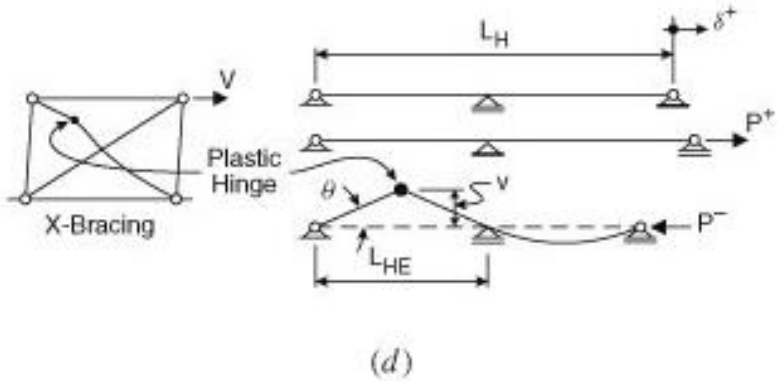


Figure 2-3 Schématisation de la plastification en tension et du flambement inélastique en compression dans un contreventement en X, tiré de Ziemian (2010)

Sous des séismes sévères, les déplacements inter-étage sont importants impliquant des efforts de compression conséquents dans les diagonales de contreventement. Sous de telles charges, un

flambement se produit avec apparition d'une rotule plastique. Un voilement local des parois de la section des diagonales peut avoir lieu à ce niveau et aboutir à la rupture de la diagonale par fatigue en régime inélastique. La stabilité des contreventements concentriques est donc contrôlée par le flambement global et voilement local de la diagonale. D'autres types d'instabilités peuvent être remarqués, notamment le flambement des connexions en compression et l'instabilité des poutres et colonnes de la baie contreventée.

2.1.3 Flambement global des diagonales

Les travaux de Tremblay (2002) et Dicleli et al. (2008) exposent la réponse force-déplacement hystérétique typique d'une diagonale soumise à un chargement cyclique inélastique, tel que représenté à la Figure 2-4a. L'essai illustré sur la figure a débuté par un cycle de déplacement axial imposant un effort de compression à la diagonale. Dans ce cas, après une phase élastique linéaire en compression, la diagonale atteint sa résistance en compression maximum C_u, ce qui produit le flambement global de la membrure et la formation d'une rotule plastique en son milieu. La formation de la rotule plastique entraîne la dégradation progressive de la résistance en compression sous chargement cyclique. Les déformations hors-plan résiduelles accumulées combinés à l'effet de Baushinger sont à l'origine de cette altération en résistance représentée à la Figure 2-4b.

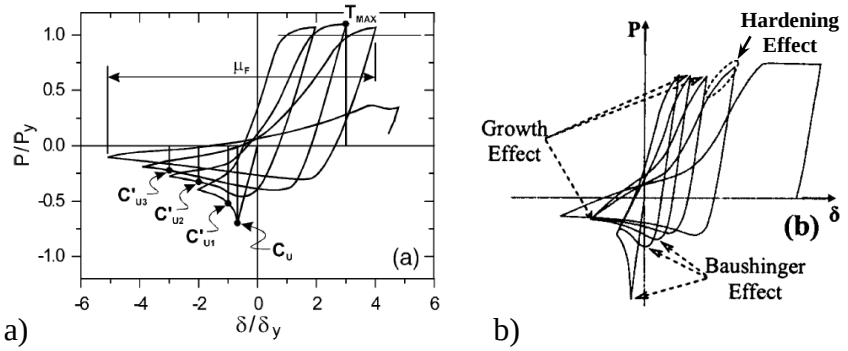


Figure 2-4 Comportement hystérétique de la diagonale avec la a) définition des maximum (Tremblay, 2002) et la b) représentation des effets de Baushinger, d'écrouissage, de cumul de déformations plastiques, adapté de Dicleli et al. (2008)

L'effet de Baushinger est la détérioration anisotrope de la limite d'élasticité après un premier chargement au-delà de la limite élastique. Cet effet réduit la résistance au flambement de la diagonale dans le second et subséquents cycles de chargement. À l'inversion du déplacement axial

imposé à la fin d'une excursion en compression, la diagonale se redresse en tension et atteint sa résistance plastique P_y, à un déplacement de plus en plus grand à chaque cycle en raison de l'allongement plastique subi en traction dans le cycle précédent (brace growth effect). Si la déformation plastique imposée en traction est suffisante, le phénomène d'écrouissage (hardening effect) où l'acier se durcit sous l'effet des déformations plastiques peut se produire, ce qui conduit à une résistance en tension maximale T_{max}, supérieure à P_y. Comme pour l'accroissement progressif du déplacement inter-étage en traction, la rotule plastique devient de plus en plus conséquente à chaque nouveau cycle en compression, et les contraintes et déformations normales importantes qui en découlent peuvent conduire au voilement local des parois de la diagonale.

Le rapport d'élancement global KL/r est le principal facteur qui contrôle la réponse hystérétique des diagonales du SRFL. Le paramètre KL représente la longueur effective de la diagonale et r son rayon de giration. En effet, différents travaux (Stoman, 1989; Sabelli et al., 2013; Tremblay, 2000, 2003, 2008) ont montré l'impact de KL/r sur les critères essentiels à la reprise de charges sismiques listés ci-dessous.

Lorsque le rapport d'élancement global augmente :

- la résistance au flambement et au post-flambement en compression diminue;
- la capacité de dissipation de l'énergie diminue;
- l'allongement résiduel avant la fracture augmente.

La Figure 2-5 illustre l'influence de KL/r sur le comportement des diagonales.

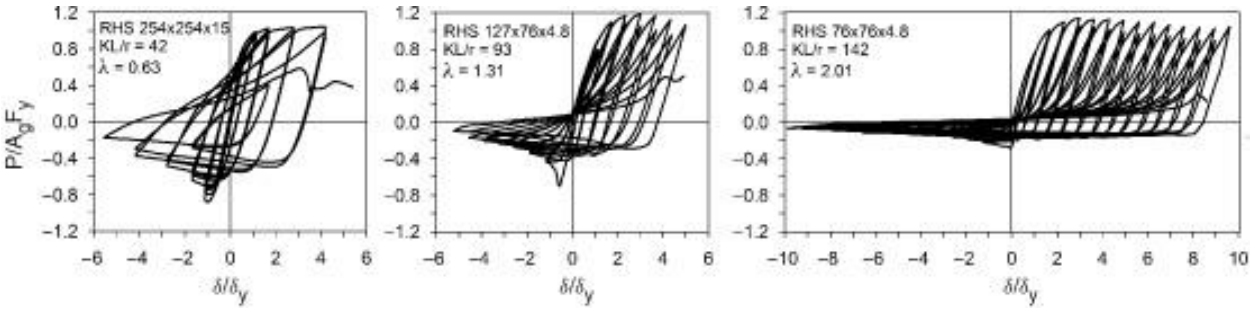


Figure 2-5 Influence du rapport d'élancement global sur la réponse hystérétique d'un profilé HSS, tiré de Ziemian (2010)

L'article 10.4 de la norme canadienne des structures d'acier (CSA, 2009) impose une limite de 200 au paramètre KL/r pour limiter le battement (vibration) des membrures comprimées et assurer une

résistance minimum en compression et par conséquent, une capacité minimum de dissipation d'énergie en compression. La résistance pondérée en compression d'une membrure est donnée par :

$$C_r = \frac{\phi A F_y}{(1+\lambda^{2n})^{\frac{1}{n}}}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r}\sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \qquad (2\text{-}1)$$

Dans cette équation, ϕ est le coefficient de tenue de l'acier, égal à 0.9, A est l'aire de la section étudiée, F_y est la limite élastique de l'acier, λ est l'élancement normalisé de la membrure, le paramètre n prend en compte l'effet des contraintes résiduelles et des défauts de rectitude du profilé, et E est le module d'élasticité de l'acier, égal à 200000 MPa. Le paramètre λ est égal à 2.65 pour un acier dont la limite élastique F_y = 350 MPa et pour l'élancement maximum permis KL/r = 200. Le paramètre n est égal à 1.34 pour les profilés HSS formés à froid et à 2.28 pour les HSS formés à chaud ou ceux ayant subi un traitement de relaxations des contraintes résiduelles.

Compte tenu du rôle important de l'élancement KL/r sur le choix des diagonales (ne doit pas excéder 200, influence importante sur la résistance C_r), il est primordial de faire une estimation cohérente de la longueur effective des diagonales, KL, pour répondre aux exigences de la conception sismique des contreventements concentriques en X. Plusieurs travaux ont permis de raffiner le choix de la longueur effective selon le type des connexions d'extrémité.

Dans le cas d'un contreventement dimensionné en tension-compression, la diagonale en tension est capable d'offrir un support dans le plan et hors plan à la diagonale en compression comme le montre la Figure 2-6 étant donné sa rigidité flexionnelle augmentée sous tension.

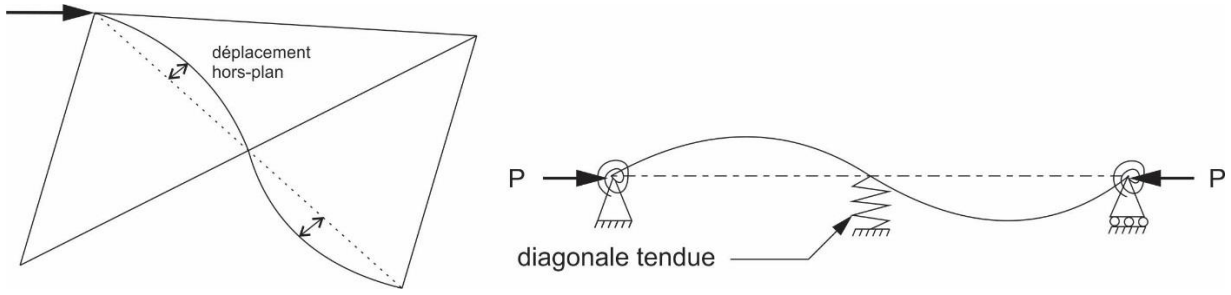


Figure 2-6 Diagonale en compression avec support en son milieu de la diagonale en traction

Ce comportement a aussi été validé dans plusieurs études expérimentales comme illustré par la Figure 2-7

a) b)

Figure 2-7 Influence de la diagonale tendue sur le flambement global de la diagonale comprimée dans un contreventement en X: a) Tremblay et al. (2003); b) Gélinas (2013).

Plusieurs chercheurs comme Kitipornchai et al. (1986) et Picard et al. (1987; 1988) ont étudié ce problème et ont conclu que la résistance au flambement d'une diagonale comprimée d'un contreventement en X pouvait être prédite en utilisant la longueur KL comme étant la demi-longueur de la diagonale, soit K=0.5, où L est la longueur utile entre les deux plaques de gousset d'extrémité, puisque le système est symétrique et les diagonales se croisent en leur milieu. Cependant, certaines de ces études ont aussi permis de constater l'effet de plusieurs paramètres sur la longueur effective, dont le rapport entre les efforts axiaux agissant dans les diagonales tendue et comprimé, les connections des diagonales aux cadres de contreventement et le type de sections des diagonales. Notamment, les travaux de Stoman (1989) et Segal et al. (1994) se sont intéressés à ces effets et ont développé des courbes donnant la longueur effective de la membrure comprimée en fonction du rapport des efforts de traction et de compression et des conditions frontières, telle que celle présentée à la Figure 2-8.

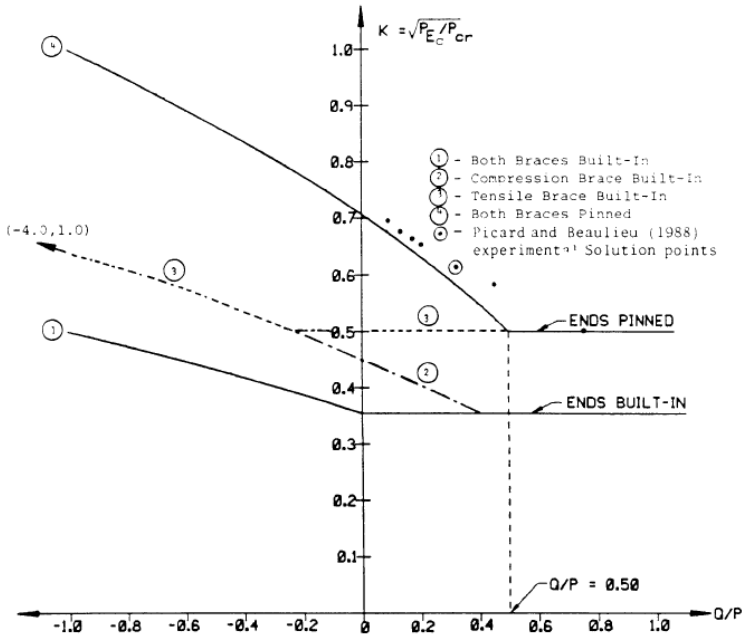


Figure 2-8 Facteur de la longueur effective K pour des diagonales de contreventement en X en traction compression de section identique pour différentes d'extrémités, tiré de Stoman (1989)

Ainsi, dans le cas où l'effort de traction est égal à l'effort de compression (Q/P = 1), le facteur K est de 0.35 pour des diagonales avec connexions rigides aux extrémités et de 0.5 pour des connexions flexibles. Segal a approfondi ses recherches en s'intéressant à des connexions semi-rigides, mais aussi à d'éventuelles excentricités des efforts dans les diagonales dues à des imperfections de construction. Les expressions développées démontrent que ces excentricités impliquent une réduction de la résistance du système de contreventement en X et que celle-ci dépend principalement de l'effort en compression. En utilisant les recommandations de la norme pour le dimensionnement des connections d'extrémité, les tests en laboratoires de Tremblay et al. (2003) et Ziemian (2010) ont révélé un facteur K variant de 0.4 à 0.45 pour des contreventements en X avec profilés tubulaires. Les mesures effectuées durant les essais cycliques quasi-statiques (Tremblay et al., 2013) ont confirmé que ses résultats. Les travaux de Sabelli (1999) donnent une plage limite du facteur K pour le dimensionnement de la diagonale en compression de 0.3 à 0.42 pour le flambement dans le plan, et de 0.35 à 0.5 pour le flambement hors-plan. Ce facteur est appliqué la longueur utile L de la diagonale. Les travaux de Tremblay et al. (2003) ont démontré que les valeurs réduites de KL obtenues des essais pour des contreventements en X caractérisent

également la capacité de dissipation d'énergie des diagonales pour ces contreventements. Il est à noter qu'une valeur de K inférieure ou égale à 0.5 est adéquate lorsqu'il n'y a pas d'instabilité au niveau des assemblages (Gélinas, 2013) comme illustré à la Figure 1-4.

En effet, les travaux cités ne prennent pas en considération les milieux de connections qui peuvent avoir une incidence considérable sur le comportement sismique de la structure. En effet, une des diagonales devient discontinue et traverse la diagonale continue pour permettre de garder le contreventement dans le même plan. Mais ceci implique une plus grande instabilité de la diagonale discontinue comme le montre les tests faits en laboratoire de Gélinas (2013). Ce sujet est détaillé dans la section 2.2.

2.1.4 Voilement local et rupture par fatigue des diagonales

Bien que les HSS offrent un excellent comportement en compression contrairement aux autres profilés avec un rapport résistance-masse très avantageux, ils sont plus sensibles au voilement des parois local et peuvent se dégrader rapidement avec la fatigue cyclique, entraînant une défaillance du SRFL par réduction de la rigidité latérale et de la capacité de dissipation de l'énergie. En effet, dans plusieurs travaux en laboratoire et observations post-séisme (Shaback et al., 2003; Tremblay et al., 2003; Tremblay, 2008; Fell et al., 2009; Sabelli et al., 2013) ce type de profilés a tendance à fracturer peu après le voilement local des parois au niveau de la rotule plastique issu du flambement global de la diagonale en compression.

La Figure 2-9 présente étape par étape la formation et l'évolution de la rotule plastique issue du voilement local jusqu'à la fracture du profilé tubulaire. Dans un premier temps, il y a une concentration de contraintes née de la formation d'une rotation plastique induite par le flambement global de la diagonale en son milieu, ce qui crée une instabilité au niveau des parois de la section pouvant entraîner le voilement local. Cette déformation locale engendre des déchirures (Figure 2-9b) et suite à de nombreux chargements cycliques inélastiques, ces déchirures s'étendent sur toute la section de la diagonale (Figure 2-9c) pour finalement engendrer la rupture en traction de la diagonale (Figure 2-9d). On désigne ce type de rupture comme une rupture par fatigue sous déformations cycliques inélastiques (low-cycle fatigue failure).

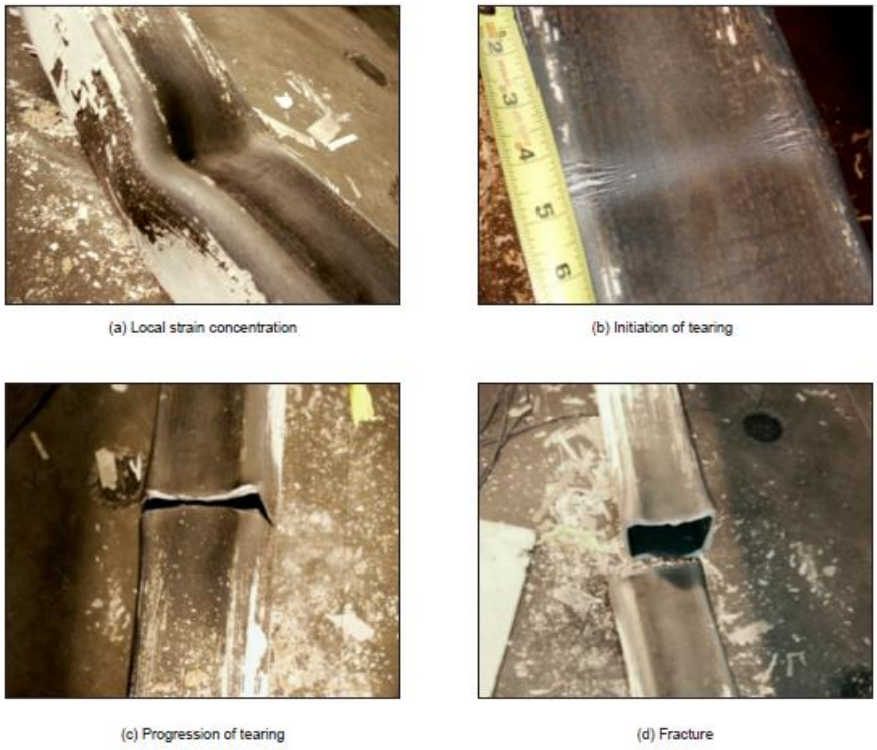


Figure 2-9 Progression de la contrainte locale à la fracture d'une diagonale HSS, tiré de Sabelli et al. (2013)

Ce phénomène est influencé par le rapport d'élancement local (b_o/t) des parois de la section de la membrure. Un faible rapport ou, autrement dit, une paroi trapue peut supporter des contraintes plus élevées, ce qui retarde le voilement local et permet une capacité de déformation plus importante avant l'initiation de la rupture. Comme la résistance au voilement augmente lorsque l'élancement local diminue, la diagonale résiste alors mieux à la rupture par fatigue. Afin d'éviter les risques de rupture par fatigue dans le cas de profilés tubulaires utilisés dans les contreventements de type CC, la norme CSA S16 requiert de limiter le voilement local en respectant :

$$\frac{b_0}{t} \leq \frac{670}{\sqrt{F_y}} \qquad (2\text{-}2)$$

Dans cette équation, b_0 est la largeur des parois de la section, égale à la largeur totale moins 4 fois l'épaisseur t, soit (b – 4t). Les travaux de Tremblay (2008) ont aussi montré l'influence que peut avoir le rapport d'élancement global sur la résistance à la fatigue. En effet, lorsque le rapport KL/r augmente, la résistance à la fatigue augmente aussi Figure 2-5. De façon inverse, pour un faible

rapport d'élancement global il y a d'importantes déformations axiales et flexionnelles plastiques au niveau de la rotule plastique. Aussi, une portion plus importante de la section est soumise à la compression, ce qui implique une condition d'instabilité locale des parois plus critique. De ce fait, la section est plus propice à la rupture par fatigue. En résumé, les diagonales élancées sur leur longueur (grand KL/r) et compact (petit b_o/t) sur leur section offrent une meilleure résistance à la fatigue.

À partir de résultats d'essais, plusieurs expressions empiriques ont été proposées pour prédire la rupture par fatigue des diagonales en tenant compte des paramètres KL/r et b_0/t. Tang et al. (1989) proposent l'évaluation du nombre de cycles, N_f que peut supporter un profilé HSS avant la fracture :

$$N_f = 262 \frac{\frac{KL}{r}}{\left(\frac{b-2t}{t}\right)^2} \geq 262 \frac{60}{\left(\frac{b-2t}{t}\right)^2} \tag{2-3}$$

Dans cette équation b est la largeur de la section du tube. Pour un rapport d'élancement global inférieur à KL/r = 60, seul le rapport d'élancement local gouverne la résistance à la fatigue. Cette équation a montré de bons résultats pour prédire la rupture des diagonales observée lors d'un essai sur un contreventement de 6 étages. Shaback et al. (2003) propose un modèle théorique pour trouver la déformation axiale cumulative normalisée en tension et compression Δ_f avant la fracture :

$$\Delta_f = 0.065 * 0.822 \frac{\left(\frac{350}{F_y}\right)^{-3.5}\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{\left(\frac{b-2t}{t}\right)^{1.2}} \geq 0.065 * 0.822 \frac{\left(\frac{350}{F_y}\right)^{-3.5}(70)^2}{\left(\frac{b-2t}{t}\right)^{1.2}} \tag{2-4}$$

Contrairement à l'équation (2-3), cette approche donne plus d'importance à l'élancement global et suggère que l'élancement local gouverne lorsque KL/r est inférieur ou égal à 70. De plus, la limite élastique de l'acier est aussi prise en compte en considérant son effet négatif lorsqu'elle est trop importante, traduisant un risque de voilement local plus critique. La déformation cumulative trouvée est à comparer avec la définition donnée par Hassan (1991) :

$$\Delta_f = \sum(0.1\Delta_1 + \Delta_2) \tag{2-5}$$

Dans cette équation, Δ_1 et Δ_2 sont définis selon la Figure 2-10. Dans ce modèle, une plus grande importance est donnée à la portion dérivée en tension où la diagonale est redressée, plutôt qu'à celle où la diagonale commence à se redresser.

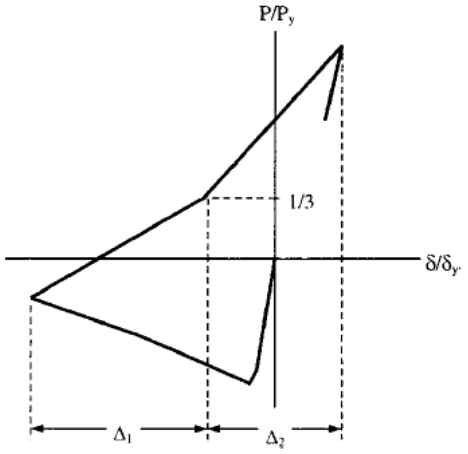


Figure 2-10 Courbe hystérétique normalisée pour calculer la déformation cumulative à la fracture, tirée de Shaback et al. (2003)

Dans les deux précédentes équations, la réponse hystérétique force-déformation doit être connue pour être comparée aux résultats théoriques, ce qui est problématique en phase de conception. Les travaux de Tremblay (2002) donnent une relation empirique simplifiée indépendante du chargement sismique pour estimer la ductilité à la fracture de la diagonale :

$$\mu = 2.4 + 8.4\lambda \qquad (2\text{-}6)$$

Aussi, Tremblay et al. (2003) donnent une équation de la rotation plastique au centre de la diagonale :

$$\theta_f = 0.091 \left(\frac{b_0 d_0}{t}\right)^{-0.1} \left(\frac{KL}{r}\right)^{0.3} \qquad (2\text{-}7)$$

Dans cette équation, b_0 et d_0 sont respectivement la largeur et la profondeur à plat de la section du profilé HSS.

L'enjeu du dimensionnement d'un contreventement concentrique en X fait de diagonales HSS se fait donc sur une bonne estimation du facteur K et le choix d'un profilé cohérent avec les limites de voilement local et de résistance à la fatigue.

Pour modéliser la fatigue oligocyclique (*low-cycle fatigue*) à l'aide d'un logiciel d'éléments finis, la relation de Coffin-Manson est la plus souvent utilisée :

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 \left(N_f\right)^m \quad (2\text{-}8)$$

Dans cette équation, ε_i est la valeur de la déformation à chaque cycle, ε_0 est la valeur de la déformation à laquelle un cycle complet cause la rupture et m est un paramètre qui décrit la sensibilité de la déformation totale aux nombres de cycle qui cause la rupture. Uriz (2005) et Hsaio et al. (2013) ont proposé deux approches pour enregistrer l'endommagement par fatigue. Le modèle d'Uriz a été implémenté sous le matériau *Fatigue* dans le logiciel OpenSees. Il a combiné à cette équation d'accumulation de déformation à un compteur de cycles suivant les amplitudes de contraintes. Avec ce logiciel de simulation numérique, il est possible de discrétiser une section en plusieurs fibres auxquelles sont associées des propriétés de rigidité et de résistance axiales du matériau. Ainsi, le modèle de rupture par fatigue de Uriz permet de réduire la rigidité axiale des fibres à zéro lorsque l'endommagement atteint une valeur limite de 1 produisant la rupture du matériau. Finalement, il a proposé des valeurs pour les paramètres de la loi d'endommagement sur la base de ses essais sur diagonales de profilé W en s'appuyant sur les résultats expérimentaux de Ballio et al. (1995).

Lignos et al. (2011) et Tirca et al. (2014) ont également testé ce modèle sur OpenSees pour les profilés HSS en développant différentes équations pour le paramètre ε_0, le paramètre m étant toujours égal à -0.5. Ces résultats sont donnés au Tableau 2-1.

Tableau 2-1 Paramètres du matériau Fatigue selon différents recherches sur OpenSees

	m	**ε_0**
Uriz	-0.5	0.095
Lignos	-0.5	$\varepsilon_0 = 0.291\left(\frac{KL}{r}\right)^{0.484}\left(\frac{w}{t}\right)^{-0.613}\left(\frac{E}{F_y}\right)^{0.3}$
Tirca	-0.5	$\varepsilon_0 = 0.006\left(\frac{KL}{r}\right)^{0.859}\left(\frac{w}{t}\right)^{-0.6}\left(\frac{E}{F_y}\right)^{0.1}$

Les résultats ont montré une bonne prédiction de la rupture des profilés comme le montre la Figure 2-11. Ainsi, les paramètres proposés donnent avec précision le début de la fracture dans un cycle identique à celui trouvé en laboratoire.

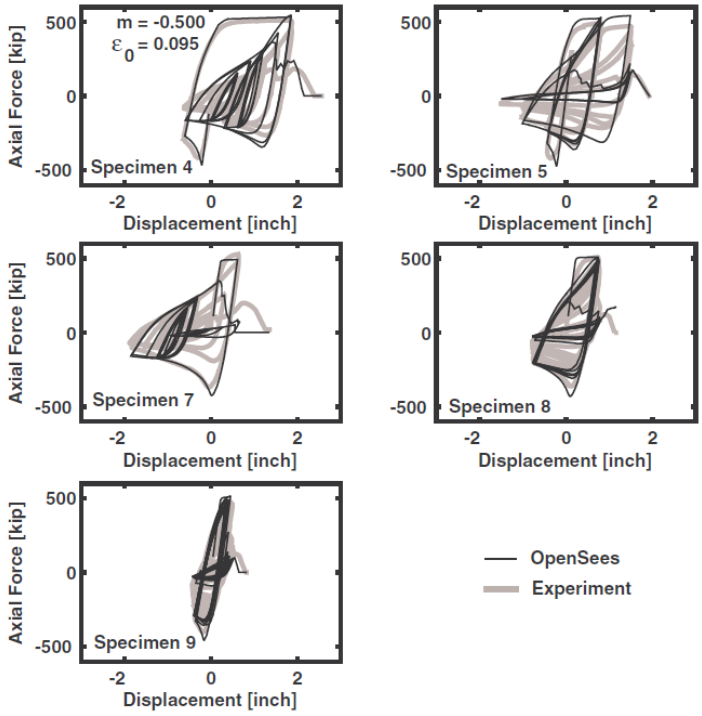


Figure 2-11 Calibration des paramètres ε₀ et m et courbes hystérétiques force-déplacement pour des profilés HSS renforcés à la section nette au niveau des connexions, tiré de Uriz (2008)

Le modèle de Hsiao est similaire à celui proposé par Uriz. La différence notable est que la rigidité de la fibre est posée égale à zéro lorsque la déformation dans la fibre excède :

$$Max, \varepsilon_0 = 0.1435 \left(\frac{w}{t}\right)^{-0.4} \left(\frac{KL}{r}\right)^{-0.3} \left(\frac{E}{F_y}\right)^{0.2} \quad (2\text{-}9)$$

2.2 Connexions des diagonales de contreventement

Différents travaux montrent aussi l'influence de la résistance et de la rigidité des connections qui viennent perturber la stabilité globale des diagonales de contreventement, et peuvent donc modifier

la position des rotules plastiques. Il a notamment été étudié l'impact des milieux et extrémités de connexion des diagonales de contreventement concentriques en X sur leur comportement sismique. Nous verrons donc dans cette partie l'influence que les connexions ont sur le comportement globale du SRFL, ainsi que leur modélisation en éléments finis. Ce projet de recherche s'est limité à l'étude de connexion à cisaillement simple.

2.2.1 Influence des connexions

Dans les travaux de Tremblay et al. (2013), Davaran (2001) et Davaran et al. (2009), il a été montré que la longueur effective est très sensible à la rigidité de la connexion entre les deux diagonales. Ceci implique que la résistance en compression globale et le mode de flambement de la diagonale discontinue sont influencés par la conception du milieu de connexion. Les propriétés de cet assemblage ont plus d'effet sur la résistance en compression des diagonales discontinues que celles des connexions d'extrémité. De plus, il a été constaté que trois modes de flambement illustrés à la Figure 2-12 prennent place : un mode de flambement de la diagonale M0, un mode à trois rotules sur la moitié de la diagonale discontinues M1 et un mode antisymétrique agissant sur les deux demi-membrures de la diagonale discontinue M2. Gélinas a aussi observé que l'instabilité au niveau des assemblages peut se produire avant le flambement des diagonales, surtout pour la diagonale discontinue. De ce fait, le facteur d'élancement est plus grand que 0.5 quand ce mode d'instabilité se produit.

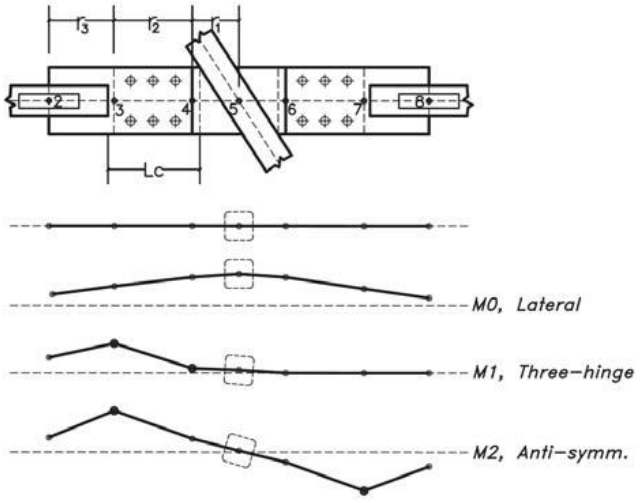


Figure 2-12 Modes de flambement observés sur la diagonale discontinue, tiré de Tremblay et al. (2013)

Les connexions à cisaillement simple sont plus sujettes à des instabilités locales de compression qui affectent la capacité des diagonales discontinues étant donné l'excentricité présente illustrée par la Figure 1-2 contrairement à un cisaillement double. Dans le guide de design 24 de l'AISC (2010), une procédure est proposée pour déterminer la résistance en flambement d'une configuration simplifiée équivalente modélisée selon la Figure 2-13, en considérant une longueur effective de K égale à 1.2, et répond aux équations (2-10).

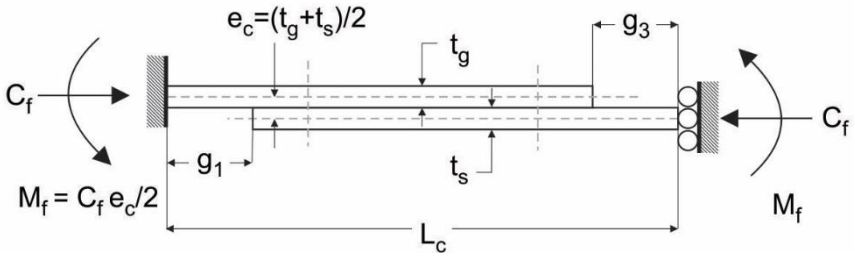


Figure 2-13 Modèle simplifié d'une connexion à cisaillement simple

$$\frac{C_f}{C_r}+\frac{8}{9}\left(\frac{M_f}{M_r}\right)\leq 1.0 \qquad si\,\frac{C_f}{C_r}\geq 0.2$$

$$\frac{C_f}{2C_r}+\left(\frac{M_f}{M_r}\right)\leq 1.0 \qquad si\,\frac{C_f}{C_r}\leq 0.2 \qquad \text{(2-10)}$$

Dans cette équation C_r et M_r sont respectivement les résistances en compression et flexion de la connexion, et C_f et M_f sont les efforts subis.

Dans les travaux de Gélinas et al. (2013), un comportement similaire a été observé sur plusieurs spécimens à cisaillement simple. Un mécanisme de 3 rotules plastiques se forme sur la demi-membrure suite à l'instabilité de la diagonale discontinue en compression, comme le premier mode M1 illustré sur la Figure 2-12. La première rotule se forme sur la plaque de transfert où il y a présence d'un espace libre. Les deux autres se développent ensuite sur la plaque de gousset proche de la diagonale continue et sur la connexion d'extrémité. Une image d'un des spécimens montre ce mécanisme sur la Figure 2-14.

Figure 2-14 Flambement d'une diagonale HSS de contreventement en X à cisaillement simple, tiré de Gélinas 2013.

Il a de plus été constaté qu'utiliser des plaques plus épaisses augmente la résistance et la rigidité de la connexion. Ceci apporte une plus grande résistance au flambement, améliore le comportement post-flambement de la diagonale et offre aussi un déplacement inter-étage plus important. De plus la rupture s'est à chaque fois produite sur la section nette de la plaque de transfert du milieu de connexion de la diagonale discontinue comme le montre la Figure 2-15, sauf pour l'un des spécimens où la rupture s'est produite sur la section nette de la diagonale continue au niveau du milieu de connexion. Ce spécimen a une épaisseur de plaque plus épaisse que les autres. Même si le flambement est apparu dans la connexion avec le mécanisme à 3 rotules et non dans la diagonale, le spécimen a offert un comportement très satisfaisant, supportant un déplacement inter-étage plus important que la moyenne (1.4%). Ainsi la stabilité de la diagonale discontinue peut être améliorée en augmentant l'épaisseur ou la largeur de plaque des connexions.

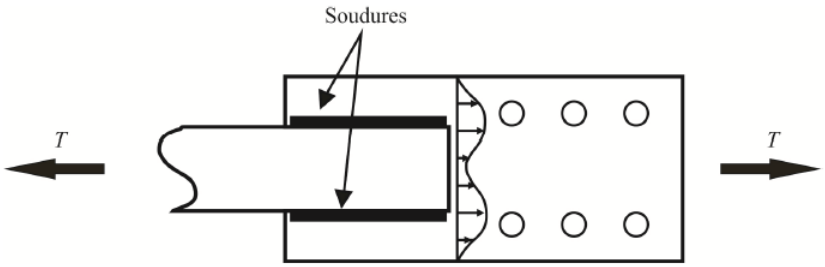


Figure 2-15 Zone de rupture des spécimens à cisaillement simple avec schématisation de la concentration de contrainte, tiré de Gélinas (2013)

Lorsque ce mécanisme à trois rotules a lieu, la dissipation de l'énergie se fait essentiellement dans les rotations plastiques formées dans les plaques de connexion, et on en vient à conclure que la contribution à la dissipation de l'énergie des connexions augmente lorsque le rapport de résistance entre le HSS et la connexion augmentent (Shaback & Brown, 2003).

Ainsi, une bonne conception des connexions des diagonales est extrêmement importante pour satisfaire le comportement inélastique de ces membrures. Dans le cas de constructions conventionnelles (R_d = 1.5), si le rapport d'accélération spectrale [$I_E F_a S_a(0,2)$] pour des structures à courtes périodes est supérieur à 0.45, l'article 27.11 de la norme canadienne (CSA, 2009) propose deux types de conception pour les assemblages qui font partis du SRFL :

- dimensionner l'assemblage pour que le mode de défaillance qui gouverne la résistance soit ductile (conception ductile, CCM);
- calculer les efforts de résistance de l'assemblage pour résister aux charges de gravité combinées à la charge sismique multipliée par R_d, soit 1.5 (conception non-ductile, CCS).

Les tests en laboratoire de Gélinas ont montré que le type CCM donne à l'assemblage une capacité de résistance plus faible, mais accommode un déplacement inter-étage plus important comparé au type CCS. Ces deux aspects sont présentés à la Figure 2-16 où le spécimen No. 5 est de type CCS et le spécimen No.11 est de type CCM.

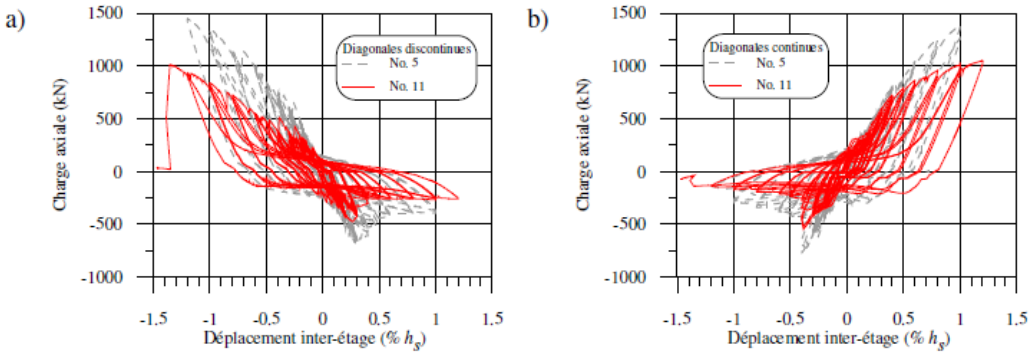


Figure 2-16 Influence du type de conception pour des profilés HSS pour a) la diagonale discontinue et b) la diagonale continue, tiré de Gélinas (2013)

Cependant, Gélinas souligne la difficulté d'établir un assemblage ductile dans le cas d'une conception CCM lorsque l'effort en compression est considéré, étant donné la corrélation des

différents paramètres sur les résistances des modes de défaillance et à la nécessité de répondre à l'équation d'interaction présentée à l'équation (2-10).

Aussi, les résultats en laboratoire ne sont pas assez représentatifs pour permettre de généraliser ces concepts, et peu d'analyses numériques se concentrant sur la conception des milieux de connexion des diagonales de contreventement en X selon la norme canadienne et dans le cas de structure de type construction conventionnelle ont été réalisées. Afin de palier à ce manque d'information, ce projet de recherche va tenter une analyse numérique selon différentes hypothèses pour généraliser les conclusions faites en laboratoire. Pour ce faire, une modélisation en éléments finis doit être réalisée.

2.2.2 Modélisation en éléments finis

Les travaux de Davaran et al. (2013) et Gélinas et al. (2012) présentent une modélisation sous le logiciel OpenSees d'un assemblage en cisaillement simple pour un contreventement en X.

Une schématisation plus détaillée des éléments finis appliquée à la diagonale discontinue est présentée à la Figure 2-17.

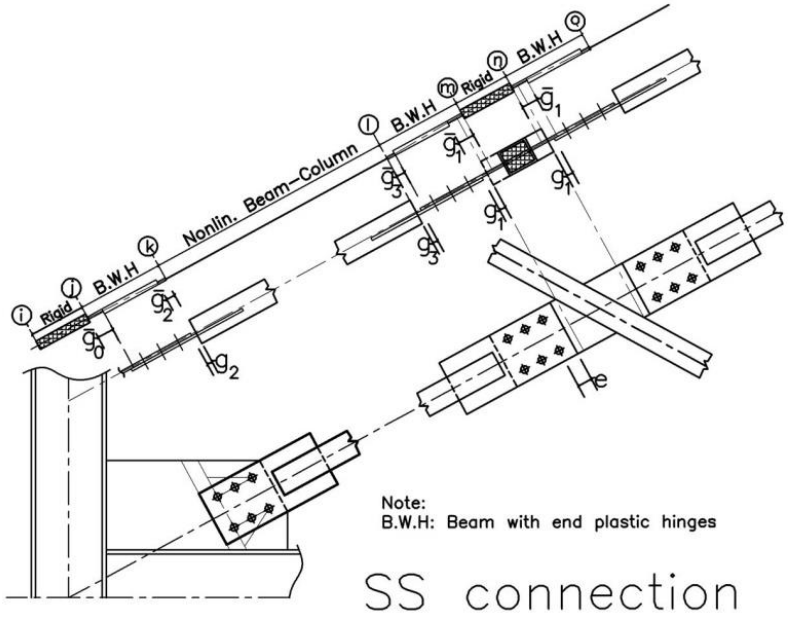


Figure 2-17 Schématisation en éléments finis de la diagonale discontinue, tiré de Davaran et al. (2013)

La diagonale HSS est modélisée par un élément *nonlinearBeamColumn* avec une discrétisation en fibre de la section nette dans le but de prédire son comportement sismique, c'est-à-dire le flambement inélastique en compression ou la plastification en traction. La connexion est modélisée par élément *BeamWithHinges* qui est constitué d'un élément intérieur et deux rotules à ses extrémités reproduisant la capacité axiale et en flexion des plaques. La section du segment intérieur est élastique-linéaire puisqu'aucune déformation n'a été observée au niveau du chevauchement des plaques. Quant aux deux rotules, elles modélisent le comportement plastique typique qui a lieu dans les connexions à cisaillement simple où le flambement se produit aux extrémités libres des plaques boulonnées. Les résistances des soudures et boulons ne sont pas modélisées dans ce modèle puisqu'elles sont conçues de sorte qu'elles ne contrôlent pas le mode de rupture.

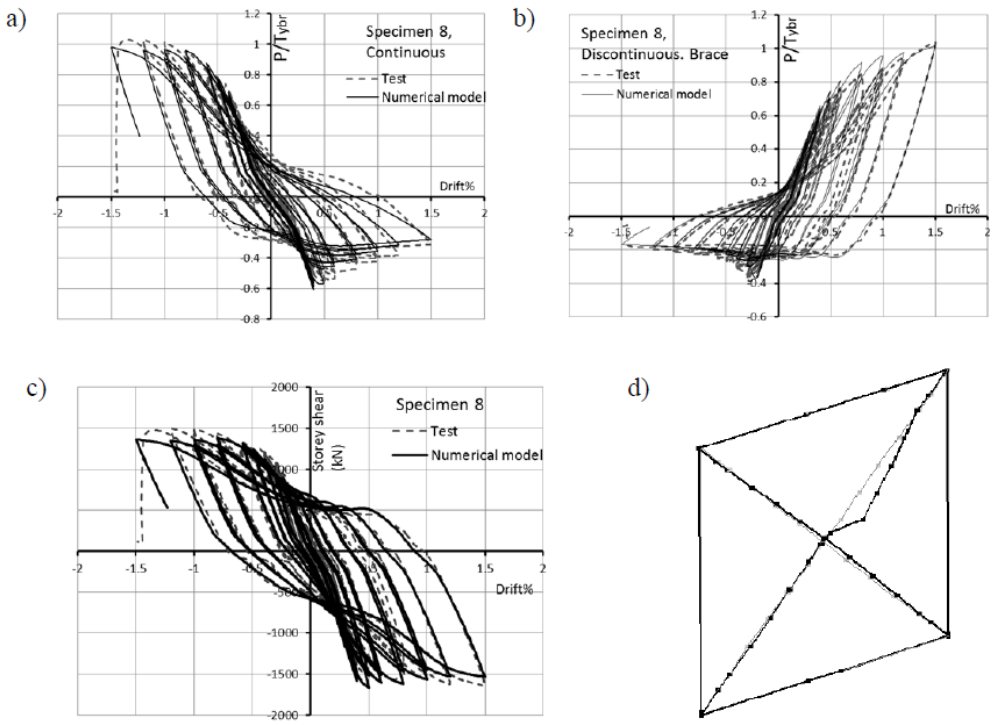


Figure 2-18 Validation du modèle numérique avec un spécimen de laboratoire selon la réponse a) de la diagonale discontinue, b) de la diagonale continue, c) du cisaillement à la base et d) le mode de flambement à 3 rotules de la diagonale discontinue, tiré de Davaran et al. (2013)

Le modèle numérique a pu prédire le même mode de flambement qu'en laboratoire pour différents spécimens. Deux spécimens sur trois ont montré de bonnes correspondances avec une erreur

moyenne de la résistance au flambement inélastique entre le modèle numérique et les tests en laboratoire de 3.5% pour la diagonale continue et de 4.3% pour la diagonale discontinue. Le troisième spécimen, constitué de plaques les plus minces a montré une erreur respective de 13 et 10 %. Ces erreurs sont attribuées aux imperfections initiales supposées dans le modèle numérique qui peuvent différer des imperfections réelles. Le modèle offre néanmoins une bonne prédiction de la réponse cyclique obtenue en laboratoire. Par la suite, le modèle a été utilisé dans le cas d'une analyse de bâtiment à deux étages sur Montréal avec un sol de catégorie C. La structure montre une performance sismique satisfaisante malgré l'apparition du mécanisme à trois rotules dans la connexion, ceci étant dû à une épaisseur de plaque plus importante (28.6 x 228 mm). Ainsi le modèle numérique proposé permet de tenir compte du flambement inélastique et de la plastification des membrures ainsi que le flambement inélastique à travers la déformation en flexion dans les plaques de connexions.

De plus, les derniers travaux de Davaran (2014) ont permis de développer une équation d'interaction (2-11) de la résistance en compression de l'assemblage du milieu de connexion se basant sur l'effort en flexion que la rotule g_3 (voir Figure 2-18) est capable de reprendre. Lors d'un mécanisme à trois rotules, la rotule g_3 associée à l'espace libre de la plaque de transfert entre l'assemblage boulonné et la diagonale subit un moment plus important que les autres rotules. De ce fait, cette équation suppose que la résistance de l'assemblage est atteinte quand la rotation plastique se produit dans la rotule g_3.

$$\left(\frac{C_f}{C_r}\right)^2 + \left(\frac{M_3}{M_r}\right) \leq 1.0$$

$$M_3 = \left(\frac{EI_y}{LC_r}\right)\left[\frac{1}{\gamma(1-\gamma)g_3}\right]\left(\frac{C_f\ t}{\frac{1-C_f}{C_{ri}}}\right) \qquad (2\text{-}11)$$

Dans cette équation, E est le module de Young de l'acier, I_y est le moment d'inertie de la plaque selon l'axe local y, t est l'épaisseur de la plaque représentant l'excentricité initial, g_3 est la longueur théorique de la rotule plastique, γ est le rapport entre la longueur de l'assemblage L_c et la longueur totale d'un des deux segments de la diagonale discontinue L, et les valeurs C_r et C_{ri} se calculent selon les équations (2-12) et (2-13).

$$C_r = \frac{EI_y}{(K_c L_c)^2} \tag{2-12}$$

$$C_{ri} = \frac{EI_{iy}}{(K_c L_c)^2} \tag{2-13}$$

$$I_{iy} = 0.8\,\tau_b I_y$$

Le paramètre C_{ri} permet de tenir compte des effets inélastiques en utilisant I_{iy} avec $\tau_b = 1.0$ si $C_f/C_r < 0.5$ ou $(4 \times C_f/C_r \times (1- C_f/C_r))$ autrement. Puisque ce travail a été fait en parallèle de ce projet de recherche ces équations n'ont pas été utilisées. Seules les recommandations de l'AISC ont été prises en compte.

De plus, le modèle numérique développé par Davaran sur OpenSees pour reproduire les tests en laboratoire de Gélinas ne tient pas compte de la dégradation des sections qui se fait par fatigue dans les rotules plastiques, ainsi que des modes de rupture critique en traction. Aussi, seule la connexion du milieu est modélisée et la connexion d'extrémité est considérée comme rigide.

CHAPITRE 3 DIMENSIONNEMENT DES BÂTIMENTS

Dans ce chapitre, on présente la conception des bâtiments prototypes dont le comportement sismique a été étudié dans ce projet. On y décrit les bâtiments et conditions sismiques considérés. On donne ensuite les charges de conception et les analyses sismiques effectuées. La conception préliminaire des contreventements est réalisée en utilisant la méthode de la force statique équivalente. La conception finale est effectuée avec la méthode d'analyse dynamique. On conclut avec la conception des contreventements formant le SRFL des bâtiments. La conception des assemblages des diagonales est présentée au chapitre suivant.

3.1 Hypothèses et charges appliquées

3.1.1 Bâtiments et sites considérés

Les bâtiments prototypes sont des bâtiments de deux étages utilisés à des fins commerciales. La structure est en acier et le SRFL est constitué de contreventements en X de type Construction Conventionnelle (CC) disposés le long des murs extérieurs. Les bâtiments sont localisés dans les deux principales régions sismiques à forte population de l'est et de l'ouest du Canada, soit Montréal, QC, pour l'est et Victoria, CB, pour l'ouest. Pour chacun des deux endroits, deux catégories d'emplacement sont étudiées : C qui correspond à un profil de sol très dense et de roche tendre et E qui correspond à un sol meuble. La conception des structures a été réalisée en conformité avec le CNBC 2010 (CNRC, 2010) et la nome CSA S16 (CSA, 2009).

La vue en plan et en élévation de la structure sont montrées aux Figure 3-1. Le même agencement est appliqué à chaque structure. Les dimensions en plan des structures à chaque site sont données au Tableau 3-1. Il est à noter que par simplicité, la longueur du bâtiment a été considérée égale à la largeur. Toutefois les longueurs varient d'une structure à une autre car elles ont été ajustées pour que la résistance des diagonales choisies soit égale ou très proches des efforts de conception. Les valeurs données dans le tableau sont celles obtenues lors de la dernière itération de la conception finale des structures avec l'analyse dynamique et utilisées dans la modélisation sur OpenSees. Comme on le verra plus bas, une conception préliminaire a été réalisée avec la méthode de la force statique équivalente du CNBC pour donner un ordre de grandeur des dimensions de la structure. Elles ont ensuite été légèrement modifiées après avoir complété la conception avec l'analyse dynamique du CNBC.

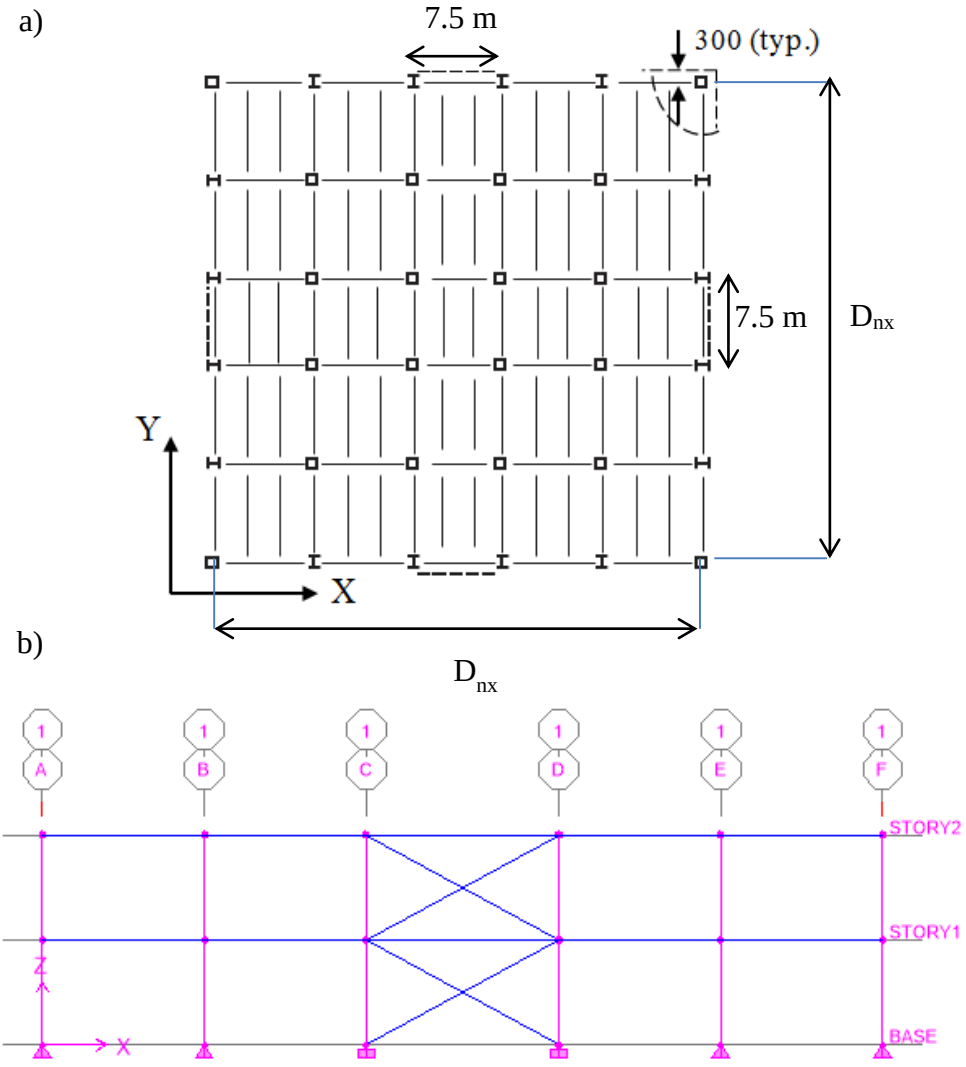


Figure 3-1 a) Vue en plan et b) vue en élévation d'un bâtiment (tiré du logiciel ETABS)

Tableau 3-1 Dimensions D_{nx} en mètres des bâtiments

	Montréal	**Victoria**
C	45.1	32.7
E	36.5	35.5

Pour les quatre sites, les hypothèses et critères suivants ont été appliqués :

- les contreventements sont dimensionnés en Tension/Compression. Les contreventements étudiés sont ceux résistant aux charges latérales dans la direction E-O;
- les baies contreventées font 7.5 m de largeur et la hauteur de chacun des deux étages est de 4.087 m. La hauteur totale du bâtiment, h_n, est 8.174 m. Ces dimensions ont été choisies car elles correspondent à celle du cadre d'essais qui a été utilisé dans le programme experimental de Gélinas (2013), ce qui permettait une validation directe des modèles numériques aux résultats des essais;
- Le toit est un tablier métallique en acier de 38 mm de profondeur. Le plancher à l'étage est une dalle de béton de densité normale. Il s'agit d'une dalle travaillant en composite avec le tablier métallique de 76 mm de profondeur. La dalle fait 140 mm d'épaisseur totale : 76 mm pour le tablier plus 63 mm de recouvrement de béton;
- Le parement des murs extérieurs a un poids unitaire de 1.5 kPa. Il repose sur la fondation du rez-de-chaussée et sur la dalle de plancher à l'étage.

3.1.2 Approche de conception

La Figure 3-2 présente l'approche de conception parasismique utilisée basée sur les recommandations du CNBC. Ce code propose deux méthodes pour évaluer les effets des séismes : la méthode de la force statique équivalente et la méthode dynamique. Pour les structures régulières comme celles traitées dans cette étude, la méthode statique est permise si la hauteur totale de la structure, h_n, est inférieure à 60 m, ce qui est le cas ici, et si la période de conception, T_a, est inférieure à 2.0 s. Comme on le verra plus loin, la deuxième condition est aussi satisfaite pour les bâtiments à l'étude. Afin de baser la conception sur le meilleur estimé possible de la sollicitation sismique attendue, incluant les effets de la torsion accidentelle, on a utilisé la méthode d'analyse dynamique pour la conception finale. La méthode de la force statique équivalente a été employée pour la conception préliminaire. L'analyse dynamique a aussi été préférée car le CNBC permet de réduire jusqu'à 80% des efforts considérés avec la méthode statique. L'analyse dynamique pouvant ainsi conduire à des structure ayant une résistance latérale plus faible, il était normal, dans un contexte d'évaluation d'une méthode de conception des contreventements, d'étudier la condition la plus critique pouvant survenir en pratique.

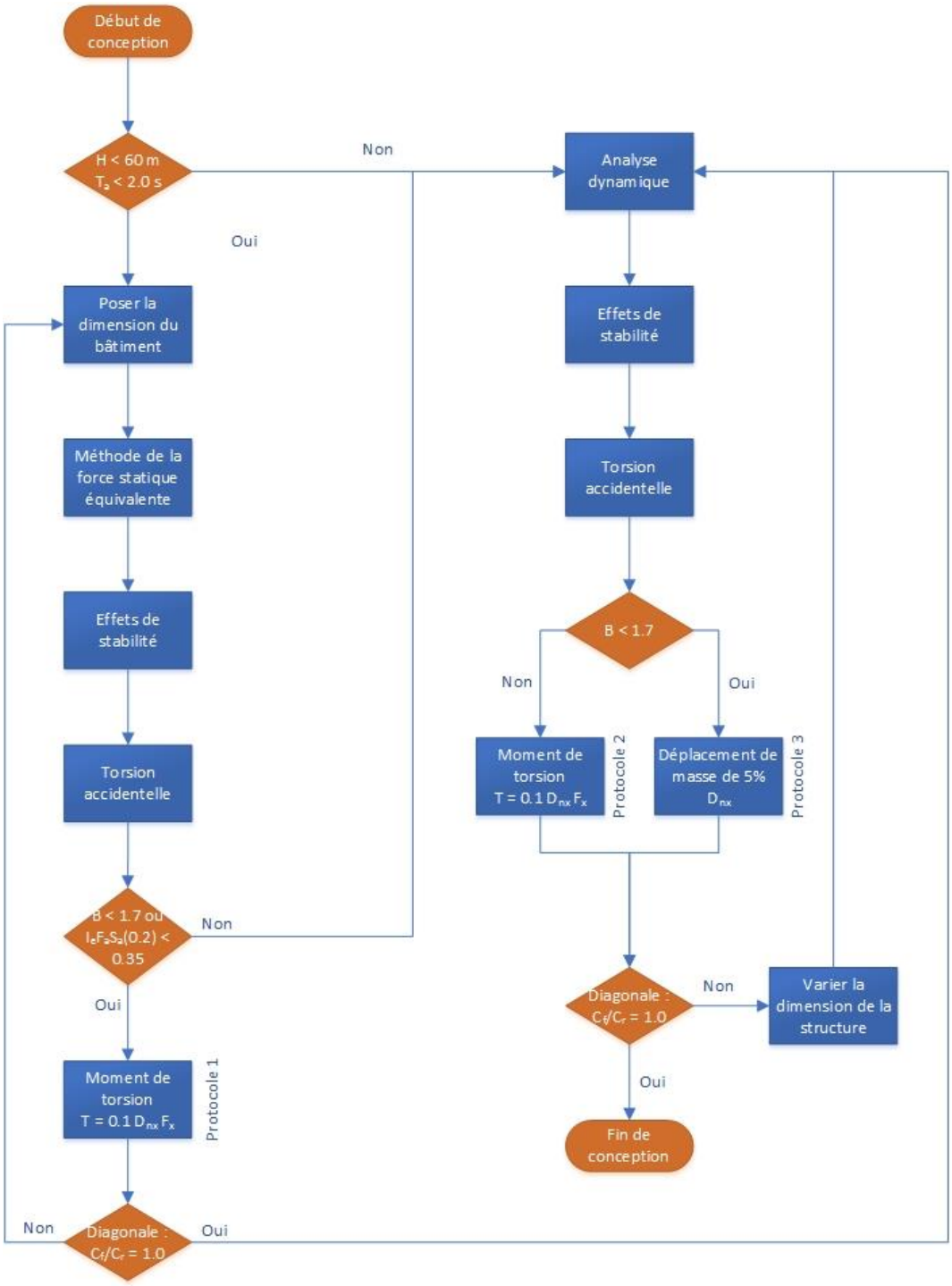


Figure 3-2 Organigramme de conception des bâtiments à l'étude

Dans l'organigramme, on note que les dimensions des bâtiments sont réitérées jusqu'à obtenir un niveau de sollicitation optimale pour les diagonales des contreventements, tel que leur résistance pondérée était égale à l'effort pondéré de conception. Les détails de ces calculs sont décrits dans

les sections suivantes. La méthode de la force statique équivalente a permis une conception préliminaire des bâtiments afin de choisir des profilés pour les diagonales des contreventements et d'établir des dimensions préliminaires pour les bâtiments. En utilisant les diagonales choisies, les dimensions des bâtiments ont été finalisées sur la base des résultats de l'analyse dynamique permettant de valider la conception. La méthode de la force statique équivalente et l'analyse dynamique sont respectivement présentées aux sections 3.3 et 3.4.

Comme montré sur la Figure 3-2, une fois que les efforts sismiques ont été déterminés avec l'une ou l'autre des méthodes d'analyse, on doit ajouter les effets de stabilité (effets P-delta et charges horizontales fictives) puis procéder au calcul des effets de la torsion. Comme les bâtiments sont symétriques, la torsion inhérente est nulle et seuls les effets de la torsion accidentelle doivent être considérés. Les méthodes de calcul des effets de stabilité et la prise en compte de la torsion accidentelle sont décrites dans les prochaines sections pour chacune des méthodes d'analyse.

Le calcul des charges de gravité, de vent et sismiques est d'abord donné dans la prochaine section.

3.1.3 Charges de gravité

L'utilisation de la surface du bâtiment étudié concerne des bureaux, ainsi les charges uniformément réparties sont telles qu'indiquées dans le Tableau 3-2.

Tableau 3-2 Charges uniformes appliquées aux bâtiments

	Charges (kPa)
$\mathbf{D_{toit}}$	1.3
$\mathbf{D_{étage}}$	4.3
$\mathbf{D_{mur\ extérieur}}$	1.5
L	2.4

Les charges mortes sont représentées par la lettre D, et les charges vives par la lettre L. Le calcul de la charge de neige S, est fait selon l'article [4.1.6] du CNBC 2010. Pour Montréal et Victoria, elle est respectivement égale à 2.48 kPa et 1.08 kPa. Pour la charge de vent W, on suit l'ordinogramme de la figure I-1 pour le calcul de la charge et des effets dus au vent sur les bâtiments (voir Annexe 1) du Commentaire I du Guide de l'utilisateur du CNBC 2010 ainsi que l'article

[4.1.7] du CNB 2010, ce qui nous amène à trouver les pressions agissant sur les différentes surfaces et les coefficients introduits dans la figure I-7 du Commentaire I (voir Annexe 2). Les pressions varient selon le site.

3.1.4 Charges sismiques

Dans le CNB, la force sismique horizontale minimum V est donnée par :

$$V_{min} \leq V = \frac{S(T_a)\, M_v\, I_E\, W}{R_d\, R_o} \leq V_{max}$$

$$V_{min} = \frac{S(2.0)\, M_v\, I_E\, W}{R_d\, R_o} \qquad (3\text{-}1)$$

$$V_{max} = \frac{2}{3}\frac{S(0.2)\, I_E\, W}{R_d\, R_o} \qquad si\ R_d \geq 1.5$$

Dans cette équation, S représente le spectre de calcul, T_a est la période fondamentale du bâtiment et W est le poids du bâtiment. Ces trois paramètres sont décrits dans les sections suivantes. Les valeurs finales de V sont données au Tableau 3-14.

Puisque la catégorie de risque est définie comme normale et T_a est trouvé inférieure à 1, alors I_E, le coefficient de risque associé au séisme et M_v, le coefficient de mode supérieur, sont tous deux égaux à 1. Les coefficients de modification liés à la ductilité, R_d, et à la sur-résistance, R_o, valent respectivement 1.5 et 1.3 pour le type Construction Conventionnelle.

3.1.4.1 Période fondamentale

La période T_a est calculée selon les articles [4.1.8.11.3) et 4.1.8.11.3) d) ii)]. Pour les ossatures contreventées, la période est égale à :

$$T_a \leq 0.025\, h_n \qquad (3\text{-}2)$$

La période obtenue de l'équation est égale à .0205 s. Cependant, le CNBC permet d'utiliser la période obtenue de l'analyse dynamique à moins qu'elle ne dépasse 2 x T_a, soit 0.4087 s. Les périodes trouvées lors des analyses dynamiques sont données à la section 6.1.1. Pour Montréal, les périodes issues de l'analyse dynamique, T_e, excèdent la limite supérieure, cette dernière est donc

utilisée dans le calcul de V. Dans le cas de Victoria, T_e est compris entre T_a et sa borne supérieure, donc T_e est utilisée dans le calcul de V. Les périodes issues de l'analyse dynamique sont données au Tableau 3-14. Dans les bâtiments à l'étude, h_n est de 8.174 m, donc T_a = 0.487 s.

3.1.4.2 Poids sismique du bâtiment

Le poids du bâtiment se fait pour chaque étage selon la combinaison :

$$W_x = 1.0\ D + 0.25\ S \qquad (3\text{-}3)$$

À titre d'exemple, pour le site C à Montréal, on a une aire de 2034 mm^2 et un périmètre de 180 m. De ce fait, pour le deuxième étage, la charge morte au toit est de 2644 kN (2034 x 1.3), la charge de neige est de 1261 kN (0.25 x 2034 x 2.48) et la charge morte associée aux murs extérieurs sur la demi hauteur de l'étage est de 553 kN (1.5 x 180 x 4.087 / 2), soit un total de 4458 kN. Pour le deuxième étage, la charge morte au plancher auquelle on retire 0.5 kPa de cloison est de 8339 kN ((4.6 - 0.5) x 2034) et la charge morte des murs extérieurs est de 1106 kN (1.5 x 180 x 4.087), soit un total de 9445 kN. Le poids total se calcule avec :

$$W = \sum_{x=1}^{n} W_x \qquad (3\text{-}4)$$

Dans cette dernière équation, n est le nombre d'étage (n = 2), W_x est le poids par étage. Dans l'exemple, le poids total est de 13903 kN. On peut retrouver les valeurs de ces deux paramètres au Tableau 3-3.

Tableau 3-3 Poids total des différents bâtiments

Site	Étage	W_x (kN)	W (kN)
C – Montréal	2	4458	13903
	1	9445	
E – Montréal	2	3005	9362
	1	6357	
C- Victoria	2	2080	7266
	1	5186	
E - Victoria	2	2414	8451
	1	6038	

3.1.4.3 Spectre de calcul

Les valeurs de S(T) sont obtenues en interpolant linéairement les valeurs intermédiaires de périodes :

- $S(T) = F_a S_a(0.2)$ si $T < 0.2$ s
- $S(T)$ = la plus petite valeur de $F_a S_a(0.2)$ et $F_v S_a(0.5)$ si $T = 0.5$ s
- $S(T) = F_v S_a(1.0)$ si $T = 1.0$ s
- $S(T) = F_v S_a(1.0)$ si $T = 2.0$ s
- $S(T) = F_v S_a(2.0)/2.0$ si $T = 4.0$ s

Dans ces expressions, les valeurs de S_a aux périodes de 0.2, 0.5, 1.0 et 2.0 s sont données dans le Tableau C-2 du CNB 2010. Ces valeurs pour les deux localités considérées ici sont données dans le Tableau 3-4.

Tableau 3-4 Valeurs de données sismiques $S_a(T)$ pour les différents sites

	$S_a(0.2)$	**$S_a(0.5)$**	**$S_a(1.0)$**	**$S_a(2.0)$**
Montréal	0.64	0.31	0.14	0.048
Victoria	1.2	0.82	0.38	0.18

Les facteurs F_a et F_v dépendent de la catégorie d'emplacement et des valeurs de $S_a(0.2)$ et $S_a(1.0)$. Pour la catégorie d'emplacement C, les deux coefficients sont égaux à 1.0. Pour la catégorie d'emplacement E, les facteurs F_a et F_v sont donnés au Tableau 3-5 pour les deux sites étudiés.

Tableau 3-5 Valeurs des facteurs F_a et F_v de la catégorie de sol E pour les différents sites

	F_a	F_v
Montréal	1.23	0.90
Victoria	2.06	1.74

Les valeurs de S pour chaque site peuvent être déduites ainsi que l'accélération spectrale pour la période fondamentale associée à la structure. Ces valeurs sont données au Tableau 3-6.

Tableau 3-6 Accélération spectrale selon le site et la catégorie d'emplacement

	S(0.2)	S(0.5)	S(1.0)	S(2.0)	T_a (s)	$S(T_a)$
C -Montréal	0.64	0.31	0.14	0.048	0.409	0.41
E - Montréal	0.79	0.64	0.29	0.10	0.409	0.68
C – Victoria	1.20	0.82	0.38	0.18	0.365	0.99
Victoria	1.08	1.08	0.66	0.31	0.394	1.08

Les spectres de calcul pour les deux catégories d'emplacement sont illustrés aux Figure 3-3 et Figure 3-4.

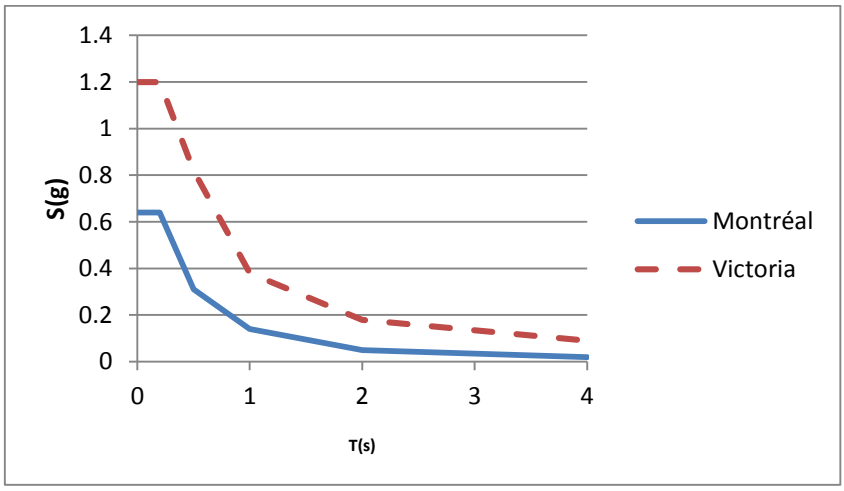


Figure 3-3 Accélération spectrale selon la catégorie d'emplacement C

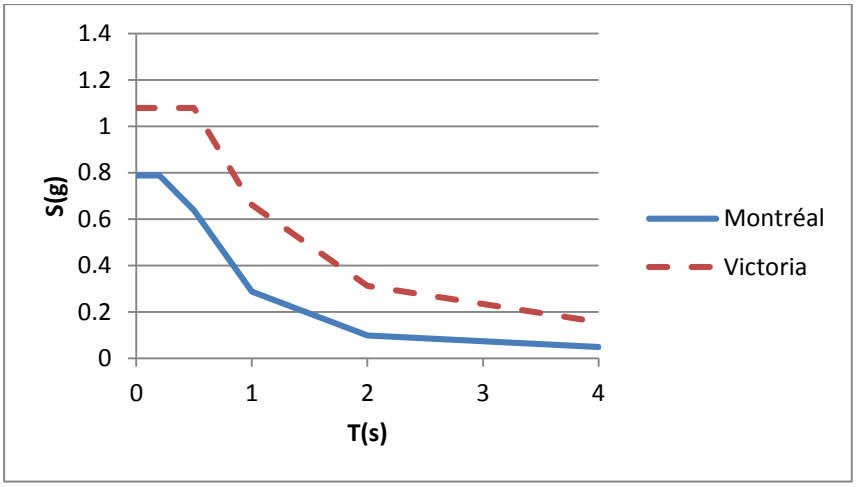


Figure 3-4 Accélération spectrale selon la catégorie d'emplacement E

On constate une augmentation de la valeur du plateau des courtes périodes pour Montréal lorsque l'on passe de la catégorie d'emplacement C à la catégorie E, alors qu'il s'agit d'une diminution pour Victoria.

3.2 Méthode de la force statique équivalente

Lors de la conception préliminaire réalisée à l'aide de la méthode de la force statique équivalente, il est possible d'utiliser par anticipation 80% du cisaillaient à la base, mais dans notre cas cette hypothèse n'a pas été appliquée comme il sera explicité dans cette partie.

3.2.1 Distribution verticale des forces sismiques

Les forces sismiques latérales réparties sur le bâtiment selon l'article [4.1.8.11.6)] sont calculées par :

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{x=1}^{l} W_x h_x} \qquad (3\text{-}5)$$

Dans cette équation, F_x est la force à l'étage x, h_x sa hauteur par rapport à la base du bâtiment et F_t est la partie de V qui doit être concentrée au sommet de la structure. Si T_a est inférieur à 0.7s, la force appliquée au toit F_t est nulle. Le Tableau 3-7 résume les valeurs de W_x et F_x en pourcentage de V à chaque étage pour les différents bâtiments avec les dimensions finales.

Tableau 3-7 Valeurs de Wx et Fx à chaque étage pour les différents bâtiments

Site	Étage	V (kN)	F_x (kN)	F_x (% de V)
C – Montréal	2	2341	1147	49%
	1		1194	51%
E – Montréal	2	2321	1137	49%
	1		1184	51%
C- Victoria	2	2685	1208	45%
	1		1477	55%
E - Victoria	2	2789	1227	44%
	1		1562	56%

3.2.2 Effets de stabilité

L'effet P-Δ vient de forces latérales qui viennent déstabilisées la structure lorsque celle-ci est soumise à des charges gravitaires P, ces dernières amplifiant le déplacement latéral Δ. La norme S16-09 tient compte de ce phénomène en introduisant un facteur U_2 donné par :

$$U_2 = 1 + \left(\frac{R_d \Delta_f \sum C_f}{\sum V_x h_x}\right) \quad (3\text{-}6)$$

Au stade de la conception préliminaire, on fait l'hypothèse pour le calcul de U_2 que le déplacement latéral inter-étages $R_d\Delta_f$ est égal à 0.5% de la hauteur de l'étage, comme présenté à l'équation (3-7). Dans l'équation (3-6), ΣC_f représente la charge de gravité pondérée totale supportée par les poteaux pour la combinaison de charges donnée à l'équation (3-8), et ΣV_x est la somme des cisaillements sismiques repris par les contreventements à l'étage x.

$$R_d \Delta_f = 0.005\, h_x \quad (3\text{-}7)$$

$$\Sigma C_f = D + E + 0.5L + 0.25S \quad (3\text{-}8)$$

Dans la conception sismique, la norme S16-09 requiert aussi de considérer les charges latérales fictives V_{Hx} pour prendre en compte les défauts de rectitude de la structure. Cette charge est égale à 0.5% de la charge de gravité pondérée comme présenté à l'équation (3-9).

$$V_{Hx} = 0.005 \sum C_f \qquad (3\text{-}9)$$

Le Tableau 3-8 présente les valeurs de ΣC_f, V_{Hx} et U_2 des bâtiments étudiés avec les dimensions finales.

Tableau 3-8 Résultats de la conception préliminaire avec les dimensions finales

Site	Étage	ΣC_f (kN)	V_{Hx} (kN)	V_x (kN)	U_2
C – Montréal	2	4458	22	1147	1.020
	1	11364	57	2341	1.024
E – Montréal	2	3005	14	1137	1.013
	1	7640	36	2321	1.016
C- Victoria	2	2080	10	1208	1.009
	1	6228	31	2685	1.012
E - Victoria	2	2414	12	1227	1.010
	1	7255	36	2789	1.013

Ce tableau montre que le facteur U_2 est inférieur à 1.1. Dans ce cas, il est permis dans le CNBC de négliger les effets P-Δ dans la conception du SRFL. Les facteurs U_2 ont été pris en considération dans la méthode statique mais ont été omis pour l'analyse dynamique. Les charges horizontales V_{Hx} ont aussi été prises en compte dans la conception effectuée avec la méthode statique. Lors de la conception finale avec la méthode dynamique, il a été décidé de ne pas considérer ces charges car les défauts de rectitude de la structure n'ont pas été considérés dans les analyses dynamiques non linéaires effectuées au chapitre 6 avec le logiciel OpenSees.

3.2.3 Torsion accidentelle

Le second paramètre à prendre en compte lorsqu'une charge latérale est appliquée à une structure est la présence éventuelle de torsion accidentelle.

Le CNBC 2010 explicite selon les articles [4.1.8.11.8) à 10)] qu'il faut tenir compte des éventuels effets de torsion combinés aux forces distribuées F_x, dues à :

- une excentricité entre le centre de gravité de masse et le centre de résistance de la structure;
- des excentricités accidentelles.

La première composante est nulle pour les bâtiments étudiés car les structures sont symétriques et il n'y a pas d'excentricité entre les centres de masse et de résistance. Seule la torsion due aux excentricités accidentelles devait être considérée. La méthode de prise en compte de ces excentricités dépend de l'intensité de la sollicitation sismique et de la sensibilité à la torsion de la structure. La première est donnée par le produit $I_E F_a S_a(0.2)$ alors que la seconde est évaluée au moyen du facteur B qui est le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement moyen de l'étage aux extrémités de la structure dans la direction du séisme produit par les forces statiques équivalentes F_x appliquée à une distance de $\pm 0.10\ D_x$ du centre de gravité de chaque étage, D_{nx} étant la largeur du bâtiment comme présentée à la Figure 3-5.

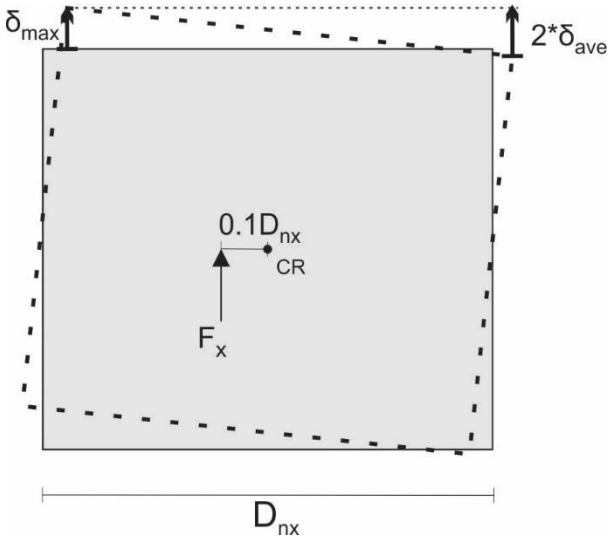


Figure 3-5 Déplacements maximal et moyen pour le calcul de B_x

Le rapport B est obtenu à chaque étage de :

$$B_x = {}^{\delta_{max}}/_{\delta_{ave}} \qquad (3\text{-}10)$$

et le facteur B est égal à la plus grande valeur de B_x sur la hauteur de la structure. Si le facteur B est inférieur ou égal à 1.7, cela signifie que le bâtiment est relativement rigide en torsion et, donc, peu sensible à la torsion. Dans ce cas, ou lorsque la sollicitation sismique $I_E F_a S_a(0.2)$ est inférieure à 0.35, les effets de torsion accidentelle peuvent être pris en compte dans la méthode d'analyse

statique équivalente en appliquant des moments de torsion statiques à chaque étage, T_x, définis par :

$$T_x = \pm 0.10 D_{nx} F_x \quad (3\text{-}11)$$

Dans le cas contraire, le CNBC requiert de calculer les efforts sismiques par une analyse dynamique, comme décrit à la section 3.3. Le Tableau 3-9 et le Tableau 3-10 donnent les valeurs de B et du produit $I_E F_a S_a(0.2)$ pour les différents cas traités.

Tableau 3-9 Valeur de B selon le site et la catégorie d'emplacement

Site	Étage	B_x
C – Montréal	2	1.0991
	1	1.0999
E – Montréal	2	1.0993
	1	1.0994
C- Victoria	2	1.0992
	1	1.0995
E - Victoria	2	1.0826
	1	1.0825

Tableau 3-10 Valeur de $I_e F_a S_a$ selon le site et la catégorie d'emplacement

Site	$I_E F_a S_a$ (0.2)
C – Montréal	0.64
E – Montréal	0.79
C- Victoria	1.2
E - Victoria	1.08

Dans tous les cas, le produit $I_E F_a S_a(0.2)$ est supérieur à 0.35 mais le facteur B_x est inférieur à 1.7. La structure n'est donc pas sensible à la torsion et l'utilisation de la méthode d'analyse de la force

statique équivalente avec moments de torsion statiques était permise (protocole 1 sur la Figure 3-2).

3.2.4 Choix des profilés

Le choix des profilés est fait selon la norme CAN/CSA S16-09. Les poteaux le long des murs extérieurs et les poutres sont faits de profilé W faits d'acier de nuance G40.21-350W (F_y = 345 MPa pour les profilés W). Les poteaux intérieurs et de coin de même que les diagonales sont des profilés HSS de catégorie C (formés à froid) conformes à la norme G40.21-350W (F_y = 350 MPa). Le choix des profilés est fait selon un critère principalement économique, c'est-à-dire que le profilé offrant la masse ou l'aire la plus petite tout en respectant les états limites de services et ultimes est sélectionné.

3.2.4.1 Conception des diagonales

Au vu des sous-étapes présentées ci-dessus, le cisaillement repris par le contreventement le plus sollicité V_{xc} peut désormais être établi en tenant compte des effets induits par une force latérale associés à la méthode du calcul de la force statique équivalente. Cette combinaison est illustré par :

$$V_{xc} = U_2 \left(0.5\, V_x + \frac{T_x}{2D_{nx}} + 0.5V_{Hx}\right) \qquad (3\text{-}12)$$

Dans cette équation, le premier terme est cisaillement inter-étage V_x issu de la distribution des charges sismiques reprise par le contreventement. Le deuxième terme est la torsion accidentelle repris par un seul contreventement. La torsion est divisée par deux fois la longueur du bâtiment puisque qu'elle également répartie sur les 4 contreventements compte tenu la symétrie de la structure. Le troisième terme est la charge fictive associée aux effets de stabilité repris par le contreventement où n_{cont} est le nombre de contreventement dans une direction. Le facteur U_2 est associé aux effets P-Δ décrit en 3.2.2.

L'équation (3-13) permet de trouver l'effort induit par les charges sismiques dans les diagonales en considérant un dimensionnement en Traction/Compression. Au calcul préliminaire, les efforts dans les diagonales dues aux charges de gravité ont été négligés.

$$C_{fx} = \frac{V_{xc}}{2\cos\theta} \qquad (3\text{-}13)$$

Comme il a été précisé, la baie contreventée d'un étage a une hauteur de 4.087 m et une longueur de 7.5 m. Ainsi, l'angle θ est de 28.59°.

Toutes les équations essentielles à la conception des bâtiments ont été établies. On note que la seule inconnue pour déterminer C_{fx} est la dimension en plan des bâtiments. Pour déterminer ces dimensions, on a fait une première itération où on a choisi des profilés pour les diagonales de bâtiments faisant entre 30 et 50 m de côté. On a alors adopté des profilés pour chacun des bâtiments jusqu'à ce que l'effort pondéré de compression repris par les diagonales, C_f, soit égal à sa résistance pondérée en compression C_r telle que présentée à l'équation (3-14). Les dimensions des bâtiments sont celles présentées au Tableau 3-1 et les diagonales retenues sont présentées au Tableau 3-11. De cette façon, l'effort de conception des assemblages, basé sur C_f, sera ainsi égal à la résistance pondérée en compression des diagonales de contreventement.

$$\frac{C_{fx}}{C_r} = 1 \qquad (3\text{-}14)$$

Pour rappel, C_r est donné à l'équation (2-1).

Tableau 3-11 Diagonales choisies pour l'ensemble des bâtiments à l'étude

Étage	Montréal	Victoria
2	HSS 127x127x4.8	HSS 127x127x4.8
1	HSS 178x178x4.8	HSS 152x152x8.0

Le Tableau 3-8 présente le rapport C_{fx}/C_r obtenu de la conception préliminaire (protocole 1) avec les dimensions finales.

La conception des diagonales est influencée par la longueur effective adoptée dans le calcul de C_r. Lors de cette première étape de conception, on a évalué la longueur effective KL en étudiant la géométrie des diagonales de contreventement dans le montage d'essais de Gélinas, ceci afin de prédire une valeur de la résistance en compression la plus proche possible de la réalité. Le calcul a été fait pour deux grosseurs de profilés HSS qui étaient choisies le plus souvent pour les dimensions de bâtiments considérées.

Dans la pratique, on laisse habituellement un dégagement minimal de 20 mm entre les extrémités de la connexion et la semelle de la poutre ou l'âme de la colonne. Dans ce projet, un espacement de 25 mm a été choisi. Puisque l'angle entre la poutre et la diagonale est inférieur à 45°, ce critère s'appliquait par rapport à la poutre. De ce fait, ce calcul nécessite la profondeur des poutres inférieure et supérieure et celle de la diagonale, ainsi que la largeur et la longueur des plaques de transfert. De plus, on a considéré que la diagonale comprimée est supportée par la diagonale tendue. C'est pourquoi le calcul de la longueur effective se fait sur $0.5L_{c/c}$, $L_{c/c}$ étant la longueur centre à centre totale de la diagonale. Comme illustré à la Figure 3-6, la longueur de flambement effective, L_{eff}, est supposée égale à la longueur nette de la diagonale se situant entre les rotules plastiques qui se formeront éventuellement dans les plaques de gousset comme recommandé par Gélinas (2013). Ainsi, les éléments considérés comme très rigides, soit l'intersection des deux diagonales et la connexion poutre-colonne, sont exclus de la longueur effective de la diagonale, c'est-à-dire une partie du gousset d'extrémité et l'élément rigide du milieu de contreventement. Ainsi la longueur effective de la diagonale peut être calculée selon l'équation (3-15).

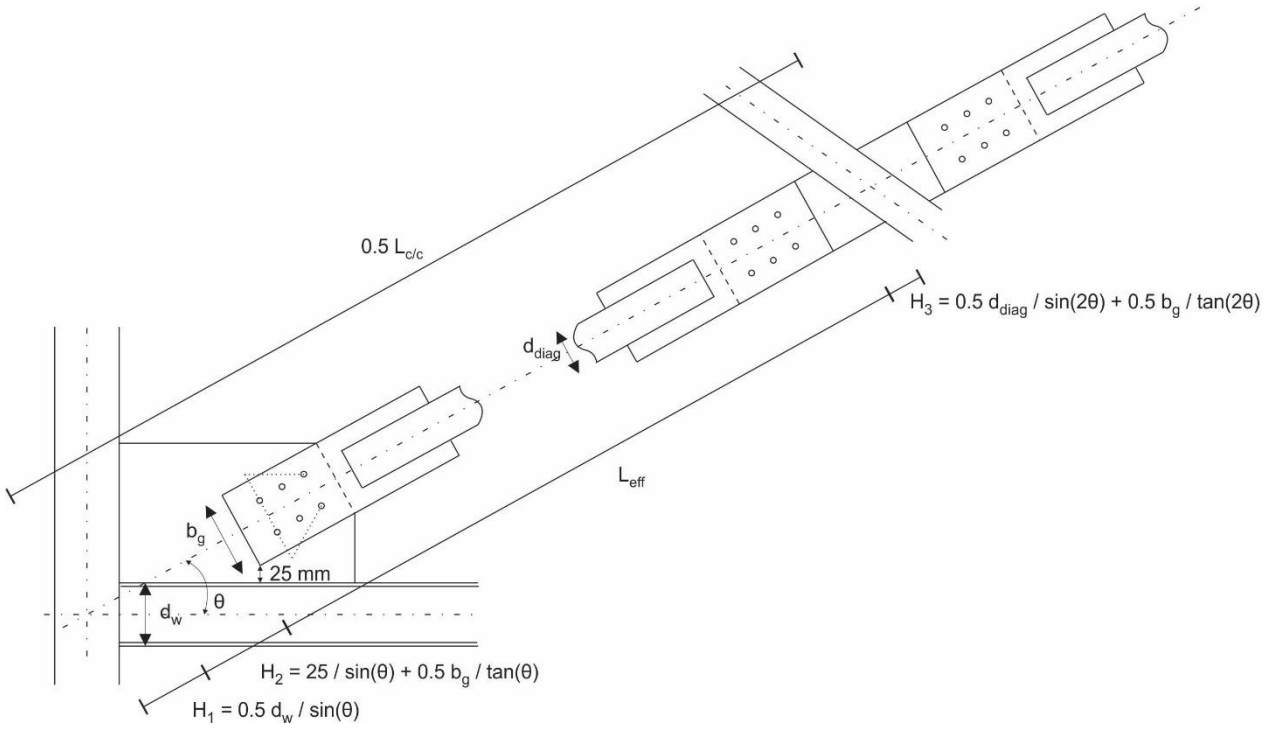


Figure 3-6 Géométrie de la diagonale discontinue

$$L_{eff} = 0.5L_{c/c} - H_1 - H_2 - H_3 \quad (3\text{-}15)$$

Dans cette équation, L_{eff} représente la longueur effective, c'est-à-dire la longueur de flambement, b_g et L_s représente respectivement la largeur et la longueur de la plaque de transfert, d_W est la profondeur d'une poutre et d_{diag} est la profondeur de la diagonale.

Toutes ses valeurs sont connues et permettent de déterminer K :

$$K = \frac{L_{eff}}{0.5\ L_{c/c}} \quad (3\text{-}16)$$

Dans le cadre d'essais réalisés en laboratoire illustrés à la Figure 5-10 a), la même section était utilisée pour les poutres inférieure et supérieure, soit un profilé W530x138, dont la profondeur d est de 549 mm. Cette profondeur a été adoptée pour la conception des diagonales. On donne au Tableau 3-12 les longueurs effectives et facteurs K découlant de cette hypothèse pour quelques plaques de transfert testées et les deux profilés de diagonales retenues.

Tableau 3-12 Longueur effective des essais réalisés en laboratoire, valeurs tirés de Gélinas (2013)

d_{diag}	102	102	127	127
b_g	152.4	240	203.2	280
L_{eff}	3395	3286	3317	3222
K	0.40	0.38	0.39	0.38

La moyenne des longueurs effectives est de 0.40. Étant donné la profondeur importante des poutres du banc d'essais qui diminue de manière importante la longueur effective, un facteur K = 0.45 a été utilisé dans le dimensionnement des diagonales.

Il peut alors en découler la dimension spécifique à chaque site et catégorie d'emplacement. Ainsi, peuvent être déduit les profilés des poteaux et poutres pour supporter les charges associées à la surface trouvée.

3.2.4.2 Conception des colonnes

La vue en plan des bâtiments est montrée à la Figure 3-1 a) au début du chapitre. Sur la Figure 3-7, on identifie les types de colonnes de la structure sur une vue en plan type.

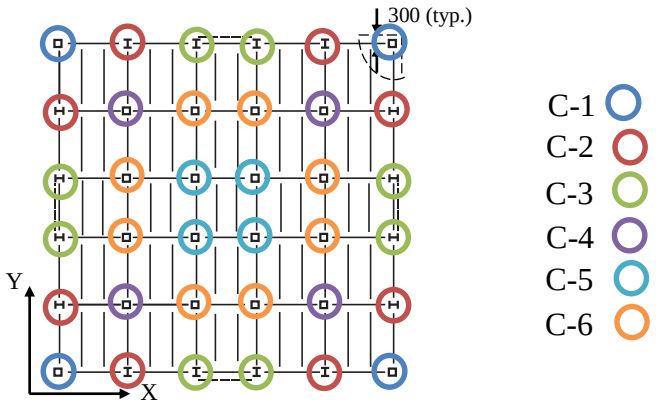


Figure 3-7 Disposition et profilé des colonnes

La structure est symétrique dans les deux directions et seuls les poteaux situés dans un quart de la surface ont été étudiés. Dans cette surface, on identifie six types de poteaux. La colonne C-1 représente les colonnes dans les coins de la structure, la colonne C-2 représente les colonnes extérieures ne faisant pas partie du contreventement et la colonne C-3 représente les colonnes extérieures des baies contreventées. Les poteaux C-4, C-5 et C-6 regroupent les poteaux à l'intérieur du bâtiment ayant la même aire tributaire. Le choix des profilés est fait selon les charges que doivent supporter ces poteaux. Le Tableau 3-13 explicite ces sollicitations (charges gravitaires, de vent, etc.) et donne le type de profilé qui a été choisi.

Tableau 3-13 Type de charges associés aux différentes colonnes du bâtiment

Colonne	Charge	Type	Profil adéquat
C1	Gravitaire	Compression	HSS
C2	Gravitaire Vent	Compression Flexion	W
C3	Sismique Gravitaire Vent	Compression Compression Flexion	W
C4 **C5** **C6**	Gravitaire	Compression	HSS

Pour les bâtiments de 2 étages, les poteaux sont continus sur toute la hauteur du bâtiment et on a considéré des facteurs K_x et K_y de 1.0 pour donner une longueur effective égale à la hauteur de l'étage, soit 4.087 m.

Pour chaque colonne, on a identifié la combinaison de charges la plus contraignante selon le Tableau 4.1.3.2.A du CNB 2010 (voir Annexe 3) incluant les moments de flexion issus des charges de vent pour les poteaux extérieurs. Ces derniers doivent respecter la formule d'interaction donnée à l'article 13.8 de a norme CSA S16 (CSA, 2009) sur la compression axiale combinée à la flexion (CSA, 2009).

Les profilés sélectionnés pour les colonnes selon chaque bâtiment sont présentés en Annexe 5.

3.2.4.3 Conception des poutres

Seules les poutres des contreventements placées sur le périmètre des bâtiments sont dimensionnées. Pour un contreventement en X de type CC, les charges sismiques ne causent pas d'efforts axiaux dans les poutres puisque les charges horizontales appliquées de part et d'autres des contreventements aux deux niveaux de la structure sont reprises seulement par les poteaux et les

diagonales. Donc la conception des poutres est basée uniquement sur la résistance aux charges de gravité.

Comme le montre le schéma de la Figure 3-7, des poutrelles sont présentes dans la direction Nord-Sud (axe Y). Les poutres secondaires des contreventements disposés dans la direction N-S supportent donc une charge uniformément distribuée alors que les poutres principales des contreventements disposés dans la direction E-O supportent des charges ponctuelles correspondant aux réactions verticales aux extrémités des poutrelles. Une disposition de 4 poutrelles par travée a été choisie, comme illustré à la Figure 3-8, ce qui donne un espacement de 1500 mm pour la baie contreventée dans la direction E-O.

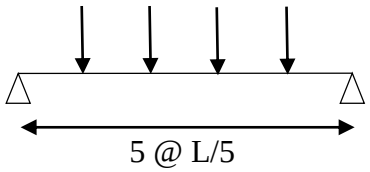


Figure 3-8 Répartition des charges sur la poutre principale

On peut ainsi calculer le moment de flexion et l'effort tranchant maximal dans les poutres avec la combinaison de charges introduites par les équations (3-17) et (3-18).

$w = 1.25\ D + 1.5\ S$ Niveau 2 (3-17)

$w = 1.25\ D + 1.5\ L$ Niveau 1 (3-18)

Dans le cas d'un chargement uniformément réparti correspondant aux poutres secondaires, les équations sont obtenus de :

$$M_{max} = \frac{wL_X L_Y^2}{8} \quad (3\text{-}19)$$

$$V_{max} = \frac{wL_X L_Y}{2} \quad (3\text{-}20)$$

Dans ces équations, L_X est la longueur de la baie selon l'axe global X et L_Y selon l'axe Y. Dans le cas des poutres principales où les 4 charges gravitaires ponctuelles sont également espacées,

l'équation (3-21) est utilisée pour calculer le moment maximal et l'effort tranchant est le même que celui donné pour un chargement réparti.

$$P = \frac{wL_X^2}{8}$$
$$M_{max} = \frac{3PL_Y}{5} \quad (3\text{-}21)$$

Les profilés sélectionnés pour les poutres selon chaque bâtiment sont présentés en Annexe 5.

3.3 Analyse dynamique

Comme mentionné, la conception des structures témoins aurait pu être complétée avec l'analyse de la force statique équivalente. Cependant, la conception finale a été réalisée avec l'analyse sismique dynamique afin d'utiliser les efforts représentant le mieux la sollicitation sismique attendue et obtenir les SRFL offrant la résistance sismique minimum permise par le CNBC. Pour cette étude, l'analyse a été effectuée avec le logiciel ETABS (CSI Computers & Structures, 2015).

Le paragraphe 174 du commentaire J du guide de l'utilisateur (CNRC, 2010) explique les différentes étapes à considérer pour réaliser une analyse dynamique. La première étape consiste à modéliser la structure avec les profilés choisis sur le logiciel utilisé. Ici, nous avons utilisé les profilés obtenus de la méthode statique et les poids sismiques donnés au Tableau 3-7. Dans un second temps, la structure est restreinte selon les directions autres que celle du chargement sismique dans le but de trouver la période fondamentale du premier mode, T_e et le cisaillement à la base, V_e.

La valeur du calcul de cisaillement élastique à la base, V_{ed} est déterminée dans la troisième étape en appliquant un facteur β :

$$V_{ed} = \beta V_e \quad (3\text{-}22)$$

$$\beta = \frac{2S(0,2)}{3S(T_e)} \leq 1,0 \quad (3\text{-}23)$$

Durant l'étape 4, il faut prendre en considération la période fondamentale prescrite par le code T_a = 0.487 s, en la comparant à la période T_e. Si T_e est inférieure à T_a, alors il faut refaire la méthode de calcul de la force V avec la période T_e.

Le cisaillement élastique à la base V_{ed} est indépendant du comportement inélastique de la structure, introduit par R_dR_o, et de la catégorie de risque de la structure, introduit par le coefficient d'importance I_E. Ainsi, lors de la cinquième étape, on détermine cisaillement à la base V_d :

$$V_d = \frac{I_E}{R_d\, R_o} * V_{ed} \geq 0.8V \qquad (3\text{-}24)$$

Avec la force V_d, on peut déterminer le facteur d'échelle γ que l'on applique aux résultats de l'analyse dynamique :

$$\gamma = \frac{V_d}{V_e} \qquad (3\text{-}25)$$

Comme indiqué, le cisaillement V_d doit être au moins égal à 0.8V, valeur minimum permise pour des structures régulières, comme c'est le cas dans cette recherche. Le cisaillement à la base V_d donne une représentation plus pertinente du comportement sismique du modèle comparé au cisaillement à la base V issu de la méthode statique équivalente. En effet, l'analyse dynamique donne en principe une meilleure précision sur les charges sismiques et une meilleure répartition de ces forces au sein de la structure. Cependant les modèles utilisés pour l'analyse tendent à être les plus simples et réalisables possibles, notamment certains éléments rigides non structuraux n'y sont pas représentés. De ce fait, le modèle numérique peut être trop flexible et donner une période fondamentale plus longue. Cela peut donner une accélération spectrale trop faible et une valeur de cisaillement sismique sous-estimée. Pour éviter cette sous-estimation, le CNBC limite V_d à 80% de V.

Le Tableau 3-14 résume les calculs faits jusqu'à cette étape. À l'exception des bâtiments sur le site Montréal, la période T_e des structure est plus courte que la période T_a qui a été considérée dans la méthode statique. Le cisaillement V pour les structures situées à Victoria a donc été recalculé avec la période T_e selon la méthode de la force statique équivalente. En parallèle, V_e est obtenu de l'analyse dynamique auquel est appliqué le facteur β. On peut voir dans ce tableau l'influence de plus de 20% de β sur les 3 derniers bâtiments. Comme le suggère l'équation (3-24), une limite

inférieure de 0.8V est calculée et comparée au cisaillement élastique à la base V_{ed} divisé par R_dR_o = 1.95. Pour le bâtiment sur le site C à Montréal, la valeur de V_d a été contrôlée par la limite inférieure 0.8V. Pour les 3 autres structures, V_d est contrôlé par le cisaillement issu de l'analyse dynamique. Les facteurs d'échelle γ sont donnés dans ce tableau et appliqués à la réponse spectrale pour obtenir l'effet sismique réelle dans les diagonales de contreventement.

Tableau 3-14 Caractéristiques de l'analyse dynamique des bâtiments étudiés

Site	T_e (s)	$T_e < T_a$?	V (kN)	0.8V (kN)	V_e (kN)	B	$V_{ed/1.95}$	V_d (kN)	γ
C – Montréal	0.574	Non	2926	**2341**	3699	1.00	1897	**2341**	0.63
E – Montréal	0.47	Non	2524	2019	5627	0.80	**2321**	**2321**	0.41
C – Victoria	0.365	Oui	2981	2385	6444	0.81	**2685**	**2685**	0.42
E – Victoria	0.394	Oui	2397	1918	8158	0.67	**2789**	**2789**	0.34

Une fois l'étape 5 complétée et validée, on peut appliquer l'effet de la torsion accidentelle. Selon l'organigramme de la Figure 3-2. La méthode dépend de la valeur du paramètre B.

- Protocole 2 : Si B > 1.7, un moment de torsion statique de $T_x = F_x$ ($\pm 0.10\ D_{nx}$) est appliqué à chaque niveau x, où la force F_x est établie à l'aide de l'analyse dynamique.
- Protocole 3 : Si B < 1.7, les centres de gravité peuvent être décalés d'une distance de $\pm$ 0.05 D_{nx} dans le modèle.

Ces deux méthodes sont illustrées à la Figure 3-9 ci-dessous.

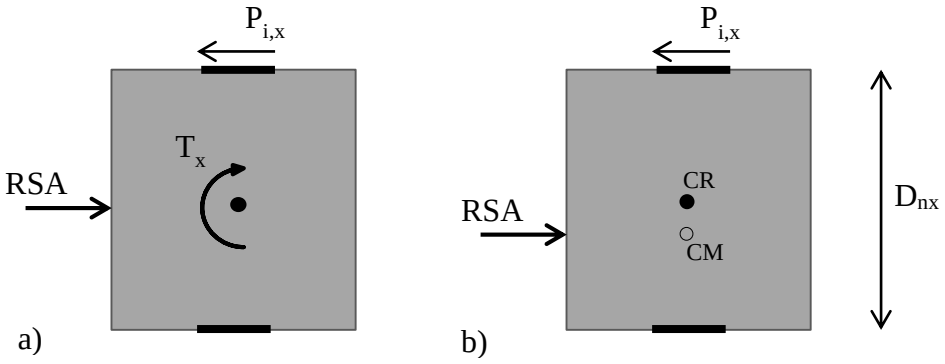


Figure 3-9 Représentation a) de la méthode 1 et b) de la méthode 2

Compte tenu des valeurs de B obtenues de l'analyse statique, la seconde approche (Protocole 3) a été adoptée pour cette étude. Pour chaque direction de l'analyse, il fallait donc déplacer la masse de 5% de la dimension de la structure. Ce paramètre est donné par (Filiatrault et al. (2013)) :

$$W_\theta = W_{\theta,plancher} + W_{\theta,mur} = I_{o,plancher} w_{plancher} + I_{o,mur} w_{mur} \quad (3\text{-}26)$$

Dans cette expression, $w_{plancher}$ est le poids sismique par plancher ou toit et w_{mur} est le poids sismique du mur sur le périmètre de cet étage, ces deux paramètres sont en kPa et issus de la pondération donnée à l'équation (3-3). Le moment d'inertie polaire, I_o, est donné par :

$$I_o = I_{X,CM} + I_{Y,CM} \quad (3\text{-}27)$$

$I_{X,CM}$ et $I_{Y,CM}$ sont les moments d'inertie polaires du plancher ou du mur par rapport au centre de masse dans les directions X et Y. Pour le bâtiment étudié où la longueur est égale à la largeur, les moments d'inertie sont donnés par :

$$I_{X,CM,area} = \frac{L^4}{12} + (0.3\,L)^2 \quad (3\text{-}28)$$

$$I_{Y,CM,area} = \frac{L^4}{12} \quad (3\text{-}29)$$

$$I_{X,CM,wall} = \frac{2L^3}{3} + 4L0.3^2 \quad (3\text{-}30)$$

$$I_{Y,CM,wall} = \frac{2L^3}{3} \quad (3\text{-}31)$$

Dans ces équations, L est la longueur des bâtiments D_{nx} à laquelle on ajoute le surplomb au toit et aux planchers le long du périmètre du bâtiment de 0.3 m comme le montre la Figure 3-1 a).

La dernière étape, l'étape 6, est l'étape décisive pour déterminer si le ratio $C_f/C_r = 1.0$ est respecté et que donc les dimensions des bâtiments qui ont été proposées sont valides. Dans cette étape, on fait l'analyse dynamique de la structure avec le centre de masse déplacé, les moments d'inertie polaire des masses et en libérant tous les degrés de liberté de la structure (torsion de la structure permise). Les résultats de l'analyse dynamique sont multipliés par le facteur d'échelle γ du Tableau 3-4. Par la suite, on utilise l'option « Steel Design » du logiciel ETABS qui permet de comparer la résistance pondérée des diagonales, C_r, aux efforts de compression pondérés, C_f. Dans le logiciel, la résistance pondérée a été calculée avec le facteur d'élancement K = 0.45. Les efforts C_f ont été obtenus des combinaisons « 1.0D + 0.5L + 0.25 S + 1.0 E » et « 1.0D + 0.25L + 0.5 S + 1.0 E », où E correspond aux résultats de l'analyse dynamique avec prise en compte de la torsion accidentelle. Contrairement à l'analyse statique, les efforts C_f dans les diagonales comprennent aussi les effets des charges de gravité. Également, comme mentionné précédemment, les effets P-delta et les charges horizontales fictives n'ont pas été considérés dans cette analyse. Les dimensions des bâtiments ont été ajustées de telle sorte que le rapport C_f/C_r soit le plus proche de 1.0 dans chaque contreventement. À cet étage, la combinaison la plus critique pour chaque bâtiment étudié était : « 1.0D+0.5L+0.25S+1.0E». Les dimensions des bâtiments montrées au Tableau 3-2 sont celles obtenues de ce calcul. Le logiciel nous donne l'effort en compression seulement dont les rapports C_f/C_r pour toutes les diagonales de tous les bâtiments sont résumés dans le Tableau 3-15.

Tableau 3-15 Calcul de C_f et rapport C_f/C_r issu de l'analyse dynamique

Site	Étage	C_D	C_L	C_S	C_E	C_f	C_f/C_r
C – Montréal	2	5.68	0	7.21	353	366	0.88
	1	29.95	9.79	10.16	702	763	0.98
E – Montréal	2	4.69	0	5.34	345	350	0.85
	1	23.79	7.23	7.39	731	769	0.99
C- Victoria	2	3.76	0	1.79	390	395	0.96
	1	25.82	7.47	3.37	866	902	0.97
E - Victoria	2	4.14	0	2.06	393	399	0.97
	1	28.74	8.61	3.88	878	921	0.99

De manière générale, les charges mortes, vives et de neige représentent respectivement moins de 5, 1 et 1% de l'effort dans la diagonale. La charge sismique représente 95% de l'effort.

Finalement, le Tableau 3-16 donne l'écart entre l'effort obtenu de l'analyse dynamique et l'effort issu d'une analyse dynamique sans torsion accidentelle.

Tableau 3-16 Effort le plus critique dans la diagonale du premier étage selon les différents protocoles

	C – Montréal		**E – Montréal**		**C – Victoria**		**E – Victoria**	
	C_f	**Écart**	**C_f**	**Écart**	**C_f**	**Écart**	**C_f**	**Écart**
Sans torsion	714	-	718	-	845	-	856	-
Protocole 2	776	1.09	787	1.10	927	1.10	941	1.10
Protocole 3	763	1.07	769	1.07	902	1.07	921	1.08

Enfin, on remarque que le décalage de 5% de la masse octroie une force dans le contreventement moins importante que le protocole 2 avec moments statiques. Cela nous semble plus pertinent de s'intéresser à ce protocole car il est non seulement moins conservateur, mais aussi car le déplacement du centre de masse vient légèrement augmenter la période fondamentale de la

structure comme le montre le Tableau 6-1 comparé au Tableau 3-14, ce qui aboutit à des effets sismiques réduits. Cet aspect bénéfique n'a pas lieu dans le protocole 2.

Le rapport entre l'analyse avec torsion et sans torsion sera utilisé lors de l'analyse numérique considérer la torsion accidentelle dans le modèle sur OpenSees.

CHAPITRE 4 CONCEPTION DES ASSEMBLAGES

Dans ce chapitre est étudiée la conception des assemblages des diagonales de contreventement en X. Dans un premier temps sera établi le type d'assemblage considéré, puis dans un second temps une étude plus détaillée des différents types de dimensionnement sera faite pour la connexion du milieu et d'extrémité.

4.1 Assemblages considérés

Les assemblages de milieu de connexion des contreventements en X sont constitués d'une plaque de gousset traversant et soudée à la diagonale continue et une plaque de transfert qui relie la plaque de gousset par un assemblage boulonné et la diagonale discontinue par un assemblage soudé. Cette connexion est telle que celle montrée à photo de la Figure 1-1 et schématisée à la Figure 4-1.

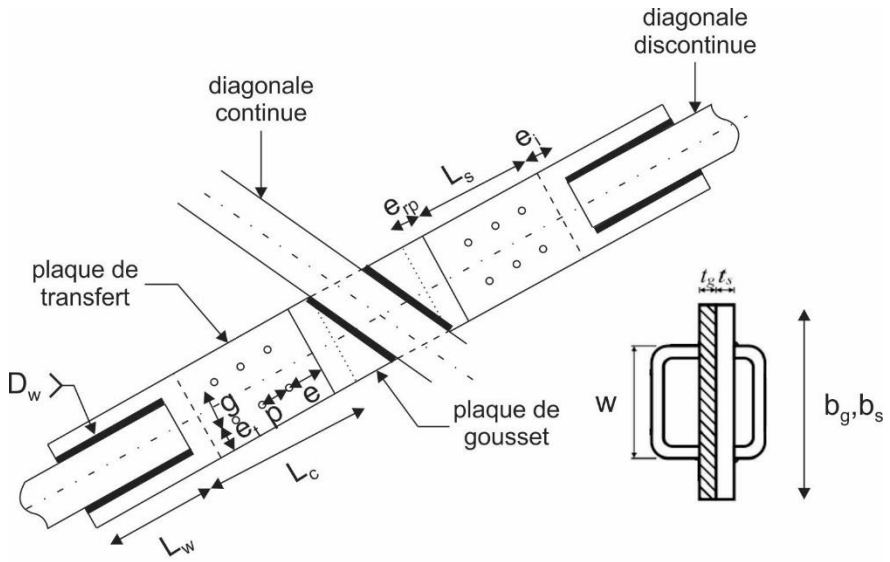


Figure 4-1 Schématisation des différents assemblages du milieu de connexion d'un contreventement en X

La procédure dans la conception des assemblages est faite selon différents critères. Un assemblage en cisaillement simple est considéré dans ce projet, c'est-à-dire qu'il n'y a qu'une plaque de transfert seulement et, donc, une excentricité locale entre les plaques de transfert et de gousset. Dans ce projet, on considèrera aussi le cas usuel où les plaques de transfert et de gousset ont la même épaisseur, $t_g = t_s = t$, et largeur, $b_g = b_s = b$ avec une exception pour le dimensionnement T/O-CCM.

En plus de ces hypothèses, la norme d'acier exige l'un ou l'autre de ces dimensionnements selon l'article [27.11.1] : une conception non ductile, dite CCS, et une conception ductile, dite CCM. Ces deux approches de conception seront examinées ici. Comme indiqué au chapitre 2, un assemblage est considéré comme étant ductile lorsque l'état limite offrant la résistance pondérée minimum pour l'assemblage est ductile. Dans le cas contraire, l'assemblage est non ductile et il doit être conçu pour un effort majoré du facteur R_d = 1.5 en minimisant la dimension des plaques, sans égard du mode de rupture pouvant gouverner. Au Chapitre 3, les diagonales ont été conçues pour un effort pondéré C_f proches de la résistance pondérée des diagonales, C_r (voir Tableau 3-15). Ainsi, les efforts de dimensionnement en traction et en compression des assemblages, T_f et C_f, utilisés sont :

$$T_f = C_f = C_r \qquad \text{Type CCM} \qquad (4\text{-}1)$$

$$T_f = C_f = 1.5\, C_r \qquad \text{Type CCS} \qquad (4\text{-}2)$$

Les valeurs de C_r sont données au Tableau 4-1. Cette même méthode de dimensionnement est souvent utilisée en pratique par simplicité. De façon théorique, T_f est plus petit que C_f car il ne tient pas compte des charges de gravité et le facteur de 1.5 ne s'applique qu'à la contribution de l'effet sismique C_E. On a vu dans la section 3.3 que l'effet sismique représente 95% de l'effort de la diagonale ce qui reste acceptable pour utiliser cette méthode de dimensionnement.

Tableau 4-1 Résistance des diagonales de contreventement

	C_r
HSS 127x127x4.8	412
HSS 178x178x4.8	777
HSS 152x152x8.0	930

De plus, comme aussi mentionné au chapitre 2, la littérature actuelle insiste sur le respect des différentes modes de rupture anticipés sous un effort de traction des assemblages boulonnés et soudés des diagonales de contreventement et ne donne pas, ou peu d'indications concernant la vérification de la résistance en compression de ces assemblages. Par conséquent, il est courant en pratique que la conception des assemblages ne prenne en compte que les états limites ultimes

associés à un effort de traction et que la compression soit omise. Pour examiner toutes les possibilités, les assemblages seront aussi conçus en Traction/Seulement (T/O), sans considération de la résistance en compression, et en Traction/Compression (T/C), avec vérification pour l'effort de compression. Ainsi, comme le montre l'organigramme de la Figure 4-2, quatre types d'assemblages seront considérés pour chacun des quatre bâtiments

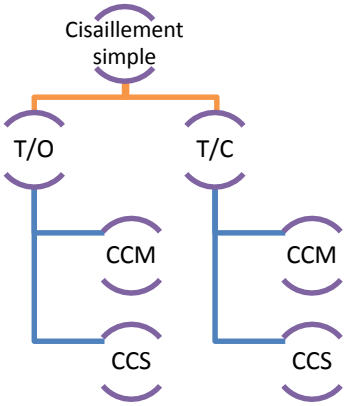


Figure 4-2 Protocole d'étude des différents types de connexion

Dans les données qui vont suivre, la plaque de gousset est définie par l'indice g, la plaque de transfert par l'indice s et l'indice w est associé aux soudures. La nuance d'acier CSA G40.21-350W est utilisée pour la conception des plaques avec F_y égale à 350 MPa et F_u égale à 450 MPa. Sauf indications contraires, les épaisseurs et largeurs de plaques ont été sélectionnées selon ce qui se fait en industrie.

4.2 Approche de conception CCM (rupture ductile)

La conception de type CCM exige que la rupture de l'assemblage soit ductile. Afin de répondre au mieux à ce critère, les travaux de Castonguay (2010) permettent de choisir le meilleur mode de défaillance en traction offrant le plus de ductilité.

Les mécanismes de rupture en traction définis dans la norme CSA S16 sont :

- la plastification sur l'aire brute, article [13.2 a) (i)] (*yielding*);
- la rupture sur l'aire nette, article [13.2 a) (iii)] (*net area failure*);
- la rupture par déchirure en traction-cisaillement, article [13.11] (*block shear failure*);
- la rupture par pression diamétrale, article [13.12.1.2 a)] (*bolt bearing*);

- la rupture des boulons en cisaillement, article [13.12.1.2 c)] (*bolt failure*);
- la rupture des soudures en cisaillement, article [13.13.2.1] (*weld failure*).

Castonguay a réalisé un programme d'essais permettant d'étudier chacun de ces modes de rupture dans le cas d'un assemblage d'une diagonale faite de deux cornières dos à dos et d'une plaque de gousset. Il a été conclu que la pression diamétrale offre une capacité de déformation plastique plus avantageuse que les autres modes, comme le montre la Figure 4-3.

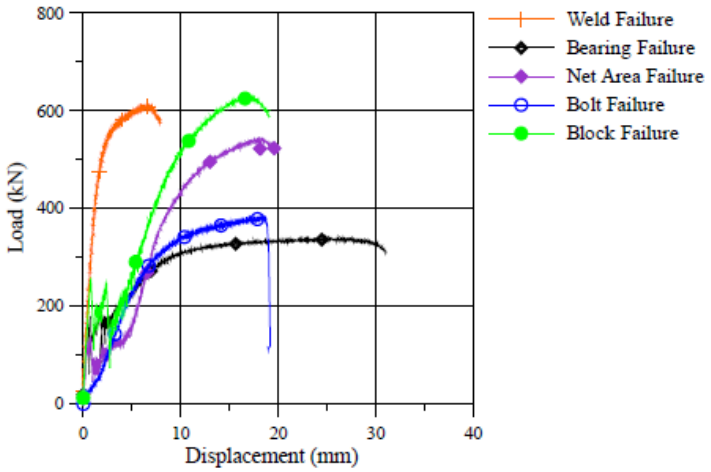


Figure 4-3 Capacité de ductilité des différents modes de défaillance en traction, tiré de Castonguay (2010)

Les recherches sur le dimensionnement des plaques ont montré que les 3 modes les plus susceptibles de gouverner la rupture en traction sont la cassure sur l'aire nette vis-à-vis de la première rangée de boulons, $T_{r,net}$, le cisaillement des boulons,V_r, et la pression diamétrale, B_r. Un quatrième mode associé à la rupture à l'aire nette de la plaque de transfert soudée vis-à-vis des soudure, $T_{r,plaque}$ est étudié selon les recommandations de Gélinas (2013). Ce mode de rupture n'avait pas tendance à gouverner mais présentait un intérêt puisque les ruptures s'étaient produites à ce niveau pour les essais en laboratoire concernés par un assemblage en cisaillement simple. La schématisation de ses ruptures est donnée à la Figure 4-4. Chaque mode de rupture est décrit dans les sous-sections suivantes. Pour connaître le calcul des autres modes de rupture, on suggère de se référer au Chapitre 3 section 3.3.2 du mémoire de Gélinas (2013).

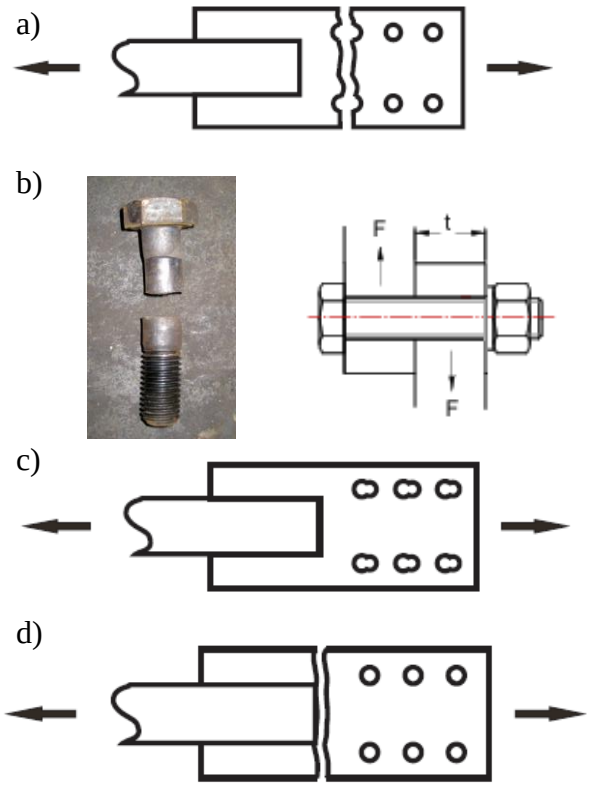


Figure 4-4 Schématisation des modes de rupture en traction : a) cassure à l'aire nette, b) cisaillement des boulons, c) pression diamétrale et d) rupture à l'aire nette de la plaque de transfert à la fin des soudures, tiré de Gélinas (2013) et Castonguay (2010)

Cassure à l'aire nette vis-à-vis les boulons

La résistance pondérée à la cassure à l'aire nette est calculée avec :

$$T_{r,net} = \phi_u A_{ne} F_u \qquad (4\text{-}3)$$

Dans cette équation, ϕ_u est le coefficient de tenue associé à l'acier dans le cas de rupture non ductile (ϕ_u = 0.75), A_{ne} est l'aire nette effective et F_u est la contrainte à la rupture de l'acier (450 MPa). L'aire nette effective est calculée avec l'épaisseur de la plaque, t, et la largeur nette w_n égale à la longueur brute de la plaque, b, moins le diamètre des trous de boulons. Le diamètre de ces trous est égal au diamètre des boulons, d_b, auquel on ajoute 4 mm pour considérer les bavures lors du perçage. Dans les assemblages étudiés, le segment des boulons est perpendiculaire à l'axe de la force, donc l'aire nette effective est calculée de :

$$A_{ne} = w_n t \quad (4\text{-}4)$$

Cisaillement des boulons

La résistance pondérée au cisaillement des boulons est calculée de :

$$V_r = 0.60\phi_b m\, n_b(0.7A_b)F_{ub} \quad (4\text{-}5)$$

Dans cette équation, ϕ_b est le coefficient de tenue associé aux boulons (ϕ_b = 0.8) m est le nombre de plans de cisaillement des boulons dans l'assemblage et n_b est le nombre de boulons dans l'assemblage. Dans le cas d'un assemblage en cisaillement simple, m = 1. Dans l'équation (4-5), on considère le cas critique où le plan de cisaillement passe dans la partie filetée des boulons, et on applique alors un facteur de 0.7 à l'aire des boulons, A_b. Les boulons choisis sont de la nuance ASTM A490 avec une contrainte à la rupture F_{ub} de 1035 MPa et de diamètre minimum de 19.05 mm.

Pression diamétrale

La pression diamétrale des boulons est un mode de rupture ductile où, par pression de contact, le boulon vient plastifier l'acier de la plaque. La résistance pondérée à pression diamétrale est calculée par :

$$B_r = \phi_{br} n_b t d_b (3F_u) \quad (4\text{-}6)$$

Dans cette équation, ϕ_{br} est le coefficient de tenue associé à la pression diamétrale des boulons sur l'acier (ϕ_{br} = 0.8), n_b est le nombre de boulons, t est l'épaisseur de la plaque, d_b est le diamètre des boulons et F_u est la contrainte de rupture de l'acier de la plaque.

Rupture à l'aire nette de la plaque de transfert vis-à-vis des soudures

Les tests en laboratoire par Gélinas (2013) ont montré que la rupture en traction pouvait aussi survenir sur la section nette de la plaque de transfert de l'assemblage central, à l'extrémité des profilés tubulaires de la diagonale discontinue, le montre la Figure 2-15. Ce mode de rupture est non ductile est doit aussi être considéré dans les vérifications à effectuer pour s'assurer que l'assemblage rencontre le critère de l'approche CCM.

Dans cet assemblage, la plaque de transfert est insérée dans deux fentes pratiquées dans les parois de côté du profilé tubulaire, puis soudée à ces parois. La rupture observée dans l'essai se produit à l'extrémité des soudures et la distribution des contraintes de traction sur le plan de rupture est affectée par le décalage en cisaillement découlant du transfert des efforts entre des soudures à la plaque (Gélinas, 2013).

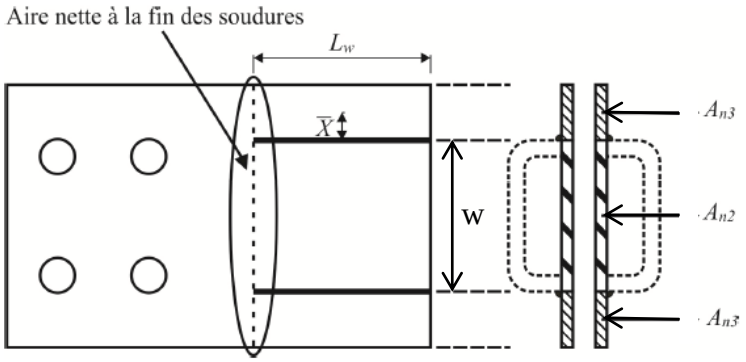


Figure 4-5 Rupture des plaques de transfert à l'aire nette soudée, tiré de Gélinas (2013)

Le calcul de la résistance et de l'aire nette illustrée à la Figure 4-5 se fait en lien avec l'article [12.3.3.3.] de la norme d'acier avec :

$$T_{r,plaque} = \phi A_{ne} F_u \tag{4-7}$$

$$A_{ne} = A_{n2} + 2A_{n3} \leq A_n \tag{4-8}$$

L'aire A_{n2} est calculée pour une paroi retenue par deux cordons de soudure latéraux tandis que A_{n3} est calculée pour une paroi retenue d'un seul bord selon les équations suivantes :

$$\begin{aligned} A_{n2} &= 1.0wt && \text{pour } L_w \geq 2w \\ A_{n2} &= 0.5wt + 0.25L_w t && \text{pour } 2w > L_w \geq w \\ A_{n2} &= 0.75L_w t && \text{pour } L_w < w \end{aligned} \tag{4-9}$$

$$\begin{aligned} A_{n3} &= \left(1 - \frac{\bar{x}}{L_w}\right) wt && \text{pour } L_w \geq w \\ A_{n3} &= 0.5L_w t && \text{pour } L_w < w \end{aligned} \tag{4-10}$$

Dans ces équations, L_w est la longueur moyenne des soudures et w est la longueur de la paroi du profilé HSS.

La pression diamétrale est un mode de rupture ductile. Pour obtenir un assemblage de type CCM, il faut s'assurer que la résistance B_r soit plus faible dans la plaque de transfert et de gousset que les résistances V_r et $T_{r,net}$ ce qui donne les deux inéquations posées aux équations (4-11), d'où on peut déduire les limites de l'épaisseur et de la largeur des plaques des équations (4-12) et (4-13) :

$$B_r < V_r$$
$$B_r < T_{r,net} \quad (4\text{-}11)$$

$$t < 0.361\, d_b \quad (4\text{-}12)$$

$$b > \frac{d_b(2.4\ n_b + 1.5) + 6}{0.75} \quad (4\text{-}13)$$

Les différents paramètres de ces équations sont schématisés à la Figure 4-1. Si ces deux critères sont respectés, alors la pression diamétrale sera le mode de défaillance gouvernant la résistance pondérée de l'assemblage.

4.3 Assemblages du centre

4.3.1 Assemblages de type T/O

Pour les assemblages de type T/O, la résistance pondérée de l'assemblage doit respecter :

$$T_{r,ass} \geq T_f \quad (4\text{-}14)$$

Dans cette équation, $T_{r,ass}$ est la résistance pondérée associée aux différents modes de rupture de l'assemblage. La conception est réalisée à l'aide d'une feuille de calcul Excel reprenant les équations de résistance de la norme CSA S16 et s'adapte au dimensionnement de type CCM ou CCS.

Afin d'avoir un dimensionnement concevable et pratique, l'épaisseur et la largeur minimale des plaques de transfert sont respectivement de 6.35 et 152 mm. Le diamètre minimal des boulons est

de 19.05 mm. Nous avons fait en sorte de choisir dans la mesure du possible des plaques aux dimensions standards.

Pour les contreventements de type MD et LD, la distance libre e_{rp} égale à deux fois l'épaisseur de la plaque est requise à la fin de la plaque de transfert dans le gousset perpendiculairement à l'axe de la diagonale comme illustré à la Figure 4-6 pour permettre une rotation plastique (Geschwinder, 2012). Cette distance est appliquée au milieu et extrémité de connexion sur la plaque de gousset pour les contreventements de type CC car les essais de Gélinas ont montré qu'une rotation plastique est probable. Cette mesure nous évite une rupture prématurée des assemblages. La distance e_i séparant la diagonale de la plaque de transfert est imposée à 25 mm dans tous les cas. Elle permet de faciliter l'installation sur chantier. Les autres dimensions dont les distances aux bords (e et e_t) et l'espacement des boulons (g et p) respectent les limites prescrites par l'article 22.3 de la norme CSA S16.

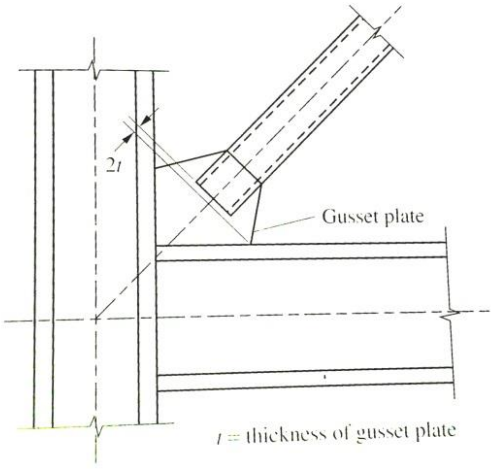


Figure 4-6 Connexion typique de contreventement à reprise de charge sismique, tiré de Geschwinder (2012)

Les caractéristiques des connexions ainsi dimensionnées sont présentées au Tableau 4-2. Le dimensionnement des connexions pour une section de diagonale est unique à cette section en raison du caractère discret de paramètres comme les diamètres de boulons et épaisseurs de plaques disponibles, du nombre pratique de boulons, etc. Les caractéristiques des assemblages sont donc associées aux sections des diagonales, et non aux sites des bâtiments, donc 6 assemblages différents (3 profilés, 2 types de dimensionnement).

Tableau 4-2 Dimensions en mm des connexions centrales en T/O

N°	HSS	Type	Colonne	Ligne	p	g	e	e_t	e_{rp}	7	t	b	D_w	L_w	L_s	L_c
1	**HSS 127x127x4.8**	CCM	2	2	100	150	60	70	25	19.05	6.35	290	6	180	220	270
2	**HSS 127x127x4.8**	CCS	3	2	60	80	30	36	38	19.05	19.05	152.	6	200	180	243
3	**HSS 178x178x4.8**	CCM	2	2	110	200	60	93	32	25.4	7.94	385	6	240	230	287
4	**HSS 178x178x4.8**	CCS	3	2	70	120	50	67	38	25.4	19.05	254	8	280	240	303
5	**HSS 152x152x8.0**	CCM	2	2	130	240	80	98	32	28.575	7.94	435	8	280	290	347
6	**HSS 152x152x8.0**	CCS	3	2	90	150	50	78	38	28.575	19.05	305	8	320	280	343

Pour les assemblages 1, 3 et 5 les épaisseurs de goussets et plaques de gousset ont dû être modifiées pour respecter la résistance en compression selon Thornton explicité dans la section 4.4. Les largeurs de ces plaques sont cependant restées les mêmes.

Pour un même profilé, l'épaisseur de la plaque de transfert d'un dimensionnement CCS est deux fois plus importante qu'un dimensionnement CCM et sa largeur est deux fois plus petite. Les exigences associées à un mode de rupture ductile donnent des limites de dimensions très serrées et demandent un rapport b/t très important. Par exemple, les plaques associées au profilé HSS 127x127x4.8 ont un rapport b/t de 46 pour le type CCM alors qu'il est seulement de 8 pour le type CCS.

Les résistances associées à chaque mode de rupture sont données sur la figure 4-8.

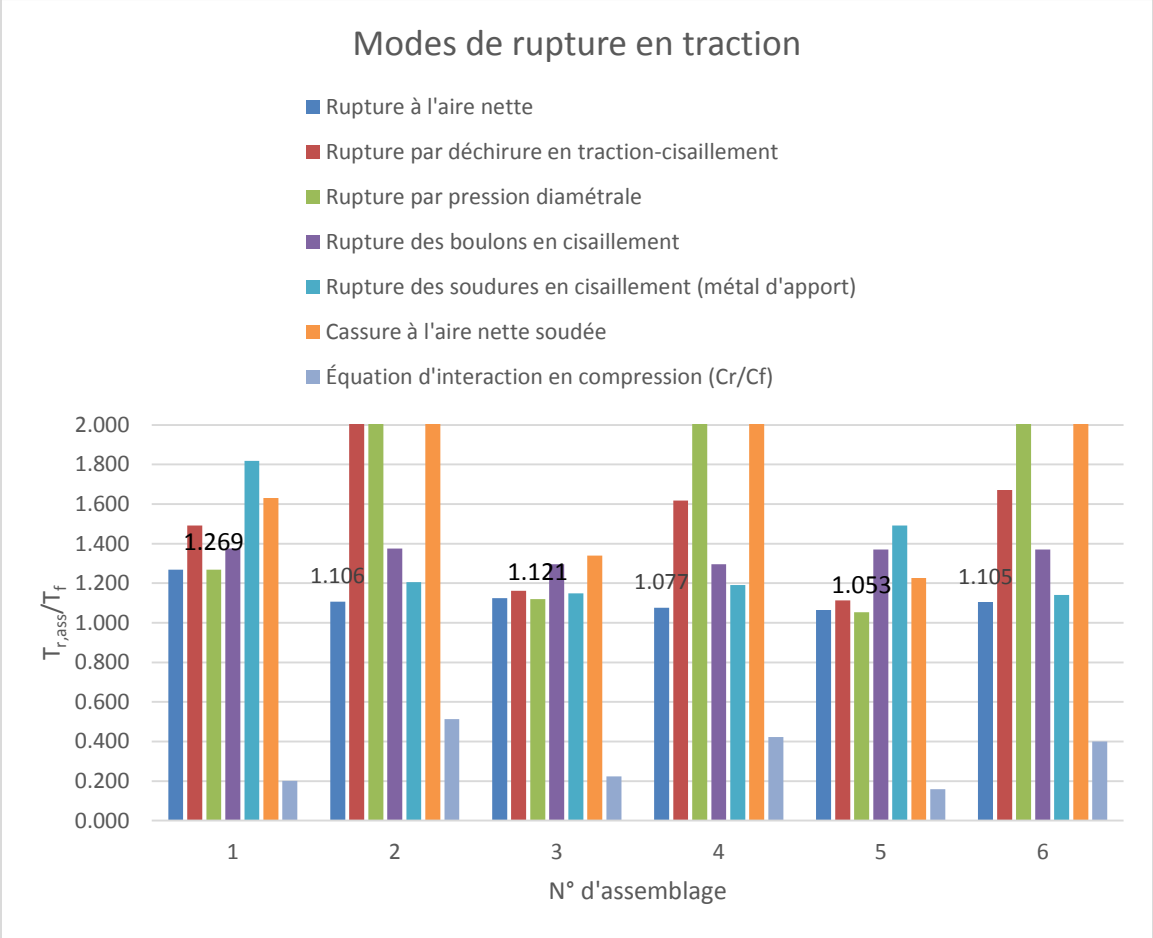


Figure 4-7 Résistances pondérées en traction des connexions centrales de type T/O

Sur cette figure, la résistance associée à la plastification à l'aire brute des plaques n'est pas donnée, puisque que ce mode de rupture est moins critique que la rupture à l'aire nette. Il en est de même pour la rupture en cisaillement des soudures au niveau du métal de base qui est moins critique que la rupture du métal d'apport. On peut y voir aussi l'équation d'interaction qui permet de valider la compression n'est pas validée puisqu'elles n'ont pas été conçues pour cela.

On peut voir que dans le cas d'un assemblage T/O-CCM, la pression diamétrale gouverne alors que pour un assemblage T/O-CCS c'est la rupture à l'aire nette.

4.3.2 Assemblages de type T/C

Les assemblages en T/C doivent respecter les différents modes de rupture en traction cités précédemment ainsi que les limites des dimensions imposées par le code. De plus, ils doivent aussi résister à l'effort en compression et au moment de flexion induit par l'excentricité présente dans

l'assemblage en cisaillement simple. Dans ce dernier cas, on a utilisé l'équation d'interaction du guide AISC (2010) qui a été introduite dans la revue de littérature (équation (2-10). Dans cette équation, les résistances en compression C_r et en flexion M_r ont été calculées comme suit :

$$C_r = \frac{\phi\, tbF_y}{(1+\lambda^{2n})^{\frac{1}{n}}}$$

$$\lambda = \frac{1.2\, L_c}{r}\sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \qquad (4\text{-}15)$$

$$r = \frac{t}{\sqrt{12}}$$

$$M_r = \frac{\phi\, t^2 bF_y}{4} \qquad (4\text{-}16)$$

Les paramètres introduits dans ces équations sont b la largeur de plaque, t l'épaisseur des plaques, F_y la contrainte de plastification des plaques, L_c la longueur totale de la connexion prenant en compte les espaces libres e_{rp} et e_i, E le module de Young de l'acier, λ le facteur d'élancement adimensionnel et r le rayon de giration de la section de la connexion. On rappelle que le paramètre n est égal à 1.34. Comme mentionné au Chapitre 2, ces résistances sont basées sur la section d'une des plaques seulement et l'élancement de la connexion suppose une longueur effective de flambement égale à 1.2 L_c. Les équations (4-15) et (4-16) ont été intégrées à l'équation d'interaction (2-10), ce qui a permis de déterminer la largeur minimum requise pour les plaques pour une épaisseur donnée (voir le détail des calculs en Annexe 6) :

$$b_g > \frac{1.11C_f\left(1+2.12\left(\frac{L_c\sqrt{\frac{F_y}{E}}}{t_g}\right)^n\right)^{\frac{1}{n}}}{t_g\, F_y} + \frac{1.98C_f}{t_g\, F_y} \qquad (4\text{-}17)$$

Les travaux de Gélinas (2013) et des itérations sur chiffrier Excel ont montré qu'il était difficile d'obtenir une connexion de type CCM (dont la résistance est contrôlée par un mode de rupture

ductile) qui respecte l'équation (4-17) car on obtient des plaques minces dont la largeur est bien trop importante pour être utilisée. À titre d'exemple, si on utilise des boulons de 19.05 mm de diamètres pour la connexion de la diagonale HS 127x127x4.8, on doit choisir une épaisseur de plaque plus petite que 6.88 mm selon l'inéquation (4-12), soit 6.35 mm. Pour cette diagonale, la valeur de C_f est de 412 kN. Si, pour des fins de simplicité, on néglige le flambement de l'assemblage ($L_c = 0$), les plaques doivent avoir une largeur minimale de 578 mm, ce qui est non pratique (PL 6.35 x 578 pour un profilé HSS de 127 mm de largeur). La largeur requise est plus importante encore si on considère le flambement.

Pour cette raison, la conception d'assemblage de type CCM pouvant résister à un effort C_f n'a pas été retenue dans cette étude. Cependant, il était intéressant de savoir si un assemblage conçu pour résister à un effort égal à 1.0 C_f mais sans garantie d'une rupture ductile, pouvait offrir un comportement sismique adéquat. Pour répondre à cette question, une conception de type CCxM a été introduite qui satisfait ces critères modifiés.

Cette problématique n'existe pas pour les assemblages de type CCS car on peut utiliser des plaques plus épaisses ayant une largeur raisonnable.

Le Tableau 4-3 nous donne le dimensionnement des différents assemblages. Les mêmes valeurs sont appliquées aux assemblages d'extrémité.

Tableau 4-3 Dimensions en mm des connexions centrales de type T/C

N°	HSS	Type	Colonne	Ligne	p	g	e	e_t	e_{rp}	d_b	t	b	D_w	L_w	L_s	L_c
7	**HSS 127x127x4.8**	CCxM	3	2	60	120	30	67	38	19.05	19.05	254	8	180	180	243
8	**HSS 127x127x4.8**	CCS	3	2	60	120	30	67	51	19.05	25.4	254	8	200	180	256
9	**HSS 178x178x4.8**	CCxM	3	2	80	150	30	52	64	19.05	31.75	254	8	200	220	309
10	**HSS 178x178x4.8**	CCS	3	2	80	150	40	77.5	76	25.4	38.10	305	10	260	240	341
11	**HSS 152x152x8.0**	CCxM	3	2	105	150	40	77.5	64	22.225	31.75	305	10	200	290	379
12	**HSS 152x152x8.0**	CCS	3	2	110	250	40	90	64	25.4	31.75	430	10	300	300	389

Pour le profilé HSS 152x152x8.0, l'épaisseur reste inchangée pour assurer un espace suffisant d'au moins 20 mm entre la paroi du HSS et la plaque de transfert comme illustré à la Figure 4-8. Ceci implique une largeur de plaque plus importante.

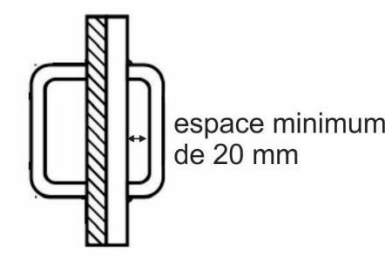


Figure 4-8 Espace minimum requis entre la plaque de transfert et la paroi du profilé HSS

Dans tous les cas, le mode de défaillance qui gouverne la rupture en traction après l'équation d'interaction en compression est le cisaillement des boulons comme le montre la Figure 4-9.

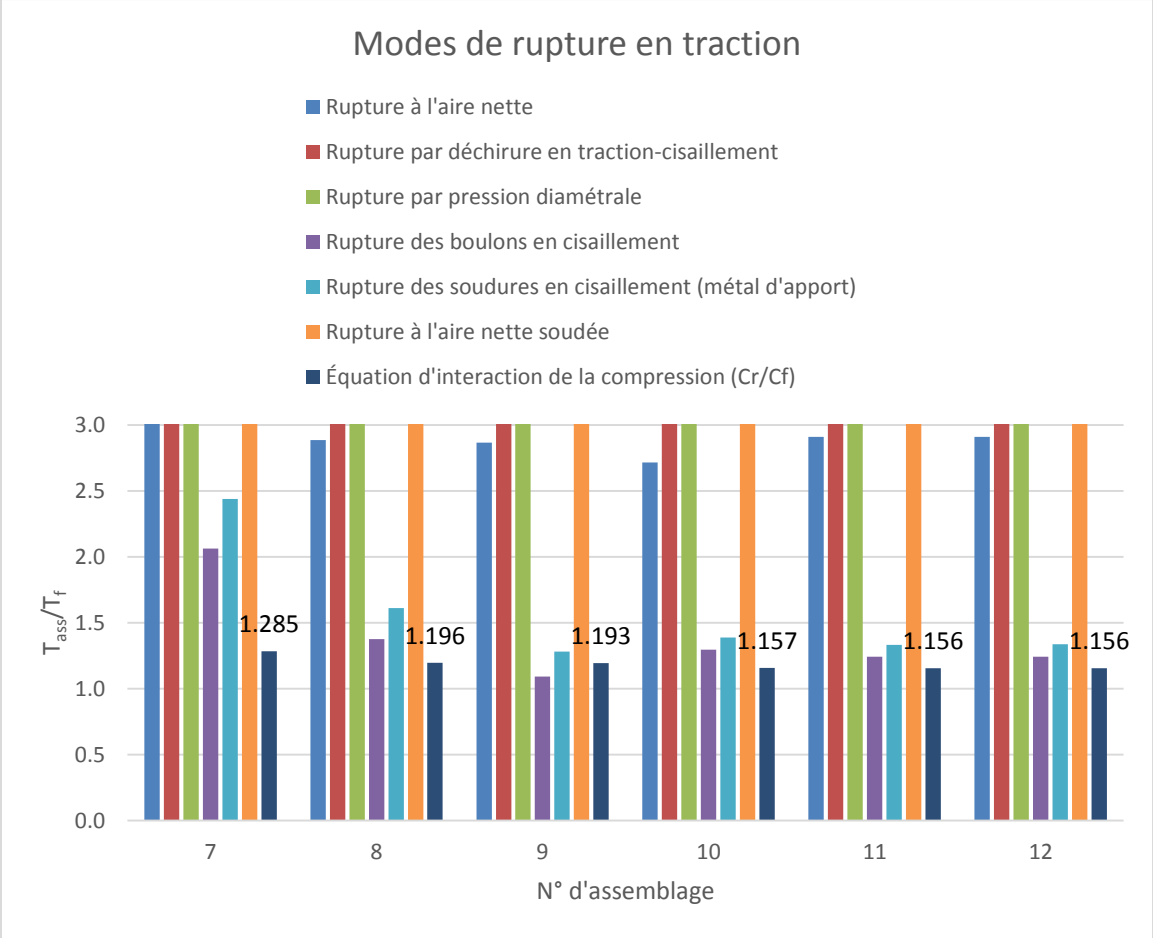


Figure 4-9 Résistances pondérées en traction des connexions centrales de type T/C

On constate sur cette figure que l'équation d'interaction est différente de 1. Ceci s'explique du fait que l'épaisseur et la largeur ont été sélectionnées selon des dimensions standards.

4.4 Assemblage d'extrémité

La géométrie de l'assemblage d'extrémité est schématisée à la Figure 3-6. Les plaques de transfert et de gousset de l'assemblage d'extrémité sont les mêmes que celles utilisées pour la connexion centrale. De ce fait, les différents modes de rupture en traction de l'assemblage boulonné sont respectés.

Cependant, le gousset représente un lien rigide entre le poteau et la poutre, il doit donc demeurer élastique et ne pas souffrir de la plastification, de la cassure ou du flambement en compression. Il faut alors vérifier la plastification et la rupture en traction de la plaque du gousset d'extrémité à l'aide de la méthode de Whitmore (Beaulieu et al., 2003). Whitmore propose la définition d'une

largeur effective, L_w, sur laquelle est réparti l'effort repris par l'assemblage comme présentée à la Figure 4-10.

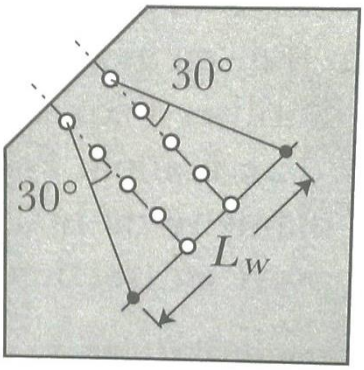


Figure 4-10 Définition de la largeur effective de Whitmore, tiré de Beaulieu (2003)

Cette largeur est perpendiculaire à l'axe de l'assemblage et est limitée à la largeur totale du gousset en cas de débordement. À noter que pour un assemblage boulonné, il faut considérer la largeur nette, L_{wn}, en excluant les trous des boulons pour le calcul du plan de rupture. Ainsi on peut calculer la résistance en traction avec :

$$T_r = \phi \left(L_w t_g\right) F_y \geq T_f \tag{4-18}$$

$$T_r = 0.85\, \phi \left(L_{wn} t_g\right) F_u \geq T_f \tag{4-19}$$

Dans cette équation, ϕ est le coefficient de tenue associé à l'acier structural. On doit aussi vérifier la résistance en compression du gousset. Pour ce faire, on utilise une longueur moyenne du gousset calculée selon l'équation (4-20) où les différentes longueurs sont définies à la Figure 4-11.

$$L_m = \frac{L_1 + L_2 + L_3}{3} \tag{4-20}$$

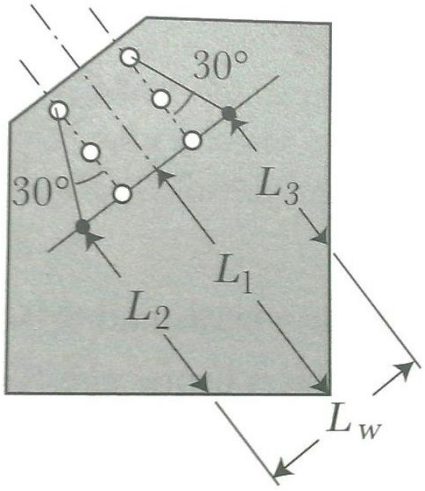


Figure 4-11 Définitions des longueurs L_1 à L_3, tiré de Beaulieu (2003)

Cette longueur est également utilisée dans l'équation (4-21) du calcul de la résistance en compression avec un facteur d'élancement K égal à 0.65 comme proposé selon Thornton (Thornton, 1984) associant le gousset à une colonne aux extrémités encastrées.

$$C_r = \frac{\phi\, t_g L_w F_y}{(1+\lambda^{2n})^{\frac{1}{n}}} \geq C_f$$

$$\lambda = \frac{0.65\, L_m}{r}\sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \qquad (4\text{-}21)$$

$$r = \frac{t_g}{\sqrt{12}}$$

Le Tableau 4-4 donne les valeurs de L_w, L_m et la valeur minimale de l'épaisseur $t_{g,min}$ du gousset trouvée par itération pour que la résistance en compression de Thornton soit respectée

On y donne aussi les valeurs de T_r et C_r associés à cette méthode.

Tableau 4-4 Paramètres associés à la méthode de Whitmore et Thornton, épaisseurs minimales requises et utilisées, et résistances en compression et en traction

N°	L_m (mm)	L_w (mm)	L_{wn} (mm)	λ	$t_{g,min}$ (mm)	t (mm)	t_g (mm)	C_r (kN)	T_r (kN)
1	378	259	213	1.15	**9.86**	6.35	**12.7**	685	930
2	222	210	165	0.60	11.03	19.05	19.05	1211	1080
3	465	319	261	1.04	**13.44**	7.9375	**15.875**	1073	1427
4	335	272	214	0.62	16.27	19.05	19.05	1445	1402
5	531	381	317	1.10	**14.43**	7.9375	**15.875**	1134	1730
6	382	346	281	0.70	16.33	19.05	19.05	1753	1843
7	315	250	205	1.04	9.09	19.05	19.05	1353	1342
8	315	250	205	0.84	11.24	25.4	25.4	1906	1790
9	315	324	278	0.86	11.07	31.75	31.75	3153	3042
10	372	324	266	0.74	15.04	38.1	38.1	3788	3483
11	372	378	326	0.92	12.10	31.75	31.75	3626	3568
12	486	489	431	0.98	14.88	31.75	31.75	4487	4710

Dans un premier temps, on a calculé L_m, L_w et L_{wn} comme présentés précédemment, puis on a fait une itération en fonction de t pour trouver $C_f/C_r = 1$ avec C_r définie à l'équation (4-21). L'élancement λ présenté dans le tableau a été obtenu avec la valeur $t_{g,min}$ trouvée. Cette borne inférieure a été comparée avec l'épaisseur de plaque de transfert et de gousset, t, sélectionnée pour la connexion centrale. La valeur finale de l'épaisseur du gousset, t_g, est le maximum de t et t_{gmin}. Les valeurs de C_r et T_r sont calculées avec la valeur finale de t_g.

On constate que pour les assemblages de type T/O-CCM (n°1, 3 et 5), le gousset ne supporte pas l'effort en compression si son épaisseur est la même que celle des plaques de la connexion centrale qui est relativement mince pour atteindre une rupture ductile. L'épaisseur du gousset nécessite donc une épaisseur supérieure à celle de la plaque de transfert. Nous avons choisi l'épaisseur standard supérieure à t_{gmin}. Afin d'avoir des connexions semblables au centre et aux extrémités, la même épaisseur est appliquée à la plaque de gousset à la connexion centrale.

4.5 Résumé

En résumé, ce chapitre nous a permis de dimensionner les plaques de transfert et de gousset pour les connexions au centre et aux extrémités. Ces assemblages sont associés à des sections de diagonales pré-conçues (voir Chapitre 3) où le site et la catégorie ont déjà été pris en compte et où l'effort dans la diagonale a été voulu quasiment égal à sa résistance en compression. De ce fait, le dimensionnement des assemblages s'est fait selon 4 assemblages différents. Ils ont été conçus en T/O ou en T/C, avec, dans chaque cas, deux approches de conception : CCM (rupture ductile) et CCS (effort de conception amplifié par 1.5) respectant l'effort de conception donné aux équations (4-1) et (4-2).

Il a été constaté de manière algébrique et pratique que les connexions T/C – CCM ne sont pas praticables car elles donnent des dimensions de plaques trop importantes. On a remplacé ce dimensionnement par T/C – CCxM où le mode de rupture qui gouverne n'est pas nécessairement ductile.

Les plaques de gousset et de transfert sont identiques dans l'assemblage central et d'extrémité. Une exception est fait pour la connexion T/O – CCM, où nous avons tenu à respecter la résistance en compression dans les goussets d'extrémité. Dans ce cas-là, il a été constaté que l'épaisseur associée à une rupture ductile n'était pas suffisante pour respecter la résistance en compression et a donc été augmentée. Ces mêmes épaisseurs sont appliquées à la plaque de gousset de la connexion centrale pour avoir des connexions identiques et les mêmes excentricités. Il en découle que seule la plaque de transfert a une rupture ductile pour ce dimensionnement.

CHAPITRE 5 MODÉLISATION SUR OPENSEES

Ce chapitre permet de mettre en place le cœur même de ce sujet qui concerne la modélisation par éléments finis sur OpenSees de nos différents bâtiments. À travers ce logiciel, différents mouvements de sols enregistrés par sismographe seront appliqués aux modélisations pour rendre compte de leur comportement et en tirer les conclusions nécessaires détaillés dans le chapitre suivant. Ainsi, il sera discuté dans ce chapitre des différentes étapes de la modélisation, et plus particulièrement du type et du positionnement des éléments, de l'application des charges et des masses, et du protocole d'application des mouvements de sols.

5.1 Généralités

Dans cette recherche, l'outil principal de cette recherche avec lequel ont été effectuées les analyses dynamiques sismiques non linéaires est le logiciel OpenSees, Open System for Earthquake Engineering Simulation, développé par le Pacific Earthquake Engineering Research Center avec le soutien du NSF (National Science Fondation) (2006). C'est un logiciel d'élément finis permettant la simulation de réponses de systèmes structurels soumis à des séismes. OpenSees est un *open-source* et *object-oriented*, principalement écrit en C++, le rendant ainsi très ouvert, contrairement à d'autres logiciels concurrents, pour étendre le code dans la spécification de nouveaux éléments, matériaux, options d'analyses… Il permet principalement des analyses statiques non linéaires, de type *push-over* ou cycliques, mais aussi des analyses dynamiques temporelles (McKenna, 2011).

Afin de simplifier le modèle OpenSees de nos bâtiments, la structure à la base en 3D a été représentée en 2D pour rendre les calculs et la modélisation plus rapide et efficace. Seulement la moitié de la structure a été modélisée, incluant le cadre de contreventement Est-Ouest et les colonnes de gravité, comme illustrée sur la Figure 5-1. Les colonnes sont regroupées par sections et position identiques.

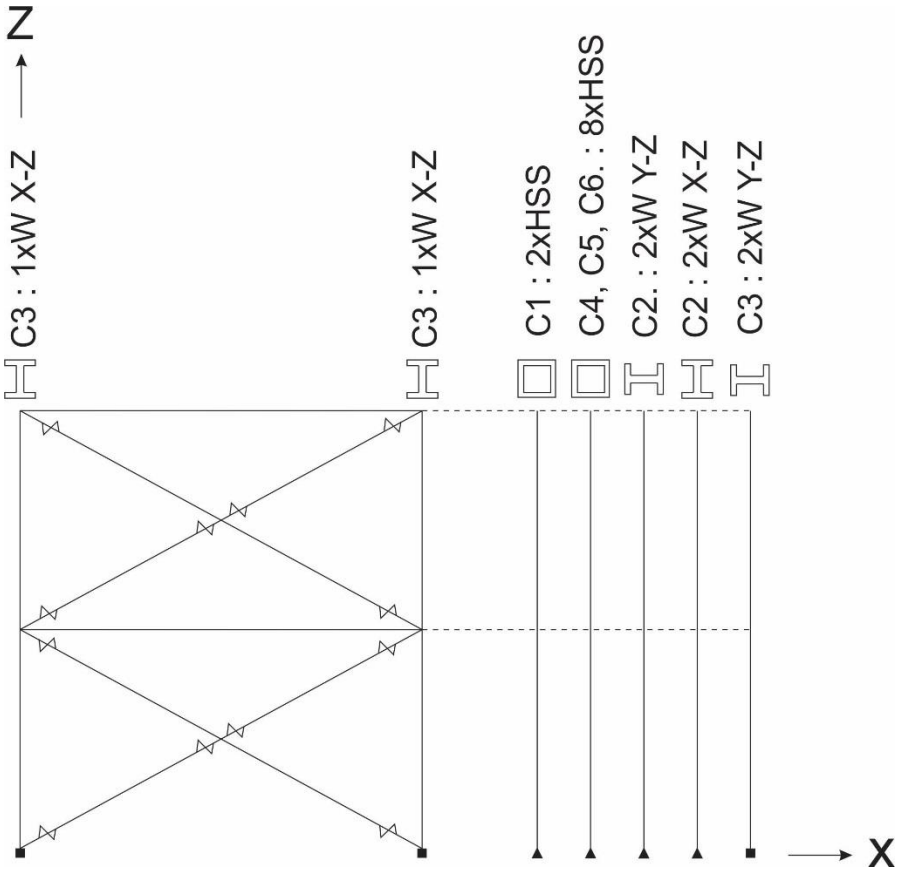


Figure 5-1 Modélisation simplifiée d'un bâtiment sur OpenSees, voire Figure 3-7 pour la disposition des colonnes

Comme dit précédemment, les poutres en dehors du cadre ont un effet négligeable sur le comportement sismique dynamique puisqu'elles n'influent pas sur la rigidité de la structure. Comme décrit plus loin, on a donc représenté le rôle de ces poutres en imposant une contrainte sur les déplacements horizontaux des nœuds des poteaux de gravité et ceux des poteaux de contreventement. Les différents défauts de rectitude présents sur la longueur des poteaux et des diagonales sont inclus en ajustant les coordonnées des nœuds, en revanche, les contraintes résiduelles dans les diagonales n'ont pas été incluses dans cette étude puisque le flambement des diagonales est principalement initié par la présence des excentricités dans les connexions (Daravan et al., 2013).

5.2 Conditions aux frontières

La commande *Single Point Constraint* (*SP Constraint*) a été utilisée pour restreindre les degrés de liberté d'un nœud. Par soucis de clarté, les différentes fixations sont listées ci-dessous :

- baie contreventée :
    - nœud à la base : fixation totale en translation selon X, Y et Z et en rotation autour des axes X, Y et Z;
    - sommet des colonnes : fixée en translation selon Y et en rotation selon X et Z;
    - aucune restriction n'est imposée aux nœuds intermédiaires le long des membrures des colonnes et des diagonales pour permettre le flambement des colonnes dans le plan du contreventement et des diagonales hors du plan du contreventement;
- colonnes gravitaires :
    - nœud à la base et au sommet : fixation en translation selon Y et fixation en rotation autour de X et Z.

La commande *Multi-Point Constraint* (*MP Constraint*) a été utilisée pour que tous les nœuds d'un même niveau subissent le même déplacement horizontal. Ceci permet de simuler le diaphragme rigide du toit et du plancher. Un nœud *Master* a été choisi et on lui associe des nœuds *Slaves*, comme illustré dans la Figure 5-2.

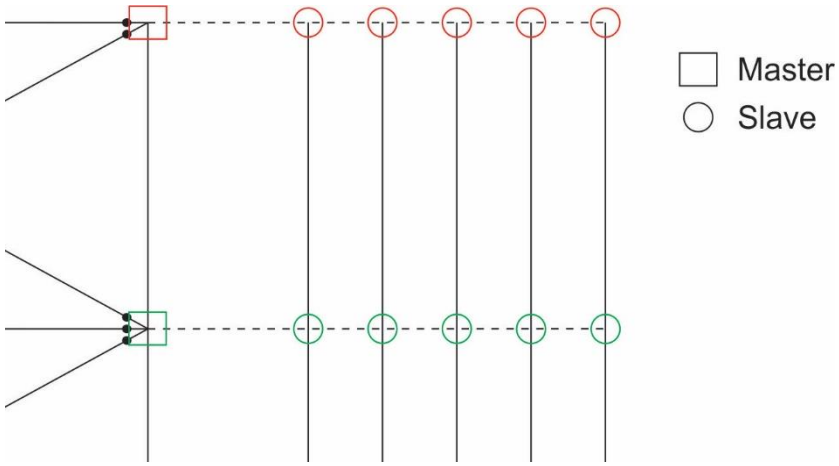


Figure 5-2 Modélisation des diaphragmes rigides à l'aide de la commande MP Constraint

5.3 Charges de gravité et poids (masses) sismiques

Les charges et la masses sismique ont été calculées pour ne tenir compte que de la moitié du bâtiment afin de rester en accord avec la modélisation adoptée.

Les charges de gravité ont été appliquées au sommet des colonnes via des forces concentrées agissant selon l'axe Z. Les valeurs ont été trouvées à l'aide du logiciel ETABS en appliquant de manière réparties sur le plancher ou le toit les pondérations des charges données à l'équation (3-8). Pour les colonnes représentant n profilés, ses charges sont multipliées par n.

Les poids (masses) sismiques ont été appliqués au sommet des colonnes du contreventement seulement, aux nœuds situés à l'interaction de la poutre et de la colonne. Les masses ont été calculées à l'aide du poids sismique trouvé à l'équation (3-3) qui tient compte des cloisons et du poids des murs.

5.4 Poutres

Comme nous l'avons vu précédemment, les poutres sont des profilés W de nuance G40.21-350W. Elles ont été modélisées avec des éléments *ElasticBeamColumn* ayant un comportement linéaire-élastique sous une sollicitation axiale, en flexion et en torsion. La rigidité en torsion a été amplifiée à la puissance 9 pour simuler l'infiniment rigide et reproduire la restriction imposée par les éléments structuraux de plancher et de toit.

5.5 Colonnes

5.5.1 Colonnes du cadre de contreventements

Les colonnes de contreventement sont des profilés W et de nuance G40.21-350W modélisées avec une série de 4 éléments nonlinearBeamColumn ayant chacun 5 points d'intégration de Gauss. Dans cet élément, la section est discrétisée en petites fibres (Fibre Section) auxquelles on a assigné le matériau Steel02 qui permet de bien reproduire le comportement inélastique de l'acier sous sollicitation cyclique, incluant les effets de l'écrouissage isotrope et cinématique. Comparativement au matériau Steel01, le matériau Steel02, qui est basé sur le modèle Giuffré-Menegotto-Pinto, permet aussi de reproduire l'effet de Baushinger sur la transition entre les régimes élastique et plastique, comme l'illustre la Figure 5-2. L'élément utilisé pour les colonnes permet aussi de reproduire le comportement élastique en torsion des colonnes. Les ailes et l'âme de la section sont composées de 60 fibres chacune, ce qui permet de reproduire le comportement inélastique sous chargements axial et de flexion combinés. Les coordonnées selon l'axe X des nœuds intermédiaires des colonnes ont été ajustées pour reproduire à chaque étage un défaut de

rectitude de forme sinusoïdal ayant une amplitude égale à 1/1000 de la hauteur de l'étage, permettant ainsi au modèle de prédire le flambement des colonnes dans le plan du cadre.

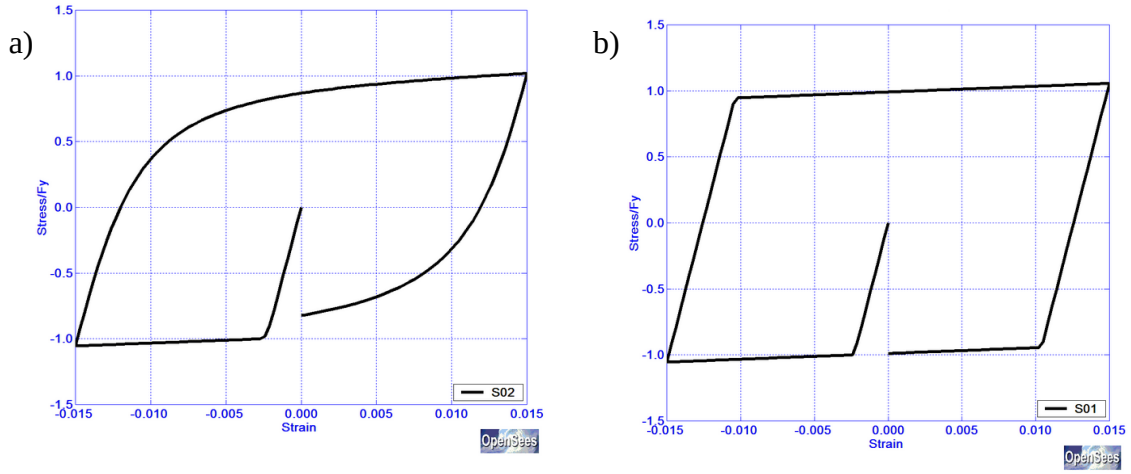


Figure 5-3 Comportement d'un essai de traction-compression sur OpenSees du a) matériau *Steel02* et du b) matériau *Steel01*, tiré de Mazzoni et al. (2007)

5.5.2 Colonnes de gravité

Les colonnes de gravité sont regroupées par n profilés équivalents en une seule colonne avec ses propriétés n fois multipliées comme le montre la Figure 5-1. Elles sont aussi définies par le même type d'élément fini que les colonnes du cadre contreventé. Ces colonnes ont aussi la possibilité de flamber dans le plan avec un défaut de rectitude de L/1000.

5.6 Diagonales (premier modèle)

Les diagonales sont des profilés HSS tubulaires comme définis dans le Chapitre 3. Dans le modèle, chaque diagonale, que ce soit la diagonale continue ou un demi-segment de la diagonale discontinue, a été divisée en trois parties comme le montre la Figure 5-4, soit le profilé HSS lui-même, et deux zones d'extrémité comprenant chacune la connexion et un élément rigide. La modélisation de la partie « connexion » est décrite à la section 5.6.1. Les deux autres parties sont décrites ici.

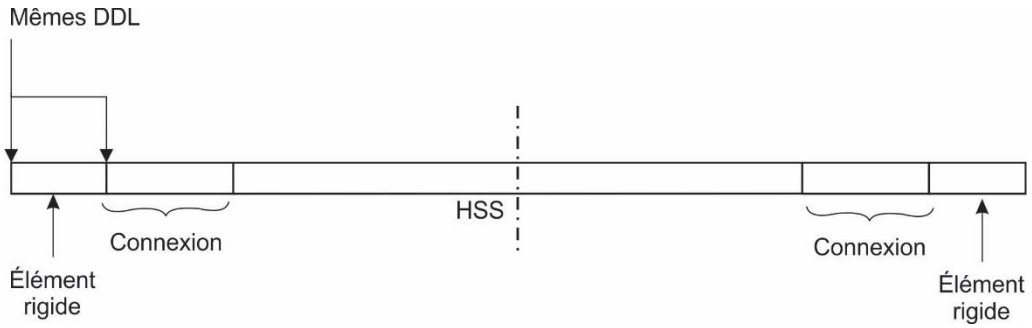


Figure 5-4 Composante de la diagonale

L'élément rigide modélisé par un *ElasticBeamColumn* représente la connexion poutre-poteau rigide que forment le gousset, la colonne et la poutre. Pour la diagonale discontinue, il représente à une extrémité la plaque de gousset qui traverse la diagonale continue. De ce fait, on a imposé des contraintes aux degrés de liberté des nœuds d'extrémité de l'élément rigide pour que les deux nœuds subissent les mêmes déplacements selon l'axe longitudinal des diagonales et les mêmes rotations dans le plan du contreventement.

Pour le profilé HSS tubulaire, on a utilisé une série de 8 éléments de type *nonlinearBeamColumn* avec une section discrétisée en fibre comme celle adoptée pour les colonnes. Dans ce cas, comme montré à la Figure 5-5, la section du profilé HSS divisée en 8 *Patches* : 4 *Patches* constitué de 20 fibres pour les coins (*Circular Patches*) et 4 *Patches* contistuées de 75 fibres pour les parois verticales (*Quadrilateral Patches*). Pour toutes ces fibres, on a assigné le matériau *Steel02* qui permet de considérer les effets de Baushinger et l'écrouissage isotrope et cinématique.

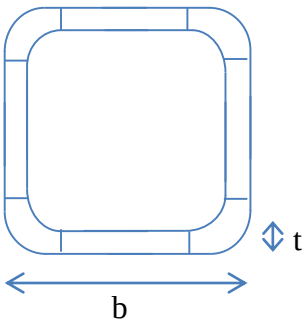


Figure 5-5 Modélisation en éléments finis d'une section HSS tubulaire

Les *Patch Circular* nécessitent le calcul du rayon moyen tel qu'il doit répondre à l'équation (5-1) et il en découle les rayons interne et externe, r_i et r_e, donnés à l'équation (5-2).

$$A_{HSS} = 4(b - t - 2r)t + 2\pi rt \quad \textbf{(5-1)}$$

$$r_i = r - \frac{t}{2}$$

$$r_e = r + \frac{t}{2} \quad \textbf{(5-2)}$$

La Figure 5-6 montre l'application des défauts de rectitude sur les diagonales. Pour la diagonale continue, ils ont été appliqués hors plan en suivant un profil sinusoïdal sur la longueur complète du profilé HSS, avec une déflection maximale égale à L/500. Quant à la diagonale discontinue, les défauts de rectitude sont concentrés au niveau de l'excentricité locale de la connexion à cisaillement simple. Cette méthode est appliquée dans les travaux de Davaran et al. (2013). De cette façon l'effet de l'instabilité de la connexion et de la diagonale discontinue est pris en compte.

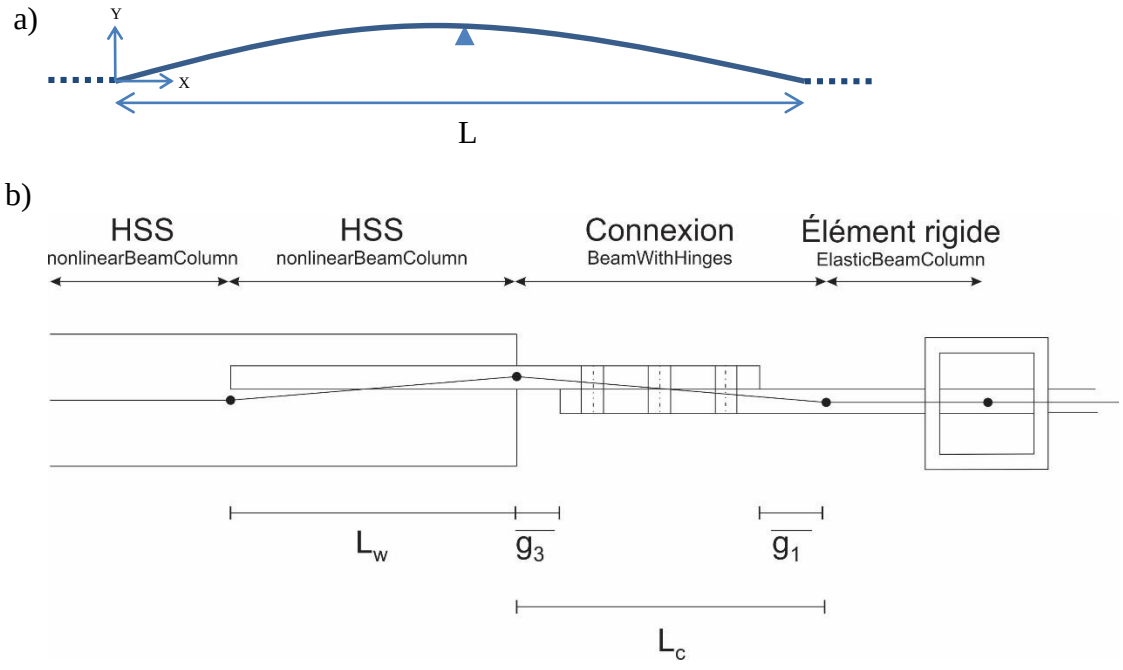


Figure 5-6 Défauts de rectitude exagérés de a) la diagonale continue et b) de la diagonale discontinue

La définition des propriétés du matériau *Steel02* de la diagonale, tout comme la modélisation de sa connexion en éléments finis ont de plusieurs études et analyses avant d'aboutir à une calibration jugée cohérente. Cette calibration est décrite dans la prochaine section.

5.6.1 Modélisation initiale de la connexion

Davaran (2013) a proposé de modéliser la connexion par un élément de type *BeamWithHinges* comme le montre la Figure 2-17 de la revue de littérature. Cet élément dont le détail est présenté à la Figure 5-7, est constitué de deux rotules plastiques aux extrémités et d'un élément central linéaire-élastique. La partie centrale correspond à la zone de chevauchement des plaques de transfert et de gousset. On suppose que l'acier dans cette zone demeure élastique. Les rotules plastiques représentent les zones de rotation plastique se produisant de part et d'autre de la zone de chevauchement. Les rotules plastiques ont des longueurs respectives L_{pi} et L_{pj} de même qu'une section et des propriétés de matériau qui sont définies par l'utilisateur.

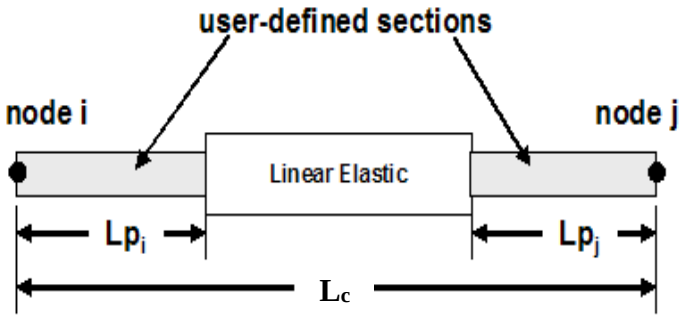


Figure 5-7 Schématisation d'un élément *BeamWithHinges* (Mazzoni et al., 2007)

La définition des longueurs des rotules plastiques et les paramètres de la partie centrale élastique sont répertoriés au Tableau 5-1. Les axes locaux y et z utilisés dans le calcul des moments d'inertie sont illustrés à la Figure 5-21. On suppose qu'il n'y a pas de glissement entre les plaques de transfert et de gousset. La longueur totale de cet élément est égale à la longueur de l'assemblage boulonnée, L_c, prenant en compte les espaces libres, e_i et e_{rp}. Les paramètres géométriques utilisés dans le tableau sont décrits dans la Figure 5-8.

Tableau 5-1 Propriétés de l'élément *BeamWithHinges*

	Propriétés	**Extrémité – bas**	**Central – bas**	**Central – haut**	**Extrémité - haut**
Rotules plastiques	Section i	Gousset	Plaque	Plaque	Plaque
	Lp_i (mm)	$\overline{g_0}$	$\overline{g_3}$	$\overline{g_1}$	$\overline{g_2}$
	Section j	Plaque	Plaque	Plaque	Gousset
	Lp_j (mm)	$\overline{g_2}$	$\overline{g_2}$	$\overline{g_3}$	$\overline{g_0}$
Partie centrale élastique	E (MPa)	200			
	G (MPa)	77			
	A (mm^2)	$2bt$			
	J (mm^4)	$\frac{b(2t)^3}{3}$			
	I_y (mm^3)	$\frac{b(2t)^3}{12}$			
	I_z (mm^3)	$\frac{2tb^3}{12}$			

5.6.1.1.1 Définitions des longueurs et propriétés

Comme il a été vu dans la partie 4.3.1, g_1 et g_0 sont égales à deux fois l'épaisseur des plaques pour permettre une éventuelle rotation ductile et les dimensions g_2 et g_3 sont toutes deux égales à 25 mm pour permettre l'installation de la diagonale. Les longueurs L_{pi} et L_{pj} du Tableau 5-1 peuvent être établies à l'aide des équations (5-4) et (5-5) données dans les travaux de Davaran et al. (2014).

$$g_1 = g_0 = e_{rp} = 2 * t_g \quad \textbf{(5-3)}$$

$$g_2 = g_3 = e_i = 25$$

$$g_1' = g_1 + g_{tr} \leq \frac{g_1 + \frac{b_g}{2\tan(2\theta)}}{2}$$

$$g_{tr} = \left[0.65 + 0.11\left(\frac{b_g}{t_g} - 5\right)\right] t_g \left(\frac{45-\theta}{20}\right)^{0.72} \quad \textbf{(5-4)}$$

$$\overline{g_{0,2,3}} = g_{0,2,3} + \frac{e}{4}$$

$$\overline{g_1} = g_1' + \frac{e}{4} \quad \textbf{(5-5)}$$

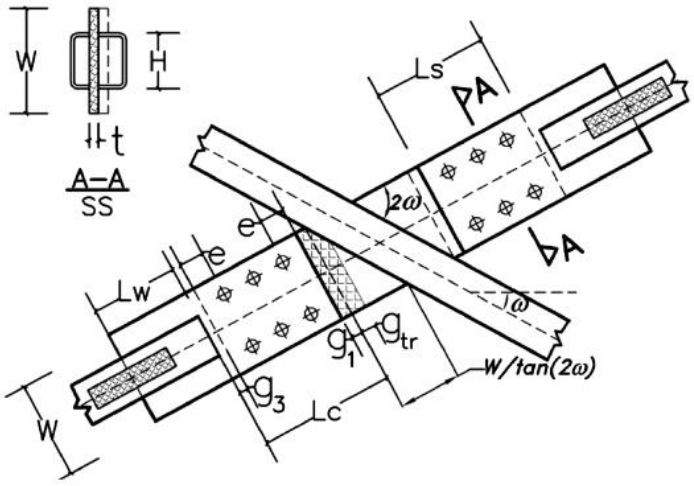


Figure 5-8 Représentation d'une connexion à cisaillement simple typique, tiré de Davaran (2014)

La longueur g_{tr} ajoutée à l'espacement $\overline{g_1}$ qui existe entre la plaque de transfert et la diagonale continue, permet de considérer la rigidité flexionnelle de la zone trapézoïdale du gousset comme schématisée à la Figure 5-8. Cette équation issue des analyses de Davaran (2014) ainsi que les observations en laboratoire de Gélinas (2013) ont montré que cet espace jouait un rôle dans la stabilité de l'assemblage. Par conséquent, elle doit être considérée correctement dans la modélisation par éléments finis.

Pour rappel, les valeurs e, b_g et t_g sont données dans les Tableau 4-2 et Tableau 4-3 et la valeur θ est de 28.59°. Ainsi les coordonnées des nœuds sont ajustées pour tenir compte de ces longueurs.

Les rotules plastiques de l'élément *BeanWithHinges* sont définis par des sections *Fibre* forées d'un *Patch Quadrilatreal* qui représentent la section des plaques de transfert et de gousset, selon le cas, au droit des rotules. À ces sections est attribué un matériau *Steel02.*

5.6.1.1.2 Constats des premières analyses

Des analyses ont été faites pour valider cette première modélisation par des simulations sous différents mouvements sismiques qui seront présentés plus tard. Les paramètres du matériau *Steel02* ont été définis à partir des valeurs recommandées pour l'acier : F_y = 0.350 MPa, R0 = 25, b = 0.005, cR1 = 0.925, et cR2 = 0.15. Ces derniers sont définis à la section suivante.

Les courbes d'hystérésis des diagonales présentées à la Figure 5-9 ont été obtenues pour le bâtiment situé sur un site C à Victoria dans le cas d'un accélérogramme critique. Les courbes en rouge représentent le comportement de la diagonale continue alors que le comportement de la diagonale continue est représenté en bleu pointillé pour les quatre différentes conceptions de connexion établies au Chapitre 4.

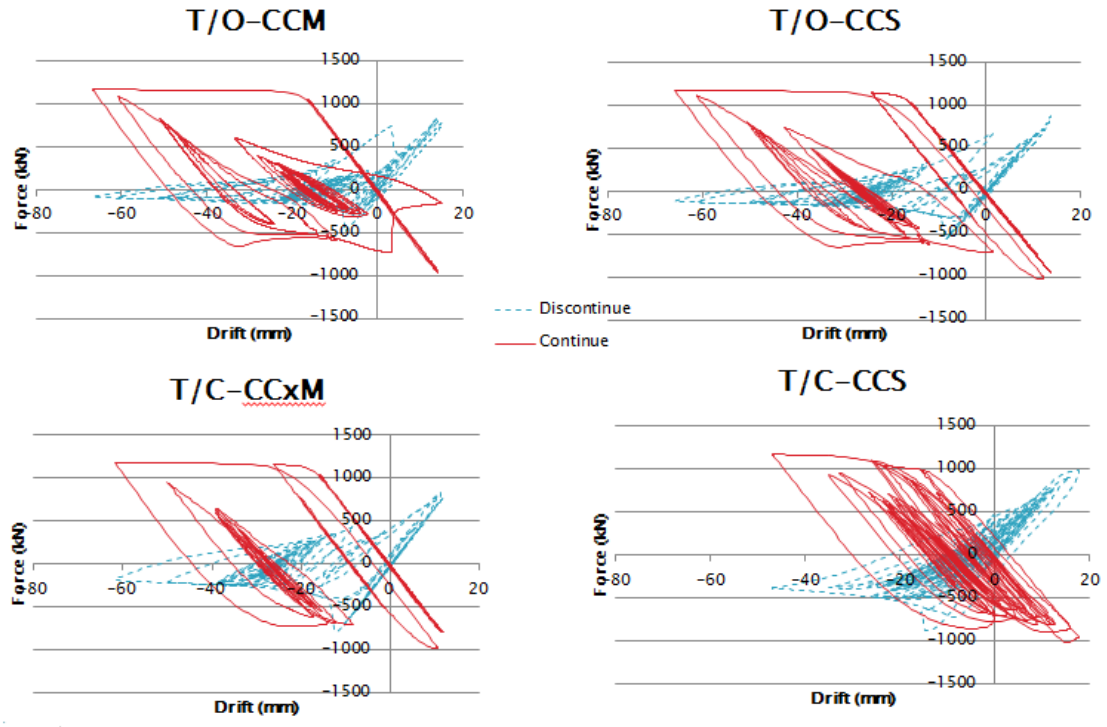


Figure 5-9 Courbes hystériques du premier étage issue d'une analyse préliminaire d'un bâtiment situé à Victoria de type C

Plusieurs problématiques ont été constatées dans ce premier modèle.

- La rupture par fatigue n'est pas considérée.
- Les modes de rupture critiques en traction doivent être pris en compte, notamment pour les connexions de types, T/C-CCxM, T/O-CCS et T/O-CCS pour lesquelles il est plus probable que l'effort dans la diagonale atteigne la résistance de la connexion.
- La limite élastique probable de l'acier n'a pas été bien établie au vu de la ductilité beaucoup plus importante que la valeur de 1.5 attendue pour ce système (R_d = 1.5) de l'étirement plastique important que l'on peut voir sur les courbes. En effet, pour les éléments de dissipation d'énergie du SRFS, l'article 27.1.7 de la norme CSA S16 requiert de considérer la limite élastique probable, R_yF_y, dans les calculs. Il serait donc plus réaliste de l'utiliser également dans les analyses. Celle-ci est égale à 460 MPa pour les profilés HSS et 385 MPa pour les autres éléments faits d'acier ayant une limite élastique F_y égales à 350 MPa, comme les plaques de transfert et de gousset.
- La modélisation de la connexion *BeamWithHinges* est remise en question par rapport à la bonne représentation de l'excentricité locale et le comportement post-flambement. De plus, comme il sera étudié dans la section suivante, ce type de modélisation conduit à une estimation non-conservative des forces de résistance de la connexion.
- Le paramétrage du matériau *Steel02* doit être repris car le modèle initial ne tenait pas compte des courbes contraintes-déplacements mesurées en laboratoire.

Afin de tenir compte de ces différents aspects dans le modèle final, une calibration a été réalisée en comparant les prédictions du modèle OpenSees et les résultats des essais complétés sur les spécimens 7, 8 et 14 par Gélinas (2013). Pour ce faire, un modèle OpenSees représentant le montage d'essais a été construit, tel que montré à la Figure 5-10. Dans ce modèle, les connexions d'extrémité ont été modélisées comme très rigides, comme cela était le cas en laboratoire. La représentation de la connexion du milieu et des diagonales était cependant identique à celle décrite ci-dessus pour les bâtiments, et la comparaison entre les essais et les simulations numériques a porté uniquement sur le comportement de ces éléments.

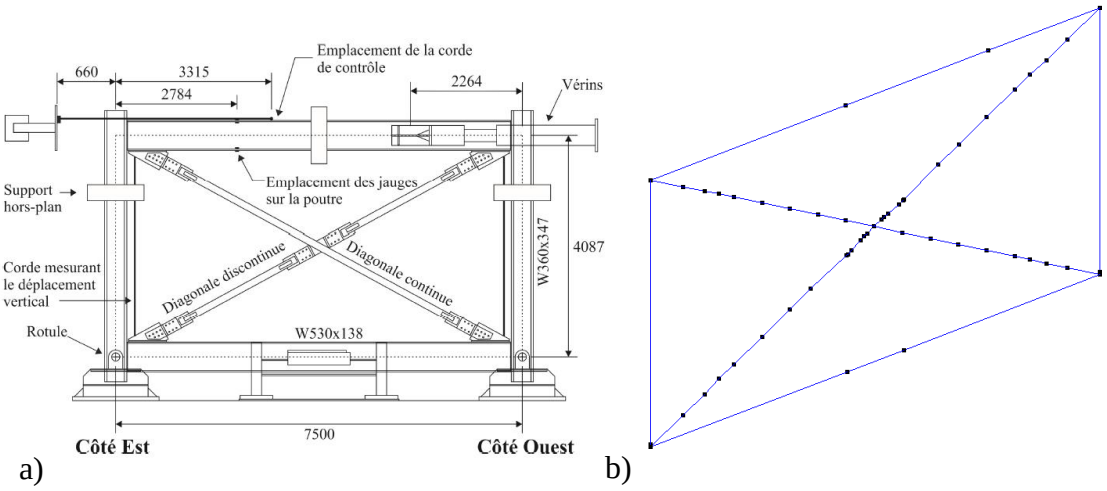


Figure 5-10 a) Disposition du banc d'essai, tiré de Gélinas (2013); b) Reconstitution en éléments finis sur OpenSees

5.6.2 Modélisation de la connexion

Afin de vérifier l'efficacité de la modélisation de la connexion avec des éléments *BeamWithHinges* comme proposé par Davaran (2013), un deuxième modèle identique a été construit dans lequel la connexion a été subdivisée en deux éléments *nonlinearBeamColumn* et un élément *ElasticBeamColumn* comme le montre la Figure 5-11.

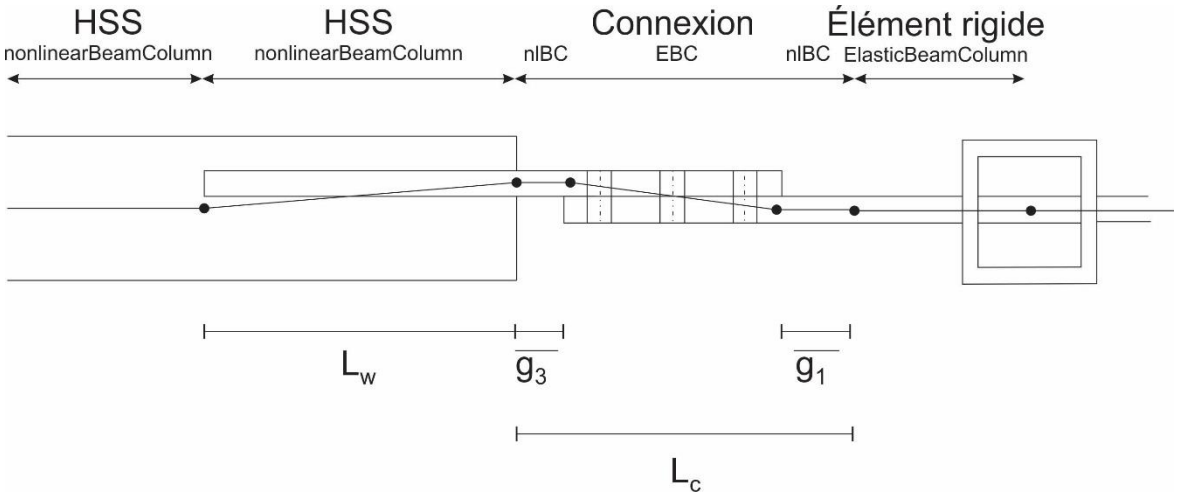


Figure 5-11 Subdivision de la connexion en 3 éléments

La modélisation par subdivision utilise les mêmes propriétés que le type *BeamWithHinges*, excepté que l'excentricité est plus précisément représentée comme montré la figure ci-dessus puisque les

nœuds de la partie centrale peuvent être déplacés, ce qui n'est pas possible pour l'élément *BeamWithHinges* (voir Figure 5-6 b). Sans changer les paramètres du matériau, des analyses ont été faites pour comparer les deux modèles. La Figure 5-12 et la Figure 5-13 montrent les courbes charge-déplacement pour les diagonales discontinue et continue. La courbe « Test, Specimen no.7 » est issue du banc d'essai des travaux de Gélinas, alors que les courbes « OpenSees » sont issues des simulations numériques.

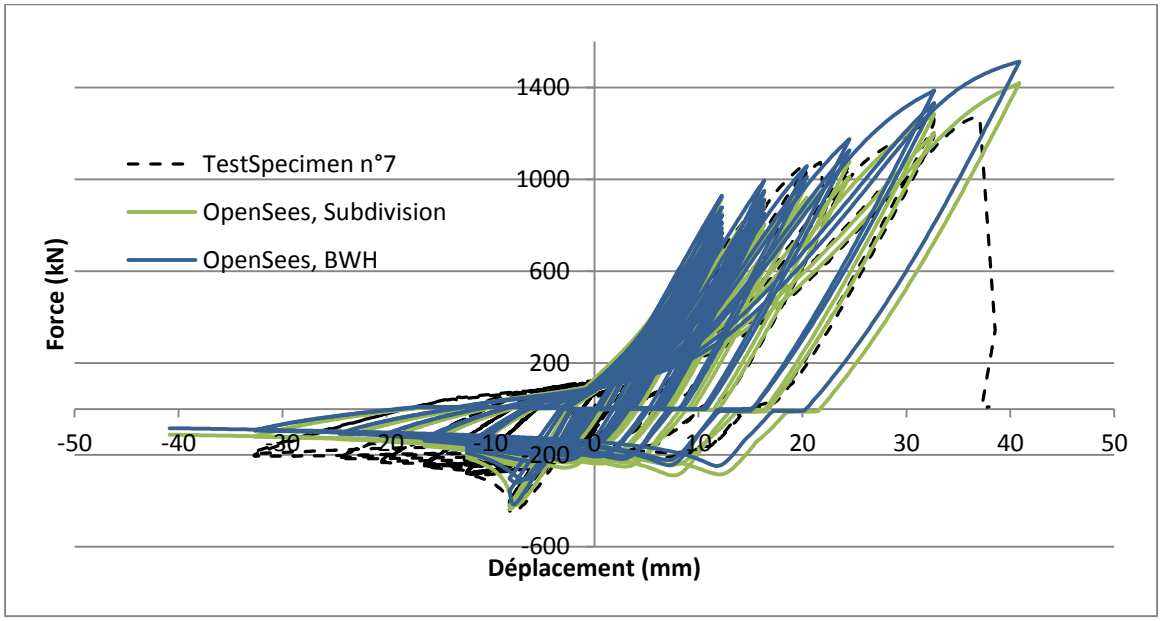


Figure 5-12 Courbes force-déplacement de la diagonale discontinue du Spécimen no.7

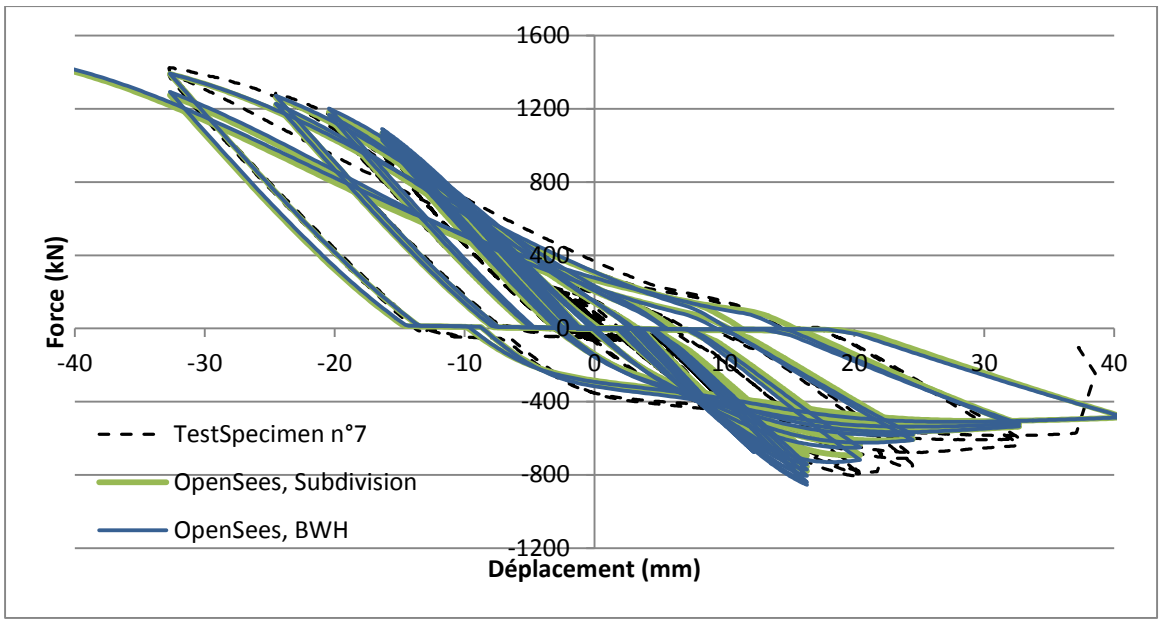


Figure 5-13 Courbes force-déplacement de la diagonale continue du Spécimen no.7

La différence entre les deux modèles s'opère essentiellement sur la diagonale discontinue puisque la modélisation de la connexion n'est pas présente sur la diagonale continue. On peut constater sur la Figure 5-13 où les résultats obtenus des deux simulations sont pratiquement identiques. Figure 5-12 reflète la capacité de chaque modèle à reproduire le comportement de la structure. La Figure 5-14 donne un agrandissement des courbes au niveau du flambement pour mieux illustrer le phénomène. La différence entre les deux modélisations est essentiellement causée par la prise en compte de l'excentricité locale. En effet, un seul élément *BeamWithHinges* ne permet pas de bien les modéliser et cause le flambement de la connexion à un déplacement inter-étage plus petit (8 mm au lieu de 12 mm). La rotule est donc plus vulnérable au flambement ce qui sous-estime la résistance de la connexion-diagonale en compression.

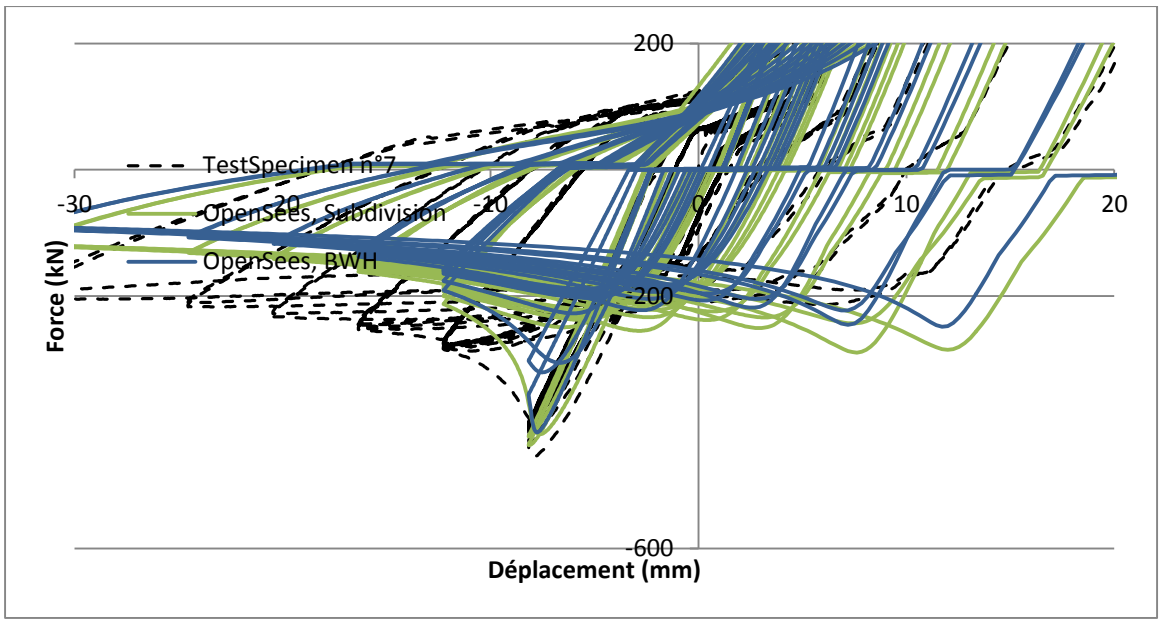


Figure 5-14 Agrandissement de la courbe force-déplacement au niveau du flambement de la diagonale discontinue

C'est pourquoi la modélisation par subdivision est choisie pour représenter en éléments finis la connexion. Aussi, les plaques des extrémités de la connexion utilisent la méthode d'intégration de *Radau,* car elle constitue une base optimale pour l'intégration de rotule plastique, aide à la convergence et permet une meilleure précision (Scott M. H., 2011). Cependant, ce changement effectué a amélioré la prédiction mais il y a encore des différences entre le test en laboratoire et la simulation numérique sur OpenSees car seulement le modèle de connexion a été changé à cette étape.

5.6.3 Calibration des matériaux

5.6.3.1 Calibration du matériau Steel02

Comme indiqué dans le manuel OpenSees (Mazzoniet al., 2007), les différents paramètres définissant le matériau Steel02 sont :

- F_y : Limite élastique de l'acier obtenue des essais de traction;
- E : Module d'élasticité de l'acier, posée égale à 200 MPa;
- b : Rapport d'écrouissage entre la tangente de la courbe en régime inélastique et la tangente de la courbe en régime élastique, obtenu des essais de traction;

- R0, cR1 et cR2 : Paramètres qui contrôlent la transition entre la partie élastique et la partie plastique. OpenSees recommande d'utiliser R0 compris entre 10 et 20, cR1 égale à 0.925 et cR2 à 0.15;
- a_1, a_2 : Paramètres d'écrouissage isotrope agissant sur le comportement en compression;
- a_3 et a_4 : Paramètres d'écrouissage isotrope agissant sur le comportement en traction. Dans notre étude, ces paramètres sont respectivement égaux à a_1 et a_2 puisque l'acier est un matériau isotrope et homogène.

De ce fait, les différentes données requises peuvent être trouvées à l'aide des mesures effectuées par Gélinas sur ses spécimens. La limite élastique et le rapport d'écrouissage sont trouvés à l'aide des essais en traction sur éprouvettes présentés à la Figure 5-15.

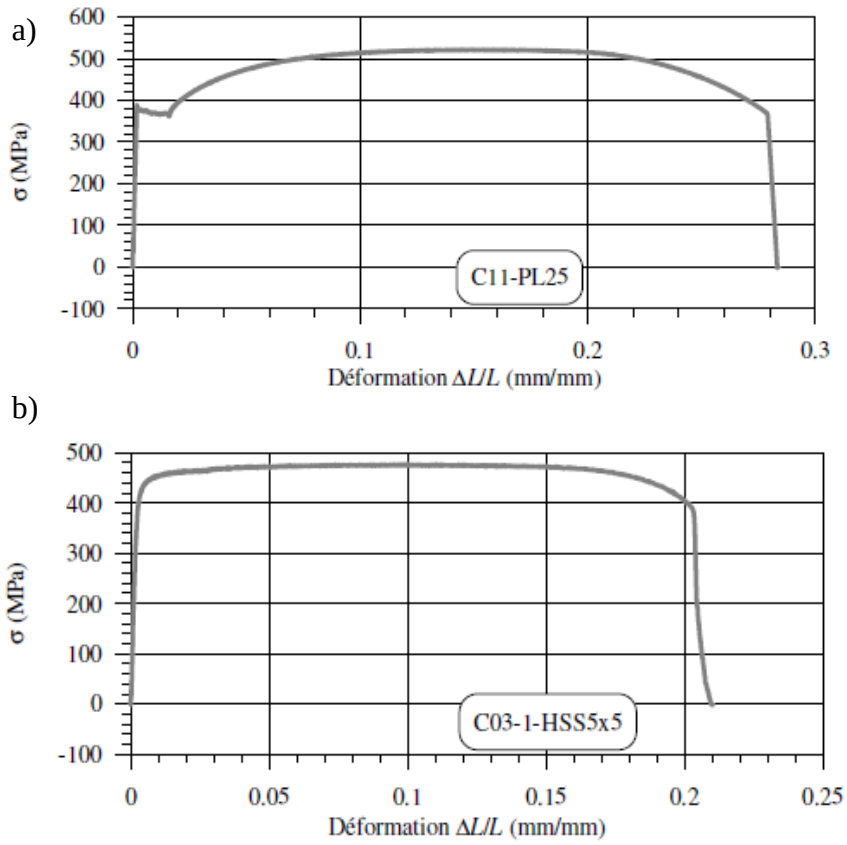


Figure 5-15 Courbes contrainte-déformation issues des résultats d'essai en traction a) d'une plaque de 25 mm et b) d'un profilé HSS, tiré de Gélinas (2013)

Contrairement aux profilés HSS, le comportement de l'acier de la plaque est typique du comportement de l'acier en traction. En effet, pour les profilés HSS, la limite élastique F_y et la contrainte ultime F_u sont confondues et il n'y a pas de plateau plastique distinct. Ceci s'explique du fait que le profilé HSS a été formé à froid et a donc déjà subi des déformations plastiques et un écrouissage important. La transition entre les parties élastique et plastique se fait aussi de manière beaucoup plus douce, on peut en déduire que les paramètres R0, cR_1 et cR_2 risquent d'être modifiés.

Dans le Tableau 5-2, on présente la limite élastique pour le profilé HSS et la plaque de transfert des 3 spécimens, telle qu'obtenue à l'aide des courbes contraintes-déformations en utilisant la méthode du décalage de la tangente élastique à 0.2%.

Tableau 5-2 Limite élastique, F_y, des différents profilés et plaques des spécimens étudiés, valeurs tirées de Gélinas (2013)

Spécimen	**7**	**8**	**14**
HSS	127x127x8.0	127x127x8.0	102x102x6.4
F_y (MPa)	392	392	512
Plaque (mm)	15.875	25.4	15.875
F_y (MPa)	378	371	378

Puis le rapport d'écrouissage est calculé à l'aide de la Figure 5-15 en faisant le rapport des tangentes. Pour le profilé HSS, il a été trouvé égal à 0.01, tandis que pour la plaque, b est infiniment petit mais pour assurer la convergence dans les analyses, a été posé égal à 0.002.

Après de nombreuses analyses, et en s'appuyant sur l'influence des autres paramètres du matériau *Steel02* sur le comportement des diagonales (OpenSeesWiki, 2009), le Tableau 5-3 présente les valeurs retenues pour le profilé et les plaques des 3 spécimens. Dans ce processus itératif, un compromis a dû être fait entre le choix de paramètres cohérents et logiques et l'ajustement de la courbe numérique par rapport à la courbe expérimentale.

Tableau 5-3 Valeurs des paramètres trouvées après calibration

	Profilé HSS	**Plaque**
R0	7	20
cR_1	0.8	0.96
cR_2	0.15	0.15
a_1	0.4	0.4
a_2	10	10
a_3	0.4	0.3
a_4	10	22

Les Figure 5-16, Figure 5-17 et Figure 5-18 montrent les courbes forces-déplacement de chaque spécimen en comparant le test en laboratoire et la simulation numérique pour chaque diagonale. Elles permettent de juger de la validité des paramètres choisis.

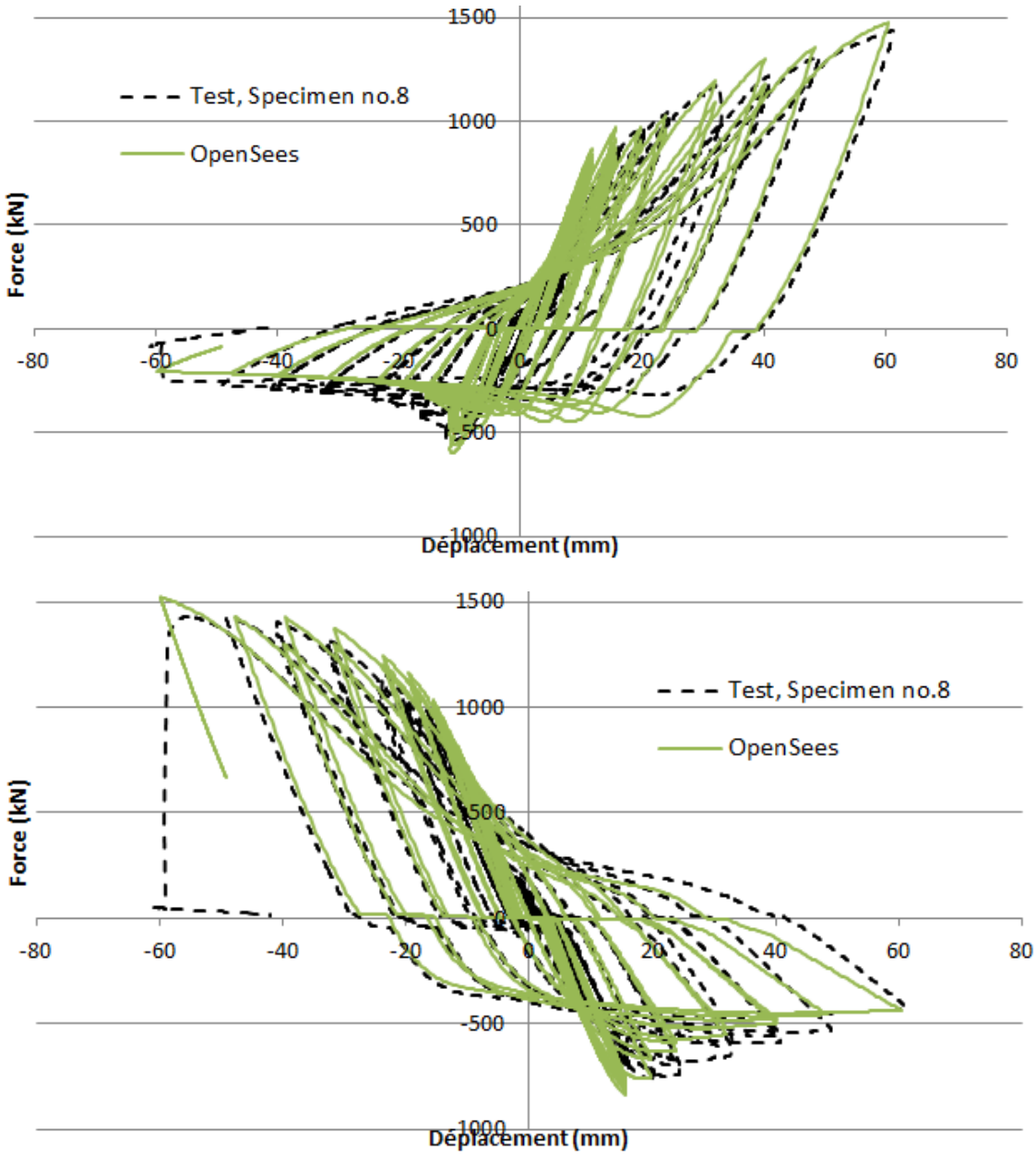


Figure 5-16 Courbes force-déplacement de la diagonale discontinue et continue du spécimen no.8 avec le modèle en laboratoire et celui sur OpenSees

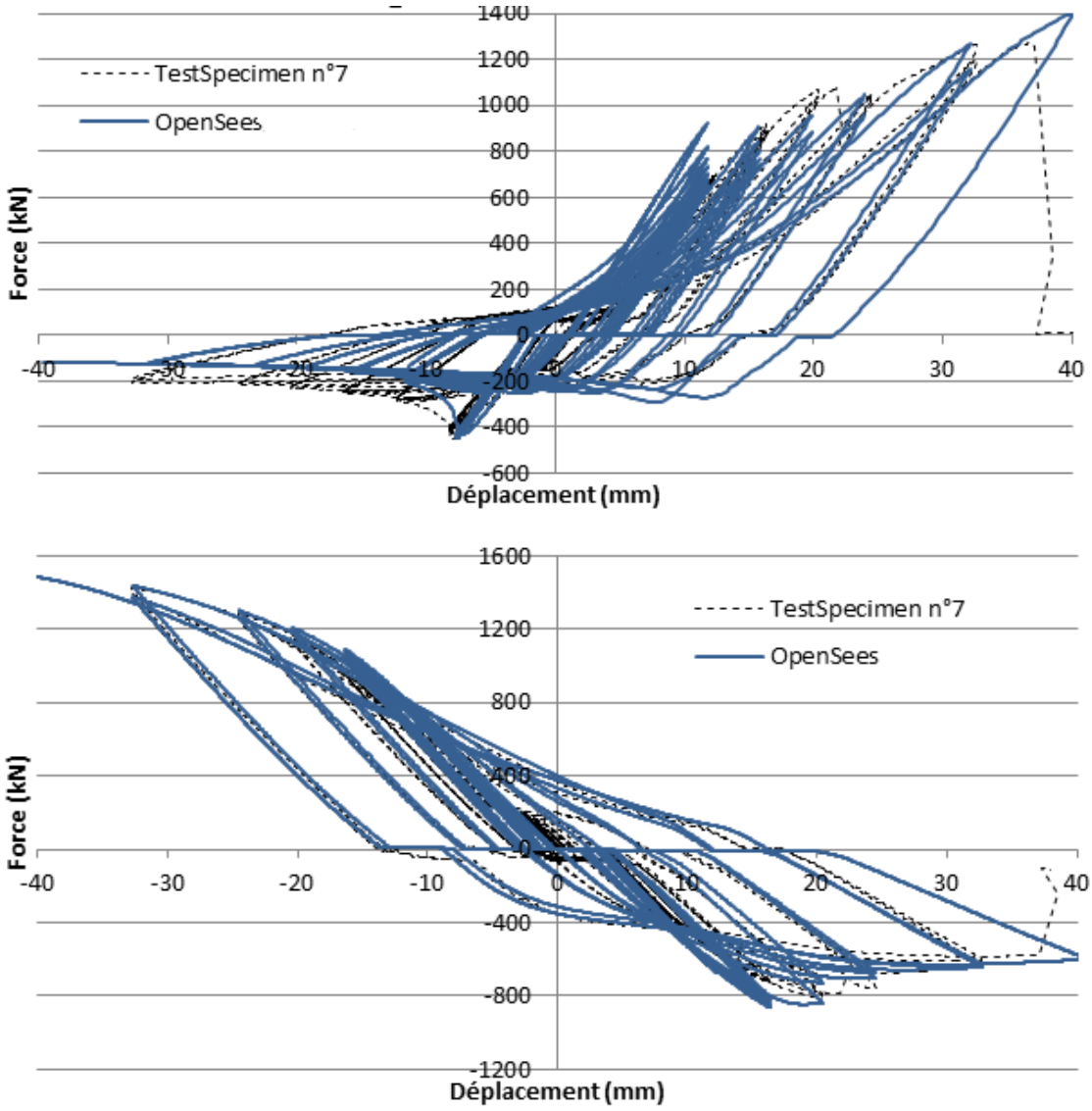


Figure 5-17 Courbes force-déplacement de la diagonale discontinue et continue du spécimen no.7 avec le modèle en laboratoire et celui sur OpenSees

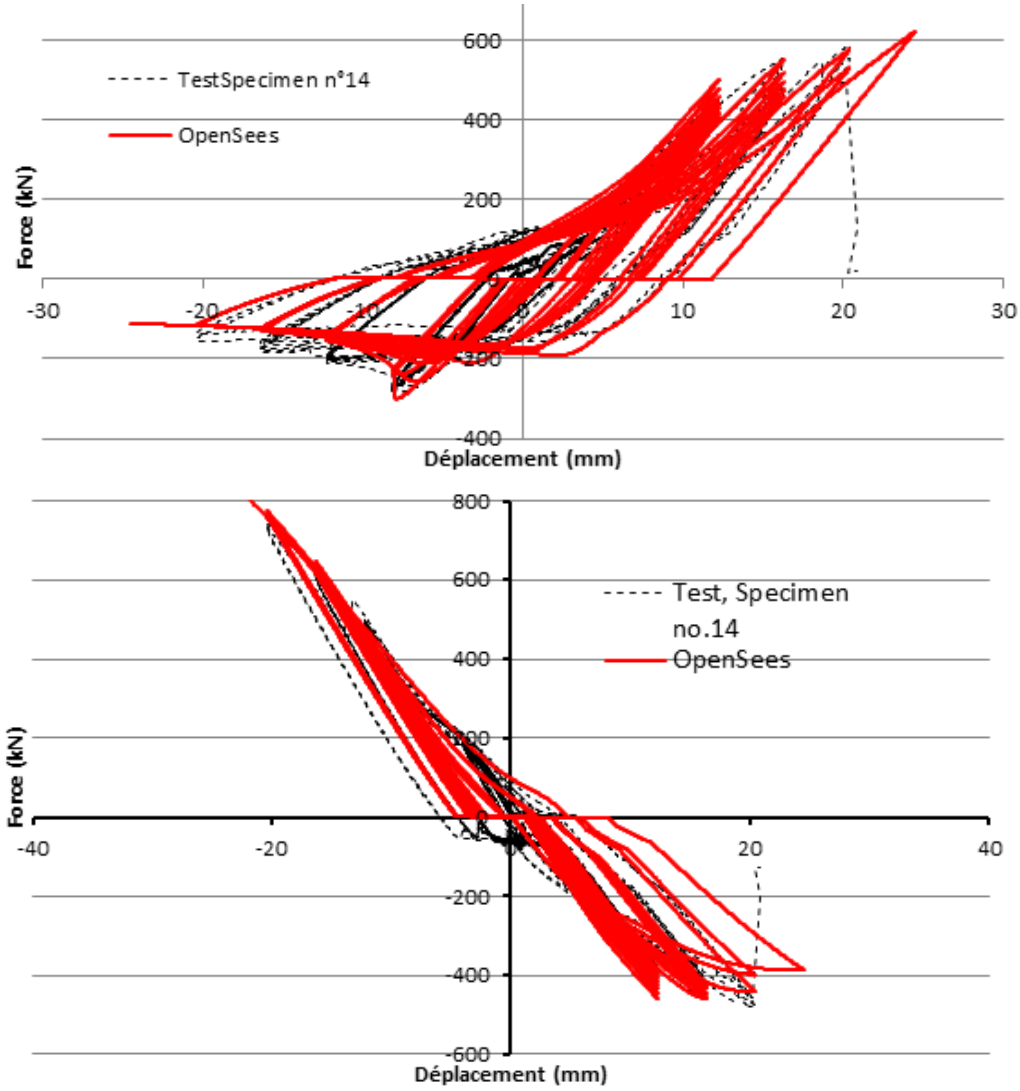


Figure 5-18 Courbes force-déplacement de la diagonale discontinue et continue du spécimen no.14 avec le modèle en laboratoire et celui sur OpenSees

Les courbes présentées montrent une bonne corrélation entre les données expérimentales et l'analyse numérique. Ainsi les valeurs choisies seront utilisées pour analyser les bâtiments à l'étude.

5.6.3.2 Calibration de la modélisation de la rupture par fatigue

Le matériau *Steel02* associé aux plaques doit tenir compte de la fatigue oligocyclique issue de la formation de rotations plastiques dans les plaques due au mouvement de traction-compression.

Ainsi, le matériau fils *Fatigue* est appliqué sur le matériau père *Steel02* sans en influencer la courbe contrainte-déformation. Ce type de matériau fonctionne de sorte qu'un compteur de cycle suivant les amplitudes de contraintes (*rain flow counting method*) est combiné avec un modèle d'accumulation de déformation linéaire basée sur la relation de Coffin-Manson défini à l'équation (2-8). Lorsque le dommage accumulé D_{max} est égale à 1, la force du matériau parent devient nulle, sous-entendant la rupture de la section (Uriz, 2005; Mazzoni et al., 2007). Le matériau *Fatigue* est caractérisé par le paramètre m, dit l'exposant de ductilité en fatigue et ε_0, le coefficient de ductilité en fatigue. Afin de calibrer ces paramètres, la courbe de Wöhler, dite S-N (*Strain* vs *Number of cycles*) et modélisée à la Figure 5-19, est utilisée.

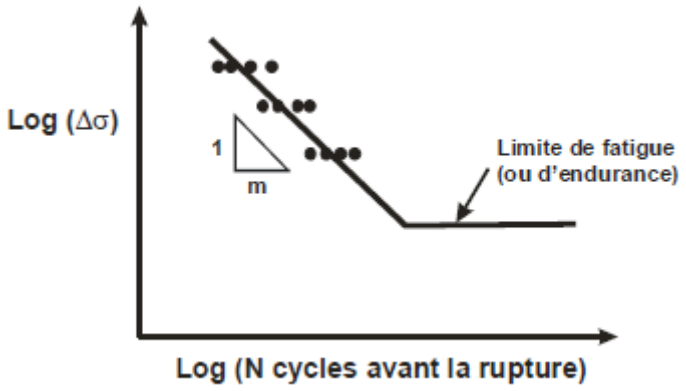


Figure 5-19 Modélisation empirique de la courbe de Wöhler

La fatigue oligocyclique correspond à la première partie de cette courbe qui est modélisée par la loi empirique de Coffin-Manson. Le premier paramètre, m, est supposé être l'inverse de la pente de la partie oligocyclique dans un espace logarithmique, soit l'inverse de -3 dans le cas de l'acier (Ballio & Castiglioni, 1995). Le deuxième paramètre, ε_0, appelé coefficient de ductilité en fatigue, correspond à la valeur de la contrainte à laquelle un cycle provoquera la fracture d'un matériau non endommagé.

Les calibrations déjà effectuées dans la littérature concernent principalement la rupture par fatigue des diagonales de contreventement, une rupture non ductile, et non la rupture ductile par fatigue d'éléments structuraux simples en acier comme les plaques fléchies. Pour des ruptures non ductiles,

le paramètre m est plus proche de -0.5 alors que ε_0 varie selon différents profilés (Salawdeh & Goggins, 2013). Un exposant plus petit que celui supposé par la courbe de Wöhler est dû à l'influence de la formation des profilés sur les caractéristiques du matériau. Des équations ont été proposées pour le coefficient de ductilité en fatigue mais elles ne s'appliquent que pour les profilés HSS (Chen & Tirca, 2013). Le coefficient de ductilité en fatigue augmente quand l'aire de la section étudiée diminue. L'utilisation d'un coefficient plus petit que celui requis donne une réponse conservative car on prédit la rupture avant qu'elle ne se produise dans les tests en laboratoire.

Dans les travaux de Gélinas, les spécimens 7 et 14 avaient des assemblages en cisaillement simple et ont subi une rupture dans les assemblages de la diagonale discontinue au niveau de l'espace libre de la plaque de transfert. Ces ruptures se sont produites par fatigue, sous les cycles de rotation plastique se produisant lorsque la diagonale a été soumise à un effort de compression puis de traction. Les essais sur ces spécimens sont repris et modélisés sur OpenSees afin de calibrer au mieux les paramètres du modèle de fatigue. Comme mentionné, on a posé m égal à l'inverse de -3, soit -0.3, représentant une rupture par fatigue ductile. On a ensuite réalisé de nombreuses analyses sont faites pour converger vers une valeur de ε_0 aboutissant à la rupture de la connexion au même cycle que celui observé en laboratoire. Le Tableau 5-4 présente les paramètres finaux du matériau *Fatigue* qui sont obtenus de ce processus.

Tableau 5-4 Définition des paramètres du matériau *Fatigue*

Spécimen	**7**	**14**
ε_0	0.196	0.229
m	-0.3	-0.3
ε_{min}	-1E+16	-1E+16
ε_{max}	1E+16	1E+16

En utilisant ces valeurs, la rupture par fatigue se produit dans le même cycle, quasiment au même déplacement que dans les tests en laboratoire, comme le présente la Figure 5-20.

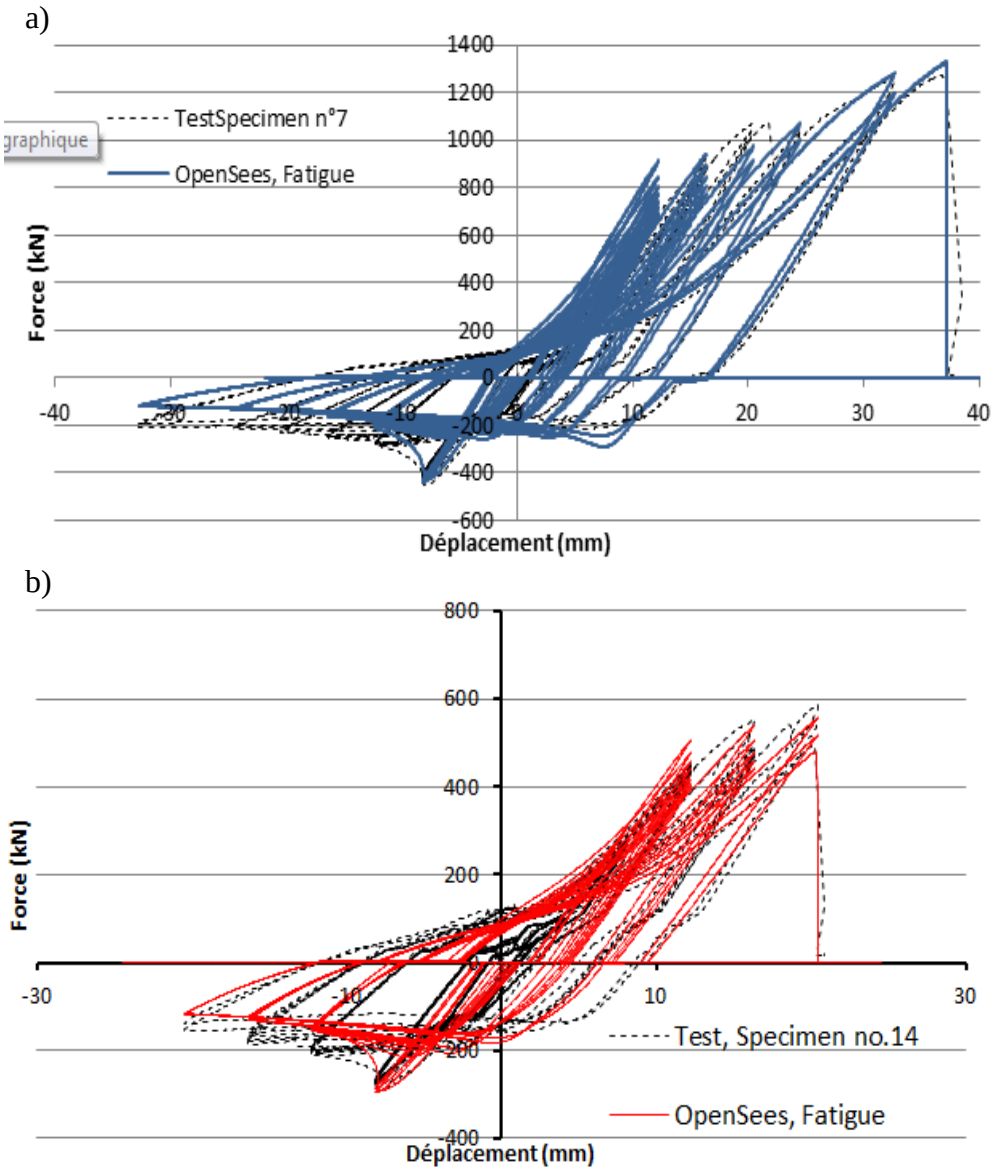


Figure 5-20 Courbes force-déplacement de la diagonale discontinue des spécimens 7 (a) et 14 (b) avec rupture par fatigue dans les connexions

Étant donné que les plaques des assemblages dans les structures témoins différent de celles des spécimens 7 et 14, on a retenu la valeur moyenne du coefficient de ductilité en fatigue pour le modèle de fatigue utilisé pour tous les bâtiments, soit ε_0 égal à 0.213.

Finalement, pour s'assurer que la rupture par fatigue a bien eu lieu, un capteur, ou enregistreur (*Recorder*), est placé vis-à-vis de certaines fibres de la section des différentes plaques sollicitées pour enregistrer le niveau d'endommagement accumulé défini comme suit :

recorder Element -file Damage.out -time -ele *$eleTag* section *$NIP* material *$fiber* damage

Dans le langage tcl (tool command language) utilisé pour coder la simulation numérique sur OpenSees, les variables précédées du signe $ sont remplacées par leur valeur. De ce fait, la valeur $eleTag définit le numéro de l'élément qui est étudié. Cet élément est lui-même divisé en plusieurs points d'intégration dit NIP, ainsi $NIP définit la portion de l'élément étudiée. Enfin, dans cet enregistreur, seulement *material* peut être remplacé par *fiber* pour un même résultat et la valeur $fiber désigne la fibre étudiée dans la portion $NIP choisie. Pour rendre compte de la façon dont agit la fatigue sur la profondeur d'une section, le capteur (*Recorder*) a été placé vis-à-vis différentes fibres en variant la position locale z, tel que schématisé à la Figure 5-21.

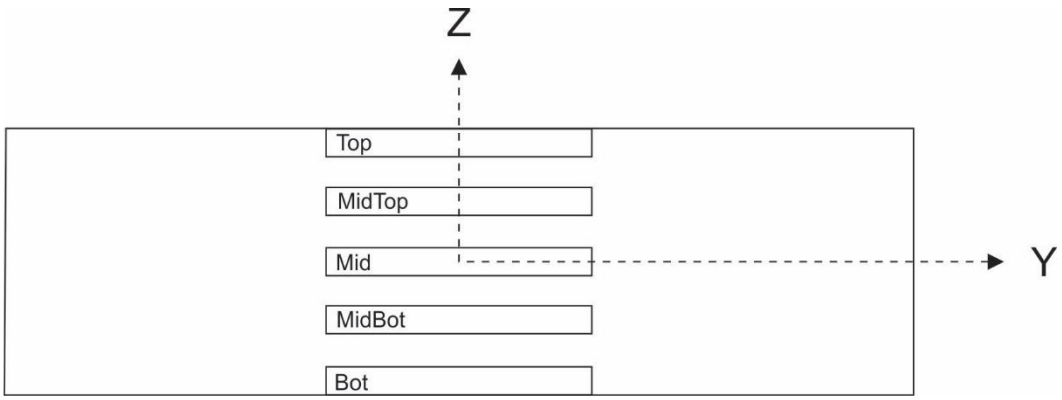


Figure 5-21 Sélection de fibres le long de la section de la plaque

Cet enregistrement a été effectué sur modèles représentant les spécimens 7 et 14 et les courbes données aux Figure 5-22 et Figure 5-23 présentent le dommage accumulé sur la section en fonction du temps d'analyse.

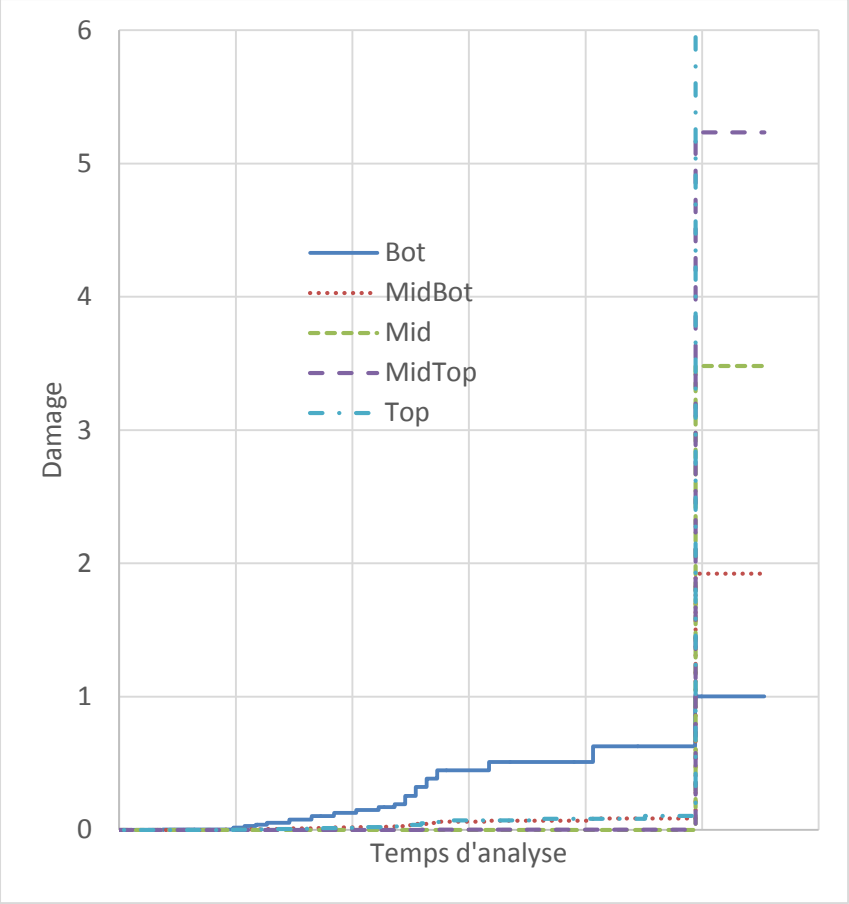


Figure 5-22 Dommage accumulé le long de la section pour le spécimen 14

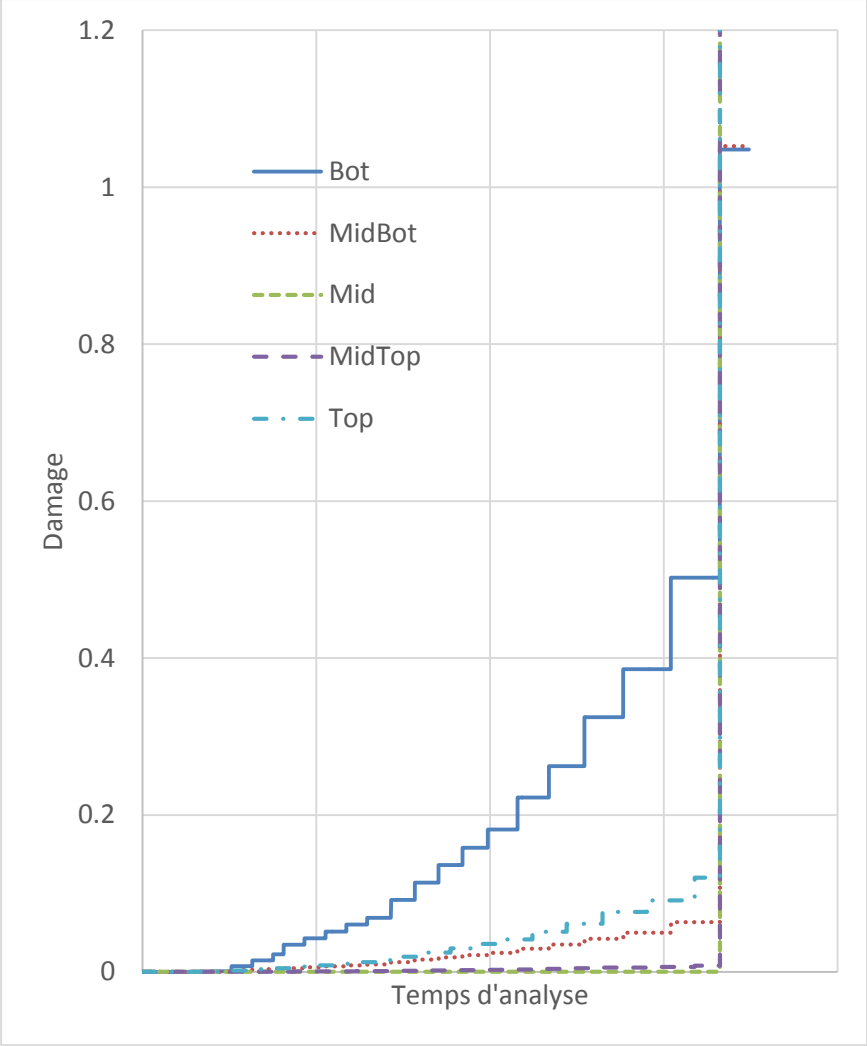


Figure 5-23 Dommage accumulé le long de la section pour le spécimen 7

Alors que la première fibre *Bot*, qui est la première rompre, présente une courbe de dommage intéressante avec une valeur critique d'environ 1, d'autres fibres atteignent des valeurs très importantes (ex : 859 pour la fibre *MidTop*). Comme présenté en début de cette section, le dommage accumulé se calcule en utilisant la déformation équivalente obtenu d'un compteur de cycle divisée par la déformation calculée avec la loi de Coffin-Manson. Ce nombre devrait donc être égal à 1 pour que le dommage accumulé le soit aussi. Cependant, dans OpenSees le matériau *Fatigue* fonctionne différemment. En effet, la progression de la déformation équivalente n'est pas interrompue, mais la rupture de la fibre se produit par l'application de l'équation (5-6).

$$stress = 0 * strain \quad \textbf{(5-6)}$$

Autrement dit, lorsque le dommage atteint 1.0, la contrainte devient égale à 0 pour représenter la fracture du matériau de la fibre, même si la déformation continue à augmenter dans la fibre. Ceci implique que les déformations peuvent atteindre des valeurs excessives lorsque la rupture par fatigue a eu lieu, entraînant ainsi une valeur élevée de l'endommagement.

Pour mieux représenter la rupture se propageant le long de la section, un nouvel enregistrement est effectué en remplaçant le niveau de dommage (*damage*) par la contrainte-déformation (*stressStrain*) enregistré par le capteur. Les contraintes ainsi obtenues sur la profondeur de la section des plaques de transfert sont présentées aux Figure 5-24 et Figure 5-25.

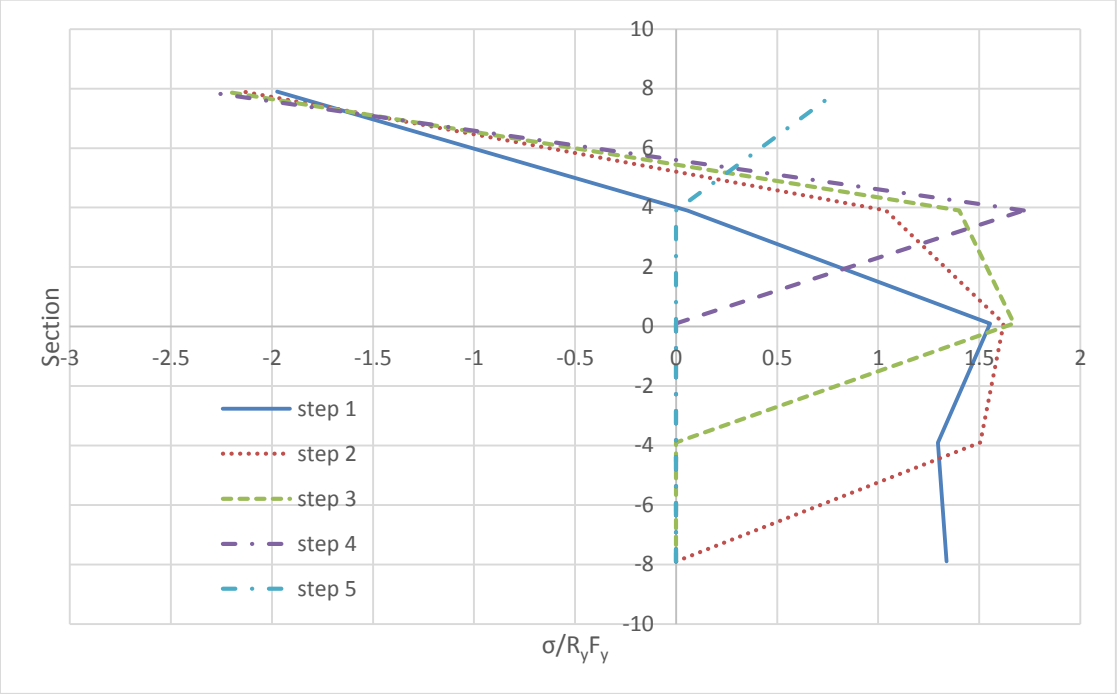


Figure 5-24 Contrainte normalisée le long de la section juste avant la rupture de la fibre étudiée pour le spécimen 14

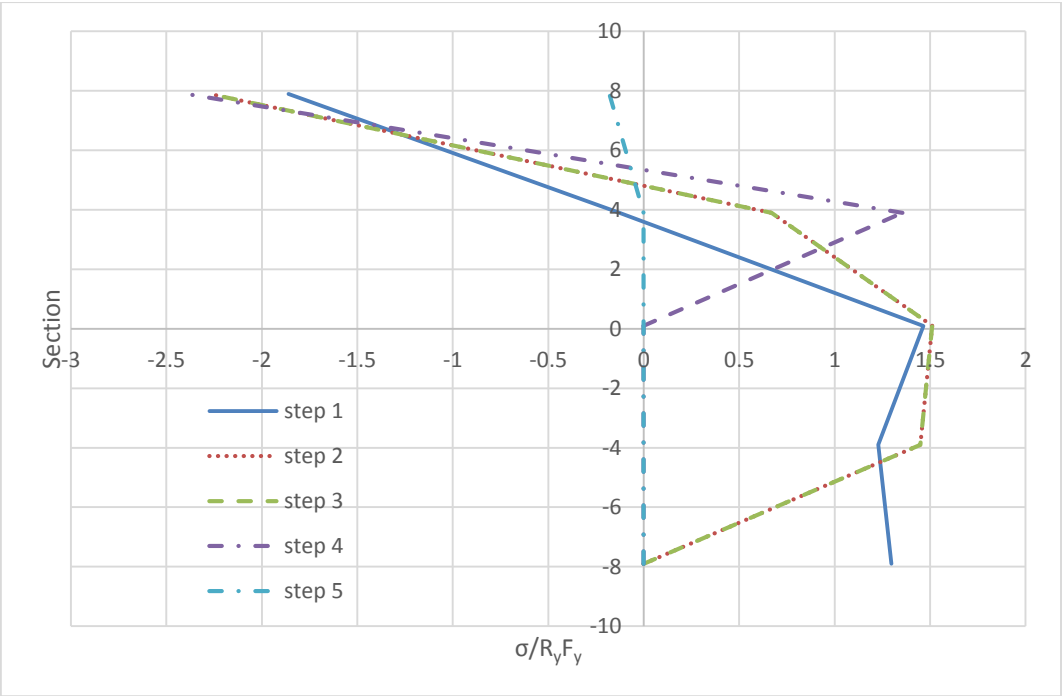


Figure 5-25 Contrainte normalisée le long de la section juste avant la rupture de la fibre étudiée pour le spécimen 7

Sur ces figures, chaque *step* représente l'ordre chronologique de l'enregistrement des 5 fibres au moment de la rupture de la section. Ainsi au premier *step*, toutes les fibres sont encore intactes et chacune peut reprendre une contrainte non nulle. Au deuxième *step*, la fibre *Bot* (-7.875 mm sur la section) se rupture par fatigue et sa contrainte atteint zéro. Le processus se répète et les fibres se rompent une par une jusqu'à la rupture complète de la section. À noter que la contrainte maximale normalisée par la limite élastique R_yF_y avant la rupture est supérieure à 1.0, ceci est dû à la présence d'écrouissage. Comme indiqué plus haut, la contrainte tombe à zéro suite à la rupture par fatigue, soit quand le dommage accumulé est supérieur ou égal à 1.0.

Ainsi, dans les modèles de bâtiment qui vont suivre, le *Recorder* utilisant la fatigue sera utilisé dans les fibres *Bot* et *Top* à chaque extrémité des éléments de plaques fortement sollicités. Sur la base des lectures obtenues, on pourra conclure que la section est complètement rompue si le dommage accumulé dans les deux fibres est supérieur ou égal à 1.0.

5.6.4 Modélisation de la rupture en traction sur la section nette

Un élément de type *ZeroLength* est ajouté à l'extrémité de chaque diagonale pour représenter le mode de défaillance en traction de l'assemblage donné dans le Chapitre 4. Il est défini uniquement selon la charge axiale P (tous les autres degrés de liberté sont rigides) avec un matériau fils *MinMax* qui définit une déformation maximale associé à la rupture, δ_u, qui est relié au matériau père adapté aux différents modes de rupture décrit dans les sous parties ci-dessous.

Comme il a été vu, la pression diamétrale est le mode de défaillance pour les conceptions ductiles en T/O. Pour les assemblages en conception non ductile (CCS) en T/O, le mode de défaillance en traction est la rupture sur l'aire nette alors que pour tous les assemblages en T/C, il s'agit du cisaillement des boulons. En parallèle de ce matériau parent, on a considéré le glissement de l'assemblage.

5.6.4.1 Rupture par pression diamétrale

Comme nous l'avons vu précédemment, les travaux de Castonguay ont permis de générer des données expérimentales pour différents modes de défaillance d'une connexion boulonnée. Notamment, en se concentrant sur la rupture par pression diamétrale qui offre le comportement ductile le plus intéressant, Castonguay a effectué une calibration du comportement force-déplacement telle que schématisée à la Figure 5-26.

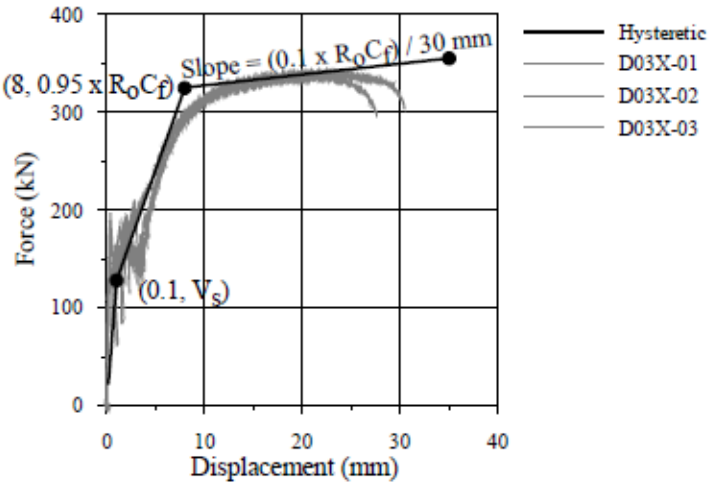


Figure 5-26 Calibration du matériau *Hysteretic* pour la pression diamétrale, tiré de Castonguay (2010)

De cette calibration et des différentes conclusions formulées par Castonguay, on en déduit les points suivants :

- R_oC_f est la résistance ultime qui est associée à la pression diamétrale B_r calculée au Chapitre 4 sans coefficient de tenue en service;
- la transition entre la zone élastique et plastique se fait à 95% de la résistance ultime;
- la capacité de déformation d'une connexion par pression diamétrale δ_{Br} est égale à 90% de la distance libre nette du bord de connexion;
- la déformation plastique se produit selon une pente égale à 10% de la charge ultime divisée par la longueur du bord de plaque e;
- la déformation élastique est d'environ 5 mm;
- le glissement se produit sous une force V_s et se fait sur une longueur d'environ 1.5 mm.

Le matériau *Hysteretic* a été utilisé pour modéliser la pression diamétrale avec un module d'élasticité très rigide car la partie élastique est déjà prise en compte dans la modélisation de la connexion. De ce fait, la déformation élastique de 5 mm ne doit pas être prise en compte pour définir la déformation à la rupture de l'élément *ZeroLength*. La Figure 5-27 modélise la courbe force-déplacement associée.

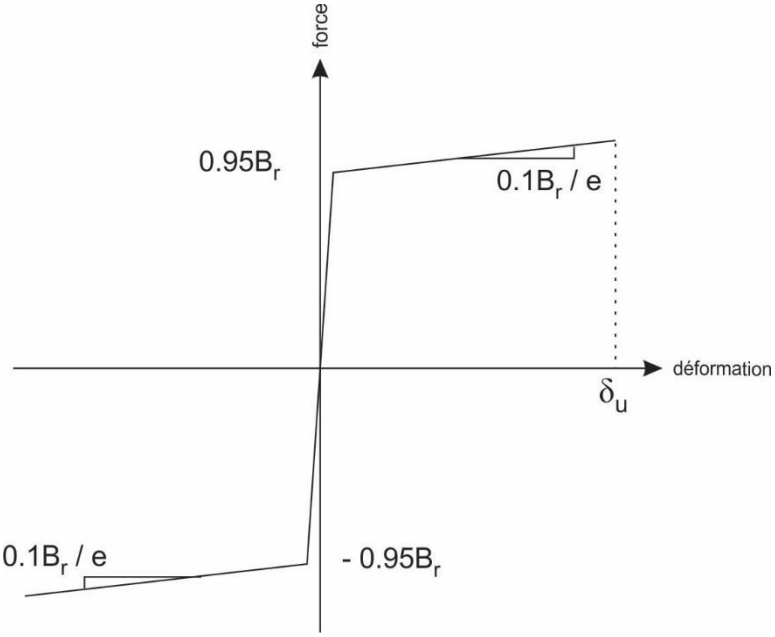


Figure 5-27 Courbe force-déplacement du matériau pour la rupture par pression diamétrale

Ainsi, seule la partie plastique a été modélisée et lorsqu'atteinte on considère que la structure profite de la plasticité de la connexion boulonnée. Ici, lorsque l'effort dans l'élément *ZeroLength* atteint $0.95B_r$, la déformation plastique se produit selon une pente de 10 % de la charge ultime divisée par la longueur au bord de plaque, e, jusqu'à la déformation à la rupture δ_u donnée par :

$$\delta_u = 0.9\left(e - \frac{d_b}{2}\right) - 5 \qquad \textbf{(5-7)}$$

La courbe force-déplacement pour la pression diamétrale est symétrique par rapport à l'origine car cette défaillance se produit autant en traction qu'en compression.

5.6.4.2 Rupture par rupture en traction sur l'aire nette

La déformation des modes de défaillance autre que la pression diamétrale ne sont pas parfaitement élastiques avant la rupture comme présenté à la Figure 4-3. Le même matériau est utilisé pour le cas de la rupture en traction sur l'aire nette en ne représentant que la partie plastique. Il n'y a pas eu de normalisation des courbes force-déplacement des autres modes de défaillance dans les travaux de Castonguay, mais au vu des interprétations citées plus haut et de l'analyse des courbes

pour ce mode de défaillance, la Figure 5-28 propose une interprétation des résultats pour le matériau définissant la rupture sur l'aire nette.

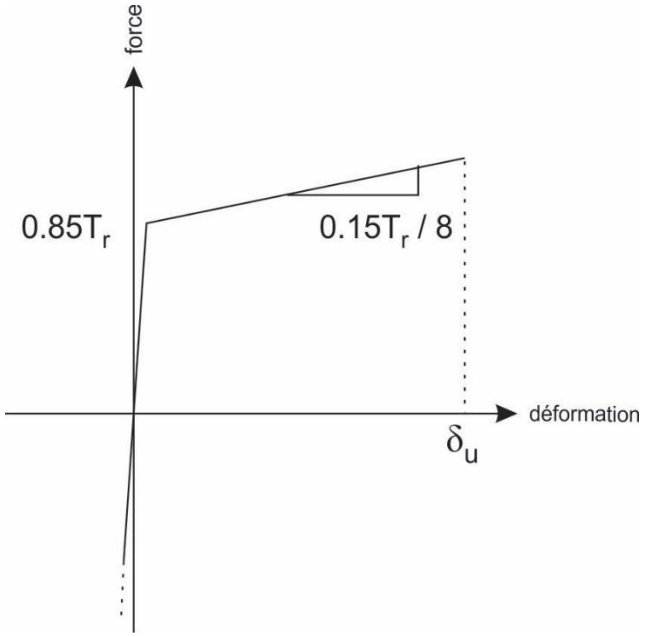


Figure 5-28 Courbe force-déplacement du matériau pour la rupture sur l'aire nette

Les travaux de Castonguay et de Jiang (2013) ont montré une même déformation à la rupture du gousset de 20 mm en considérant le glissement. Compte tenu du peu d'informations sur la définition de la rupture sur l'aire nette, cette valeur sera utilisée pour définir δ_u, soit 15 mm en enlevant la déformation élastique.

5.6.4.3 Rupture par cisaillement des boulons

Dans le guide de critères de conception des boulons (Kulak, Fisher, & Struik, 2001), les tests ont montré que la résistance en cisaillement des boulons A490 est environ 20% plus élevée que celle des boulons A325, ceci au détriment d'diminution de 20% de la capacité de déformation. Ces constats sont présentés à la Figure 5-29.

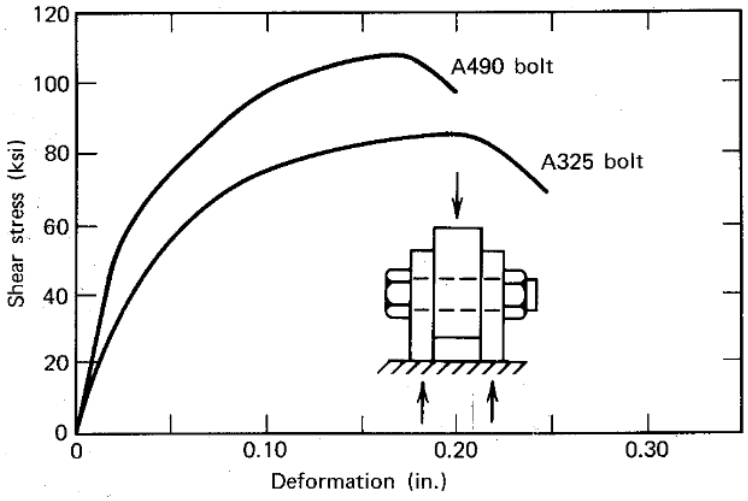


Figure 5-29 Courbe typique de cisaillement-déformation pour des boulons A325 et A490, tiré de Kulak et al. (2001)

Les travaux de Kulak et de Castonguay montrent qu'un boulon A325 a une capacité de déformation ultime de 5 mm (0.2 in) environ. À ceci s'ajoute la déformation par pression diamétrale de la plaque, le glissement des boulons dans les trous et la déformation des boulons avant la rupture. En considérant le glissement, une moyenne de 16 mm a été trouvée pour la rupture par cisaillement des boulons dans les travaux de Castonguay. En prenant en compte les 20% de diminution de la capacité de déformation entre un boulon A490 et A325 et le retrait de la déformation élastique, une valeur de 10 mm sera utilisée pour δ_u. Il est a noté que dans les travaux de Kulak, il est aussi mentionné que la résistance en cisaillement des boulons est légèrement plus faible lorsque l'assemblage est chargé en traction plutôt qu'en compression comme le montre la Figure 5-30. Ceci est dû à l'action de levier qu'exerce la traction sur les bords de plaque qui se redressent et engendre de la tension dans les boulons. Pour des boulons A490, une différence moyenne de 7% a été trouvée et est prise en compte dans la définition du matériau. La courbe force-déplacement du matériau associée à ce mode de défaillance et construite de la même manière que précédemment est présentée à la Figure 5-31.

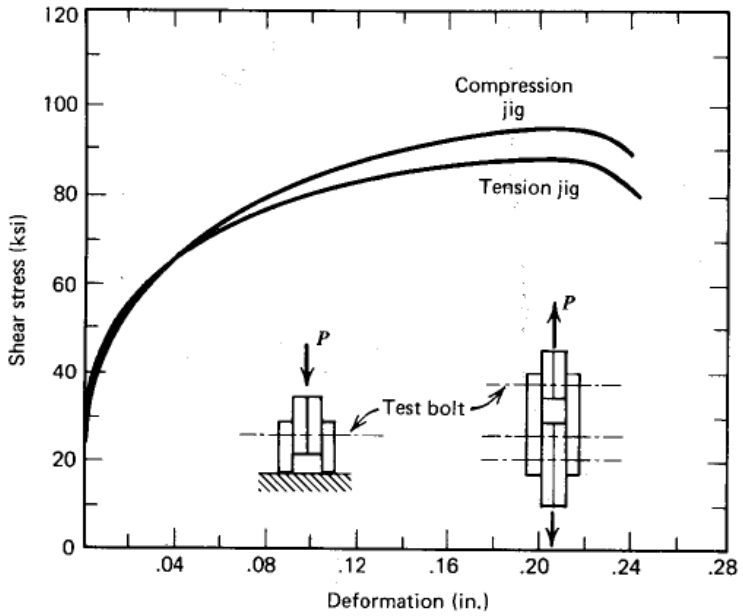


Figure 5-30 Courbe typique de force en cisaillement-déformation, tiré de Kulak et al. (2010)

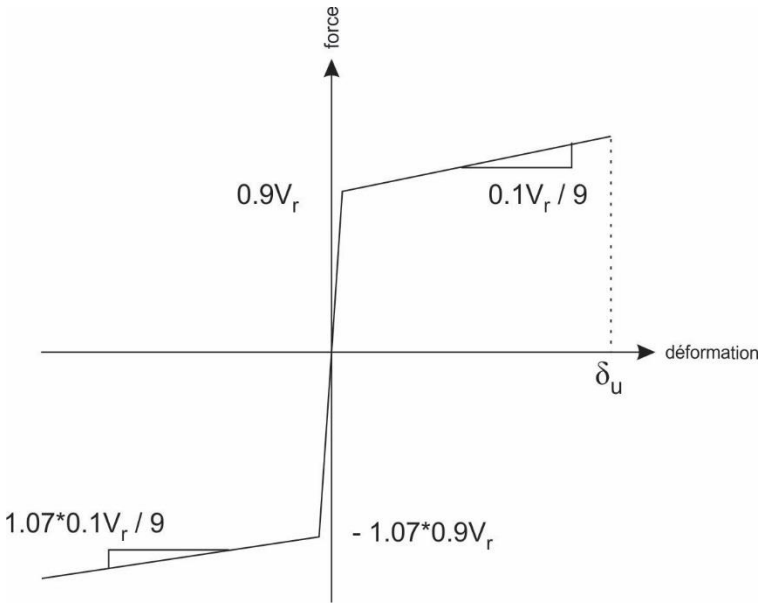


Figure 5-31 Courbe force-déplacement du matériau pour la rupture par cisaillement des boulons

5.6.4.4 Glissement

Le glissement est pris en compte en utilisant en parallèle de l'un des matériaux présenté ci-dessus un matériau *ElasticPPGap* qui considère l'espace créé lors du perçage des trous d'environ 3 mm où s'applique la résistance au glissement des boulons V_s. Comme l'étude des boulons n'est pas le sujet de ce projet de recherche, V_s a été arbitrairement choisie comme égale à 50 kN dans tous les cas au vu des travaux effectués par Charette (2009).

5.7 Accélérogrammes

5.7.1 Choix et ajustement des mouvements sismiques

De nombreux accélérogrammes sont disponibles pour chaque site, mais le temps accordé à chaque analyse étant conséquent, une sélection de 10 accélérogrammes les plus critiques a été faite. Les mouvements sismiques ont été tirées d'ensembles de mouvements ayant été choisis et utilisés dans le cadre d'études antérieures[1]. Pour les sites C et E à Montréal, 10 accélérogrammes ont été proposés et sont donc tous sélectionnés pour l'étude des bâtiments. La Figure 5-32 et Figure 5-33 présentent l'accélération spectrale de chaque accélérogramme ainsi que le 50ème centile, le 84ème centile, et celle du CNBC 2010 pour les deux sites.

[1] Tremblay, 2014 : Communication personnelle

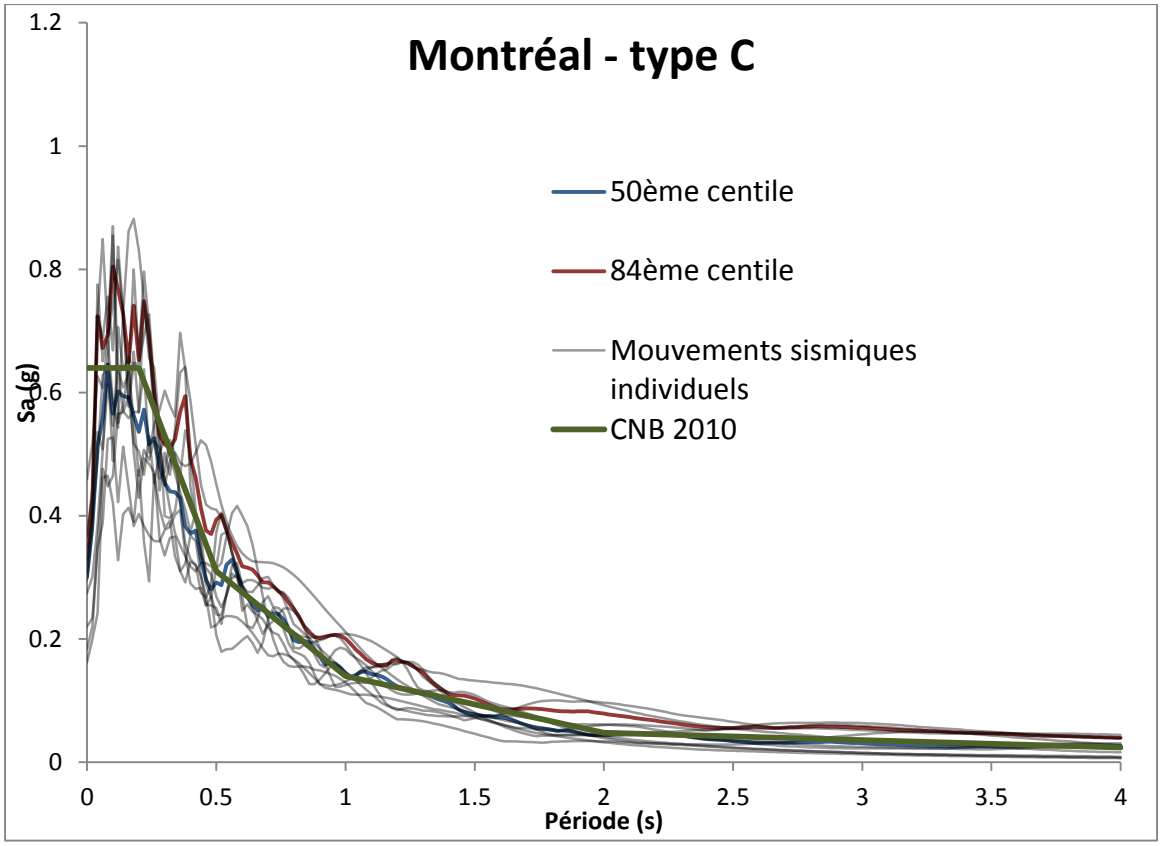


Figure 5-32 Spectres d'accélération amortis à 5% des mouvements de sols associé au site Montréal de type C

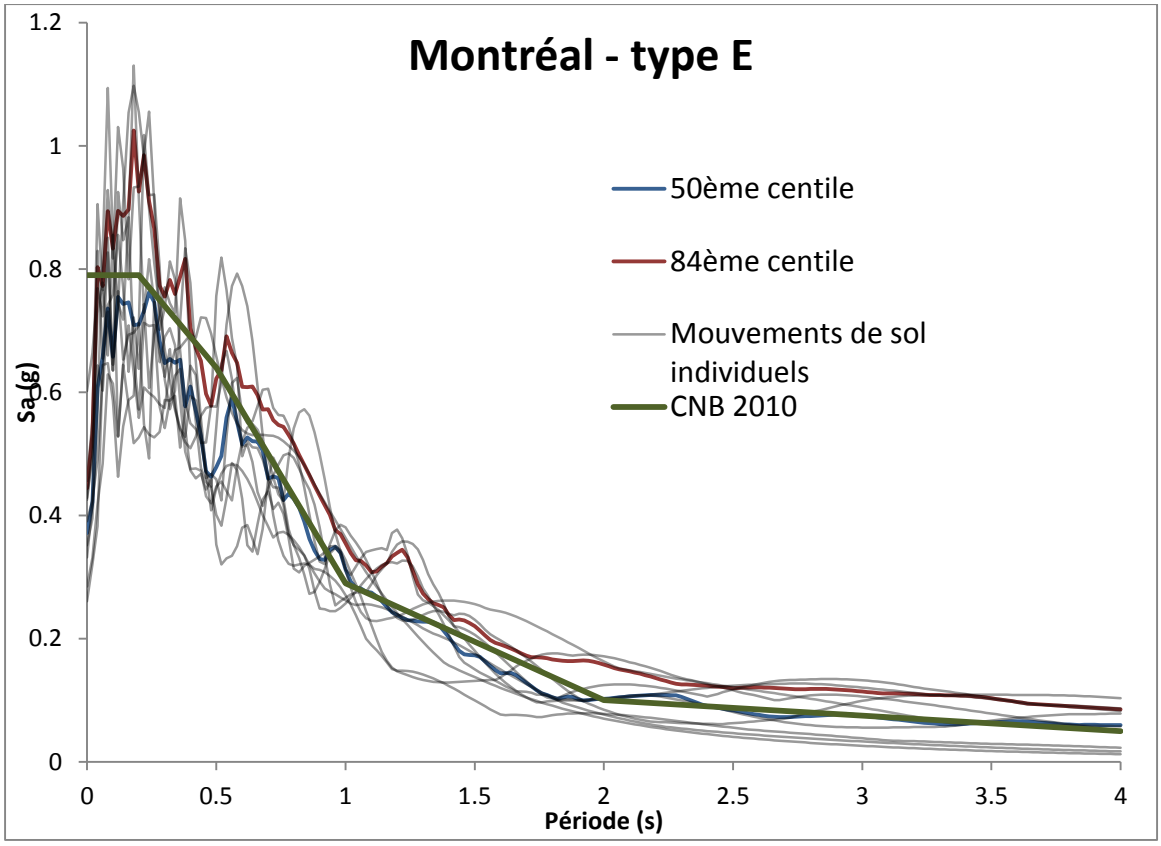


Figure 5-33 Spectres d'accélération amortis à 5% des mouvements de sols associé au site Montréal de type E

Pour Victoria de type C, 18 accélérogrammes sont disponibles, ils ont tous été appliqués sur un modèle de contreventement avec assemblages de type T/O – CCS dans lequel on avait omis la rupture en traction et la rupture par fatigue pour réduire les problèmes de convergence et donc la durée d'analyse. La Figure 5-34 a) montre le déplacement inter-étage en % associé à chacun des enregistrements que les Figure 5-34 b) et c) présentent respectivement l'effort de traction maximale et l'effort de compression maximale normalisée par la résistance en compression pour les diagonales discontinue et continue. Les courbes concernent le premier étage du bâtiment.

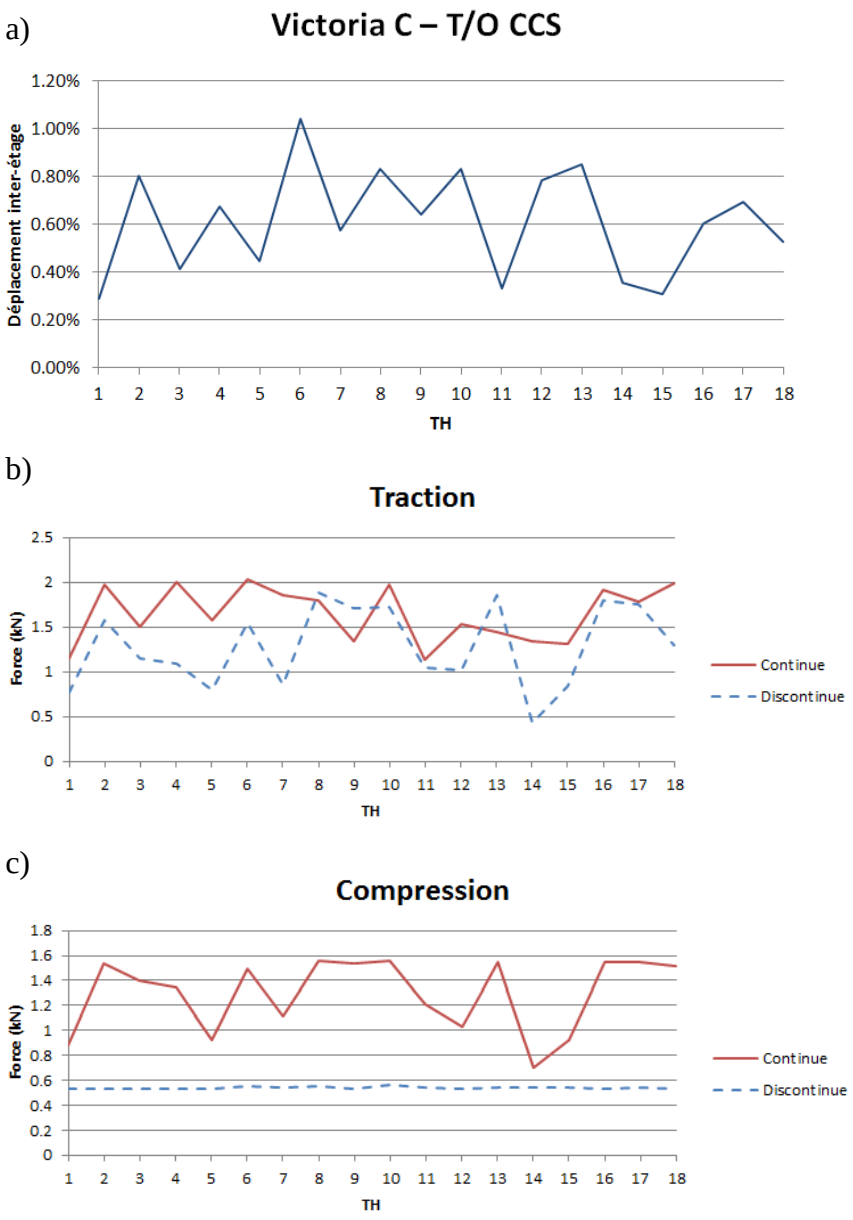


Figure 5-34 Résultats d'analyse préliminaire de 18 accélérogrammes de Victoria type C sur un bâtiment de type T/O-CCS avec a) le déplacement inter-étage, b) l'effort maximal en traction normalisé et c) l'effort maximal en compression normalisé

Ces figures permettent de sélectionner les 10 accélérogrammes ayant le plus d'effet sur le bâtiment étudié. Selon cette sélection, la Figure 5-35 donne la réponse spectrale associée à cette sélection avec le 50ème centile, le 84ème centile et celle du CNB 2010.

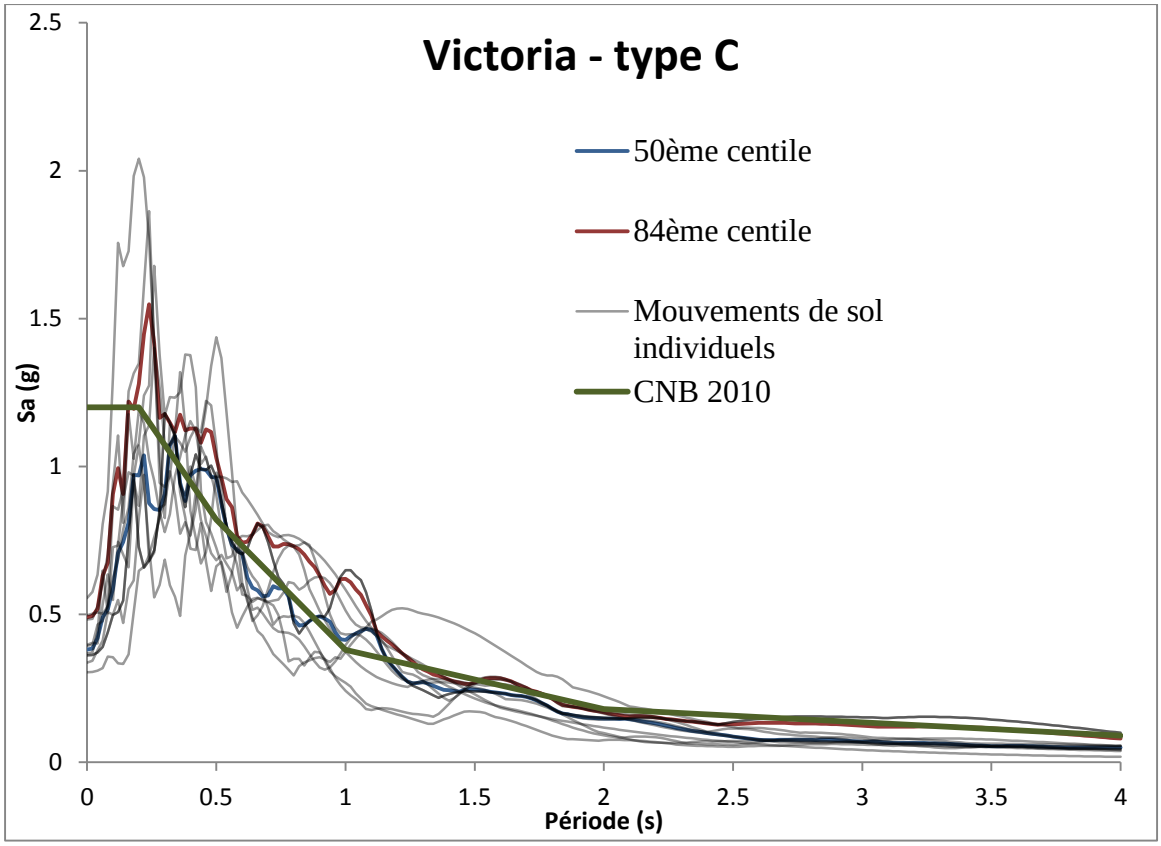
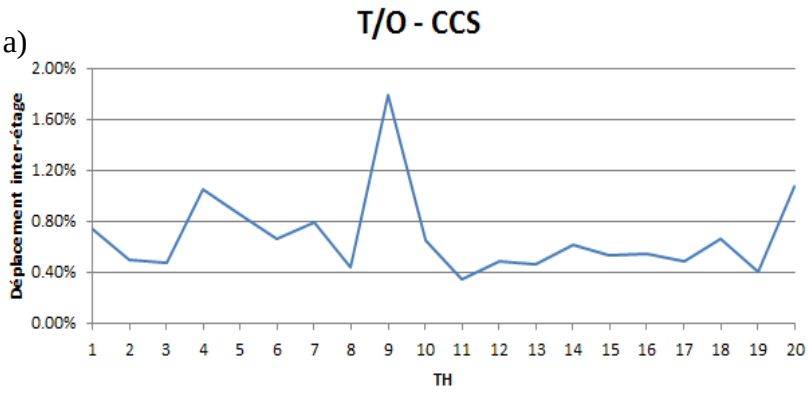


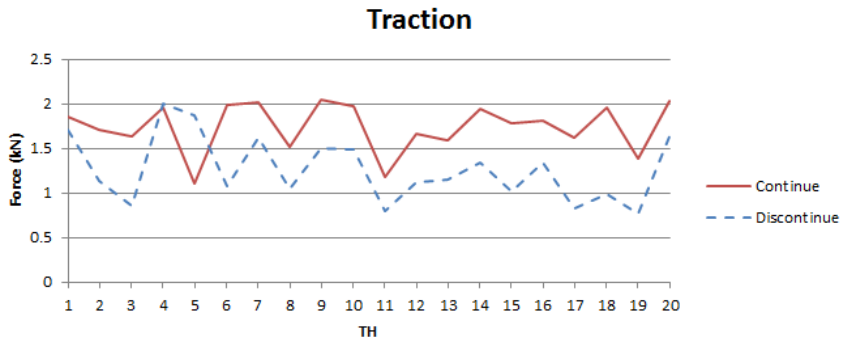
Figure 5-35 Spectres d'accélération amortis à 5% des mouvements de sols associé au site Victoria de type C

Le même procédé a été réalisé pour le site E à Victoria. Les 20 accélérogramme disponibles ont été appliqués sur le bâtiment de type T/O – CCS et ont permis d'obtenir les différentes courbes disponibles aux Figure 5-36 a), b) et c).

a)



b)



c)

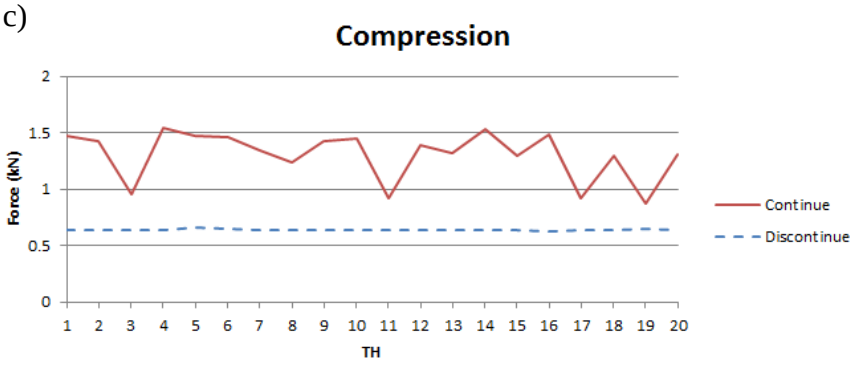


Figure 5-36 Résultats d'analyse préliminaire de 20 accélérogrammes de Victoria type E sur un bâtiment de type T/O-CCS avec a) le déplacement inter-étage, b) l'effort maximal en traction normalisé et c) l'effort maximal en compression normalisé

Les réponses spectrales associées sont données à la Figure 5-37 ainsi que celle au 50ème centile, au 84ème centile et celle du CNB 2010.

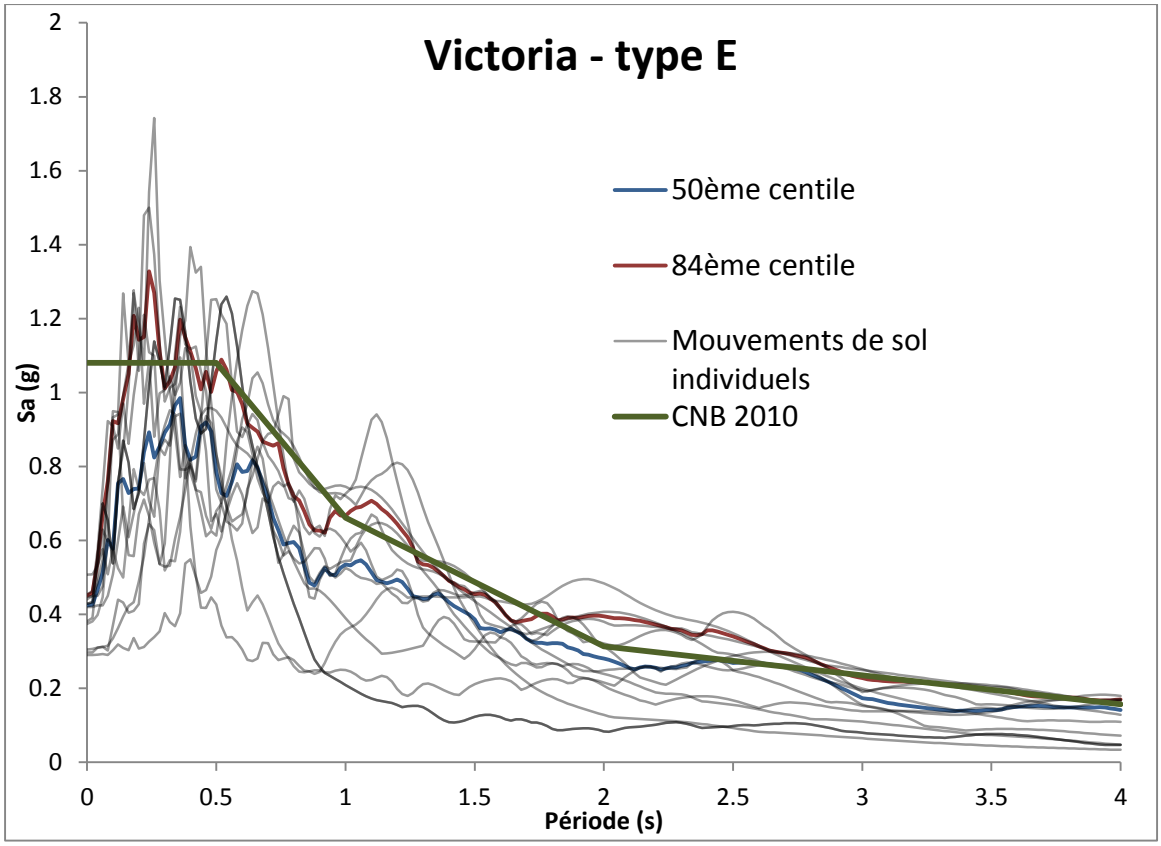


Figure 5-37 Spectres d'accélération amortis à 5% des mouvements de sols associé au site Victoria de type E

5.7.2 Effets de torsion

Comme les effets de la torsion accidentelle ont été considérés dans le dimensionnement des bâtiments au chapitre 3 et que ceux-ci ne peuvent être inclus dans la modélisation 2D sur OpenSees, on doit augmenter l'amplitude des mouvements sismiques pour que la sollicitation sismique imposée aux modèles 2D soit compatible avec la résistance sismique qui a été donnée aux contreventements. Pour ce faire, en lien avec le Tableau 3-16, chaque accélérogramme est multiplié par le rapport de l'effort dans la diagonale selon le protocole 3 sur l'effort dans les diagonales sans effet de torsion, soit 1.08 pour le bâtiment sur le site de catégorie E à Victoria et 1.07 pour les autres bâtiments.

5.7.3 Amortissement

Enfin ces accélérogrammes sont appliqués au bâtiment avec un amortissement de masse proportionnel de 3%. Le code utilisé est donné en Annexe 7.

CHAPITRE 6 RÉSULTATS DES ANALYSES ET DISCUSSIONS

Ce dernier chapitre va permettre de décrire les principales observations des analyses numériques selon chaque approche de conception pour les connexions et d'en tirer les conclusions pertinentes. Une comparaison globale entre la conception et la simulation sera faite et sera suivi d'une analyse plus précise de chaque type assemblage. Seront notamment mis en avant les variations des périodes fondamentales, le comportement en compression dont le mode de flambement, les différentes courbes hystérétiques, les modes de rupture des bâtiments concernés et l'influence des différents paramètres de dimensionnements des connexions. À noter que seules les hystérésis les plus critiques seront présentées dans ce chapitre.

6.1 Comparaison entre conception et simulation numérique

Dans cette partie, une analyse globale des résultats est faite pour établir une comparaison entre la conception des bâtiments et leur comportement sismique non linéaire tel qu'obtenu des analyses numériques sous OpenSees. Dans un premier temps, une discussion est faite sur la période fondamentale des différents bâtiments, puis une comparaison des efforts anticipés lors de la conception et avec la limite élastique probable est présentée suivi d'un aperçu général des modes de rupture et de flambement des diagonales de contreventement en X.

6.1.1 Période fondamentale

Les périodes fondamentales des deux premiers modes de vibration selon l'axe X issue des analyses numériques sous OpenSees sont présentées au Tableau 6-1.

Tableau 6-1 Périodes fondamentales des différents bâtiments en fonction des modes de conception des connexions

Site	Mode	ETABS	Éq. OS		T/O-CCM		T/O-CCS		T/C-CCxM		T/C-CCS	
C – Montréal	2	0.575	0.580	1.01	0.577	1.00	0.563	0.98	0.553	0.96	0.544	0.95
	1	0.252	0.255	1.01	0.248	0.98	0.246	0.98	0.240	0.95	0.238	0.95
E – Montréal	2	0.474	0.480	1.01	0.465	0.98	0.466	0.98	0.458	0.97	0.452	0.95
	1	0.207	0.211	1.02	0.204	0.98	0.204	0.98	0.199	0.96	0.198	0.95
C-Victoria	2	0.368	0.371	1.01	0.363	0.99	0.360	0.98	0.353	0.96	0.348	0.95
	1	0.173	0.176	1.02	0.169	0.97	0.169	0.98	0.165	0.95	0.163	0.94
E - Victoria	2	0.395	0.401	1.02	0.394	1.00	0.390	0.99	0.382	0.97	0.377	0.95
	1	0.187	0.190	1.01	0.183	0.98	0.183	0.98	0.179	0.95	0.177	0.94
		Moyenne		**1.01**		**0.99**		**0.98**		**0.96**		**0.95**

Comme montré dans le Tableau 6-1, une première modélisation a été faite sur OpenSees où les connexions n'ont pas été représentées (éq. OS) afin de permettre la comparaison avec le modèle réalisé sur ETABS. L'écart de 1.01% présent entre les deux logiciels nous conforte quant à l'adéquation du modèle sur OpenSees. L'écart légèrement supérieur s'explique du fait que les déformations en cisaillement des membrures ne sont pas considérées dans le modèle OpenSees, ce qui le rend un peu plus rigide par rapport au modèle réalisé sur le logiciel ETABS. En examinant la période fondamentale des différents types de connexion, on constate que la période diminue avec l'augmentation de la rigidité des connexions, c'est-à-dire lorsque la compression est considérée (T/C) ou que l'effort de conception est amplifié (CCS). L'augmentation de l'épaisseur et de la largeur des plaques de connexion influence la rigidité latérale de la structure.

6.1.2 Comparaison des efforts anticipés

Le Tableau 6-2 présente les efforts anticipés en traction et en compression des diagonales de contreventement en X. D'un côté, les résistances pondérées en compression et traction calculées lors de la conception avec une limite élastique nominale F_y égale à 345 MPa et en considérant les coefficients de tenue de la norme CSA S16 . De l'autre côté, on retrouve les résistances probables

en compression C_u et en traction T_u calculés avec la limite élastique probable des profilés HSS, R_yF_y, et sans coefficients de tenue, tels que spécifiées dans l'article [27.5.3.4] de la norme CSA S16. Puisque les limites élastiques probables des diagonales et des plaques sont utilisées dans les simulations numériques et que nous nous concentrons principalement sur le comportement en compression, la normalisation des courbes hystérétiques présentées par la suite a été faite en utilisant la résistance en compression de la diagonale non pondérée utilisant R_yF_y, soit C_u.

Tableau 6-2 Efforts anticipés dans les diagonales des contreventements en X

	Résistances conçues				**Résistances probables**				
	F_y (MPa)	**C_r (kN)**	**T_r (kN)**	**T_r/C_r**	**R_yF_y (MPa)**	**$C_{r,RyFy}$ (kN)**	**C_u (kN)**	**T_u (kN)**	**T_u/C_u**
HSS 127x127x4.8	345	412	708	1.72	460	467	623	1049	1.68
HSS 178x178x4.8	345	777	1009	1.30	460	940	1254	1495	1.19
HSS 152x152x8.0	345	930	1376	1.48	460	1088	1451	2038	1.40

Le Tableau 6-3 donne l'effort pondéré maximal en compression $C_{f,max}$ auquel peut résister la connexion selon l'équation d'interaction du Guide 24 de l'AISC (2010) donnée à l'équation (2-10) de la revue de littérature. Le même calcul a été refait pour déterminer l'effort pondéré maximum $C_{fu,max}$ déterminé en utilisant la limite élastique probable de l'acier et des coefficients de tenue égaux à 1.0.

Tableau 6-3 Efforts maximum anticipés basé sur la résistance en compression des assemblages

	Conception pondérée			Limite élastique probable		
N°	**$C_{f,max}$ (kN)**	**$C_{f,max}/C_r$ (kN)**	**Éq. (2-10)**	**$C_{f,umax}$ (kN)**	**$C_{f,umax}/C_u$ (kN)**	**Éq. (2-10)**
1	67	0.16	6.13	77	0.12	8.06
2	299	0.73	2.07	361	0.58	2.58
3	135	0.17	5.70	157	0.12	8.00
4	466	0.60	2.50	559	0.45	3.37
5	122	0.13	7.63	140	0.10	10.36
6	530	0.57	2.63	633	0.44	3.43
7	498	1.21	0.83	602	0.97	1.03
8	694	1.68	0.89	842	1.35	1.11
9	871	1.12	0.89	1058	0.84	1.19
10	1267	1.63	0.92	1540	1.23	1.22
11	1012	1.09	0.92	1225	0.84	1.18
12	1419	1.53	0.98	1716	1.18	1.27

Les 6 premiers assemblages concernent la conception de type T/O, ce qui explique que le rapport C_f/C_r ou $C_{fu,max}/C_u$ est inférieur à 1.0 et que l'équation d'interaction de l'AISC donne un résultat supérieur à 1.0. Les 6 derniers assemblages sont conçus en T/C. Pour tous ces assemblages, l'équation d'interaction de l'AISC avec les résistances pondérées est satisfaite, et on prévoit que le flambement de la diagonale se produira avant le flambement par rotation plastique dans les assemblages. Cependant lorsque la limite élastique probable est utilisée, on constate que ce rapport est inférieur à 1.0 pour les assemblages de type CCM (rupture ductile, n° 7, 9 et 11) bien que l'équation d'interaction soit respectée. Il y a alors un risque de flambement par rotation dans les plaques des connexions. On constate aussi que l'équation d'interaction avec la limite élastique

probable est supérieure à 1.0 pour le type T/C – CCS (n° 8, 10 et 12) et que le rapport $C_{f,u\ max}/C_u$ est supérieur à 1.0.

Ce tableau met en évidence l'impact sur le mode de flambement de la diagonale et le comportement sismique du bâtiment que peut avoir la limite élastique probable par rapport à la valeur nominale utilisée en conception. Alors que l'équation d'interaction est respectée lors de la phase de conception, elle ne l'est plus lorsque l'on utilise la limite élastique probable. Il est donc essentiel pour le concepteur de considérer cet aspect lorsqu'il évalue les résistances associées aux différentes modes de rupture en compression.

6.1.3 Mode de rupture et de flambement

Les modes de flambement observés lors des analyses OpenSees sont schématisés à la Figure 6-1 et ont lieu hors plan.

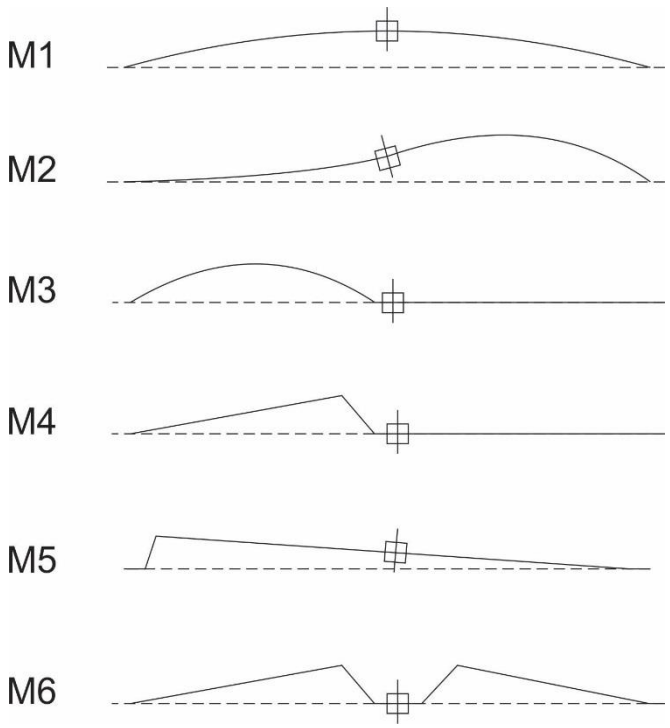


Figure 6-1 Modes de flambement observés durant les analyses numériques sur OpenSees pour les diagonales de contreventement en X à cisaillement simple

Le mode de flambement de la diagonale continue commence toujours selon le mode M1 étant donné les défauts de rectitude présents. Autrement dit le flambement se produit sur toute sa longueur et selon une déformée sinusoïdale avec son maximum atteint au niveau de l'intersection

des deux diagonales. Dans les dimensionnements en Tension/Seulement, en raison de la faible résistance de la diagonale discontinue, la diagonale continue peut être beaucoup plus sollicitée et aboutit à la formation de rotules plastiques dans les plaques de transfert des connexions d'extrémité entraînant un nouveau mode M2. À l'aide de la diagonale discontinue en tension qui fournit un appui rigide au milieu du contreventement, la diagonale continue développe éventuellement un flambement sur sa demi-longueur.

Le mode M3 correspond au flambement de la diagonale discontinue sur l'un de ses segments, un mode de flambement observé lorsque les assemblages ont une rigidité flexionnelle suffisante. Si ce n'est pas le cas, le mode M4 apparaît. Une instabilité est initiée par flexion sur l'espace libre e_i de la plaque de transfert entre la diagonale et l'assemblage boulonné entraînant la formation d'une rotule plastique à cet endroit, suivi de deux autres rotules plastiques, l'une dans l'espace libre e_{rp} de la plaque de gousset à côté de la diagonale continue et l'autre dans l'espace libre de la plaque de transfert de la connexion d'extrémité. Au premier cycle, les deux connexions subissent une flexion, mais l'une prédomine rapidement par rapport à l'autre avec la formation des rotules plastiques. Ce mécanisme est appelé mécanisme à 3 rotules.

Le mode M5 survient dans la diagonale après le mode M1 lorsque les connections d'extrémité ne sont pas assez rigide pour supporter le mode M2. Deux rotules plastiques se forment dans les plaques de transfert et dans une des plaques de gousset. Finalement, le mode M6, qui correspond au mécanisme à trois rotules (mode M4) se produisant dans les deux segments de la diagonale discontinue, a été observé dans les contreventements avec des assemblages très peu rigides. Ces deux modes de flambement, M5 et M6, apparaissent uniquement pour le dimensionnement T/O-CCM.

Un aperçu des différents modes de rupture et de flambement associés aux bâtiments est présenté au Tableau 6-4. Pour les modes de rupture, on précise entre parenthèses le nombre de accélérogrammes concernés sur les 10 étudiés. Il est noté que la rupture par fatigue s'est toujours produite dans l'espace e_i de la plaque de transfert, à l'endroit observé par Gélinas, là où on a une concentration de contraintes du au décalage en cisaillement, même si $T_{r,plaque}$ ne contrôlait pas. Cette rupture sera étudiée plus en détail pour les assemblages conçus en T/O-CCS et T/O-CCM.

Tableau 6-4 Mode de rupture et de flambement des différents bâtiments selon la conception d'assemblage

	Site	Mode de rupture	Mode de flambement	
			Continue	Discontinue
T/O – CCM	**C – Montréal**	Rupture par fatigue (1/10)	M5	M4
	E – Montréal	Rupture par fatigue (6/10)	M5	M6
	C – Victoria	Rupture par fatigue (10/10)	M5	M6
	E – Victoria	Rupture par fatigue (10/10)	M5	M6
T/O – CCS	**C – Montréal**	Rupture par fatigue (1/10)	M1	M4
	E – Montréal	Rupture par fatigue (4/10)	M1, M2	M4
	C – Victoria	Rupture par fatigue (2/10)	M1, M2	M4
	E – Victoria	Rupture par fatigue (7/10)	M1, M2	M4
T/C – CCxM	**C – Montréal**	Aucun	N/A	M3
	E – Montréal	Rupture en traction (5/10)	N/A	M3, M4
	C – Victoria	Rupture en traction (2/10)	N/A	M3, M4
	E – Victoria	Rupture en traction (7/10)	N/A	M3, M4
T/C – CCxM	**C – Montréal**	Aucun	M1	M3
	E – Montréal	Aucun	M1	M3
	C – Victoria	Aucun	M1	M3
	E – Victoria	Aucun	M1	M3

Afin de décrypter plus précisément chaque type d'assemblage, les sections qui vont suivre font l'étude du comportement sismique, des courbes hystérétiques critiques et, éventuellement, l'analyse du mode de rupture des bâtiments regroupés pour chacun des types d'assemblage.

6.2 Conception en T/C et CCS

Dans cette partie, on étudie le comportement des assemblages conçus en Traction/Compression avec un effort de conception amplifié du facteur $R_d = 1.5$.

6.2.1 Comportement sismique

Le comportement sismique des bâtiments selon les différents mouvements de sols est relativement similaire pour chaque emplacement et catégorie de sol. Dans l'ensemble des cas, l'instabilité de la diagonale discontinue se produit hors plan par flambement en flexion d'un des deux segments de la diagonale, comme le montre la Figure 6-2, soit selon le mode M3. La diagonale continue flambe selon le mode M1 seulement.

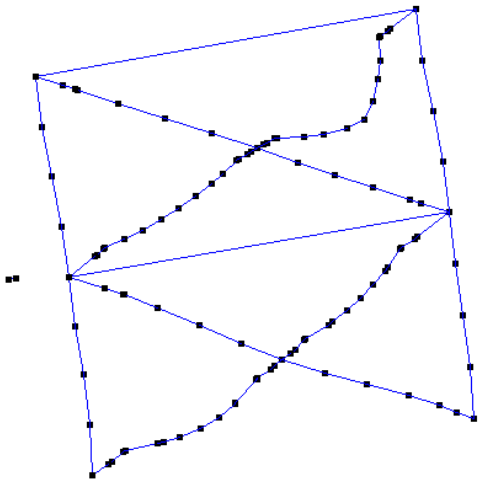


Figure 6-2 Mode de flambement des diagonales discontinues de contreventement en X à cisaillement simple de type T/C-CCS (déformation amplifiée)

Aucune rupture n'a lieu selon le mode de rupture critique en traction. Selon les exigences de l'article [27.11.1] de la norme d'acier, adopter une approche de conception où la compression est considérée et où un facteur d'amplification égal à R_d est appliqué à l'effort de conception permet de bénéficier pleinement de la résistance de la diagonale, et non des connexions.

Dans le but d'établir la résistance en compression des diagonales modélisées sur OpenSees, une simulation préliminaire a été faite sur les bâtiments dont l'assemblage est de type T/C – CCS. Cette simulation consistait en une analyse statique non linéaire où on a « poussé » latéralement sur le bâtiment (*Push-over*) jusqu'à ce que les diagonales flambent. De cette analyse est issue $C_{u,OS}$ qui

est la résistance ultime en compression des diagonales, telle qu'obtenue du modèle OpenSees. Ces valeurs sont obtenues des courbes présentées à la Figure 6-3 et reportées dans le Tableau 6-5.

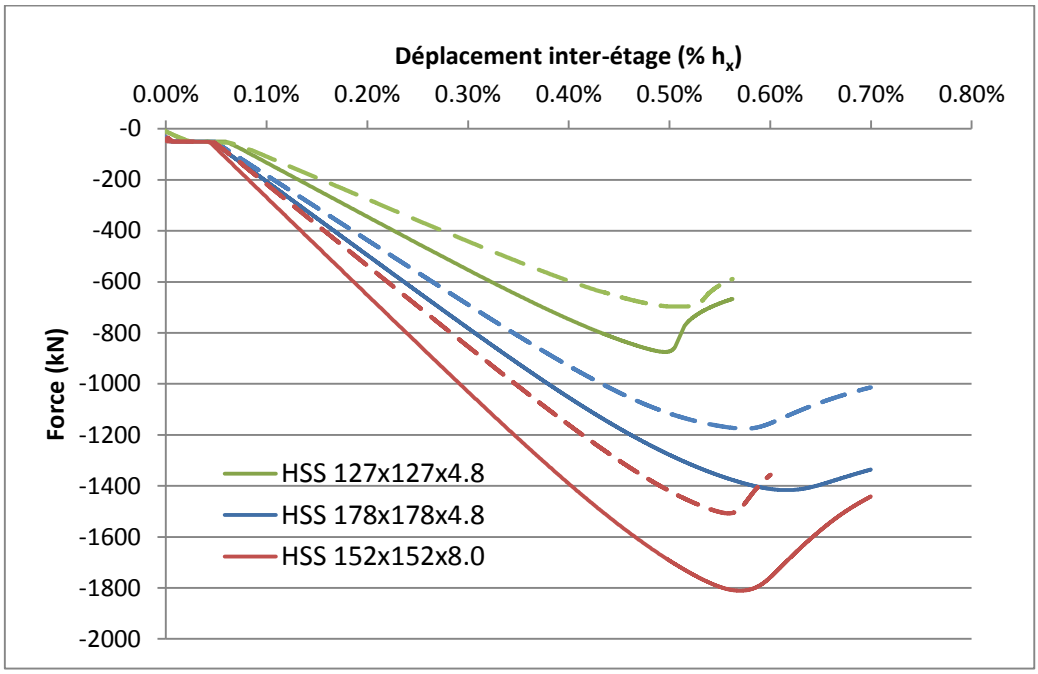


Figure 6-3 *Push-over* exercé sur le bâtiment pour connaître la résistance en compression des diagonales sur OpenSees, $C_{u,\,OS}$

Sur cette figure, le comportement de la diagonale discontinue est représenté par un trait en pointillé alors que celui de la diagonale continue est représenté par un trait plein. Les profilés sont regroupés par couleur. On y observe pour la diagonale continue le passage du mode M1 au mode M2. Pour la diagonale discontinue, le flambement s'est produit sur le segment inférieur de la membrure, alors que pour la diagonale discontinue, il s'est produit sur le segment supérieur.

Tableau 6-5 Résistance en compression des diagonales sur OpenSees dans le cas T/C-CCS

	Continue			Discontinue		
	$C_{u,OS}$	$C_{u,OS}/C_r$	$C_{u,OS}/C_u$	$C_{u,OS}$	$C_{u,OS}/C_r$	$C_{u,OS}/C_u$
HSS 127x127x4.8	878	2.13	1.41	699	1.70	1.12
HSS 178x178x4.8	1417	1.82	1.13	1181	1.52	0.94
HSS 152x152x8.0	1812	1.95	1.25	1508	1.62	1.04

Le Tableau 6-5 permet d'apprécier les éventuelles erreurs faites lors de la conception sur la résistance à la compression des diagonales, notamment sur l'hypothèse du coefficient de la longueur effective K. Dans le Chapitre 3 sur le dimensionnement des bâtiments, on avait supposé un facteur K égal à 0.45. Les diagonales du premier étage montre un rapport $C_{u,OS}$ / C_u relativement proche de 1.0. Ceci s'explique par le fait que le segment inférieur de la diagonale a une longueur effective plus importante, et donc une résistance en compression plus faible, que le segment supérieur puisque qu'il n'y a pas de poutre à la base comme le montre la Figure 5-1. À l'inverse, la diagonale du deuxième étage (HSS 127x127x4.8) présente un rapport de 1.12. Dans ce dernier cas, la valeur de K a été sur-estimée, impliquant une résistance sous-évaluée. En reprenant la formule (3-15), les longueurs effectives réelles des diagonales discontinues des bâtiments dont les assemblages sont dimensionnés en T/C-CCS sont reportées dans le Tableau 6-6.

Tableau 6-6 Longueur effective des diagonales discontinues des bâtiments de type T/C-CCS

Étage	**C - Montréal**	**E – Montréal**	**C – Victoria**	**E – Victoria**
2	0.417	0.418	0.406	0.406
1	0.437	0.437	0.421	0.421

Le Tableau 6-6 montre qu'une mauvaise hypothèse a été faite sur la valeur de K lors du dimensionnement des diagonales du deuxième étage. Ceci explique pourquoi le rapport $C_{u,OS}$ / C_u est plus grand puisque la longueur effective réelle est plus petite que celle utilisée en conception. Cette erreur peut avoir des effets non désirables car des efforts plus élevés dans les diagonales

peuvent conduire à des modes de rupture indésirables. Cependant, il n'y a pas eu de conséquences néfastes pour la conception en T/C-CCS car, malgré une longueur effective de K sur-estimée, cette approche de conception a donné des plaques fortes ayant une rigidité flexionnelle suffisante pour prévenir le flambement de l'assemblage selon le mode M4. L'inverse peut se produire pour des assemblages plus petits, comme on le verra plus loin pour les assemblages de type T/O-CCS. Néanmoins, il est recommandé pour la conception des diagonales d'utiliser un coefficient de longueur effective plus proche de 0.40. De plus, il faut bien considérer les différences de longueur des segments de la diagonale discontinue, notamment pour le premier étage.

Dans le Tableau 6-5, on constate aussi que la diagonale continue peut développer une résistance plus importante que la diagonale discontinue. Ceci s'explique du fait que le mode de flambement diffère entre les deux. La longueur sur laquelle se produit le flambement est plus courte pour la diagonale discontinue que pour la diagonale continue. Il est noté un écart d'environ 25% entre la résistance en compression de la diagonale continue et celle de la diagonale discontinue. De ce fait, l'hypothèse habituellement faite lors du dimensionnement des diagonales de contreventement en X qui suppose qu'elles reprennent chacune 50% du cisaillement inter-étage n'est pas réaliste. Il serait avantageux de diminuer l'effort repris par la diagonale continue, cela permettrait un choix de profilés et de plaques d'assemblage plus économique.

Les Tableau 6-7 à Tableau 6-11 présentent les efforts maximums normalisés en tension et en compression atteint dans les diagonales, ainsi que le déplacement inter-étage (drift) lors des analyses sismiques selon différentes statistiques.

Tableau 6-7 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol C et pour le dimensionnement T/C-CCS

		P_{max}/C_r			P_{max}/C_u		
		50^{th}	84^{th}	100^{th}	50^{th}	84^{th}	100^{th}
Étage 2 HSS 127x127x4.8	Diagonale continue Traction	1.41	1.82	1.86	0.93	1.20	1.23
	Diagonale continue Compression	1.38	1.73	2.02	0.91	1.14	1.34
	Diagonale discontinue Traction	1.39	1.75	2.03	0.92	1.16	1.34
	Diagonale discontinue Compression	1.40	1.66	1.68	0.93	1.10	1.11
Étage 1 HSS 178x178x4.8	Diagonale continue Traction	1.36	1.59	1.75	0.84	0.99	1.09
	Diagonale continue Compression	1.46	1.73	1.81	0.90	1.07	1.12
	Diagonale discontinue Traction	1.38	1.58	1.71	0.86	0.98	1.06
	Diagonale discontinue Compression	1.40	1.50	1.51	0.87	0.93	0.93

Tableau 6-8 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol E et pour le dimensionnement T/C-CCS

		P_{max}/C_r			P_{max}/C_u		
		50th	84th	100th	50th	84th	100th
Étage 2 HSS 127x127x4.8	Diagonale continue Traction	1.59	1.73	2.12	1.05	1.21	1.40
	Diagonale continue Compression	1.54	1.56	1.68	1.02	1.03	1.11
	Diagonale discontinue Traction	1.54	1.58	1.72	1.02	1.04	1.14
	Diagonale discontinue Compression	1.54	1.67	1.75	1.02	1.11	1.16
Étage 1 HSS 178x178x4.8	Diagonale continue Traction	1.55	1.67	1.94	0.96	1.04	1.20
	Diagonale continue Compression	1.69	1.77	1.88	1.05	1.10	1.17
	Diagonale discontinue Traction	1.56	1.67	1.76	0.97	1.04	1.09
	Diagonale discontinue Compression	1.46	1.52	1.57	0.90	0.94	0.97

Tableau 6-9 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C et pour le dimensionnement T/C-CCS

		P_{max}/C_r			P_{max}/C_u		
		50^{th}	84^{th}	100^{th}	50^{th}	84^{th}	100^{th}
Étage 2 HSS 127x127x4.8	Diagonale continue Traction	1.90	2.08	2.22	1.26	1.38	1.47
	Diagonale continue Compression	1.68	1.98	2.08	1.11	1.31	1.37
	Diagonale discontinue Traction	1.74	2.00	2.11	1.15	1.32	1.39
	Diagonale discontinue Compression	1.64	1.68	1.69	1.08	1.11	1.12
Étage 1 HSS 152x152x8.0	Diagonale continue Traction	1.69	1.83	1.96	1.08	1.17	1.26
	Diagonale continue Compression	1.65	1.95	2.04	1.06	1.25	1.31
	Diagonale discontinue Traction	1.75	1.88	1.93	1.12	1.21	1.24
	Diagonale discontinue Compression	1.57	1.62	1.66	1.01	1.04	1.06

Tableau 6-10 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E et pour le dimensionnement T/C-CCS

		P_{max}/C_r			P_{max}/C_u		
		50th	84th	100th	50th	84th	100th
Étage 2 HSS 127x127x4.8	Diagonale continue Traction	1.98	2.12	2.32	1.31	1.40	1.53
	Diagonale continue Compression	2.13	2.21	2.24	1.41	1.46	1.48
	Diagonale discontinue Traction	2.10	2.22	2.25	1.39	1.47	1.49
	Diagonale discontinue Compression	1.67	1.69	1.76	1.1	1.12	1.16
Étage 1 HSS 152x152x8.0	Diagonale continue Traction	1.86	1.91	2.02	1.1	1.23	1.30
	Diagonale continue Compression	1.86	2.01	2.00	1.19	1.29	1.28
	Diagonale discontinue Traction	1.8	1.91	1.93	1.17	1.22	1.24
	Diagonale discontinue Compression	1.60	1.68	1.70	1.03	1.08	1.09

Tableau 6-11 Statistiques des déplacements inter-étage des bâtiments associés au dimensionnement T/C – CCS issus des analyses OpenSees

		Déplacement inter-étage (% h_x)		
		50th	84th	100th
Étage 2	C – Montréal	0.484%	0.526%	0.566%
	E – Montréal	0.450%	0.522%	0.549%
	C – Victoria	0.619%	0.668%	0.693%
	E – Victoria	0.682%	0.730%	0.829%
Étage 1	C – Montréal	0.466%	0.593%	0.667%
	E – Montréal	0.565%	0.731%	0.967%
	C – Victoria	0.563%	0.687%	0.712%
	E – Victoria	0.696%	0.729%	0.983%

Ces tableaux mettent en valeur les réels efforts qui se développent sous l'action des séismes, ils sont à comparer avec les Tableau 6-2 et Tableau 6-5. On constate l'important écart entre l'effort maximal développé dans la diagonale, P_{max}, et la résistance en compression calculée en phase de conception, allant jusqu'à 2 fois et plus pour le 100ème centile. Cette première partie des tableaux mettent en évidence que la résistance C_r n'est pas représentative de la force qui est amenée à se développer dans la diagonale lors d'un séisme. En revanche, lorsque ces efforts sont comparés avec la résistance probable, le rapport P_{max}/C_u donne des rapports plus acceptables.

En traction, seul le profilé HSS 178x178x4.8 du premier étage du bâtiment situé sur une catégorie de sol E à Montréal atteint la limite de plastification de la membrure, T_u/C_u. En compression, l'effort maximal enregistré est donné au 100ème centile. Il est constaté que pour toutes les diagonales des bâtiments situés sur un sol de catégorie E, lorsque le flambement a lieu, le rapport P_{max}/C_u est 1.05 fois plus grand que le rapport $C_{u,OS}/C_u$. Le flambement des diagonales se fait selon les modes M1 et M3. Cette différence démontre une légère sur-résistance des diagonales de contreventement

en compression de l'analyse dynamique par rapport à l'analyse statique, par exemple 1.16 par rapport à 1.12 pour la diagonale discontinue de profilé HSS 127x127x4.8.

À l'ouest du Canada, les séismes sont bien plus importants et plus néfastes pour les bâtiments de faibles hauteurs, provoquant des déplacements inter-étages plus sérieux qu'à l'Est comme le montre le Tableau 6-11. Aussi, le deuxième étage y est beaucoup plus sollicité. Ce tableau met aussi en évidence les conséquences d'un sol meuble (catégorie E) comparé à un sol dense (catégorie C) sur le déplacement inter-étage.

6.2.2 Courbes hystérétiques

La courbe force-déplacement de la diagonale reste élastique dans la plupart des cas. Notamment pour le bâtiment situé à Montréal et de type C, seul un seul signal sismique critique a provoqué le flambement de la diagonale discontinue du premier étage alors que la diagonale continue commence à se plastifier, comme le montre la Figure 6-4. On peut voir sur cette figure et sur les suivantes, le glissement des boulons de l'assemblage qui se produit lors des premiers mouvements de sols avec un plateau sur +/- 1.5 mm et reste présent tout au long de l'analyse. En revanche toutes les autres analyses que ce soit pour le premier ou le deuxième étage sont restées dans le domaine élastique comme le montre une sélection de courbes hystérétiques à la Figure 6-5.

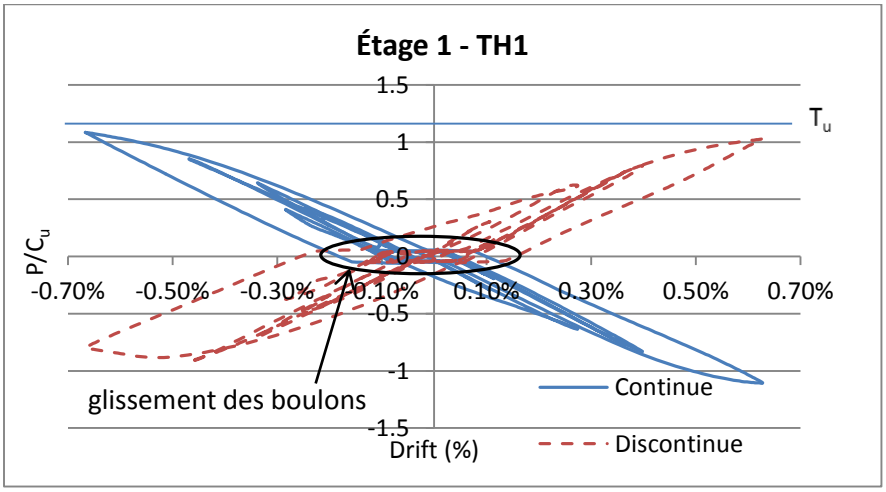


Figure 6-4 Hystérésis de l'accélérogramme TH1 du premier étage du bâtiment Montréal de type C et T/C-CCS

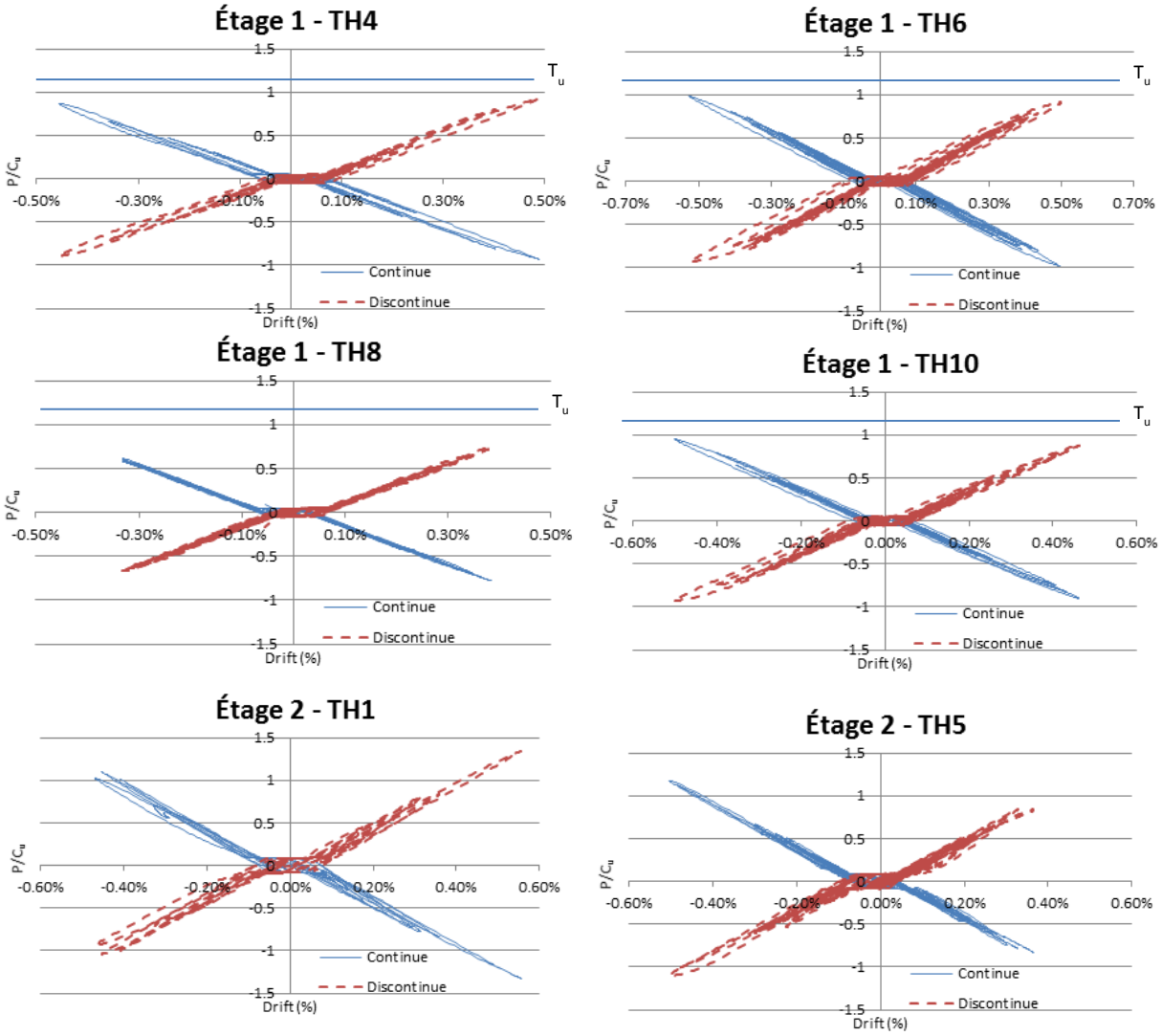


Figure 6-5 Sélection d'hystérésis du bâtiment Montréal de type C et T/C-CCS

Les courbes de la Figure 6-5 montrent aussi que dans le domaine élastique, la répartition homogène des forces qui se fait entre la diagonale continue et discontinue. On retrouve ce phénomène sur l'ensemble des bâtiments et des séismes.

Pour le bâtiment situé à Montréal sur un sol de type E, bien que l'ensemble des hystérésis restent dans le domaine élastique, seulement trois accélérogrammes ont causé le flambement de la diagonale discontinue et/ou continue, ainsi que la plastification de la diagonale continue, comme le montre la Figure 6-6.

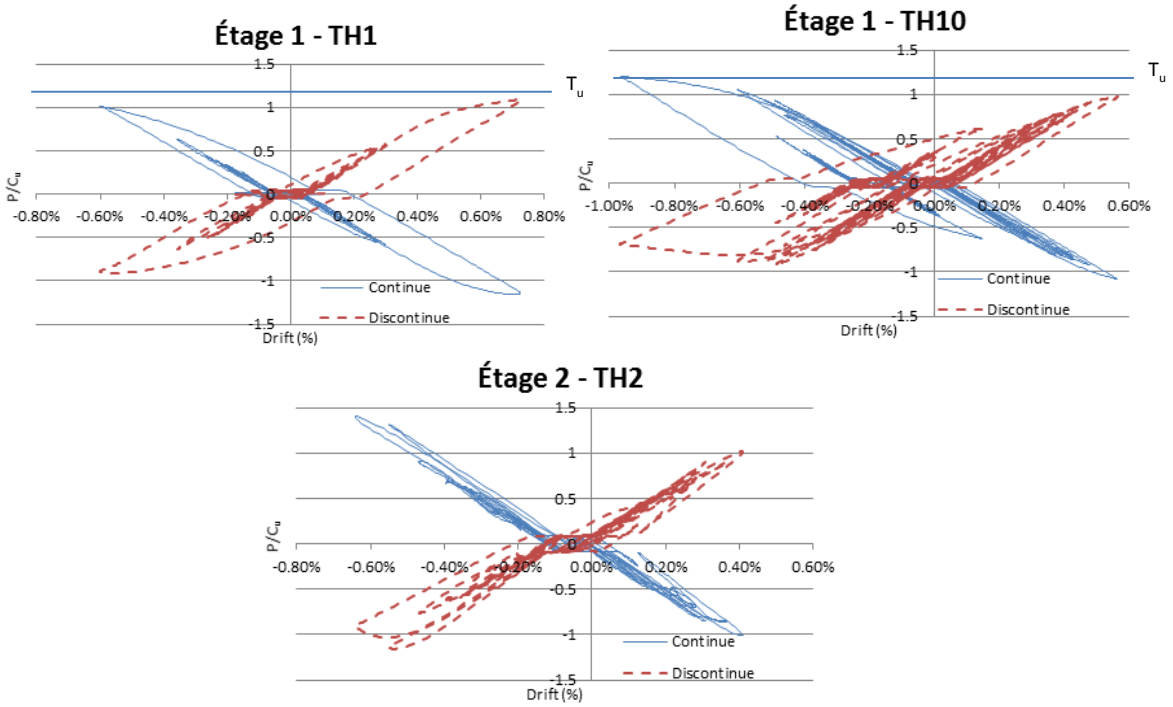


Figure 6-6 Hystérésis des accélérogrammes les plus critiques du bâtiment Montréal de type E et T/C-CCS

Pour le site Victoria de catégorie de sol C, cinq accélérogrammes ont causé le flambement des diagonales dont sont présentées les hystérésis à la Figure 6-7.

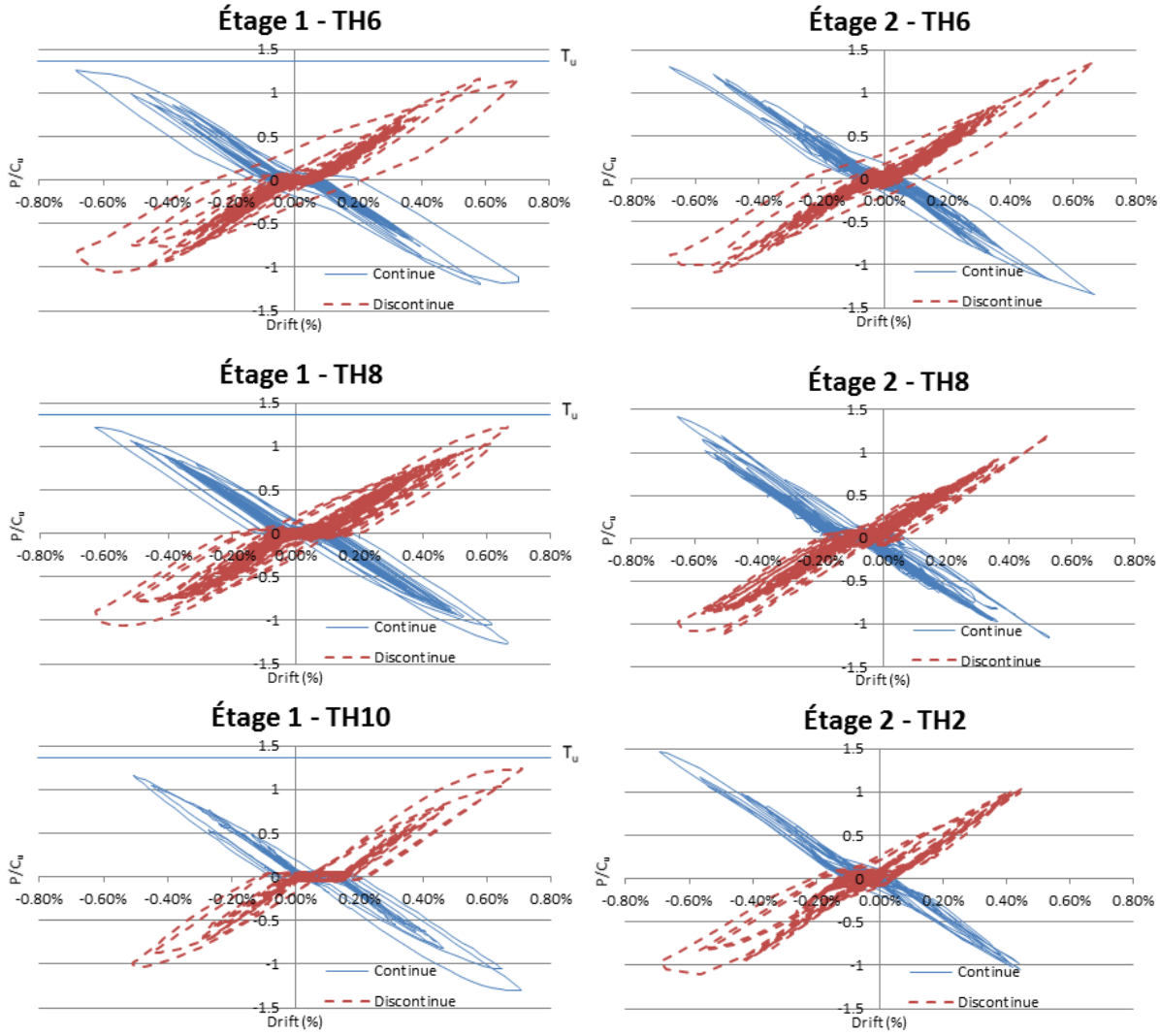


Figure 6-7 Hystérésis de accélérogrammes les plus critiques du bâtiment Victoria de type C et T/C-CCS

Pour le site Victoria de catégorie de sol C, cinq accélérogrammes ont causé le flambement des diagonales, comme présenté par les hystérésis de la Figure 6-7. On y observe aussi la sollicitation du mode de rupture en traction et en compression, soit le cisaillement des boulons avec, la présence de plateau ductile. En effet, la force pouvant se développer dans la diagonale est contrôlée par le cisaillement des boulons, un mode de rupture dont la résistance est inférieure à la résistance en compression et en traction des diagonales. Les séismes concernés par ce phénomène sont utilisés à la Figure 6-8 pour montrer l'utilisation faite de la ductilité du mode de rupture.

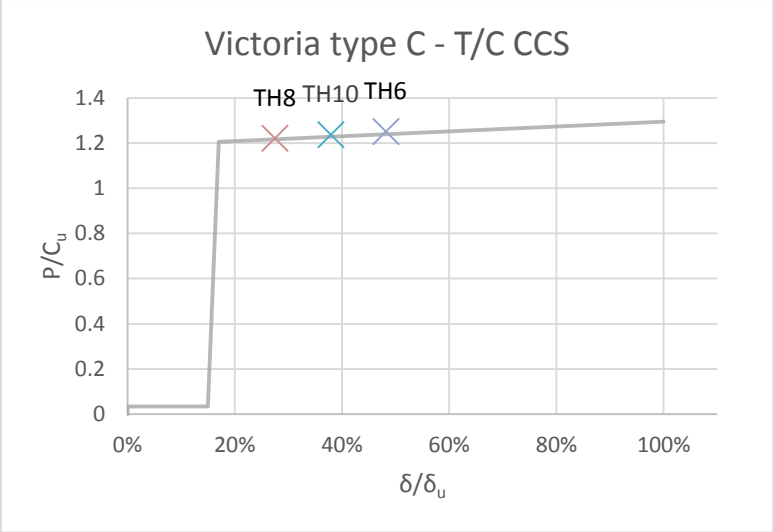


Figure 6-8 Sollicitation du mode de rupture en traction des assemblages T/C - CSS du bâtiment situé à Victoria de type C

De la même manière que pour Montréal, le site Victoria de type E présente beaucoup plus de cas de flambement, soit 7 accélérogrammes sur 10, et comme pour la catégorie de sol C, le mode de rupture en traction (cisaillement des boulons) est sollicité comme le montre la Figure 6-9.

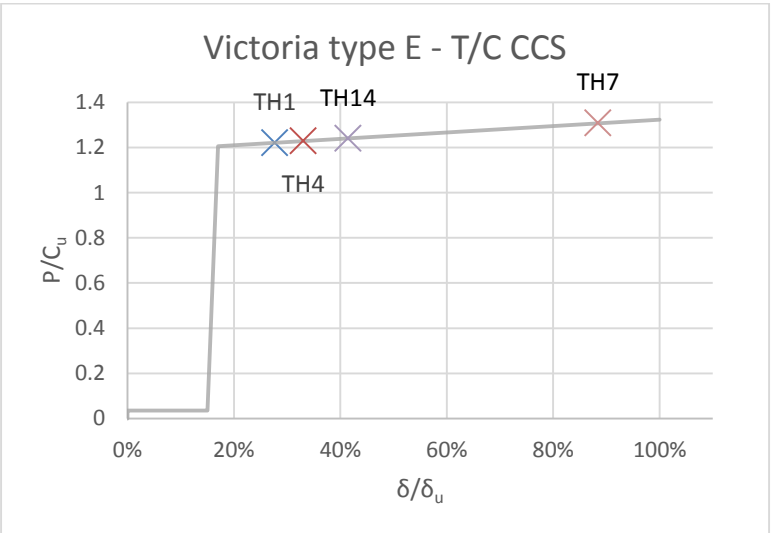


Figure 6-9 Sollicitation du mode de rupture en traction des assemblages T/C - CSS du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E

Lors de la conception, l'assemblage était correctement dimensionné en Traction/Compression comme montré à la Figure 4-9. Cependant, en utilisant la limite élastique probable dans les analyses numériques, l'effort dans la diagonale dépasse atteint sa résistance probable en compression C_u qui

est plus élevé que sa résistance nominale pondérée C_r avec laquelle l'assemblage a été dimensionné. Ceci implique que la résistance en traction du mode de rupture critique peut être atteinte malgré un bon dimensionnement. Cependant, grâce à la ductilité de ce mode, même considéré comme non ductile, l'assemblage a pu tenir et permettre à la structure de ne pas s'effondrer.

En comparant les emplacements, on constate que Montréal a des critères de conception sismique beaucoup plus conservateurs que ceux de Victoria. En effet, le comportement sismique général du bâtiment reste le plus souvent dans la zone élastique et n'atteint jamais la ductilité du mode de rupture de l'assemblage. Les effets des séismes à l'Est sur comportement inélastique de la structure sont moins sévères qu'à l'Ouest.

Pour les deux sites, la catégorie de sol E est beaucoup plus sévère que la catégorie C. Un sol meuble a un effet négatif sur la structure lors d'un séisme entraînant un déplacement inter-étage important et donc une sollicitation des diagonales plus conséquente. Cependant, les paramètres F_v et F_a pris en compte lors de la conception permette de reprendre correctement les efforts de ce catégorie d'emplacement.

6.2.3 Conclusion sur la conception T/C-CCS

Ce type de conception n'a montré aucun problème et a répondu aux exigences du code. On y observe les flambements hors plan de la diagonale discontinue sur un de ses segments et de la diagonale continue sur toute sa longueur. Cependant ce type de dimensionnement est assez conséquent et est caractérisé par une longueur effective réduite par rapport à l'hypothèse utilisée lors de la conception des bâtiments, impliquant des efforts de dimensionnement sous-évaluées par rapport aux efforts réels. Dans le cas d'un dimensionnent en T/C-CCS, la rigidité flexionnelle des assemblages est suffisante puisqu'ils sont dimensionnés pour 1.5 C_r, mais il peut y avoir un risque de flambement pour des assemblages de plus faibles épaisseurs sur des diagonale de mêmes longueurs effectives. Il est donc recommandé d'utiliser une valeur de K plus proche de 0.4 et de considérer la différence de longueur entre les segments supérieur et inférieur notamment pour le premier étage. En revanche, des études devraient être menées sur la reprise des efforts entre la diagonale continue et discontinue. En effet, la résistance maximale en compression de la diagonale continue est 1.25 fois plus importante que celle de la diagonale discontinue. La même observation est faite dans les analyses en laboratoire de Gélinas (2013).

Finalement, un mode de rupture en traction, ici le cisaillement des boulons, généralement considéré comme non-ductile peut avoir un minimum de ductilité comme nous l'avons vu précédemment. Grâce à cette ductilité, les déplacements latéraux peuvent être accommodés par la déformation plastique associée à ce mode de rupture, et les efforts repris par les diagonales et les assemblages sont limités, réduisant ainsi le risque de ruptures non souhaitables. Cette ductilité devrait être exploitée plutôt qu'évitée, ceci afin d'obtenir un dimensionnement satisfaisant et économique.

6.3 Conception en T/C et CCxM

Dans cette partie, on étudie le comportement des assemblages conçus en Traction/Compression sans garantie d'un mode de rupture ductile. Bien que la norme recommande une rupture ductile, nous avons vu que la prise en compte de la compression tout en s'assurant d'un mode de rupture ductile amenait à un dimensionnement irréaliste avec des plaques très minces et très larges. C'est pourquoi l'objectif de la ductilité a été ignoré lors de la conception de ces assemblages.

6.3.1 Comportement sismique

Le comportement sismique s'est montré assez varié pour les bâtiments dont les assemblages sont conçus en T/C et avec une rupture non ductile. Le cisaillement des boulons contrôlait la résistance des assemblages, notamment en compression. Au premier étage de ces bâtiments, alors que le cisaillement des boulons gouverne en compression par rapport au flambement de la diagonale continue, la diagonale discontinue montre différents types de comportements présentés dans la section suivante. Dans tous les cas, le mode de rupture est fortement sollicité en traction au premier étage entraînant la rupture en cisaillement des boulons de l'assemblage pour certains accélérogrammes, hormis pour Montréal de catégorie C où aucune rupture ne s'est produite. Au niveau du deuxième étage, alors que la diagonale continue reste élastique, différents comportements sont aussi observés pour la diagonale discontinue.

Afin d'avoir une lecture compréhensible des tableaux des statistiques des accélérogrammes, une analyse de type *Push-Over* de la structure est réalisée pour déterminer l'effort maximal en compression de chaque profilé et/ou assemblage. Les valeurs de cette analyse sont reportées au Tableau 6-12.

Tableau 6-12 Résistance en compression des diagonales sur OpenSees dans le cas T/C-CCxM (* : flambement de l'assemblage)

	Continue			Discontinue		
	$C_{u,OS}$	$C_{u,OS}/C_r$	$C_{u,OS}/C_u$	$C_{u,OS}$	$C_{u,OS}/C_r$	$C_{u,OS}/C_u$
HSS 127x127x4.8	835	2.03	1.34	649*	1.58	1.04
HSS 178x178x4.8	1341	1.73	1.07	1085	1.40	0.87
HSS 152x152x8.0	1690	1.82	1.16	1320*	1.42	0.91

Lors de l'analyse statique, le flambement de l'assemblage suivant le mode M4 a été observé sur la diagonale discontinue des profilés HSS 127x127x4.8 et HSS 152x152x8.0. Le flambement s'est respectivement produit sur le segment inférieur et sur le segment supérieur pour ces deux profilés. Pour les profilés HSS 127x127x4.8 et HSS 152x152x8.0, on retrouve à 7% près le même rapport $C_{u,OS}/C_u$ que pour les résistances anticipées $C_{f,umax}/C_u$ des assemblages données au Tableau 6-3, soit respectivement 0.97 et 0.84. Pour le profilé HSS 178x178x4.8, aucun mécanisme à trois rotules n'est apparu. Ceci s'explique par l'hypothèse sur la longueur effective lors de la conception (K = 0.45) qui est désormais plus proche de la réalité pour ce profilé comme le montre le Tableau 6-13. Le dimensionnement est alors correctement effectué et le passage à la limite élastique probable ne cause pas de problème en compression. Ce constat montre l'importance de faire un choix de longueur effective en conception le plus réaliste possible.

Tableau 6-13 Longueur effective des diagonales discontinues des bâtiments de type T/C-CCxM

Étage	C - Montréal	E – Montréal	C – Victoria	E – Victoria
2	0.417	0.418	0.406	0.406
1	0.446	0.446	0.439	0.439

Il est à noter que pour la diagonale continue, les assemblages ont une rigidité flexionnelle satisfaisante puisqu'ils ne flambent pas et permettent la pleine utilisation de la résistance en compression de la diagonale.

Les Tableau 6-14 à Tableau 6 – 18 montrent les statistiques des efforts maximums issus des analyses OpenSees selon le site et la catégorie de sol.

Tableau 6-14 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/C-CCxM

		P_{max}/C_r			P_{max}/C_u		
		50^{th}	84^{th}	100^{th}	50^{th}	84^{th}	100^{th}
Étage 2 HSS 127x127x4.8	Diagonale continue Traction	1.32	1.69	1.78	0.87	1.12	1.17
	Diagonale continue Compression	1.30	1.59	1.82	0.86	1.05	1.20
	Diagonale discontinue Traction	1.32	1.60	1.88	0.87	1.06	1.25
	Diagonale discontinue Compression	1.30	1.51	1.57	0.86	1.00	1.04
Étage 1 HSS 152x152x8.0	Diagonale continue Traction	1.29	1.35	1.41	0.80	0.83	0.88
	Diagonale continue Compression	1.39	1.47	1.54	0.86	0.91	0.96
	Diagonale discontinue Traction	1.30	1.37	1.39	0.81	0.85	0.86
	Diagonale discontinue Compression	1.33	1.39	1.40	0.82	0.86	0.87

Tableau 6-15 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/C-CCxM

		P_{max}/C_r			P_{max}/C_u		
		50^{th}	84^{th}	100^{th}	50^{th}	84^{th}	100^{th}
Étage 2 HSS 127x127x4.8	Diagonale continue Traction	1.46	1.75	2.00	0.97	1.16	1.32
	Diagonale continue Compression	1.38	1.61	1.80	0.92	1.07	1.19
	Diagonale discontinue Traction	1.37	1.60	1.85	0.91	1.06	1.22
	Diagonale discontinue Compression	1.41	1.56	1.61	0.94	1.03	1.06
Étage 1 HSS 152x152x8.0	Diagonale continue Traction	1.35	1.42	1.44	0.84	0.88	0.89
	Diagonale continue Compression	1.47	1.52	1.58	0.91	0.94	0.98
	Diagonale discontinue Traction	1.37	1.42	1.43	0.85	0.88	0.89
	Diagonale discontinue Compression	1.38	1.43	1.45	0.85	0.88	0.90

Tableau 6-16 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/C-CCxM

		P_{max}/C_r			P_{max}/C_u		
		50th	84th	100th	50th	84th	100th
Étage 2 HSS 127x127x4.8	Diagonale continue Traction	1.64	2.11	2.25	1.09	1.39	1.49
	Diagonale continue Compression	1.54	1.77	1.90	1.02	1.17	1.25
	Diagonale discontinue Traction	1.58	1.83	2.03	1.05	1.21	1.34
	Diagonale discontinue Compression	1.51	1.56	1.60	1.00	1.03	1.06
Étage 1 HSS 152x152x8.0	Diagonale continue Traction	1.57	1.59	1.60	0.98	0.99	0.99
	Diagonale continue Compression	1.62	1.75	1.81	1.00	1.09	1.12
	Diagonale discontinue Traction	1.57	1.65	1.67	0.97	1.02	1.03
	Diagonale discontinue Compression	1.48	1.51	1.53	0.92	0.94	0.95

Tableau 6-17 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/C-CCxM

		P_{max}/C_r			P_{max}/C_u		
		50th	84th	100th	50th	84th	100th
Étage 2 HSS 127x127x4.8	Diagonale continue Traction	1.71	1.99	2.32	1.13	1.31	1.53
	Diagonale continue Compression	1.78	2.00	2.12	1.18	1.32	1.40
	Diagonale discontinue Traction	1.73	2	2.25	1.39	1.47	1.49
	Diagonale discontinue Compression	1.67	1.69	1.76	1.03	1.06	1.06
Étage 1 HSS 152x152x8.0	Diagonale continue Traction	1.54	1.66	1.69	0.96	1.03	1.05
	Diagonale continue Compression	1.61	1.79	1.79	1.00	1.11	1.11
	Diagonale discontinue Traction	1.50	1.65	1.67	0.93	1.03	1.03
	Diagonale discontinue Compression	1.48	1.49	1.51	0.91	0.92	0.93

Tableau 6-18 Statistiques des déplacements inter-étage des bâtiments T/C – CCxM issus des analyses OpenSees

		Déplacement inter-étage (% h_x)		
		50^{th}	84^{th}	100^{th}
Étage 2	C – Montréal	0.417%	0.501%	0.514%
	E – Montréal	0.440%	0.518%	0.539%
	C – Victoria	0.543%	0.658%	0.702%
	E – Victoria	0.560%	0.662%	0.857%
Étage 1	C – Montréal	0.462%	0.608%	0.717%
	E – Montréal	0.635%	0.754%	0.766%
	C – Victoria	0.608%	0.734%	0.801%
	E – Victoria	0.735%	0.782%	0.807%

Les Tableaux 6-14 à 6-18 sont à comparer avec le Tableau 6-2 et Tableau 6-12.

Dans tous les cas, la limite de plastification en traction (T_u) des profilés n'est jamais atteinte puisque l'effort de traction est limité par la résistance en traction de l'assemblage.

Dans le cas de Montréal, le comportement reste élastique pour le deuxième étage du bâtiment sur un sol de catégorie C même si l'effort maximum atteint au $100^{ème}$ centile est proche de la résistance en compression de l'assemblage trouvée $C_{u,OS}$. Le cisaillement des boulons a lieu à un même niveau de charge que le flambement de la diagonale discontinue du premier étage. Lorsque l'effort dans l'assemblage atteint la résistance en cisaillement des boulons, il y a une déformation plastique qui se traduit par un plateau ductile avec présence d'écrouissage. La Figure 6-10 présente ce comportement sous le signal TH2.

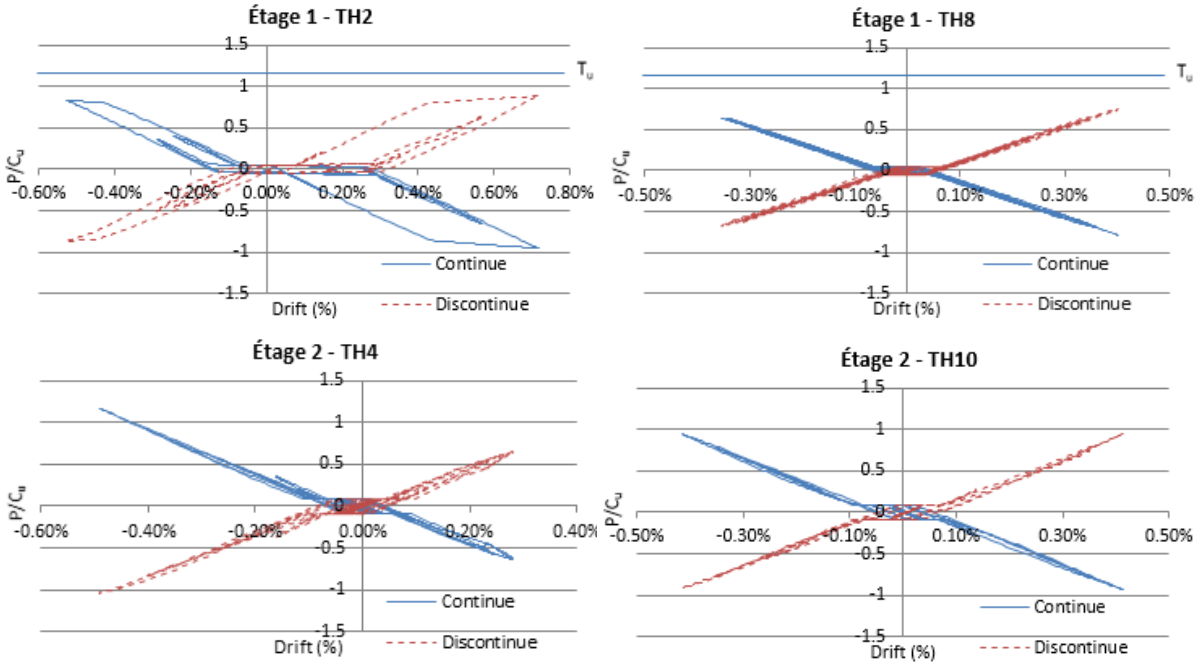


Figure 6-10 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/C-CCxM

Il se peut que l'écrouissage issu du cisaillement des boulons conduise à un effort P_{max} 3% supérieur à l'effort $C_{u,OS}$ trouvé avec le *Push-Over* pour Montréal de catégorie E lorsque le déplacement inter-étage est très important. Ceci a causé parfois la rupture en cisaillement des boulons comme le montre la Figure 6-11 (effort dans la diagonale tombe à zéro après la rupture). La rupture, qui se produit par cisaillement des boulons, sera étudiée plus en détail dans la section suivante.

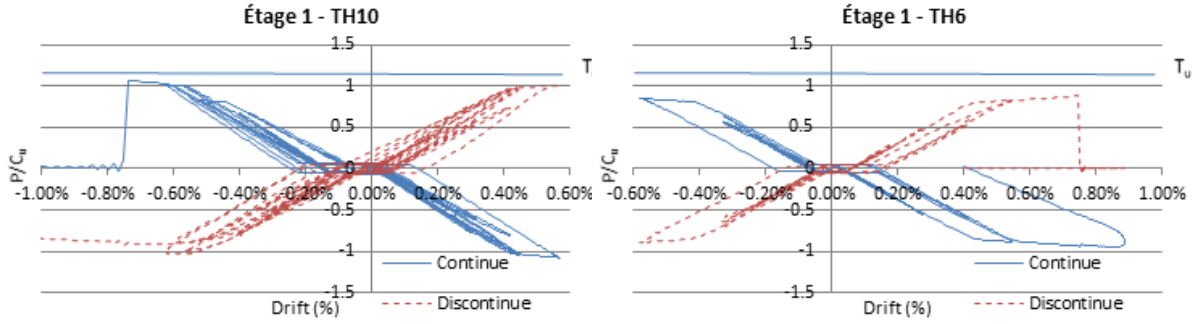


Figure 6-11 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/C-CCxM

Aussi, nous avons vu dans le Tableau 6-19, qu'un seul flambement a lieu pour la diagonale discontinue sur le sol de catégorie E où l'on trouve un rapport P_{max}/C_u de 1.06 pour l'analyse dynamique au lieu de 1.04 avec l'analyse statique. Ce même écart est constaté pour la diagonale discontinue des contreventements des bâtiments localisés à Victoria sur les sols de catégorie C et E où, comme il a déjà été discuté, un mécanisme à trois rotules se produit sur l'un des deux segments.

Le cisaillement des boulons gouverne aussi pour la diagonale continue du premier étage des contreventements situés à Victoria comme présenté aux Figure 6-12 et Figure 6-13, ce qui explique les valeurs semblables pour les différentes statistiques dans le Tableau 6-16. Alors que la conception T/C-CCxM prévoyait un comportement adéquat pour les assemblages des diagonales continues, on a observé une rupture en cisaillement des boulons, donc de l'assemblage, lorsque les structures étaient soumises à un séisme. Les efforts maximums en compression enregistrés dans les diagonales discontinues du premier étage aux $50^{ème}$, $84^{ème}$ et $100^{ème}$ centiles sont semblables. Il s'agit là de l'effort maximal $C_{u,OS}/C_u$ que peut reprendre l'assemblage avant de flamber selon le mode M4 qui est pratiquement toujours atteint, comme le montre la Figure 6-12. L'apparition de ce mécanisme à trois rotules implique que la rigidité de la diagonale ne participe plus à la reprise des charges horizontales lors du séisme. Il en découle que la résistance post-flambement dépend de la résistance en compression de l'assemblage plutôt que de la diagonale.

Cette figure montre aussi que les hystérésis ne permettent pas de comprendre à elles seules quel est le comportement sismique de la diagonale discontinue. Par exemple, pour l'accélérogramme TH7, il y a un flambement soudain au premier étage selon un mécanisme à trois rotules, alors que l'accélérogramme TH12 au même étage présente un flambement progressif représentant le flambement de la diagonale. Afin d'expliquer ces différences de flambement, on étudie dans la section suivante la réponse animée des différents accélérogrammes.

Comme pour la conception en T/C – CCS, une légère sur-résistance de 5% est observée entre l'analyse statique et l'analyse dynamique.

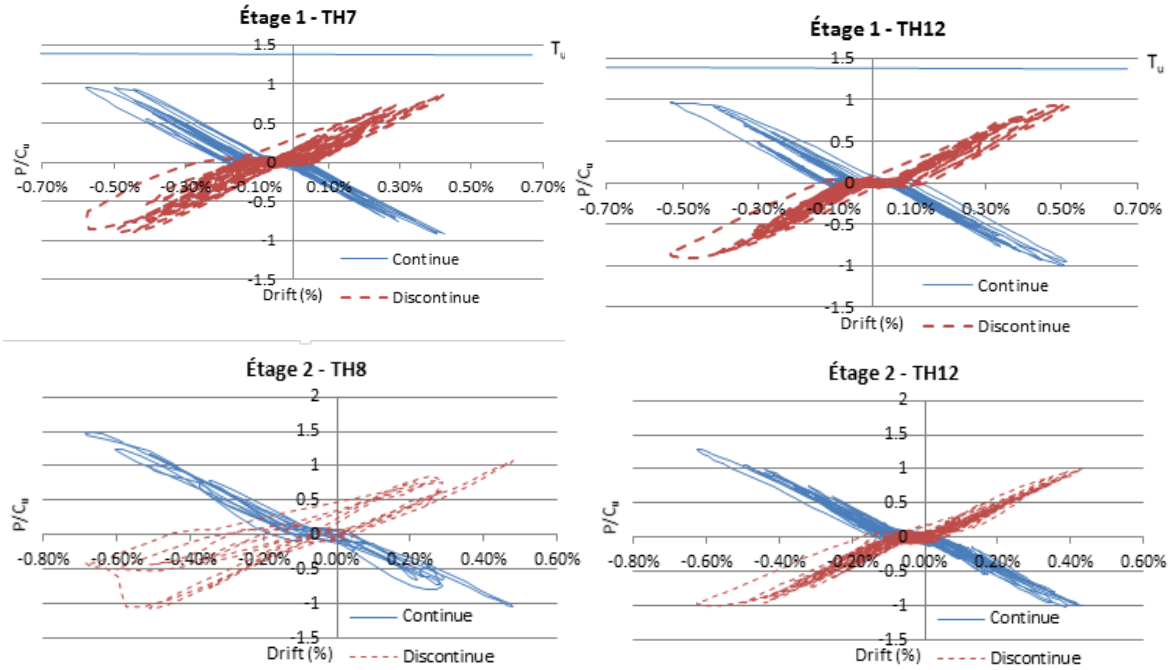


Figure 6-12 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/C-CCxM

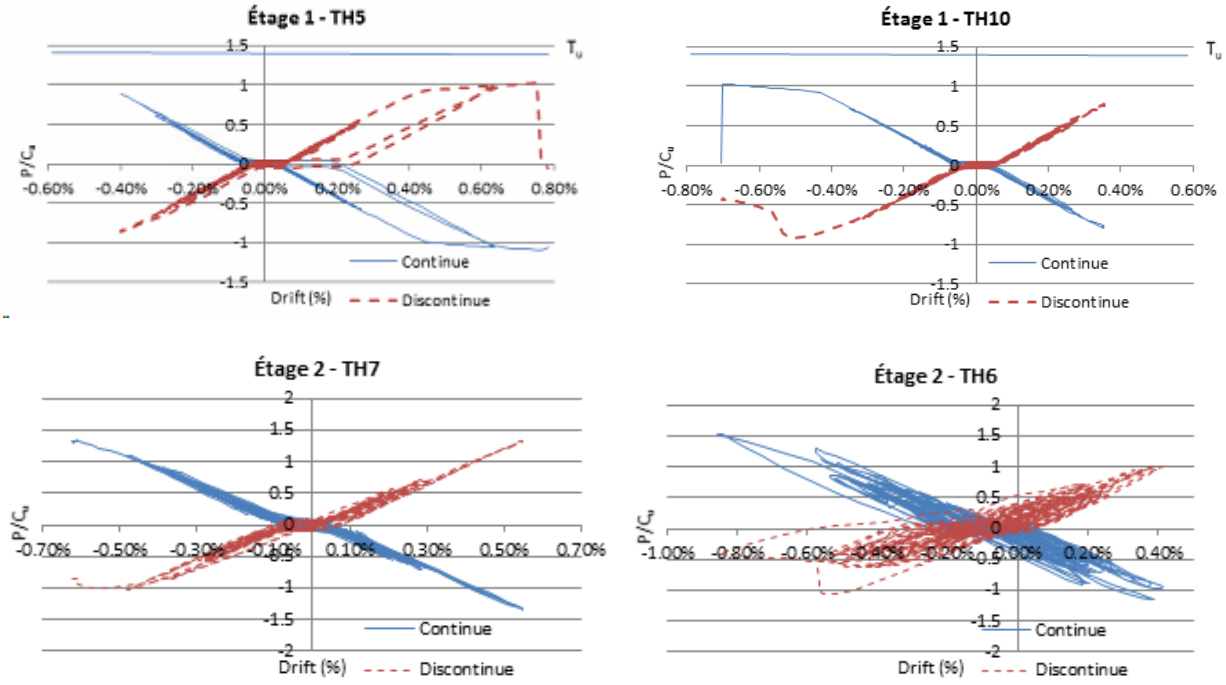


Figure 6-13 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/C-CCxM

On peut voir sur les Figure 6-12 et Figure 6-13 que le mécanisme à trois rotules se produit généralement à un déplacement inter-étage supérieur ou égal à 0.50% h_x. Au cycle suivant, la résistance post-flambement de la diagonale discontinue est limitée par la résistance plastique en flexion de l'assemblage central qui est beaucoup plus faible.

Enfin le Tableau 6-18 nous donne les déplacements inter-étages. Dans le cas du deuxième étage, les statistiques des déplacements sont relativement plus faibles que celles obtenues pour la conception de type T/C – CCS étant donné que la rupture au premier étage réduit la sollicitation sismique imposée au second étage. Il est de ce fait plus pertinent de s'intéresser au premier étage seulement. Dans le cas de Montréal pour un sol de catégorie C, aucune rupture ne s'est produite. En comparant les déplacements inter-étage avec ceux d'un dimensionnement de type T/C-CCS, un écart moyen de 3% seulement est constaté. Pour les autres bâtiments, le $100^{ème}$ centile donne un déplacement inter-étage à la rupture des boulons en cisaillement d'environ 0.80% h_s, alors que les $50^{ème}$ et $84^{ème}$ centiles montrent un déplacement inter-étage plus important que pour la conception de type T/C - CCS. Comme il a été vu dans la section 6.1.1 sur l'étude de la période fondamentale, la rigidité de la structure diminue lorsque la rigidité flexionnelle de l'assemblage diminue, comme c'est le cas avec les assemblages de type CCxM lorsque comparés aux assemblages de type CCS, ce qui donne lieu à des déplacements inter-étage plus élevés. Finalement, on ne peut tirer aucune conclusion sur l'acceptabilité d'un mécanisme à trois rotules puisque la rupture en traction s'est produite à un déplacement inter-étage inférieur à celui atteint avec un dimensionnement de type T/C-CCS.

6.3.2 Modes de flambement

Les modes de flambement à chaque étage pour la diagonale discontinue sont présentés au Tableau 6-19 et illustrés à la Figure 6-14. Sur le Tableau 6-19 n'est pas présenté le mode de flambement du bâtiment situé à Montréal sur un sol de catégorie C, car le mécanisme à trois rotules n'a pas été observé.

Tableau 6-19 Mode de flambement des diagonales discontinues pour le type T/C - CCxM

E – Montréal			C – Victoria			E – Victoria		
	Étage 1	Étage 2		Étage 1	Étage 2		Étage 1	Étage 2
TH1	N/A	N/A	TH2	segment supérieur M4	segment supérieur M3	TH1	N/A	N/A
TH2	N/A	segment inférieur M4	TH4	segment supérieur M4	N/A	TH4	N/A	N/A
TH3	N/A	N/A	TH6	segment supérieur M4	N/A	TH5	N/A	N/A
TH5	N/A	N/A	TH7	segment inférieur M4	N/A	TH6	segment inférieur M3	segment inférieur M4
TH6	N/A	segment supérieur M3	TH8	segment inférieur M3	segment inférieur M4	TH7	segment inférieur M3	segment supérieur M3
TH7	N/A	N/A	TH10	N/A	N/A	TH9	segment supérieur M4	N/A
TH8	N/A	N/A	TH12	segment inférieur M3	segment inférieur M3	TH10	segment inférieur M4	N/A
TH9	N/A	N/A	TH13	N/A	N/A	TH14	segment inférieur M3	N/A
TH10	N/A	N/A	TH16	segment inférieur M3	N/A	TH19	N/A	N/A
TH11	N/A	N/A	TH17	segment supérieur M4	N/A	TH20	segment inférieur M4	segment inférieur M4

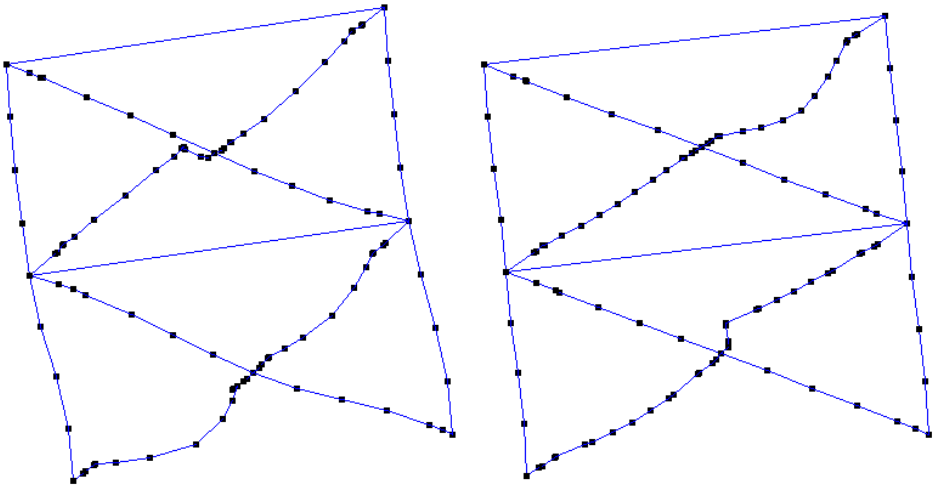


Figure 6-14 Modes de flambement généralement observés des diagonales discontinues de contreventement en X à cisaillement simple de type T/C-CCS (déformation amplifiée)

Sur les représentations de la Figure 6-14, on constate que le mode de flambement n'est pas le même pour une même diagonale, certaines sont contrôlées par le flambement en flexion de d'un segment (M3) alors que d'autres se produisent selon le mécanisme à trois rotules (M3). De plus, l'instabilité peut se produire dans l'un ou l'autre, ou dans les deux segments de la diagonale discontinue. Ceci indique que la résistance au flambement dans les deux modes est proche, peu importe le segment de diagonale, et que le mode de flambement selon cette approche de conception T/C – CCxM est imprévisible et ne peut donc pas être contrôlé. Généralement, pour l'étage 1, le segment supérieur commence par flamber hors plan sur sa longueur, puis des déformations inélastiques apparaissent dans l'assemblage, ce qui engendre un mécanisme à trois rotules (M3) alors que le segment inférieur de la diagonale discontinue flambe sur sa longueur sans atteindre le flambement de l'assemblage. L'inverse s'applique pour l'étage 2. Une raison pour expliquer ce phénomène est la longueur effective qui n'est pas exactement la même entre les deux segments car elle varie selon la hauteur de la poutre. Ce paramètre peut influencer le mode de flambement : dans le cas où la longueur du segment de diagonale est plus petite, la demi-membrure est alors capable de supporter un effort C_u plus grand que celui que peut reprendre l'assemblage. Une deuxième raison est la condition aux frontières de ces segments de diagonale. En effet, le segment inférieur du deuxième étage a une résistance accrue dû à la connexion rigide poutre-colonne qui retient l'une de ses extrémités, tout comme pour le segment supérieur de l'étage 1.

Cependant, 4 analyses suggèrent une autre raison pouvant donner lieu au flambement de la connexion (mode M4) plutôt que de la diagonale (mode M3) : accélérogrammes TH7 et TH12 pour Victoria sur sol de catégorie C et accélérogrammes TH10 et TH20 pour Victoria sur sol de catégorie E. Pour ces cas, on a observé un comportement inverse à celui généralement constaté. Pour comprendre ce phénomène, un capteur (*Recorder*) a été placé sur l'élément représentant l'espace libre entre l'assemblage et la diagonale, comme l'illustre la Figure 6-15. Ce capteur enregistre le moment local et la rotation plastique dans la plaque de transfert de la connexion centrale. Le moment est normalisé par rapport à la résistance probable en flexion de la plaque de transfert calculée à l'aide l'équation (4-16). Les Figure 6-16 et Figure 6-17 montrent les courbes moment-rotation dans la plaque de transfert du bâtiment situé à Victoria sur un sol de catégorie C lorsque soumis aux accélérogrammes TH7, TH8 et TH12. L'accélérogramme TH8 est examiné pour comparaison puisqu'il donne lieu au comportement généralement observé sur ce site.

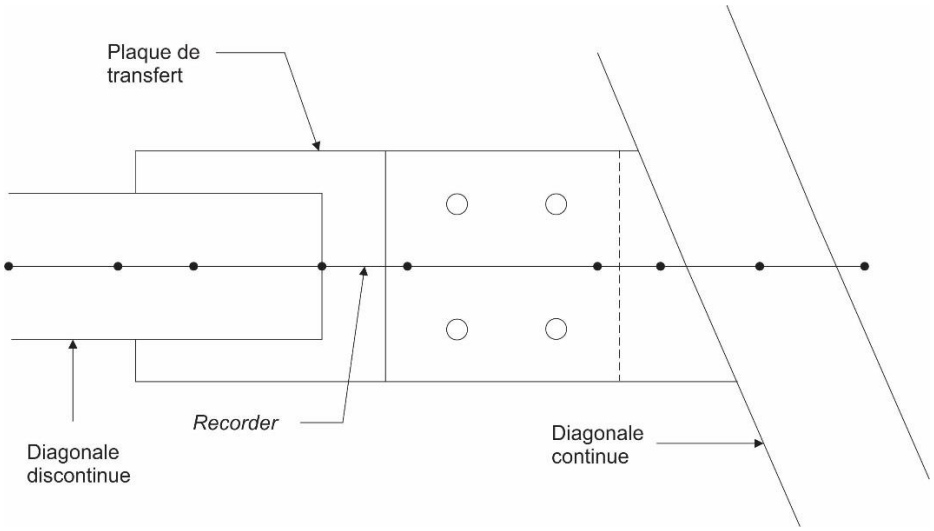


Figure 6-15 Représentation de l'assemblage en éléments finis et position du capteur pour étudier pour la rotation plastique

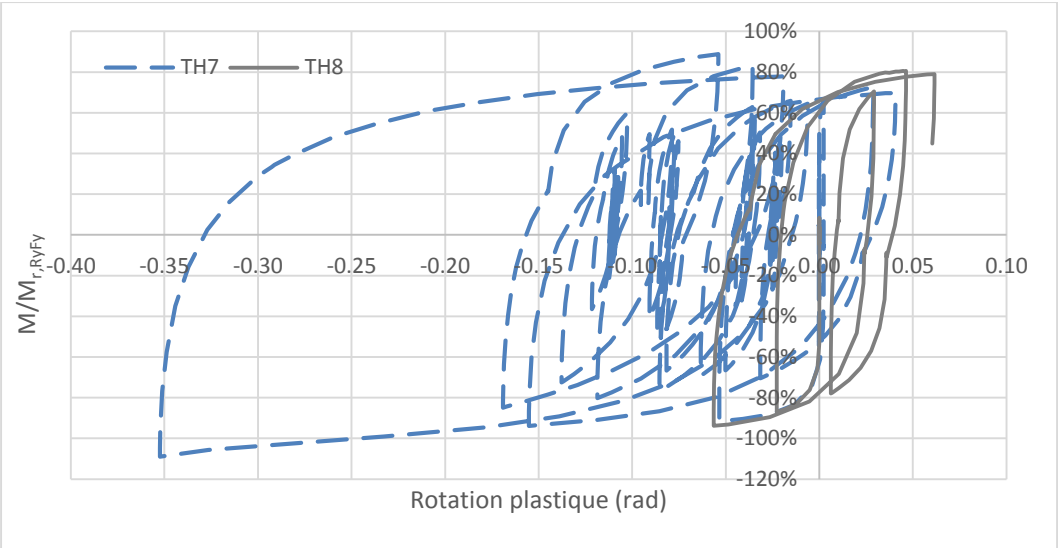


Figure 6-16 Courbe Moment-Rotation de la plaque de transfert de la connexion centrale au premier étage du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/C-CCxM

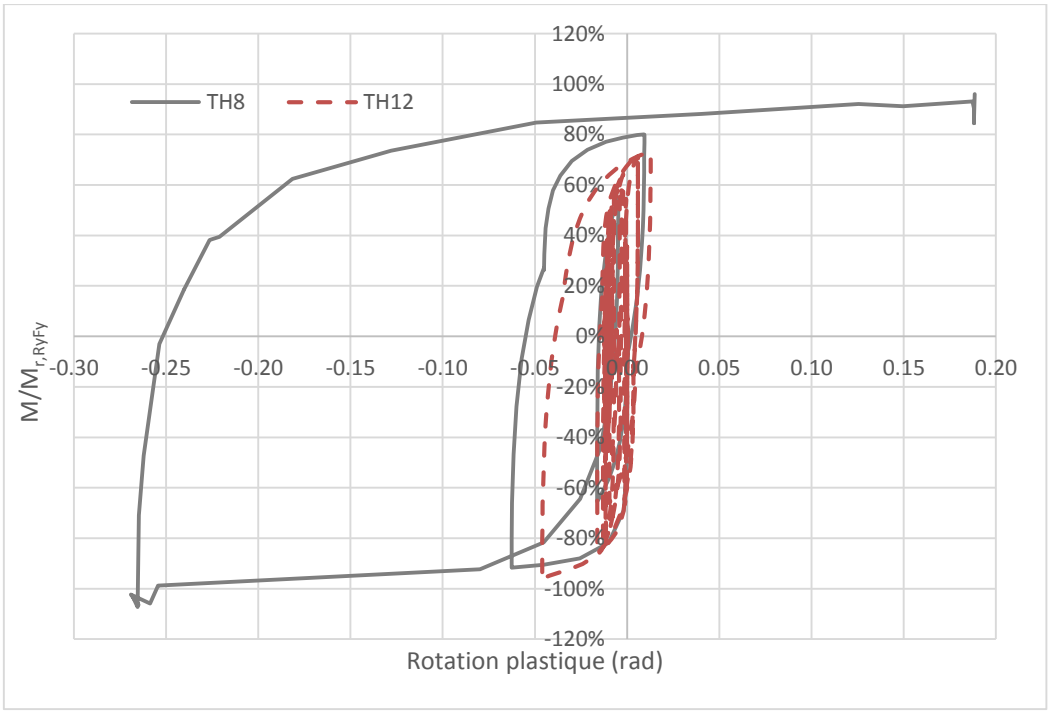


Figure 6-17 Courbe Moment-Rotation de la plaque de transfert de la connexion centrale au deuxième étage du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/C-CCxM

La Figure 6-16 montre que l'assemblage a subi de nombreux cycles de traction-compression sous l'accélérogramme TH7. Après quelques cycles de faible amplitude, on note un flambement de grande amplitude tel que reflété par la plaque qui atteint sa résistance en flexion probable et subit une grande rotation plastique. À l'inverse, l'accélérogramme TH8 offre de faibles cycles de traction-compression qui n'affecte pas sévèrement la rotation dans l'assemblage. Dans ce cas, le moment résistant probable en flexion n'a pas été atteint et le flambement s'est produit sur la demi-longueur de la diagonale discontinue. Ainsi, l'accélérogramme TH7 est plus sévère que les autres accélérogrammes du site Victoria de catégorie de sol C et montre que l'assemblage ne peut résister en compression sous des séismes sévères. Le même phénomène se produit pour les accélérogrammes TH10 et TH20 associés au site Victoria de catégorie de sol E. L'accélérogramme TH12 sollicite moins la structure au niveau du deuxième étage comparé à l'accélérogramme TH8 et le moment maximum que peut supporter la plaque de transfert n'est pas atteint. Dans ce cas-là, l'accélérogramme TH12 a été moins sévère que les autres accélérogrammes du site Victoria de catégorie de sol C. De ce fait, le flambement original de certaines diagonales par rapport au comportement général observé vient de la sévérité du séisme qui peut conduire à des sollicitations plus importantes en flexion pour un même effort en compression.

6.3.3 Rupture en traction

La Figure 6-18 présente la rupture en traction par cisaillement des boulons qui est modélisée par l'élément *ZeroLength* introduit à l'extrémité des diagonales. Lorsque la rupture se produit, l'étirement anormalement important de l'élément *ZeroLength* indique que la rupture s'est produite, que l'effort est tombé à zéro et qu'une grande déformation se développe.

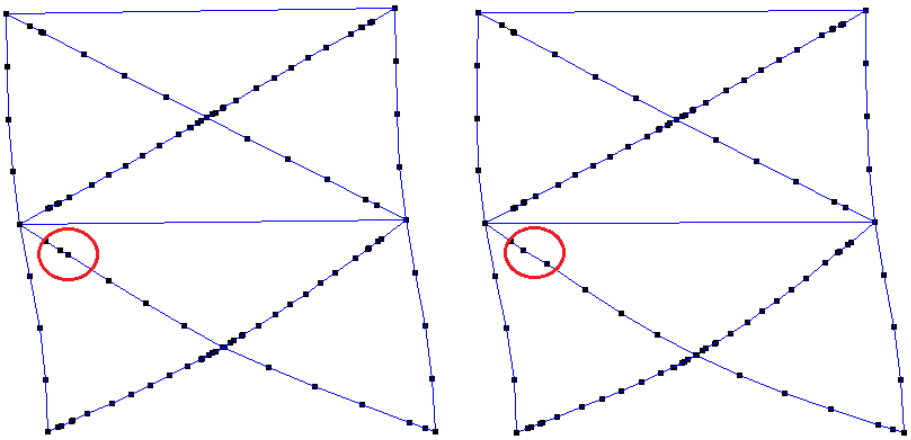


Figure 6-18 Modélisation de la rupture en cisaillement des boulons sur la diagonale discontinue

La Figure 6-19 donne un aperçu de la sollicitation maximale de la ductilité en cisaillement imposée aux boulons par tous les accélérogrammes pour les 4 combinaisons de site et de catégorie d'emplacement. Ces courbes montrent que le risque de rupture en traction de l'assemblage est beaucoup plus important que dans le cas d'un assemblage de type T/C – CCS. Le site Montréal sur sol de catégorie C fait cependant exception. Bien que l'accélérogramme TH12 conduise l'assemblage proche de la rupture, aucune connexion n'a subi la fracture complète par cisaillement des boulons. Pour certains séismes, le plateau ductile n'est même pas atteint. Ce constat suggère à nouveau que les données sismiques pour cet emplacement sont plus exigeantes que la réalité, ce qui donne lieu à une conception (trop?) conservatrice. La situation est différente pour les autres sites. En effet, quatre ruptures ont eu lieu sur les dix accélérogrammes étudiés pour le site Montréal sur sol de catégorie E, deux ruptures pour Victoria sur sol de catégorie C et 6 ruptures pour Victoria sur sol de catégorie E.

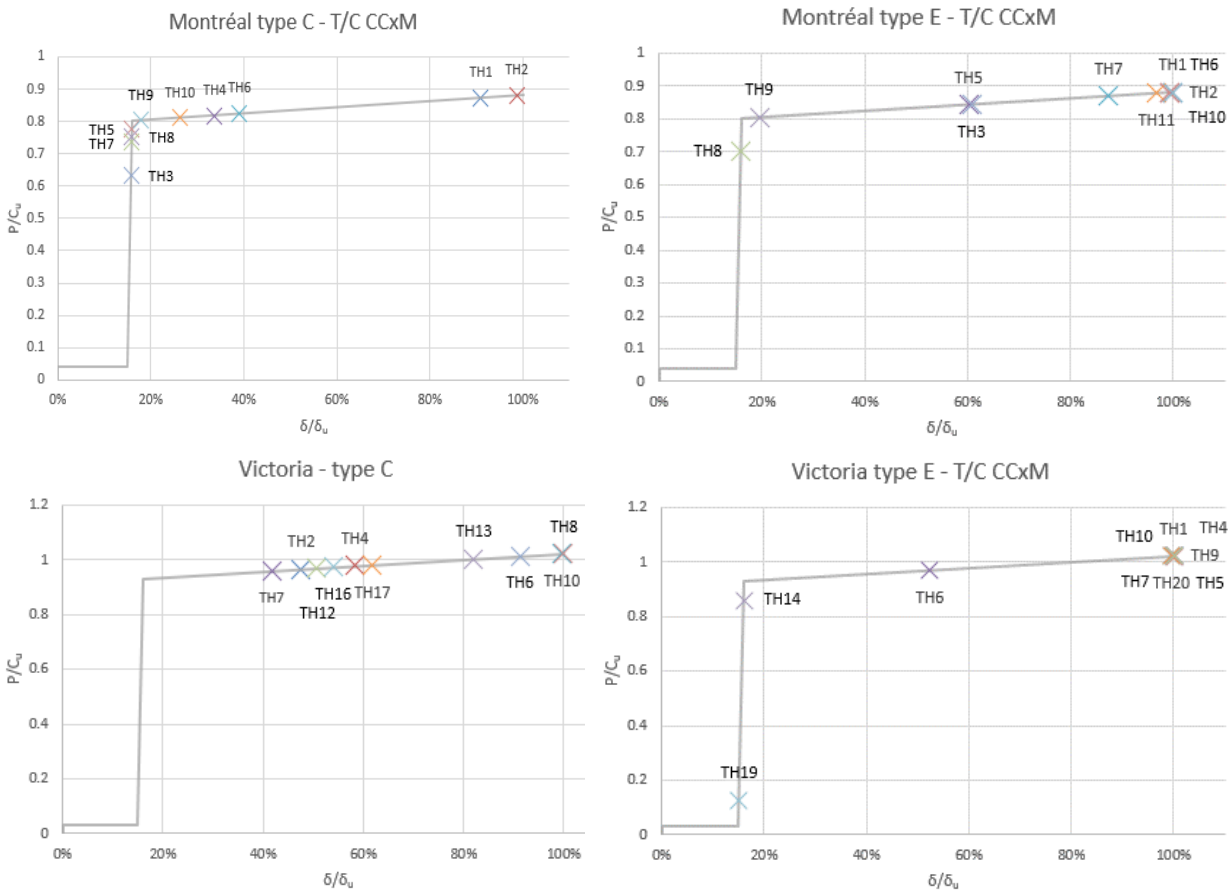


Figure 6-19 Sollicitation maximale de la ductilité du mode de rupture associé aux assemblages de type T/C – CCxM pour chaque accélérogramme

6.3.4 Conclusion sur la conception en T/C-CCxM

Excepté pour un emplacement de catégorie C à Montréal où la structure a montré en comportement satisfaisant pour les diagonales en traction et en compression, les diagonales discontinues dans les bâtiments situés à Montréal sur un sol de catégorie E et à Victoria pour des emplacements de catégorie C et E ont subi un mécanisme hors plan à trois rotules sur un de leurs segments à un déplacement inter-étages d'environ 0.50%. Ce mode d'instabilité s'est initié par une flexion de la plaque de transfert sur l'espace libre e_i dans la connexion centrale, flexion qui s'est amplifiée pour un des deux segments avec l'apparition d'une rotule plastique au même endroit accompagnée par une flexion dans la plaque de transfert d'extrémité et dans l'espace e_{rp} de la plaque de gousset de la connexion centrale. À ce moment-là, la diagonale dépend seulement de la rigidité de l'assemblage et plus du profilé. (mode M4). Dans la plupart des cas, la diagonale continue est restée

élastique, les efforts dans la diagonale étant limités par la déformation plastique et la rupture en cisaillement des boulons des assemblages.

Pour la diagonale du premier étage seulement, le cisaillement des boulons a gouverné par rapport à la plastification en traction de la section brute des profilés, provoquant la rupture à plusieurs reprises à un déplacement inter-étages d'environ 0.80%, sauf pour la structure sur un site C à Montréal où aucune rupture ne s'est produite. L'exigence de la norme CSA S16 de concevoir les assemblages pour développer un mode de rupture ductile est donc justifiée si l'effort de conception est posé égal à C_f. En effet, comme mentionné précédemment, une rupture ductile permet d'accommoder les déplacements inter-étages tout en limitant les efforts dans les diagonales et les assemblages. De plus, lorsque l'on considére la limite élastique probable de l'acier, la diagonale peut développer des efforts plus importants et donc solliciter des modes de rupture critiques (non ductiles) en traction de l'assemblage et développer un mécanisme d'instabilité à trois rotules pour la diagonale discontinue. Cependant, bien que le cisaillement des boulons soit considéré comme une rupture en traction non ductile, on a observé que la capacité de déformation plastique qui lui est associée a permis de développer un déplacement inter-étages conséquent avant la rupture. On suggère pour des recherches futures d'examiner plus en détail la possibilité d'exploiter cette ductilité plutôt que de chercher à éviter ce mode de rupture, car cette approche pourrait permettre d'obtenir un dimensionnement plus économique. On recommande aussi d'examiner la possibilité de concevoir les assemblages pour résister à une force égale à C_u plutôt que C_r, sans exiger un mode de rupture ductile. De cette façon, on préviendrait un flambement selon le mode M4 et la ductilité du mode de rupture par cisaillement des boulons pourrait être utilisée pour limiter les efforts dans les diagonales et assemblages tout en accommodant les déformations plastiques sans risque de rupture. Le dimensionnement serait alors plus économique et resterait réaliste.

6.4 Conception en T/O et CCS

Cette section porte sur le dimensionnement en Tension/Seulement avec une charge de conception amplifiée par le facteur R_d.

6.4.1 Comportement sismique

Le dimensionnement des plaques pour ce type d'assemblage est ce que l'on retrouve le plus couramment en pratique. Notamment, les observations et résultats apportés dans cette partie sont

en corrélation avec celles des études en laboratoire de Gélinas (2013). En effet, les assemblages à cisaillement simple des spécimens 7 et 8 ont été dimensionnés en T/O-CCS. Une amplification de l'effort de conception est prise en compte, mais la vérification de la résistance en compression-flexion n'est pas forcément validée.

Contrairement au contreventement en T/C-CCxM où la résistance probable en compression de la diagonale discontinue selon le mode M4 (3 rotules) était proche de la résistance au flambement de la demi-membrure de la diagonale (mode M3), le dimensionnement en T/O – CCS implique un assemblage plus faible et, par conséquent, un mécanisme d'instabilité à trois rotules (mode M4) est observé à un effort de compression égal, en moyenne, à 0.60% de C_u. Même si la diagonale discontinue subit plusieurs cycles de flambement avec apparition d'un mécanisme à trois rotules, elle peut toujours fournir un support hors plan assez rigide pour amener la diagonale continue à flamber sur sa demi-longueur, soit selon le mode M2. Ces phénomènes sont illustrés à la Figure 6-20. Pour le bâtiment à Victoria sur un sol de catégorie E, un accélérogramme a cependant causé un mode de flambement M5 à un déplacement inter-étage de 0.95% h_x, tel que l'illustre la Figure 6-21 et la Figure 6-22. Dans ce cas, la Figure 6-22 montre que la résistance au flambement de l'assemblage de la diagonale continue est 40% plus élevée que celle de l'assemblage de la diagonale discontinue. Finalement, pour tous les sites, certains accélérogrammes ont causé la rupture par fatigue des plaques de transfert en traction. Ce mode de rupture est étudié plus bas.

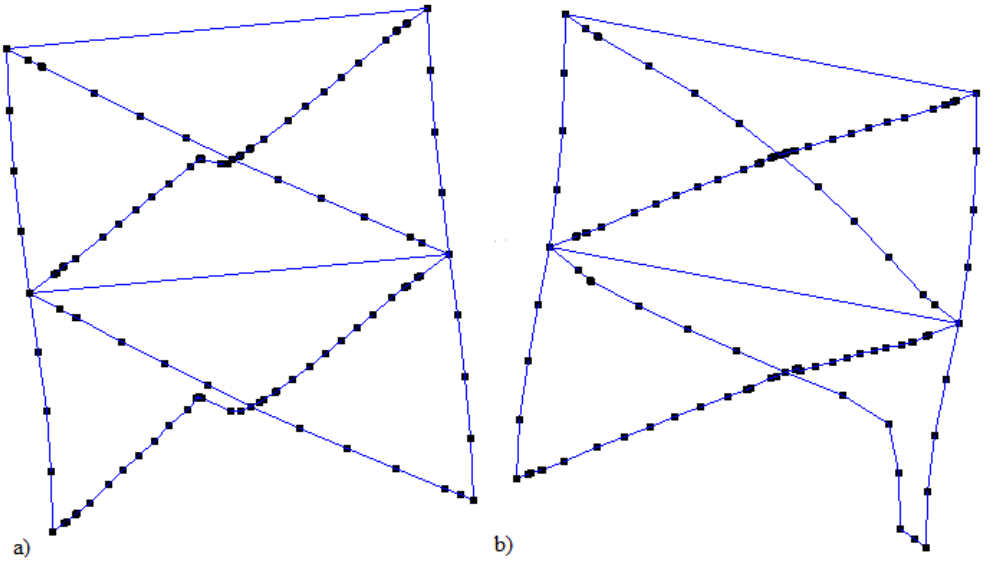


Figure 6-20 Mode de flambement des diagonales a) discontinues et b) continues de contreventements en X de type T/O-CCS (déformation amplifiée)

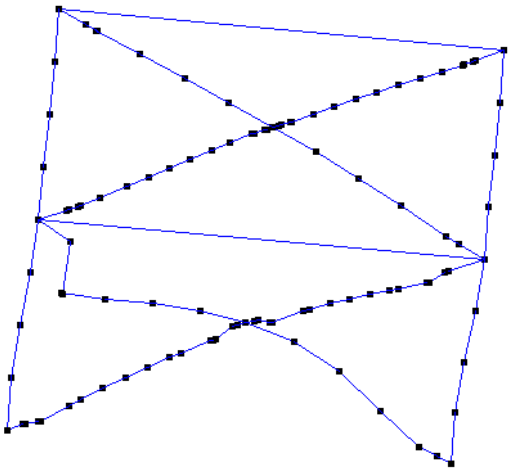


Figure 6-21 Flambement selon le mode M5 de la diagonale continue pour la conception T/O – CCS observé sur le site Victoria E

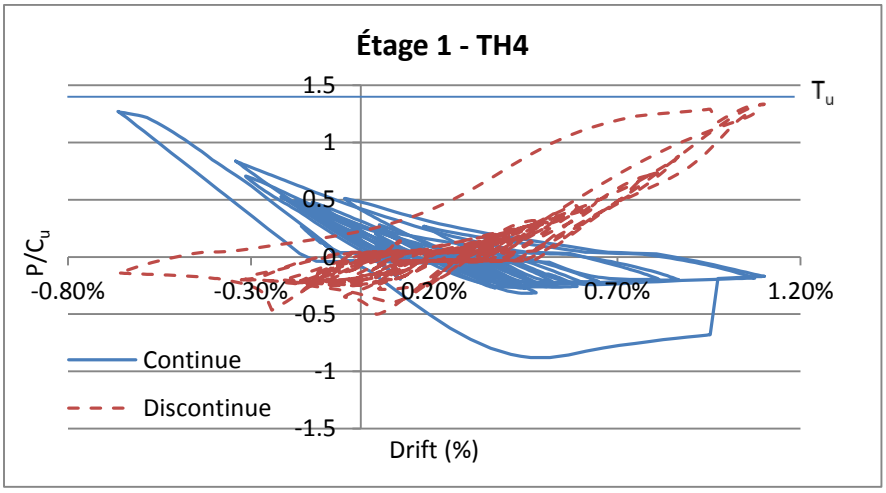


Figure 6-22 Courbe hystérétique atypique du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCS

Afin d'avoir une lecture compréhensible des tableaux des statistiques des accélérogrammes, une analyse statique non linéaire (*Push-Over*) a été réalisée pour chaque structure afin de déterminer l'effort maximal en compression de chaque profilé et/ou assemblage. Les valeurs obtenues de ces analyses sont reportées au Tableau 6-20. Ce tableau montre que les assemblages flambent toujours pour la diagonale discontinue. Les rapports $C_{u,OS}/C_u$ obtenus sont pratiquement les mêmes que les rapports anticipés $C_{f,umax}/C_u$ au Tableau 6-3 pour les profilés HSS 178x178x4.8 et HSS 152x152x8.0. En revanche, un écart 13% plus important (0.66 au lieu de 0.58) est présent pour le profilé HSS 127x127x4.8. Davaran et al. (2014) ont comparé les résistances au flambement

inélastique obtenues d'analyses OpenSees à celles prédites avec la méthode de dimensionnement de l'AISC (K = 1.2). Cette comparaison est présentée à la Figure 6-23.

Tableau 6-20 Résistance en compression des diagonales sur OpenSees dans le cas T/O-CCS (* : flambement de l'assemblage)

	Continue			Discontinue		
	$C_{u,OS}$	$C_{u,OS}/C_r$	$C_{u,OS}/C_u$	$C_{u,OS}$	$C_{u,OS}/C_r$	$C_{u,OS}/C_u$
HSS 127x127x4.8	641	1.56	1.03	410*	1.00	0.66
HSS 178x178x4.8	1125	1.45	0.90	602*	0.77	0.48
HSS 152x152x8.0	1436	1.54	0.99	696*	0.75	0.48

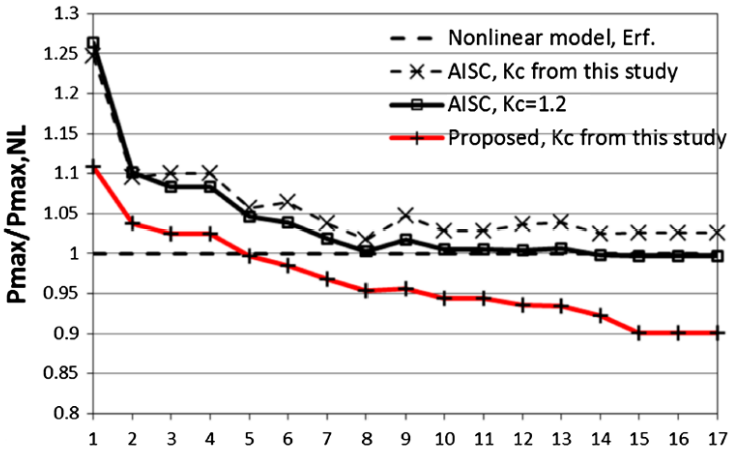


Figure 6-23 Comparaison des résistances au flambement inélastiques de la diagonale discontinue, tiré de Davaran (2014)

Les profilés nos. 1, 4, 8 et 14 et 17 ont, respectivement, une aire de 1570, 2170, 3020, 4440 et 4890 mm^2. Comme le montre la figure, les profilés ayant une section dont l'aire est relativement faible ont une résistance au flambement supérieure à celle trouvée lors du dimensionnement en utilisant l'équation d'interaction de l'AISC. Le profilé HSS 127x127x4.8 a une aire de 2280 mm^2, ce qui est proche du profilé no. 4 qui est parmi les profilés ayant une faible section. Ceci corrobore la sur-

résistance observée dans ce projet entre l'analyse OpenSees et la prédiction de la méthode de dimensionnement de l'AISC.

Aussi, le Tableau 6-20 indique que la résistance de la diagonale continue diminue aussi avec la décroissance de la rigidité flexionnelle des assemblages mais surtout lorsque la longueur de l'assemblage augmente. En effet, la longueur effective de la membrure est alors augmentée, diminuant sa capacité de résistance en compression.

Les Tableau 6-21 à Tableau 6-25 donnent les statistiques des efforts maximums en traction et en compression pour chaque diagonale selon le site et la catégorie de sol ainsi que les statistiques des déplacements inter-étages.

Tableau 6-21 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/O-CCS

		P_{max}/C_r			P_{max}/C_u		
		50^{th}	84^{th}	100^{th}	50^{th}	84^{th}	100^{th}
Étage 2 HSS 127x127x4.8	Diagonale continue Traction	1.24	1.68	2.03	0.82	1.11	1.35
	Diagonale continue Compression	1.21	1.32	1.41	0.80	0.87	0.93
	Diagonale discontinue Traction	1.13	1.25	1.34	0.75	0.82	0.89
	Diagonale discontinue Compression	1.00	1.00	1.00	0.66	0.66	0.66
Étage 1 HSS 178x178x1.8	Diagonale continue Traction	1.54	1.72	1.74	0.95	1.07	1.08
	Diagonale continue Compression	1.20	1.35	1.45	0.75	0.83	0.90
	Diagonale discontinue Traction	1.03	1.25	1.76	0.64	0.77	1.09
	Diagonale discontinue Compression	0.81	0.82	0.97	0.50	0.51	0.60

Tableau 6-22 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCS

		P_{max}/C_r			P_{max}/C_u		
		50th	84th	100th	50th	84th	100th
Étage 2 HSS 127x127x4.8	Diagonale continue Traction	1.29	1.66	2.15	0.85	1.10	1.42
	Diagonale continue Compression	1.36	1.43	1.44	0.90	0.94	0.95
	Diagonale discontinue Traction	1.26	1.34	1.41	0.83	0.89	0.93
	Diagonale discontinue Compression	1.01	1.04	1.08	0.67	0.69	0.71
Étage 1 HSS 178x178x4.8	Diagonale continue Traction	1.80	1.97	2.03	1.11	1.22	1.26
	Diagonale continue Compression	1.33	1.40	1.42	0.82	0.87	0.88
	Diagonale discontinue Traction	1.43	1.77	1.86	0.89	1.10	1.15
	Diagonale discontinue Compression	0.82	0.82	0.98	0.51	0.51	0.61

Tableau 6-23 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/O-CCS

		P_{max}/C_r			P_{max}/C_u		
		50th	84th	100th	50th	84th	100th
Étage 2 HSS 127x127x4.8	Diagonale continue Traction	1.81	2.00	2.15	1.19	1.32	1.42
	Diagonale continue Compression	1.50	1.52	1.53	0.99	1.01	1.01
	Diagonale discontinue Traction	1.62	1.82	1.96	1.07	1.20	1.30
	Diagonale discontinue Compression	0.98	0.99	1.00	0.65	0.65	0.66
Étage 1 HSS 152x152x8.0	Diagonale continue Traction	2.00	2.29	2.36	1.24	1.42	1.46
	Diagonale continue Compression	1.41	1.48	1.49	0.88	0.91	0.93
	Diagonale discontinue Traction	1.71	1.91	2.06	1.06	1.18	1.28
	Diagonale discontinue Compression	0.77	0.80	0.80	0.48	0.49	0.49

Tableau 6-24 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCS

		P_{max}/C_r			P_{max}/C_u		
		50th	84th	100th	50th	84th	100th
Étage 2 HSS 127x127x4.8	Diagonale continue Traction	1.78	2.15	2.23	1.18	1.42	1.48
	Diagonale continue Compression	1.52	1.55	1.56	1.00	1.02	103
	Diagonale discontinue Traction	1.67	1.83	1.99	1.11	1.21	1.32
	Diagonale discontinue Compression	1.00	1.05	1.26	0.66	0.69	0.84
Étage 1 HSS 152x152x8.0	Diagonale continue Traction	1.98	2.13	2.37	1.23	1.32	1.47
	Diagonale continue Compression	1.42	1.46	1.48	0.88	0.91	0.91
	Diagonale discontinue Traction	1.65	1.94	2.16	1.02	1.20	1.34
	Diagonale discontinue Compression	0.78	0.81	0.82	0.48	0.50	0.51

Tableau 6-25 Statistiques des déplacements inter-étage des bâtiments associés au dimensionnement T/O – CCS issus des analyses OpenSees

		Déplacement inter-étage (% h_x)		
		50^{th}	84^{th}	100^{th}
Étage 2	C – Montréal	0.406%	0.474%	0.605%
	E – Montréal	0.448%	0.507%	0.740%
	C – Victoria	0.579%	0.714%	0.787%
	E – Victoria	0.661%	0.774%	0.816%
Étage 1	C – Montréal	0.531%	0.612%	0.757%
	E – Montréal	0.770%	0.940%	0.977%
	C – Victoria	0.751%	1.069%	1.155%
	E – Victoria	0.756%	0.995%	1.251%

Comme pour les assemblages précédents, un écart inférieur de 5% est présent entre les rapports P_{max}/C_u et $C_{u,OS}/C_u$.

De manière générale, la diagonale continue est beaucoup plus sollicitée en traction et en compression comparée à la diagonale discontinue, cette dernière reprenant quasiment toute la force sismique latérale. En effet, puisque les plaquesde la connexion centrale ont une rigidité flexionnelle très faible, la diagonale discontinue n'est pas capable de reprendre un effort égal à C_u et un mécanisme à trois rotules (mode M4) se produit à un déplacement inter-étage d'environ 0.30% h_x dans tous les cas. Cela implique que la diagonale tendue, ici la diagonale continue, doive reprendre un grand effort en traction. Par contre la résistance en traction de la diagonale discontinue est bonne et les deux diagonales se partage la charge sismique lorsque la diagonale discontinue est en traction comme on peut le voir à la Figure 6-25. Les accélérogrammes présentés n'étant pas les mêmes, la sollicitation en traction de la diagonale discontinue n'est pas la même.

Pour Montréal, on constate que le rapport en compression au 100ème centile pour la diagonale discontinue du premier étage est de 25% plus élevé que celui trouvé par analyse statique, soit 0.60 au lieu de 0.48. Ceci s'explique par le fait que seulement un accélérogramme pour chaque catégorie de sol fait intervenir cette sur-résistance, tous les autres signaux se limitant à solliciter les diagonales jusqu'à un niveau 0.5 C_u. Ce phénomène s'explique à l'aide de la Figure 6-24 qui illustre le comportement de la diagonale discontinue des bâtiments localisés à Montréal pour deux catégories de sol.

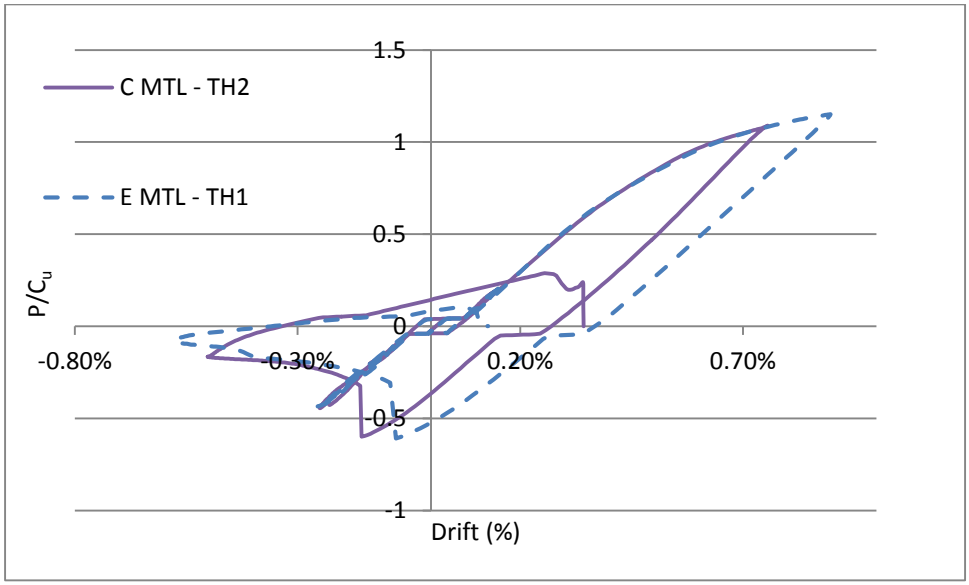


Figure 6-24 Sur-résistance en compression atypique de la diagonale discontinue selon le mode M4 (T/O-CCS)

Pour les deux analyses montrées, les séismes donnent lieu à une sollicitation importante qui s'est fait précédemment en traction : la plastification se produit dans la plaque de transfert et, dû à l'effet de l'écrouissage, la résistance de l'acier est augmentée, ce qui permet à la plaque de résister à un moment plus élevé et à la diagonale discontinue de reprendre un effort de compression un peu plus important avant de flamber selon le mode M4.

Pour le bâtiment situé à Montréal sur un sol de catégorie C, les diagonales continues des deux étages restent élastiques sous tous les séismes sauf dans un cas où la membrure du premier étage a flambé selon le mode M2. Comme on peut le voir dans le Tableau 6-21, le rapport P_{max}/C_u de 0.90 correspondant au 100ème centile est proche du rapport $C_{u,OS}/C_u$ de 0.92. Ce mode se traduit dans un premier temps par le flambement sur toute la longueur de la membrure puis, sous un déplacement

latéral plus important et suit au développement d'un effort de traction dans la diagonale discontinue qui peut alors offrir un support rigide hors plan à l'intersection des diagonales, le flambement de la diagonale continue se modifie pour se développer sur sa demi-longueur. Une rupture par fatigue s'est produite dans l'assemblage de la diagonale discontinue sous l'accélérogramme TH2. Elle sera étudiée plus en détail à la section suivante. Finalement, un mécanisme d'instabilité à trois rotules apparait toujours pour la diagonale discontinue du premier étage et sous certains séismes au deuxième étage. Les diagonales du deuxième étage restent élastiques sous d'autres séismes même si, comme le montrent le 50ème centile de l'effort de compression maximum atteint donné au Tableau 6-21, elles sont relativement proches de flamber. Ces observations sont montrées à la Figure 6-25.

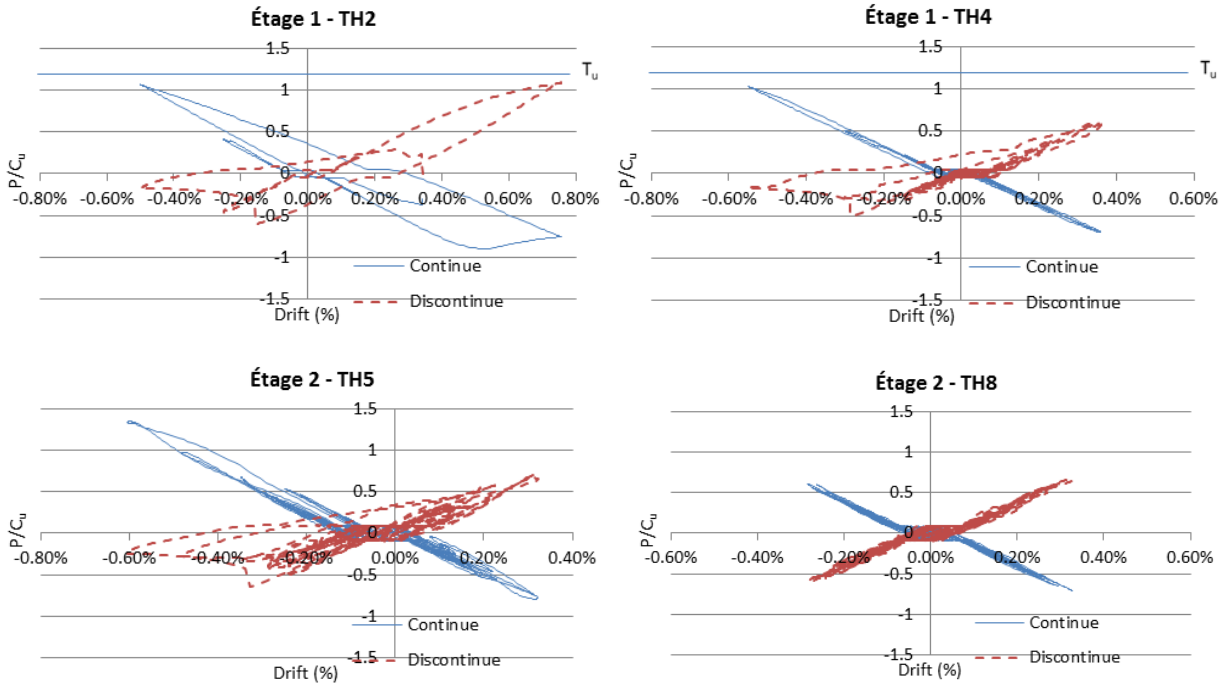


Figure 6-25 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/O-CCS

Comme nous l'avons vu précédemment, le passage d'un sol dense à un sol meuble cause plus de dommage aux contreventements en X avec assemblages en cisaillement simple. Pour un sol de la catégorie E à Montréal, on observe à la fois le flambement selon le mode M2 et la plastification en traction pour la diagonale continue du premier étage. Il n'y a pas de flambement en compression pour celle du deuxième étage mais un accélérogramme a sollicité la diagonale jusqu'à développer

des déformations plastiques en traction ductilité associé au mode de rupture en traction sur l'aire nette. Les diagonales discontinues ne subissent pas de plastification en traction, mais le mécanisme M4 à trois rotules se produit dans tous les cas sauf au deuxième étage pour deux accélérogrammes. Quatre ruptures par fatigue ont eu lieu au niveau de l'espace e_i de la plaque de transfert dans la diagonale discontinue à différents étages. Ces observations sont présentées à la Figure 6-26.

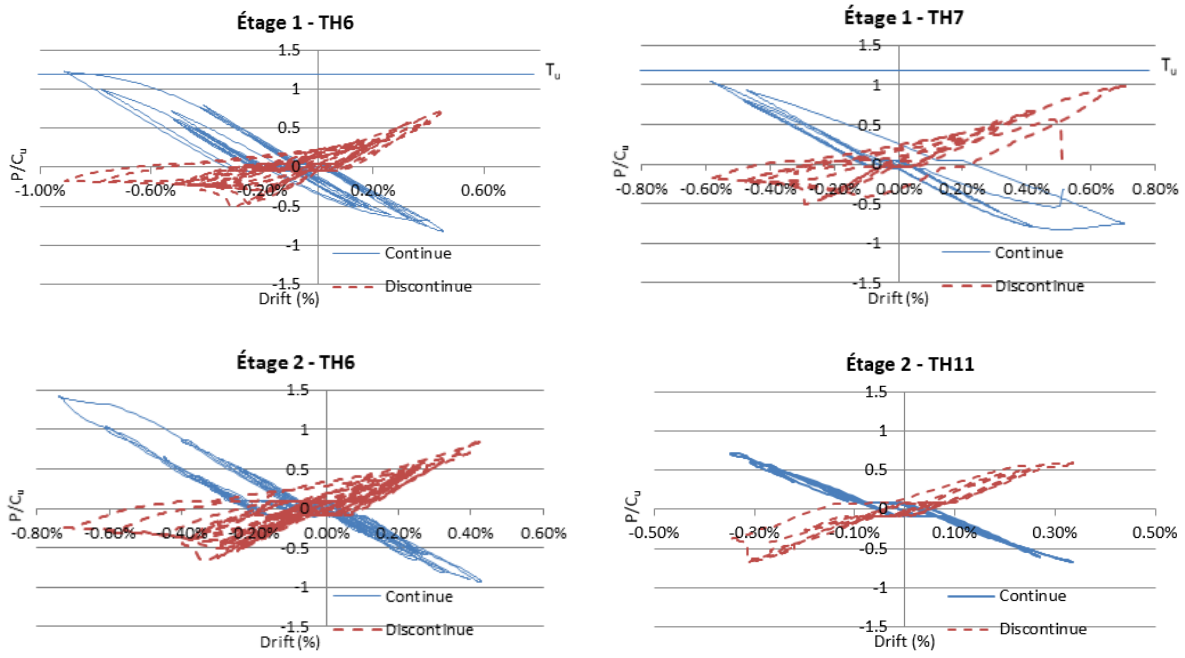


Figure 6-26 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCS

Les mêmes observations sont constatées pour les deux bâtiments situés à Victoria. Les diagonales continues flambent selon le mode M2, et la rupture en traction sur l'aire nette gouverne par rapport à la plastification de de la diagonale pour le premier étage. Quant aux diagonales discontinues, elles subissent le mode d'instabilité M4 en compression et ne sont pas fortement sollicitées en traction. Le bâtiment situé sur un sol de catégorie C a subi deux ruptures par fatigue dans la diagonale discontinue à différents étages alors que celui sur le sol de catégorie E en a subi sept. Ces constats sont présentés aux Figure 6-27 et Figure 6-28.

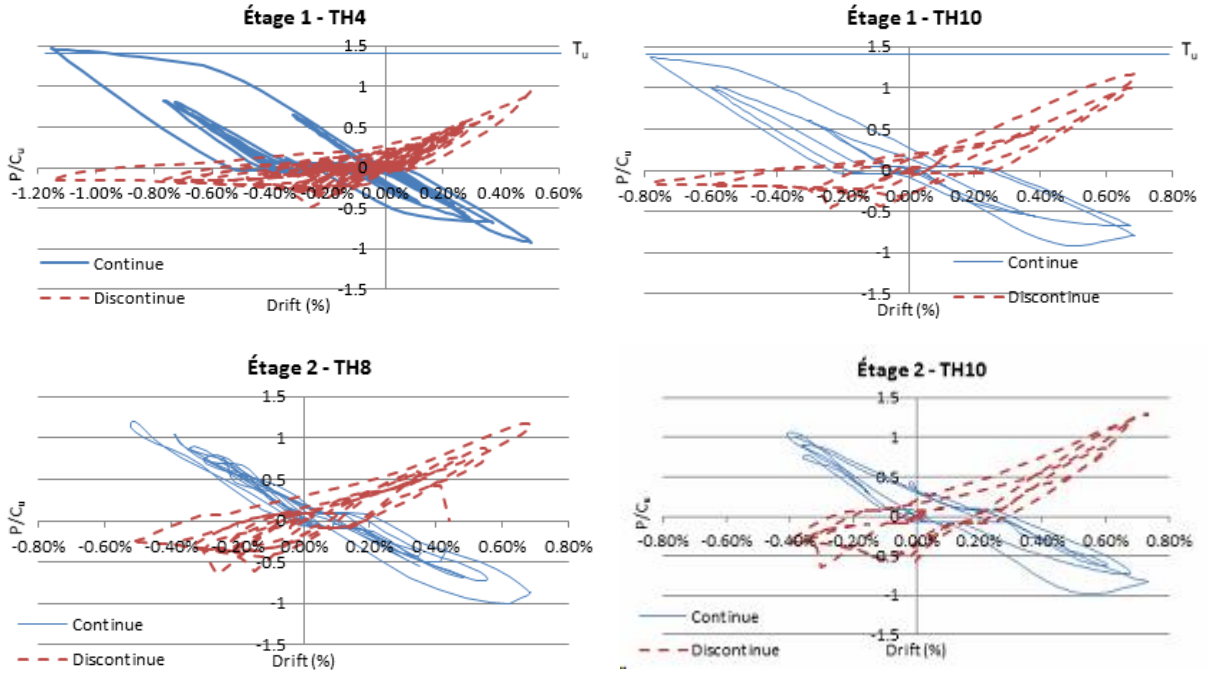


Figure 6-27 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/O-CCS

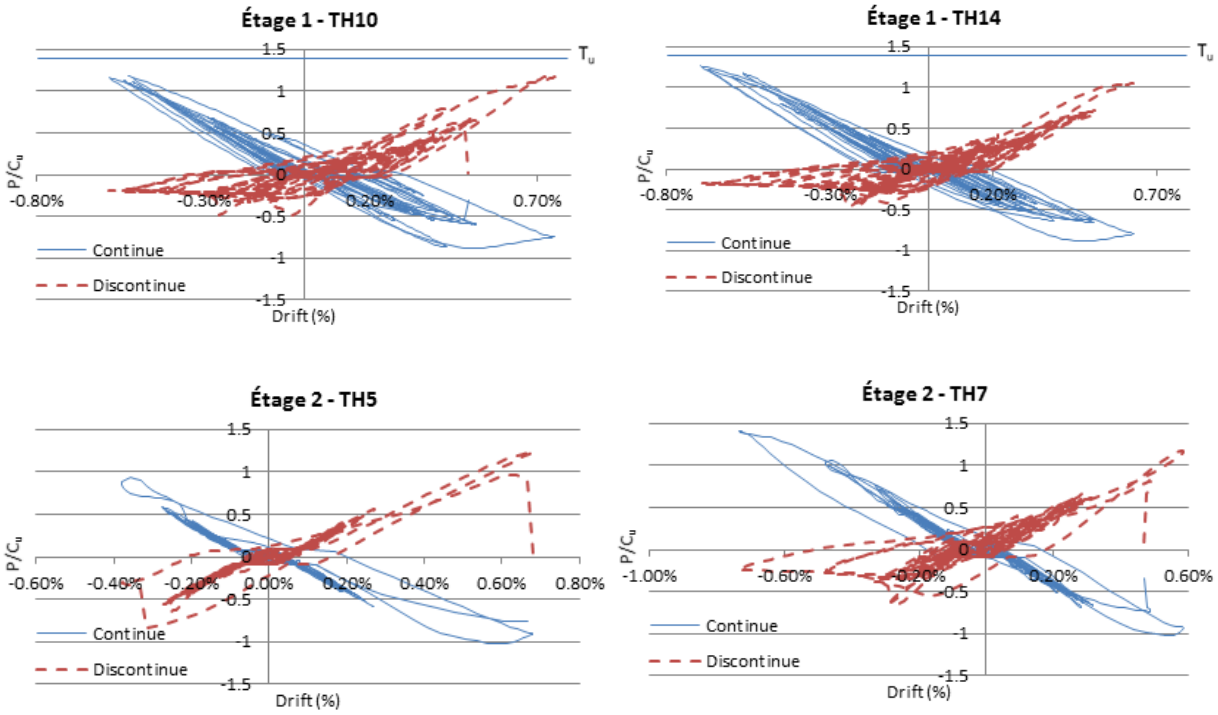


Figure 6-28 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCS

On peut voir sur ces figures que lorsque la plastification de la diagonale continue se produit en premier et de façon significative, la résistance au flambement dans les cycles subséquents est relativement plus faible.

Finalement le Tableau 6-25 nous donne les déplacements inter-étages des différents bâtiments. Pour toutes les statistiques présentées, les déplacements des bâtiments localisés à Montréal sont légèrement supérieurs à ceux enregistrés pour un dimensionnement de type T/C-CCS. Pour Victoria, les déplacements obtenus avec la conception T/O-CCS sont beaucoup plus élevés que pour la conception T/C-CCS. Comme nous l'avons vu, les effets observés des séismes sont moins prononcés à Montréal qu'à Victoria en dépit que les structures au deux sites sont conçues selon les mêmes critères. Cela veut dire que le spectre S(T), qui est le seul facteur distinguant les deux sites lors de la conception, n'est pas suffisant pour obtenir une sollicitation égale aux deux sites. Les séismes de Victoria semblent être plus dommageables que ceux anticipés à Montréal. De plus, la période des structures à Victoria est plus faible, ce qui a aussi pu contribuer à des effets sismiques et des dommages sur les diagonales et assemblages relativement plus importants à ce site.

6.4.2 Rupture par fatigue

Comme il a été observé sur les courbes hystérétiques, la rupture par fatigue s'est produite pour certains accélérogrammes. Elle s'est produite en traction dans l'espace libre e_i de la plaque de transfert de la connexion centrale de la diagonale discontinue, suite aux cycles de rotation plastique imposée par le mode de flambment M4. Selon l'accélérogramme considéré, les ruptures se sont produites au niveau du segment inférieur ou du segment supérieur du premier ou du deuxième étage. Dans les analyses, l'endommagement par fatigue cumulé dans les fibres *Bot* et *Top* de la plaque de transfert a été examiné et on a conclu à une rupture par fatigue lorsque cet endommagement atteignait une valeur égale ou supérieure à 1.0. À titre d'exemple, la Figure 6-29 montre les valeurs atteintes pour certains accélérogrammes. Le Tableau 6-26 précise la localisation pour chaque accélérogramme, selon le site et la catégorie de sol.

Tableau 6-26 Localisation de la rupture par fatigue dans l'assemblage de milieu de connexion

C – Montréal		E – Montréal		C – Victoria		E – Victoria	
TH1	-	TH1	Segment supérieur Étage 1	TH2	-	TH1	Segment inférieur Étage 2
TH2	Segment supérieur Étage 1	TH2	-	TH4	-	TH4	-
TH3	-	TH3	-	TH6	-	TH5	Segment inférieur Étage 2
TH4	-	TH5	-	TH7	-	TH6	Segment supérieur Étage 2
TH5	-	TH6	-	TH8	Segment supérieur Étage 2	TH7	Segment inférieur Étage 2
TH6	-	TH7	Segment inférieur Étage 1	TH10	-	TH9	Segment inférieur Étage 2
TH7	-	TH8	-	TH12	-	TH10	Segment inférieur Étage 1
TH8	-	TH9	-	TH13	-	TH14	-
TH9	-	TH10	Segment inférieur Étage 1	TH16	Segment inférieur Étage 1	TH19	-
TH10	-	TH11	Segment supérieur Étage 1	TH17	-	TH20	Segment inférieur Étage 1

Ce tableau montre une fois encore les conséquences plus importantes dans le cas d'un sol meuble comparé à un sol dense puisque la rupture en fatigue apparait 4 fois plus souvent pour un sol de catégorie E.

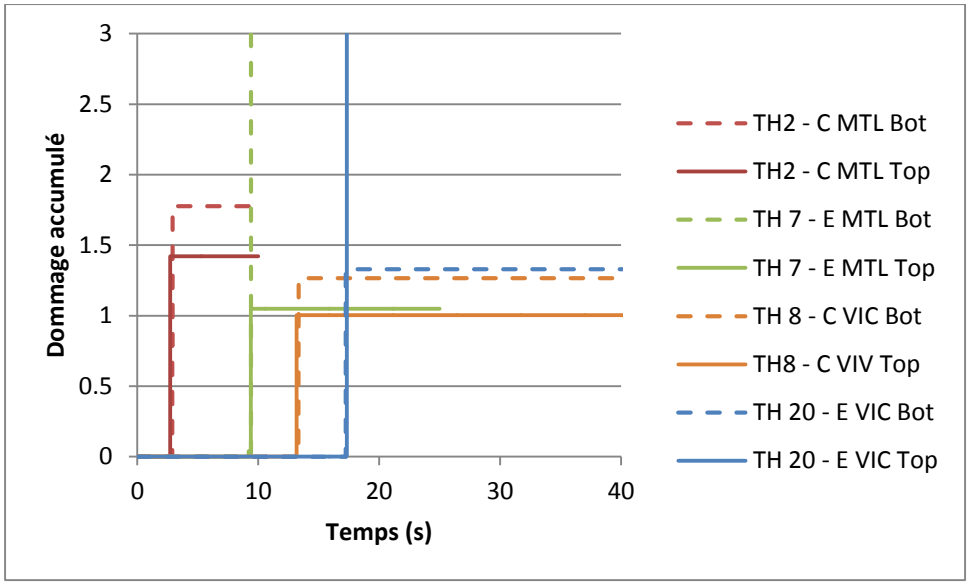


Figure 6-29 Exemples de valeurs atteintes pour le dommage accumulé dans le cas de rupture par fatigue

Il est intéressant de constater que la rupture par fatigue se produit au même endroit que la rupture à l'aire nette de la plaque de transfert vis-à-vis la fin des soudures du profilé HSS, alors que ce mode de rupture en traction ne gouvernait pas lors du dimensionnement. Lors des analyses, nous avons enregistré les efforts de traction maximums dans la plaque de transfert lorsque la rupture par fatigue a eu lieu dans l'assemblage au centre de la diagonale discontinue. Au Tableau 6-27, la valeur moyenne des efforts en traction maximums, $T_{u,moy}$, est comparée à la résistance de l'assemblage à la rupture à l'aire nette de la plaque de transfert au niveau des soudures, $T_{r,plaque,}$ calculée avec l'équation (4-7). On note que cet effort est inférieur à la résistance pondérée.

Tableau 6-27 Comparaison des ruptures dans les plaques de transfert au niveau de l'espace libre e_i

N°	Diagonale	t	b	A_g	A_{ne}	$T_{r,plaque}$	$T_{u,moy}$	$T_{u,moy}/ T_{r,plaque}$
2	**HSS 127x127x4.8**	19.05	152.4	2903	2903	980	668	0.68
4	**HSS 178x178x4.8**	19.05	254	4839	4838	1633	1241	0.76
6	**HSS 152x152x8.0**	19.05	305	5810	5810	1961	1717	0.88
							Moyenne	0.77

De ce résultat, on conclut que le décalage en cisaillement produit par les soudures et la fatigue oligocyclique accumulée lors des rotations plastiques des plaques se combinent pour donner lieu à la rupture de la plaque de transfert au niveau de l'espace libre e_i. Dans les modèles OpenSees, le décalage en cisaillement n'a pas été modélisé, mais il est probable que la calibration des paramètres de la fatigue effectuée avec les essais de Gélinas tienne compte de cet effet des soudures sur la distribution des contraintes de traction sur la section de la plaque de transfert.

Dans le Tableau 6-27, le rapport moyen de $T_{u,moy}/T_{r,plaque}$ est de 0.77. On constate que ce rapport augmente avec l'aire de la plaque de transfert. De ses 3 essais en laboratoire, Gélinas a obtenu un rapport 0.62 pour les assemblages en cisaillement simple et il recommande d'utiliser ce facteur pour le dimensionnement. Étant donné que l'analyse numérique effectuée dans ce projet ne tient pas compte des effets des soudures sur l'aire nette effective de la plaque et donc du décalage en cisaillement induit, il n'est pas recommandé d'utiliser un facteur de correction de 0.77 dans le dimensionnement. Des études complémentaires devraient être menées pour établir ce facteur afin que ce mode de rupture en traction tienne compte des effets de rotations plastiques.

6.4.3 Conclusion sur la conception T/O-CCS

Comme pour l'assemblage en T/O-CCxM, une flexion s'est initiée dans l'espace e_i de la plaque de transfert de la connexion centrale de la diagonale discontinue, ce qui a générer un mécanisme à trois rotules (mode M4) dans l'un des deux segments de la diagonale à un déplacement inter-étage d'environ 0.50% h_s. Ce phénomène a été observé à l'ensemble des bâtiments et pour les deux étages dans la grande majorité des séismes. La résistance post-flambement de la diagonale est très réduite et se stabilise à une force peu élevée. Cependant, ce mécanisme n'a cependant pas empêché la diagonale discontinue à apporter un support rigide hors plan à l'intersection des diagonales pour permettre à la diagonale continue de flamber sur sa demi-longueur selon le mode M2. Pour un accélérogramme seulement, la rigidité de la connexion du milieu n'a pas été suffisante et un mode de flambement M5 s'est formé caractérisé par un mécanisme à 3 rotules plastiques dans les assemblages d'extrémité de la diagonale continue. Dans ce cas particulier, on a pu observer que la résistance au flambement de la diagonale continue était supérieur à celle de la diagonale discontinue selon le mode M4.

La faible reprise de charge en compression de la diagonale discontinue implique que la diagonale continue doit reprendre la majorité la charge sismique en traction, ce qui a conduit à de la

plastification. À l'inverse, la répartition de la charge sismique était homogène avec la diagonale discontinue en tension et la diagonale continue en compression. Ces observations apparaissent principalement au premier étage. Pour le deuxième étage, les déformations plastiques en traction se sont initiées selon le mode de rupture sur l'aire nette de la plaque de transfert, plutôt que par la plastification de la diagonale, mais ces déformations plastiques étaient limitées et la rupture ne s'est pas produite. Pour les bâtiments localisés sur les catégories de sol C et E situé à Victoria, certains accélérogrammes ont produit un flambement de la diagonale continue selon le mode M2.

Dans l'ensemble des cas où la rupture se produit par fatigue, elle a lieu lors d'un chargement en traction de la diagonale discontinue au niveau de l'espace e_i où la rotule plastique s'est formée. Ceci est en lien avec les résultats observés en laboratoire par Gélinas (2013) et souligne la sous-estimation du mode de rupture à l'aire nette de la plaque de transfert vis-à-vis des soudures. Un facteur de correction de 0.77 est proposé mais n'est valable puisque les modèles OpenSees ne tiennent pas compte des effets des soudures.

Quatre fois plus de rupture par fatigue ont été constatées pour les structures sur un sol meuble par rapport au sol dense.

6.5 Conception en T/O et CCM

Dans cette section, on aborde le comportement des structures dont les assemblages ont été conçus en Tension/Seulement avec une charge sismique non amplifiée et où on s'est assurée d'un mode de rupture ductile par écrasement des boulons. La revue de ce comportement est simplifiée par le fait que la rupture par fatigue de la plaque de transfert de la connexion d'extrémité de la diagonale continue s'est produite dans pratiquement tous les cas et que l'instabilité des diagonales en compression s'est produite dans tous les cas par la formation de rotules plastiques dans les plaques d'assemblage et que la résistance en compression de la diagonale discontinue associée à ce mode de flambement était particulièrement très faible. Dans ce qui suit, ces observations sont décrites essentiellement avec la présentation des courbes d'hystérésis des diagonales.

6.5.1 Comportement sismique

Le comportement sismique des contreventements avec cet assemblage est assez critique. Le mécanisme à trois rotules se produit dans l'ensemble des diagonales selon les modes M4 et M6

pour la diagonale discontinue et selon le mode M5 pour la diagonale continue, comme le montre la Figure 6-30.

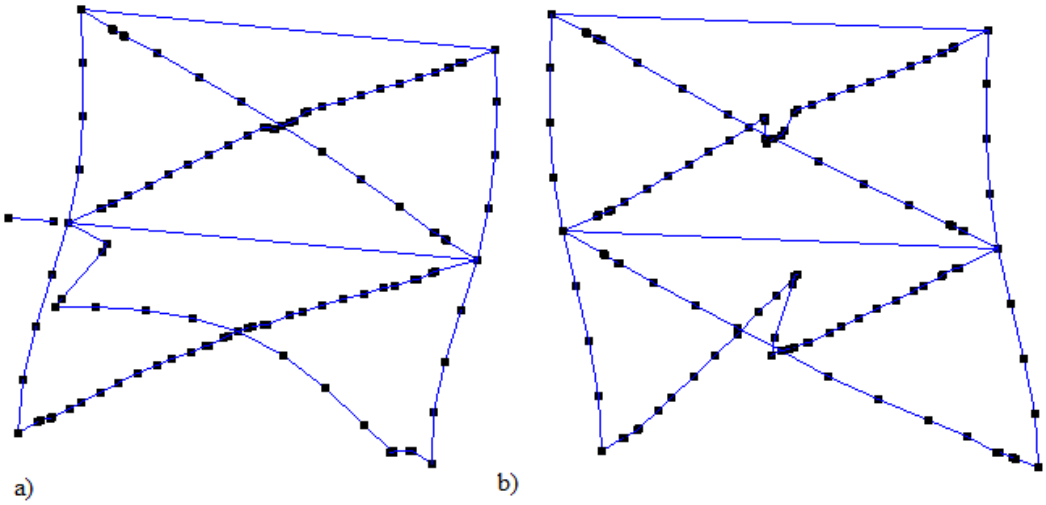


Figure 6-30Modes de flambement observés dans le cas d'un dimensionnement en T/O-CCM pour a) la diagonale continue et b) la diagonale discontinue

Ainsi, la rigidité des membrures dépendent uniquement de la résistance en flexion des plaques de transfert des assemblages qui sont très faibles en raison de l'utilisation de plaques très minces. En moyenne, les diagonales discontinue et continue ne peuvent reprendre respectivement que 40% et 80% de leur capacité de résistance au flambement, C_u.

Comme prévu lors de la conception, pour l'ensemble des diagonales, l'ovalisation des trous des boulons gouverne le comportement inélastique en traction, plutôt que la plastification des diagonales, ce qui donne lieu à des déplacements inter-étages très conséquents dans le cas de séismes sévères comme indiqué au Tableau 6-33. Ce mode de rupture a aussi gouverné en compression pour les diagonales continues du premier étage. Ce mode de déformation a le même effet sur le déplacement latéral mais une flexion s'initie dans la plaque de transfert de la connexion d'extrémité, ce qui provoque éventuellement, à un déplacement inter-étages d'environ 0.50% h_x, un mécanisme à trois rotules. Pour les diagonales continues du deuxième étage le flambement selon le mode M5 a lieu à un déplacement inter-étages de 0.45% h_x. La rupture par fatigue arrive rapidement dans les assemblages d'extrémité des diagonales continues au niveau des deux étages, sur l'espace e_i de la plaque de transfert où s'est formée la rotule plastique. Le mode M5 a été observé surtout dans les bâtiments situés à Victoria et pour le site E à Montréal. Pour le site C à

Montréal, un seul accélérogramme a donné lieu au mode M5. Dans l'ensemble, la diagonale continue au premier étage de ces structures est surtout sollicitée en traction et contrôlée par le mode de rupture par ovalisation des boulons alors que celle du deuxième étage est demeurée élastique.

La rupture par fatigue survient à la fin d'un cycle de chargement en compression de la diagonale, au moment où la rotation plastique est maximale dans la plaque de transfert. Le déchirement de la plaque débute à ce moment-là et se propage sur toute la section de la plaque lorsque la diagonale est soumise à un faible effort de traction lorsque la direction de l'effort est inversée. Pour des déplacements moins sévères au niveau du deuxième étage, la rupture est survenue après un plus chargement en traction plus important. Une seule rupture par fatigue s'est produite pour le bâtiment situé sur un sol de catégorie C à Montréal, six ruptures pour un sol de catégorie E à Montréal. Pour les deux catégories de sol à Victoria, la rupture par fatigue a eu lieu pour tous les accélérogrammes.

Afin d'avoir une lecture compréhensible des tableaux des statistiques des accélérogrammes, une analyse statique non-linéaire (*Push-Over*) a été réalisée pour chaque structure afin de déterminer l'effort maximal en compression de chaque profilé et/ou assemblage. Les valeurs obtenues de ces analyses sont reportées au Tableau 6-28. Ce tableau montre que les assemblages flambent toujours pour la diagonale discontinue.

Tableau 6-28 Résistance en compression des diagonales sur OpenSees dans le cas T/O-CCM (* : flambement de l'assemblage)

	Continue			Discontinue		
	$C_{u,OS}$	$C_{u,OS}/C_r$	$C_{u,OS}/C_u$	$C_{u,OS}$	$C_{u,OS}/C_r$	$C_{u,OS}/C_u$
HSS 127x127x4.8	641*	1.29	0.85	193*	0.47	0.31
HSS 178x178x4.8	1015*	1.31	0.81	320*	0.40	0.25
HSS 152x152x8.0	1161*	1.25	0.80	406*	0.44	0.28

Les Tableau 6-29 à Tableau 6-33 donnent les statistiques des efforts maximums en traction et en compression pour chaque diagonale selon le site et la catégorie de sol ainsi que les statistiques des déplacements inter-étages.

Tableau 6-29 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/O-CCM

		P_{max}/C_r			P_{max}/C_u		
		50^{th}	84^{th}	100^{th}	50^{th}	84^{th}	100^{th}
Étage 2 HSS 127x127x4.8	Diagonale continue Traction	1.38	1.45	1.77	0.91	0.96	1.17
	Diagonale continue Compression	1.15	1.22	1.53	0.76	0.81	1.01
	Diagonale discontinue Traction	1.16	1.38	1.65	0.77	0.91	1.09
	Diagonale discontinue Compression	0.54	0.56	0.56	0.36	0.37	0.37
Étage 1 HSS 178x178x4.8	Diagonale continue Traction	1.42	1.44	1.44	0.88	0.89	0.89
	Diagonale continue Compression	1.18	1.21	1.29	0.73	0.75	0.80
	Diagonale discontinue Traction	1.00	1.19	1.40	0.62	0.74	0.87
	Diagonale discontinue Compression	0.40	0.40	0.40	0.25	0.25	0.25

Tableau 6-30 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCM

		P_{max}/C_r			P_{max}/C_u		
		50th	84th	100th	50th	84th	100th
Étage 2 HSS 127x127x4.8	Diagonale continue Traction	1.65	1.69	1.71	1.09	1.12	1.13
	Diagonale continue Compression	1.39	1.48	1.59	0.92	0.98	1.05
	Diagonale discontinue Traction	1.60	1.65	1.66	1.06	1.09	1.10
	Diagonale discontinue Compression	0.29	0.45	0.56	0.19	0.30	0.37
Étage 1 HSS 178x178x4.8	Diagonale continue Traction	1.42	1.48	1.50	0.88	0.92	0.93
	Diagonale continue Compression	1.40	1.40	1.42	0.87	0.87	0.88
	Diagonale discontinue Traction	1.39	1.45	1.48	0.86	0.90	0.92
	Diagonale discontinue Compression	0.40	0.40	0.40	0.25	0.25	0.25

Tableau 6-31 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/O-CCM

		P_{max}/C_r			P_{max}/C_u		
		50th	84th	100th	50th	84th	100th
Étage 2 HSS 127x127x4.8	Diagonale continue Traction	1.54	1.66	1.68	1.02	1.1	1.11
	Diagonale continue Compression	1.18	1.21	1.21	0.78	0.8	0.8
	Diagonale discontinue Traction	1.60	1.66	1.65	1.06	1.1	1.09
	Diagonale discontinue Compression	0.44	0.44	0.47	0.29	0.29	0.31
Étage 1 HSS 152x152x8.0	Diagonale continue Traction	1.27	1.37	1.40	0.79	0.85	0.87
	Diagonale continue Compression	1.24	1.26	1.29	0.77	0.78	0.8
	Diagonale discontinue Traction	1.39	1.42	1.55	0.86	0.88	0.96
	Diagonale discontinue Compression	0.44	0.44	0.44	0.28	0.28	0.28

Tableau 6-32 Statistiques des efforts maximums dans les diagonales issus des analyses OpenSees sur le bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCM

		P_{max}/C_r			P_{max}/C_u		
		50^{th}	84^{th}	100^{th}	50^{th}	84^{th}	100^{th}
Étage 2 HSS 127x127x4.8	Diagonale continue Traction	1.63	1.63	1.63	1.08	1.08	1.08
	Diagonale continue Compression	1.29	1.36	1.42	0.85	0.90	0.94
	Diagonale discontinue Traction	1.27	1.35	1.66	0.84	0.89	1.10
	Diagonale discontinue Compression	0.53	0.64	0.65	0.35	0.35	0.35
Étage 1 HSS 152x152x8.0	Diagonale continue Traction	1.37	1.40	1.40	0.85	0.87	0.87
	Diagonale continue Compression	1.26	1.29	1.31	0.78	0.80	0.81
	Diagonale discontinue Traction	1.42	1.45	1.50	0.88	0.90	0.93
	Diagonale discontinue Compression	0.44	0.44	0.45	0.27	0.27	0.28

Tableau 6-33 Statistiques des déplacements inter-étage des bâtiments associés au dimensionnement T/O – CCM issus des analyses OpenSees

		Déplacement inter-étage (% h_x)		
		50^{th}	84^{th}	100^{th}
Étage 2	C – Montréal	0.398%	0.459%	0.517%
	E – Montréal	0.560%	0.708%	1.130%
	C – Victoria	0.605%	0.791%	0.803%
	E – Victoria	0.509%	0.589%	0.621%
Étage 1	C – Montréal	0.593%	0.706%	0.956%
	E – Montréal	0.786%	1.336%	1.615%
	C – Victoria	0.711%	1.113%	1.524%
	E – Victoria	1.172%	1.419 %	1.485%

La pression diamétrale contrôle le comportement en traction pour l'ensemble des diagonales continues et discontinues. Dans cette approche de dimensionnement, il a été observé que la rupture se produisait suite au mode de flambement M5 de la diagonale continue au niveau de la plaque de transfert d'un des assemblages d'extrémité. Alors que dans les autres conceptions où le flambement de la diagonale discontinue selon le mode M4 se faisait sur un des deux segments, ici le mécanisme a trois rotules est apparu sur les deux demi membrures. Cette observation amène à penser que la diagonale continue est donc plus vulnérable à la rupture par fatigue que la diagonale discontinue lorsqu'elle flamble selon un mécanisme à trois rotules.

On peut observer ces comportements sur les courbes hystérétiques présentées aux Figure 6-31 à Figure 6-34. Ces figures mettent en évidence le fait que la résistance au flambement et post-flambement de la diagonale discontinue est très faible. On y voit aussi le flambement de de la diagonale continue, qui s'est produit selon le mécanisme à trois rotules (mode M5). La rupture par fatigue s'est produite suite à ce flambement dans la diagonale continue.

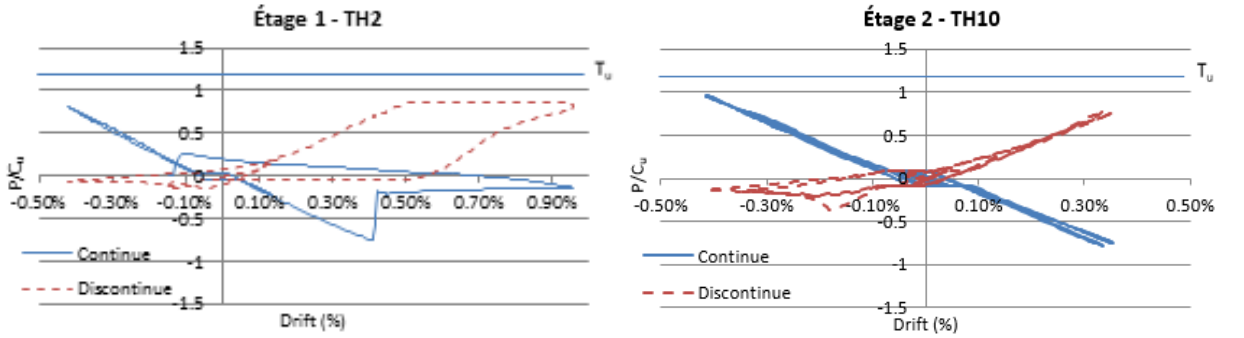


Figure 6-31 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/O-CCM

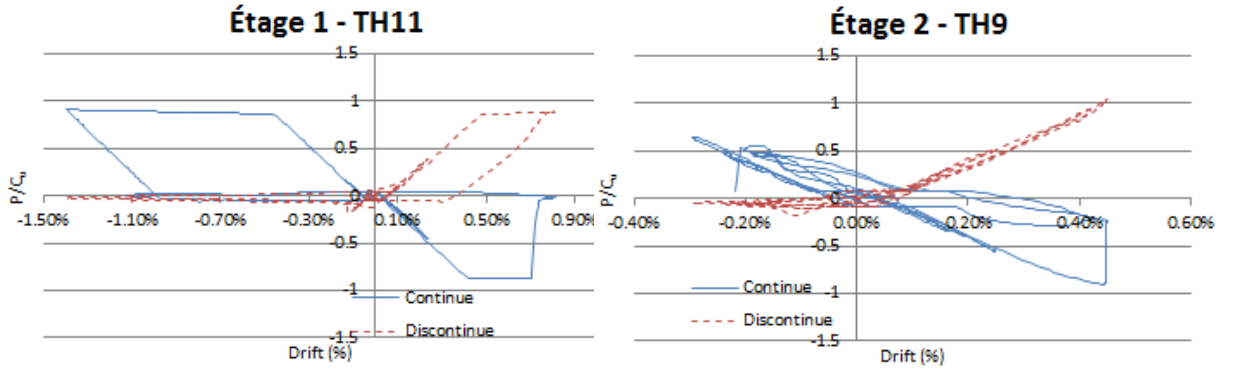


Figure 6-32 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Montréal de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCM

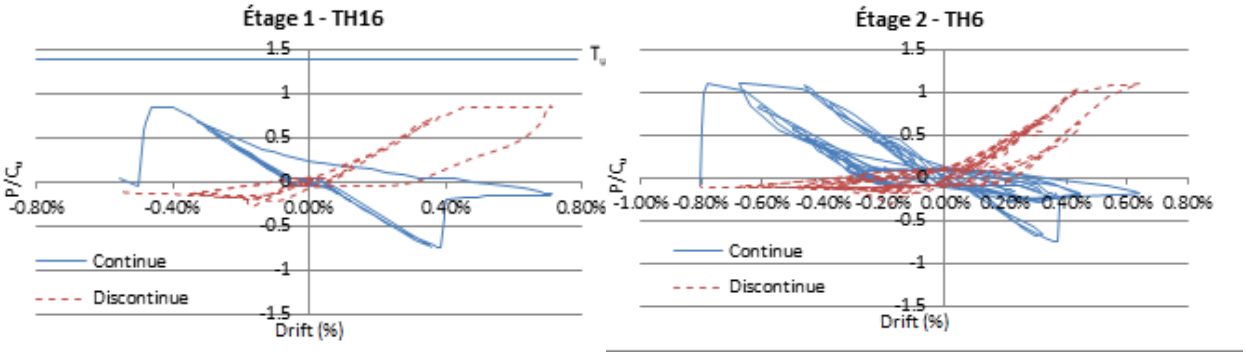


Figure 6-33 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol C pour le dimensionnement T/O-CCM

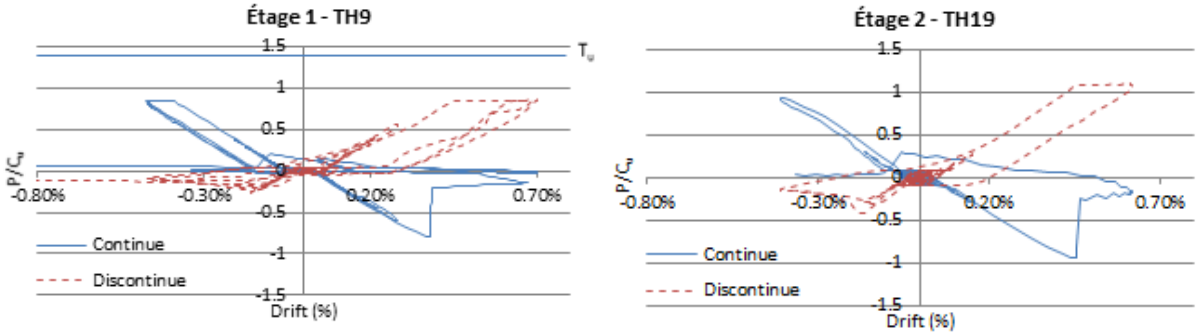


Figure 6-34 Sélection d'hystérésis du bâtiment situé à Victoria de catégorie de sol E pour le dimensionnement T/O-CCS

6.5.2 Conclusions sur la conception T/O-CCM

Le comportement observé pour s contreventements en X avec les assemblages de type T/O-CCM est non adéquat. En effet, les analyses ont montré que la rupture par fatigue survient rapidement dans les assemblages de la diagonale continue après la formation d'un mécanisme à trois rotules (mode M5) dans la majorité des cas. Les diagonales discontinues flambent selon le mode M6 avec l'apparition de mécanismes à trois rotules dans les deux segments. Les objectifs de performance de la norme CSA S16 ne sont pas du tout atteints avec l'apparition de ces phénomènes dans l'ensemble des diagonales.

En revanche, le comportement ductile par ovalisation des trous des boulons a été amplement utilisé sans jamais conduire à une rupture, ce qui a permis d'accommoder des déplacements latéraux très importants. Ce mode de rupture est donc à privilégier lorsqu'un comportement ductile est requis. Par contre, les résultats des analyse montrent clairement que de ne compter que sur une rupture ductile pour un assemblage conçu en Traction/Seulement est insuffisant. Il semble nécessaire d'augmenter la résistance des assemblages pour limiter les modes de flambement par rotation plastique dans les plaques des connexions pour prévenir, ou retarder, la rupture par fatigue de ces plaques, surtout pour la diagonale continue qui assure une grande partie de la résistance latérale.

6.6 Comparaison entre les différentes conceptions

6.6.1 La rigidité et la résistance flexionnelle

La rigidité et la résistance flexionnelles des plaques de transfert ont été abordées de nombreuse fois au cours de l'analyse des simulations numériques. En effet, ces paramètres sont ceux qui déterminent dans quelle mesure l'assemblage en cisaillement simple est capable de reprendre un effort de compression combiné à un moment dû à l'excentricité locale. Dans le cas d'une plaque ayant une rigidité et/ou une résistance en flexion trop faible, une rotule plastique se forme dans les plaques de transfert, provoquant le flambement de la diagonale. Ce phénomène est plus marqué pour la diagonale discontinue mais peut aussi se produire dans la diagonale continue, comme cela a été observé pour les assemblages de type T/O-CCM.

La rigidité et la résistance flexionnelles sont définies par l'épaisseur et la largeur de la plaque et se traduisent respectivement par le moment d'inertie I ($= b(2t)^3/12$) et le module de section plastique Z ($= b(2t)^2/4$). Le Tableau 6-34 présente ces deux paramètres pour chaque assemblage.

Tableau 6-34 Moment d'inertie et module de section plastique des plaques de transfert de la connexion centrale

	N°	Conception	b (mm)	t (mm)	I (10^3 mm^4)	Z (10^3 mm^4)
HSS 127x127x4.8	**1**	T/O – CCM	290	6.35	6.2	2.9
	2	T/O – CCS	152.4	19.05	87.8	13.8
	7	T/C – CCxM	254	19.05	146.3	23.0
	8	T/C – CCS	254	25.4	346.9	41.0
HSS 178x178x4.8	**3**	T/O – CCM	385	7.937	16.0	6.1
	4	T/O – CCS	254	19.05	146.3	23.0
	9	T/C – CCxM	254	31.75	677.5	64.0
	10	T/C – CCS	305	38.1	1405.7	110.7
HSS 152x152x8.0	**5**	T/O – CCM	435	7.937	18.1	6.9
	6	T/O – CCS	305	19.05	175.7	27.7
	11	T/C – CCxM	305	31.75	813.5	76.9
	12	T/C – CCS	430	31.75	1146.9	108.4

Les assemblages sont regroupés par profilé HSS associé. On observe bien la décroissance de la rigidité flexionnelle lorsque l'on passe d'un dimensionnement en Traction/Compression avec une charge sismique amplifiée à un assemblage en Traction/Seulement avec un mode de rupture ductile (sans amplification de l'effort de conception). L'influence du type de conception sur la courbe d'hystérésis d'une diagonale discontinue est illustrée sur la Figure 6-35 pour un même accélérogramme

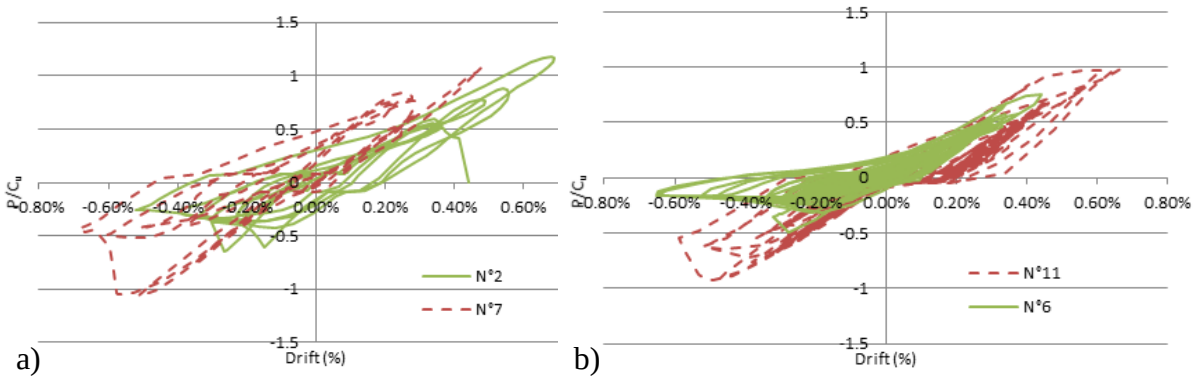


Figure 6-35 Influence de l'approche de conception sur le comportement de diagonales discontinues pour un profilé a) HSS 12x127x4.8 et b) HSS 152x152x4.8

Dans le cas a), les assemblages 2 (T/C-CCxM) et 7 (T/O-CCS) ont la même épaisseur mais des largeurs de plaque respectives de 152.5 et 254 mm, soit augmentée d'un facteur de 1.67. On retrouve ce rapport entre les le module de section plastique et le moment d'inertie de la plaque la plus large par rapport à la plaque plus étroite. On note que l'excentricité locale dans les deux cas est la même car elle est imposée par l'épaisseur des plaques. Sur la Figure 6-35, l'augmentation de la largeur de la plaque résulte en une résistance en compression 1.67 plus élevée pour l'assemblage no. 7.

À l'inverse, pour le cas b), les largeurs des plaques sont les mêmes mais l'épaisseur passe de 19.05 mm pour l'assemblage n°6 (T/O-CCS) et de 31.75 pour l'assemblage n°11 (T/C-CCxM). Cette fois-ci, la plaque du second assemblage a un moment d'inertie et un module de section respectivement 3.6 et 1.8 fois plus importants que ceux de la plaque du premier assemblage. Par contre, l'excentricité est augmentée par un facteur 1.67 (de 19.05 mm à 31.75 mm). Sur la figure, l'augmentation de l'épaisseur des plaques a conduit à une résistance à la compression 1.86 fois plus élevée que pour l'assemblage avec les plaques plus minces.

La comparaison de ces deux cas montre l'influence prédominante de l'épaisseur par rapport à la largeur sur la résistance et la rigidité des plaques de l'assemblage. Par contre, l'effet sur la résistance à la compression de la diagonale est moins marqué (1.67 vs 1.86) en raison de l'influence de l'épaisseur sur l'excentricité de l'assemblage.

Ces résultats démontrent que l'épaisseur de plaque est 1.11 fois plus influent sur la résistance en compression de l'assemblage que la largeur.

6.6.2 Dimensionnement CCM et CCS

Comme nous l'avons vu lors du dimensionnement des assemblages, la condition d'une rupture ductile n'a pu être respectée pour la conception en T/C-CCM. La comparaison entre les conceptions CCM et CCS est donc faite pour le cas d'une conception T/O. Seul le bâtiment situé à Montréal de catégorie C a subi peu de ruptures en fatigue pour les conceptions T/O-CCM et T/O-CCS, permettant ainsi la comparaison entre les deux approches de conception des assemblages à la Figure 6-36.

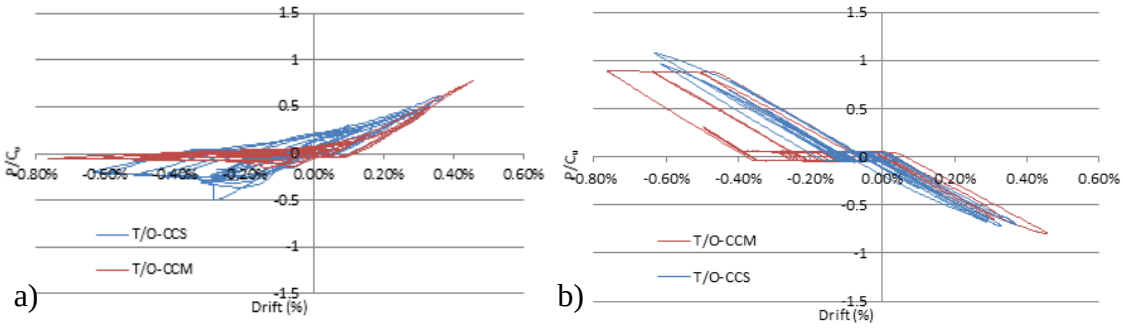


Figure 6-36 Comparaison entre un dimensionnement CCM et CCS pour a) les diagonales discontinues et b) les diagonales continues

L'accélérogramme choisi est celui qui a produit la sollicitation la plus sévère au premier étage du bâtiment situé sur un sol de catégorie C à Montréal. On peut voir sur cette figure que le choix d'une rupture ductile par ovalisation des boulons donne lieu à des déformations plastiques en traction pour la diagonale continue et un déplacement inter-étage 15% plus important comparée au cas d'une conception non ductile avec un effort de conception amplifié. On note aussi que la diagonale continue offre une résistance beaucoup plus faible lorsque les assemblages sont conçus selon l'approche CCM. Les déplacements plus importants pour cette conception s'expliquent en partie du fait de cette résistance plus faible de la diagonale discontinue qui ne reprend quasiment plus d'effort en compression, augmentant ainsi l'effort de traction dans la diagonale continue et des déformations plus importantes. Justement, la différence de résistance en compression d'un

dimensionnement CCS est 1.30 fois plus élevé qu'un dimensionnement CCM. L'approche CCM conduit à un déplacement-inter-étages plus important comparé à l'approche CCS.

Il est préférable d'utiliser un dimensionnement de type CCS si on est en Tension/Seulement qui assure à l'assemblage de la diagonale discontinue de reprendre au moins 50% de la résistance probable C_u. De plus cette approche donne lieu à des valeurs d'épaisseur et de largeur de plaque réalistes

Quoique non discuté ici, si l'assemblage est conçu en Tension/Compression, le choix d'un dimensionnement de type CCS a montré un comportement très supérieur au dimensionnement CCxM.

CHAPITRE 7 CONCLUSION

7.1 Conclusion

Ce projet de recherche consistait à développer un modèle numérique fiable permettant de reproduire le comportement sismique de contreventements en X de Construction Conventionnelle fabriqués avec des assemblages boulonnés en cisaillement simple. Le modèle devait permettre de reproduire les différents modes de rupture observés dans les essais de Gélinas (2013), incluant les modes d'instabilité des diagonales en compression et les modes de rupture attendus dans les assemblages des diagonales dont la rupture par fatigue. Le projet visait à étudier le comportement de contreventements de deux étages avec des assemblages de diagonales conçus selon différentes approches pour éventuellement proposer des règles pour la conception parasismique des assemblages des diagonales permettant d'obtenir un comportement sismique adéquat.

7.1.1 Modélisation sur OpenSees

Afin de permettre une analyse numérique représentative de bâtiments avec contreventements en X de faible hauteur, la méthodologie suivante a été adoptée pour calibrer les propriétés des matériaux et modéliser correctement les assemblages :

- validation et amélioration de la modélisation des assemblages sur OpenSees proposée par Davaran et al. (2014),
- calibration des matériaux *Steel02* et *Fatigue* avec une analyse statique et comparaison avec les tests en laboratoire de Gélinas (2013),
- calibration des modes de rupture critiques en traction des assemblages à partir des travaux de Castonguay, avec prise en compte du glissement des assemblages.
- application de la modélisation à des bâtiments avec contreventements en X de faible hauteur sur OpenSees

Les travaux ont montré que l'excentricité locale dans l'assemblage en cisaillement simple n'était pas bien reproduite avec un modèle ne comprenant qu'un élément *BeamWithHinges*. En effet, ce modèle ne permettait pas de bien représenter les effets de cette excentricité et donnait lieu à un flambement de la diagonale discontinue par rotation plastique dans les assemblages à un

déplacement inter-étage plus faible que celui observé en laboratoire. En revanche, une modélisation par subdivision de la connexion en plusieurs éléments, c'est-à-dire un élément de type *ElasticBeam* pour la zone de chevauchement des plaques et deux éléments de type *nonlinearBeamColumn* pour chaque rotule plastique, a permis de mieux reproduire les phénomènes d'instabilité observés en laboratoire.

Des valeurs ont été proposées pour les paramètres du matériau *Steel02* pour les plaques d'assemblage et les profilés HSS et le matériau *Fatigue* pour les plaques d'assemblage au niveau des rotules plastique ont permis de bien reproduire les résultats des trois essais de Gélinas sur des spécimens de contreventements avec assemblages en cisaillement simple. Pour la rupture par fatigue des plaques, les travaux ont permis de vérifier que la loi Coffin-Manson s'applique avec un coefficient de ductilité en fatigue, ε_0, égal à 0.213 et un exposant de ductilité en fatigue, m, égal à -0.3. On note que ces propriétés n'ont pas été déterminées à partir d'essais de caractérisation du matériau. Ils constituent donc une proposition préliminaire qui nécessiterait une validation à partir d'autres tests sur des spécimens de matériaux. Le processus de calibration du matériau *Steel02* a permis de se rendre compte qu'il était nécessaire d'utiliser la limite élastique mesurée de l'acier, plutôt que la limite élastique nominale F_y utilisée lors de la conception, pour être cohérents avec les spécimens d'essais. Selon la même logique, il faut utiliser la limite élastique probable R_yF_y pour l'étude des bâtiments témoins.

Les modes de rupture critiques des assemblages en traction considérant le glissement des boulons ont été reproduits avec des éléments de type *ZeroLength* dont la calibration a été faite à l'aide du matériau *Hystérésis* travaillant en parallèle avec le matériau *ElasticPPGap*.

Finalement, le logiciel OpenSees a permis une modélisation plus réaliste du comportement sismique des structures comparé à des logiciels de conception comme ETABS puisque OpenSees permet de prendre en compte la plasticité, l'instabilité et les différents modes de rupture des assemblages. Par contre, les deux logiciels donnaient des résultats comparables en régime élastique, comme le témoignait, par exemple le faible écart (1%) trouvé pour la période fondamentale des structures, confirmant l'adéquation des modèles OpenSees.

7.1.2 Conception parasismique des assemblages de contreventement en X

Une fois complétées la validation et la calibration de la modélisation OpenSees, l'étude du dimensionnement des assemblages en cisaillement simple des contreventements en X de type CC a été réalisée selon la méthodologie suivante :

- Dimensionnement de bâtiments témoins à contreventement en X de deux étages de telle sorte que la résistance pondérée des diagonales de contreventements soit exactement égale à l'effort de conception. Quatre bâtiments ont été conçus pour examiner l'effet de la signature des mouvements sismiques sur le comportement des ouvrages, deux bâtiments localisés à Victoria, CB, et deux bâtiments situés à Montréal, QC, ceci pour représenter les régions sismiques de l'est et de l'ouest du Canada. À chaque emplacement, une structure a été conçue pour un site de catégorie C et une structure pour un site de catégorie E, représentent respectivement un sol ferme et un sol meuble.
- Dimensionnement de 4 types d'assemblages en cisaillement simple pour chaque bâtiment : assemblages conçus en Traction/Compression et assemblages conçus en Traction/Seulement, chaque fois selon les deux approches permises dans l'article [27.11] de la norme CSA S16, soit des assemblages dimensionnés de façon à ce que le mode de défaillance prévu soit ductile (type CCM), sans amplifications des efforts sismiques, et des assemblages dimensionnés pour résister aux efforts sismiques amplifiés par un facteur R_d = 1.5 (type CCS), sans garantie d'un comportement ductile.
- Modélisation sur OpenSees et analyses dynamiques non linéaires des seize bâtiments sous des ensembles de 10 accélérogrammes représentatifs des sites et catégories de sol considérés.

À l'aide de chiffrier sur Excel, un premier dimensionnement a été fait selon la méthode statique équivalent puis raffiné à l'aide d'une analyse dynamique sur ETABS. Une fois les diagonales choisies lors du dimensionnement préliminaire, les dimensions des bâtiments ont été ajustées par itération lors de la conception finale pour obtenir un taux d'utilisation de 1.0 pour les diagonales en compression. Lors de la conception, on a constaté que la prise en compte de la torsion accidentelle par le déplacement de la masse donnait des efforts sismiques moins importants dans les diagonales par rapport à l'application de couples de torsion statiques, ceci en raison de l'effet bénéfique du déplacement de la masse sur la période fondamentale des structures et de la torsion

moins sévère. Cette approche a donc été adoptée afin d'obtenir la conception minimale permise par le code pour les diagonales.

Le dimensionnement des assemblages a aussi été effectué à l'aide de chiffriers reprenant les règles de la norme CSA S16 pour la traction et en utilisant l'équation d'interaction du Guide 24 de l'AISC pour la compression-flexion. Dans les analyses, on a vu que l'utilisation de la limite élastique probable R_yF_y plutôt que la limite élastique F_y implique des écarts importants sur les efforts anticipés en traction et en compression dans les diagonales, mais aussi sur l'équation d'interaction utilisée pour s'assurer que la connexion peut reprendre les efforts de compression. En effet, alors que cette équation est respectée en phase de dimensionnement, en utilisant F_y, elle ne l'est plus si la limite élastique probable des diagonales est utilisée. Afin d'avoir un regard critique sur les règles de dimensionnement, on a utilisé F_y lors de la conception des assemblages.

Lors du dimensionnement des assemblages, on a réalisé que respecter l'exigence d'un mode de défaillance ductile (CCM) par ovalisation des trous des boulons et résister à la compression-flexion due à l'excentricité pour la conception Tension/Compression aboutissait à des dimensions irréalistes pour les plaques de transfert, avec un rapport b/t très grand. Ceci conduit à une longueur effective trop courte du demi-segment de la diagonale discontinue (voir Figure 3-6) pour permettre son flambement. Pour ces assemblages, on a donc décidé d'ignorer la condition d'un mode de rupture ductile. Ainsi les 4 types d'assemblages qui ont été analysés sont : T/C-CCS, T/C-CCxM, T/O-CCS, T/O-CCM

7.1.2.1 Conclusions sur le dimensionnement T/C-CCS

Dans le cas d'une conception T/C-CCS, il n'y a pas de risque de rupture au niveau des assemblages des diagonales de contreventement en X et le flambement se produit la plupart du temps sur la demi-longueur de la diagonale discontinue et rarement dans la diagonale continue. Bien que l'équation d'interaction de la résistance en compression de l'assemblage donnée par l'AISC n'était pas respectée avec la limite élastique probable R_yF_y, le rapport $C_{f,u\ max}$ / C_u était supérieur à 1.0 et l'assemblage issu de cette conception avait une rigidité et une résistance flexionnelles suffisantes pour prévenir le flambement par rotation plastique dans les assemblages. Ainsi, le dimensionnement s'est avéré adéquat, même lorsque la limite élastique probable était utilisée dans les analyses. Finalement, malgré les résultats satisfaisant de ce type de dimensionnement, il exige des épaisseurs et largeurs de plaques importantes, impliquant une longueur effective réduite

puisqu'elle est fonction de ces paramètres comme le présentait la Figure 3-6. En effet, l'hypothèse faite en dimensionnement de K égal à 0.45 était surestimée, résultant en un rapport $C_{u,OS}/C_u$ supérieur à 1.0. Une valeur de 0.4 est recommandée pour le dimensionnement des diagonales de contreventement en X. On a aussi constaté que le flambement de la diagonale continue se produisait à un effort de compression 1.25 fois supérieur à la résistance de la diagonale discontinue, ceci a été attribué à des longueurs effectives différentes, soit un facteur de K de la diagonale continue inférieur à celui de la diagonale discontinue. Les résultats ne permettent pas de conclure sur une valeur de la longueur effective à utiliser pour la diagonale continue. Ceci souligne l'importance du choix d'une longueur effective réaliste pour ne pas être trop conservateur et s'assurer un dimensionnement économique.

7.1.2.2 Conclusions sur le dimensionnement T/C-CCxM

Pour les bâtiments situés à Montréal, le cisaillement des boulons des assemblages du premier étage se produisaient à une force équivalente à C_u sur les diagonales continues et discontinues. Même si ce mode de rupture est considéré comme non ductile, différents travaux ont montré qu'un plateau plastique conséquent se produisait avant la rupture. De ce fait, la ductilité de l'assemblage a été bénéfique puisqu'elle a permis un déplacement latéral satisfaisant de la structure, sans qu'il n'y ait rupture dans les assemblages et en en limitant les efforts repris par les diagonales et, notamment, le flambement de la diagonale discontinue par rotation plastique dans les assemblages. La situation a été différente pour les bâtiments situés à Victoria. Pour ces cas, le flambement de la diagonale discontinue s'est amorcé par la flexion de la plaque de transfert de la connexion centrale, dans l'espace libre e_i, pour se transformer en un mécanisme de flambement à 3 rotules. Qui plus est, bon nombre d'assemblages se sont rompus par cisaillement des boulons sous un effort de traction, excepté pour le bâtiment situé sur un sol de catégorie C à Montréal. Les analyses ont montré l'importance de respecter les exigences du code. Cependant, même si l'équation d'interaction de l'AISC était respectée en phase de conception des assemblages, cela n'a pas empêché le mode d'instabilité à trois rotules de se produire, ce qui a révélé la corrélation entre la résistance en flexion et en compression de l'assemblage et le mode d'instabilité. En effet, dans certains cas, le flambement par rotation plastique des plaques ne s'est pas produit sous un effort axial donné parce que le moment maximal n'était pas atteint et inversement. Finalement, les rapports $C_{fu,max}/C_u$ étaient relativement proche de 1.0 pour ces structures, ce qui laisse penser qu'un dimensionnement

des assemblages en posant C_f égal à C_u, sans respect du critère d'une rupture ductile, permettrait d'augmenter l'épaisseur et la largeur des plaques de transfert, tout en restant réalistes et économiques, et provoquer le flambement en flexion des segments de la diagonale. La ductilité inhérente des assemblages pourrait permettre d'accommoder des déplacements inter-étages sévères.

7.1.2.3 Conclusions sur le dimensionnement T/O-CCS

Dans le cas du dimensionnement T/O-CCS, un mécanisme d'instabilité à 3 rotules a aussi été observé dans les diagonales discontinues à un effort environ égal à 60% de la résistance probable de la diagonale et à un déplacement inter-étage d'environ 0.50% h_s, mais on a observé une rupture par fatigue dans l'espace e_i des plaques de transfert de la connexion centrale au lieu d'une rupture en traction dans les assemblages. Dans les résultats de Gélinas, la rupture se produisait au même endroit selon la rupture à l'aire nette de la plaque de transfert vis-à-vis des soudures. La fatigue et ce mode de rupture sont liés. Ce mode de rupture ne gouvernait lors du dimensionnement. On pourrait probablement améliorer le comportement de ces contreventements en appliquant un facteur de réduction à la résistance en traction de l'assemblage pour tenir compte de la fatigue. Lors des essais en laboratoire, un facteur de correction de 0.62 a été trouvé, comparé à 0.77 pour l'analyses numérique sur OpenSees. Le facteur est plus important dans le dernier cas car les soudures n'ont pas été modélisées et le cisaillement en décalage induit n'est donc pas pris en compte. Le flambement de la diagonale continue s'est produit sur la demi-membrure, ce qui démontre que malgré le flambement de la diagonale discontinue, cette dernière est restée suffisamment rigide pour apporter un support hors plan à la diagonale continue en compression. Des déformations inélastiques associées à la rupture en traction sur l'aire nette ont aussi été observées pour la diagonale du deuxième étage. Des résultats similaires ont été observés en laboratoire, ce qui conforte sur la bonne modélisation des bâtiments sur OpenSees.

7.1.2.4 Conclusions sur le dimensionnement T/O-CCM

Le dernier dimensionnement étudié est le type T/O-CCM. Les contreventements dimensionnés selon cette approche ont offert un comportement sismique inadéquat. Le flambement des diagonales par rotation plastique dans les assemblages a été observé pour l'ensemble des diagonales continues et discontinues à des déplacements inter-étages d'environ 0.45% h_s et des efforts de compression correspondant à 80 et 40% de C_u. De plus, la rupture par fatigue s'est

produite dans l'espace libre e_i des plaques de transfert des connexions d'extrémité de la diagonale continue, montrant sa vulnérabilité lorsqu'elle subit un mécanisme à trois rotules. Comme pour le dimensionnement en T/O – CCS, il est essentiel qu'un facteur de correction soit appliqué lors du dimensionnement T/O-CCM.

7.1.2.5 Comparaison entre les différents dimensionnements

Une comparaison a été faite entre les différents assemblages qui a permis d'examiner l'influence de la rigidité et la résistance flexionnelles des plaques de transfert sur la résistance au flambement des diagonales. Cette comparaison a mis en lumière que l'épaisseur des plaques jouait un rôle important sur la résistance et la rigidité d'un assemblage mais aussi sur l'excentricité locale produisant la flexion dans les assemblages. On a aussi examiné les différences entre les approches de conception CCM et CCS. On a conclu que le dimensionnement CCS devait être favorisé par rapport au dimensionnement CCM, car les diagonales ont une capacité de reprise de charge plus importante en compression. Qui plus est, le dimensionnement CCM ne peut être réalisé lorsque l'on considère un dimensionnement en Tension/Compression.

7.2 Recommandations

Suite aux conclusions de ce projet de recherche, différentes recommandations sont formulées pour des recherches futures :

- Le manque d'essais en laboratoire n'a pas permis une calibration complète des propriétés des matériaux *Steel02* et *Fatigue*. Il serait nécessaire de réaliser des essais sur des plaques de différentes largeurs et épaisseurs puis d'en faire la modélisation sur OpenSees pour valider les paramètres proposés dans ce projet de recherche.
- À de nombreuses reprises, les analyses numériques ont montré que les données sismiques $S_a(T)$, F_a et F_v spécifiées dans le code pour le site de Montréal donnent un comportement inélastique moins sévère qu'à Victoria. En effet, pour Montréal, le comportement reste élastique dans la majorité des cas lorsque le dimensionnement des assemblages se fait en Traction/Compression, et s'il a lieu, le flambement se fait dans les membrures des diagonales. Il serait recommandé d'examiner la possibilité de relâcher les critères ou limites dans l'Est par rapport à l'Ouest du Canada.

- L'utilisation de la résistance élastique probable R_yF_y des assemblages, soit 385 MPa, et des profilés, soit 460 MPa, devrait être favorisée pour le dimensionnement des assemblages plutôt que la limite élastique nominale. De nouvelles analyses numériques devraient être effectuées pour étudier le comportement d'un contreventement en X dont le dimensionnement des assemblages serait effectué en Tension/Compression avec un effort égal à C_u mais sans considérer de rupture ductile. Au vu des résultats des dimensionnements de types T/C-CCS et T/C-CCxM, ce nouveau dimensionnement garantirait :
    - le flambement en flexion des diagonales plutôt qu'un flambement par rotation plastique dans les plaques des assemblages;
    - l'utilisation des aspects bénéfiques de la ductilité inhérente des modes de rupture en traction des assemblages;
    - des dimensions économiques.
- Pour la conception T/C-CCxM, la rupture s'est produite par cisaillement des boulons et il n'a pas été possible d'évaluer la résistance des diagonales au mode d'instabilité impliquant les 3 rotules plastiques dans les plaques d'assemblage. Pour T/O-CCS et CCM, un mécanisme à trois rotules est apparu à chaque fois, mais la rupture s'est produite par fatigue. Des recherches futures devraient être faites pour comparer le déplacement inter-étage entre les modes de flambement M3 (sur la demi-longueur) et M4 (mécanisme à trois rotules) de la diagonale discontinue en augmentant l'épaisseur de plaque et évitant un mode de rupture qui gouverne en compression pour obtenir un mécanisme à trois rotules tout en évitant la rupture comme le spécimen n°8 de Gélinas (2013).
- Si le dimensionnement est fait en T/O, il est recommandé d'appliquer un facteur de correction pour le mode de rupture à l'aire nette de la plaque de transfert vis-à-vis des soudures. Les analyses numériques donnent un facteur de 0.77 comparé à un facteur de 0.62 pour les essais en laboratoire. Ce dernier est recommandé car il considère à la fois la fatigue et le cisaillement en décalage issu des soudures de la plaque de transfert sur le profilé HSS. Des analyses et tests plus poussés devraient être menés pour valider ce facteur.

- Le vent produit également des charges latérales sur la structure et la rupture par fatigue dans les assemblages pourrait devenir un état limite ultime critique pour le dimensionnement en T/O dans le cas où le flambement de l'assemblage survient sous ce chargement.
- Ce projet s'est limité à l'étude des assemblages en cisaillement simple. Il serait intéressant de faire un nouveau projet de recherche sur la modélisation des assemblages en cisaillement double sur OpenSees et de comparer les résultats avec ceux obtenues des travaux en laboratoire de Gélinas (2013) et généraliser les résultats de ces essais.
- Compte tenu que les deux diagonales des contreventements en X sont différentes, les accélérogrammes devront être appliqués dans les deux directions de X (1.0 et -1.0) pour pouvoir considérer le cas le plus critique.

BIBLIOGRAPHIE

AISC. (2010). *Design Guide 24 : Hollow Structural Section Connections.* Chicago, IL, USA: American Institute of Steel Constructions.

Archambault, M.-H. (1995). *Étude du comportement séismique des contreventements ductiles en X avec des profiles tubulaires en acier.* Departement de Génie Civil. Montréal, QC: École Polytechnique.

Atkinson, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 NBCC uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering, 36*, 991-1000.

Ballio, G., & Castiglioni, C. (1995). A unified approach for the design of steel structures under low and/or high cylce fatigue. *Journal of construction steel research, 34*, 75-101.

Beaulieu, D., & Picard, A. (2003). *Calcul des charpentes d'acier, Tome II.* Markham, ON: Institut canadien de la construction en acier.

Castonguay, P. (2010). *Seismic performance of concentrically braced steel frames of the conventional construction category.* Montréal, QC: Ecole Polytechnique.

Charette, K. G. (2009). *Effets des mouvements sismiques sur les structures en acier de la catégorie Constructions Conventionnelles.* Départements des génies civil, géologiques et des mines. Montréal: École Polytechnique de Montréal.

Chen, & Tirca. (2013). Simulating the Seismic Response of Concentrically Braced. *Open Journal of Civil Engineering, 10 (4)*, 69-81.

Chen, & Tirca. (2014). Numerical simulation of inelastic cyclic response of HSS braces upon fracture. *Advanced Steel Construction, 10 (4)*, 442-462.

Chen, L., & Tirca, L. (2013). Simulating the seismic response of concentrically braced frames using physical theory brace models. *Open Journal of Civil Engineering, 3*, 69-81.

CNRC. (2010). *Code National du Bâtiment du Canada.* Ottawa, ON: Conseil national de recherche du Canada.

CNRC. (2010). *Guide de l'utilisateur - CNB 2010 : Commentaires sur le calcul des structures (Partie 4 de la division B).* Ottawa: Conseil national de recherche du Canada.

CSA. (2009). *S16-09, Régles de calcul des charpentes d'acier.* Mississauga, ON: Canadian Standards Association.

CSI Computers & Structures. (2015). *ETABS*. Retrieved from CSI Computers & Structures: http://www.csiamerica.com/products/etabs

D.G. Lignos, Y. C. (2011). Numerical and experimental evaluation of seismic capacity of high-rise steel buildings subjected to long duration earthquakes. *Computers et structures, 89*, 959-967.

Daravan, A., Decaen, S., & Tremblay, R. (2013). Numercial simulation of the seismic response of steel X-braced frames with single shear bolted connections. *10th US National Conference on Eartquake Engineering.* Anchorage, Alaska.

Davaran, A. (2001). Effective length factor for discontinuous X-bracing systems. *Journal of Engineering Mechanics, 127 (2)*, 106-112.

Davaran, A., & Hoveidae, N. (2009). Effect of mid-connection detail on the behavior of X-bracing systems. *Journal of COnstructional Steel Research, 65*, 985-990.

Davaran, A., Gélinas, A., & Tremblay, R. (2014). Inelastic buckling analysis of steel X-bracing with bolted single shear lap connections. *Journal of Structural Engineering*.

Dicleli, M., & Calik, E. E. (2008). Physical Theory Hysteretic Model for Steel Braces. *Journal of Structural Engineering, 134 (7)*, 1215-1228.

Fell, B., Kanvide, A. G., & Myers, A. (2009). Experimental investigation of inelastic cyclic buckling and fracture of steel braces. *Journal of structural engineering, 135*, 19-32.

Fillatraut, A., Tremblay, R., Christopoulos, C., Folz, B., & Pettinga, D. (2013). *Element of earthquake engineering and structural dynamics.* Cursus.

Gélinas. (2013). *Étude expérimentale du comportement sismique des assemblages utilisés dans les contreventements en X.* M. Sc. Thesis, Dept. CGM, Ecole Polytechnique de Montréal.

Gélinas, A., Tremblay, R., & Davaran, A. (2012). Seismic behaviour of steel HSS X-bracing of the conventional construction category. *Structures Congress 2012* (pp. 1649-1660). American Society of Civil Engineers.

Gélinas, A., Tremblay, R., & Davaran, A. (2013). Buckling response of bolted mid-connections in steel X-bracing. *Congrés général 2013 de la SCGC,* (pp. 104-1 à 104-10). Montréal, QC.

Geschwinder, L. (2012). *Unified Design of Steel Structures* (2nd ed.). John Wiley & Sons.

Hassan. (1991). *Modeling of bracing members and seismic behavior of concentrically braced steel structures.* Michigan: The University of Michigan.

Hsiao, Lehman, & Roeder. (2013). A model to simulate special concentrically braced frames beyond. *Earthqauke engineering and structural dynamics*, 183-200.

Jiang, Y. (2013). *Numerical and experimental seismic assessment and retrofit of steel tension-only double angle braced frames designed before the implementation of detailing provisions for ductile seismic response.* Montréal: École Polytechnique .

Kitipornchai, & Finch. (1986). Stiffness Requirements for Cross Bracing. *Journal of Strucural Engineering, 112 (12),* 2702-2707.

Kulak, G., Fisher, J., & Struik, J. (2001). *Guide to design criteria for bolted and riveted joints* (2e ed.). Chicago: AISC.

Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves. (2007). *OpenSees Command Language Manual.* Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees).

Mazzoni, S., McKenna, F., & Fenves, G. L. (2007). *Baseline steel materials*. Retrieved from OpenSees comparison of modelling tools: http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/comparisonManual/HTMLmodelcomparisonOpeningPage.htm

McKenna, F. (2011). OpenSees: A framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science and Engineering, 13 (4),* 58-66.

Mitchell, D., & Tremblay, R. (2003). Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian journal of civil engineering*(30 (2)), 308-327.

National Science Fondation. (2006). *Open System for Erthquake Engineering Simulation*. Retrieved from OpenSees: http://opensees.berkeley.edu/index.php

OpenSeesWiki. (2009). *OpenSees uniaxialMaterial Arguments -- Steel02*. Retrieved from OpenSeesWiki: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/OpenSees_uniaxialMaterial_Arguments_--_Steel02

Picard, & Beaulieu. (1987). Design of diagonal cross bracing - Part 1 : Theorical Study - Part 2 : Experimental Study. *Engineering Journal - AISC*, 122-126.

Picard, & Beaulieu. (1988). Design of Diagonal Cross-Bracings— Part 2 : Experimental Study. *Engineering Journal - AISC, 25 (4)*, 156-160.

R. Tremblay, G. M. (2001). Comparative study of the inelastic seismic demand of eastern and western canadian sites. *Earthquake spectra, 17 (2)*, 333-358.

Sabelli, R., & Hohbach, D. (1999). Design of cross-braced frames for predictable buckling behavior. *Journal of structural engineering, 125*, 163-168.

Sabelli, R., Roeder, C. W., & Hajjar, J. H. (2013). *Seismic design of steel special concentrically braced frame systems : A guide for practicing engineers.* Gaithersburg, MD: NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 8, NIST.

Salawdeh, S., & Goggins, J. (2013). Numerical simulation for steel brace members incorporating a fatigue model. *Engineering Structures, 46*, 332-349.

Scott, M. H. (2011). Numerical Integration Options for the Force-Based Beam-Column Element in OpenSees. *Force-Based Element Integration Options in OpenSees*, 1-7.

Scott, M. H. (2014). *BeamWithHinges Element*. Retrieved from OpenSeesWiki: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Beam_With_Hinges_Element

Segal, F., Levy, R., & Rutenberg, A. (1994). Design of imperfect cross-bracings. *Journal of Engineering Mechanical, 120*, 1057-1075.

Shaback, B., & Brown, T. (2003). Behaviour of square hollow structural steel braces with end connections under reversed cyclic axial loading. *Canadian Journal of Civil Engineering, 30*, 745-753.

Stoman, S. H. (1989). Effective length spectra for cross bracing. *Journal of Structural Engineering, 115*, 3112-3122.

Tang, X., & Goel, S. (1989). Brace fractures and analysis oh phase I structures. *ASCE Journal of structural engineering, 115 (8)*, 1960-1976.

Thornton, W. A. (1984). Bracing connections for heavy construction. *Engineering Journal AISC*, 21 (3).

Tremblay. (2002). Inelastic seismic response of steel bracing members. *Journal of Constructional Steel Research, 58(5-8)*, 665-701.

Tremblay, & Atkinson. (2001). Comparative study of the inelastic seismic demand of eastern and western canadian sites. *Earthquake spectra, 17 (2)*, 333-358.

Tremblay, R. (2000). Influence of brace slenderness on the seismic response of concentrically braced steel frames. *Behaviour of steel structures in seismic areas*, 527-534.

Tremblay, R. (2008). Influence of brace slenderness on the fracture life of rectangular tubular steel bracing members subjected to seismic inelastic loading. (ASCE, Ed.) *Structures Congress 2008 : Crossing Borders*, 1-10.

Tremblay, R., Archambault, M., & Filiatrault, A. (2003). Seismic response of concentrically braced steel frames made with rectangular hollow bracing members. *Journal of structural engineering, 129*, 1626-1636.

Tremblay, R., Davaran, A., & Gélinas, A. (2013). Stability of X-bracing Systems with Traditional Bolted Connections. *Structures Congress*, (pp. 2662-2674).

Uriz. (2005). *Towards Earthquake Resistant Design.* Berkley: University of California.

Uriz, P., & Mahin, S. (2008). *Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frames structures.* University of California, Berkley: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER).

Ziemian. (2010). *Guide to stability design criteria for metal structures* (6ème édition ed.). Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons.

ANNEXES

ANNEXE 1 - Ordinogramme du calcul des charges et effets dus au vent

Commentary I

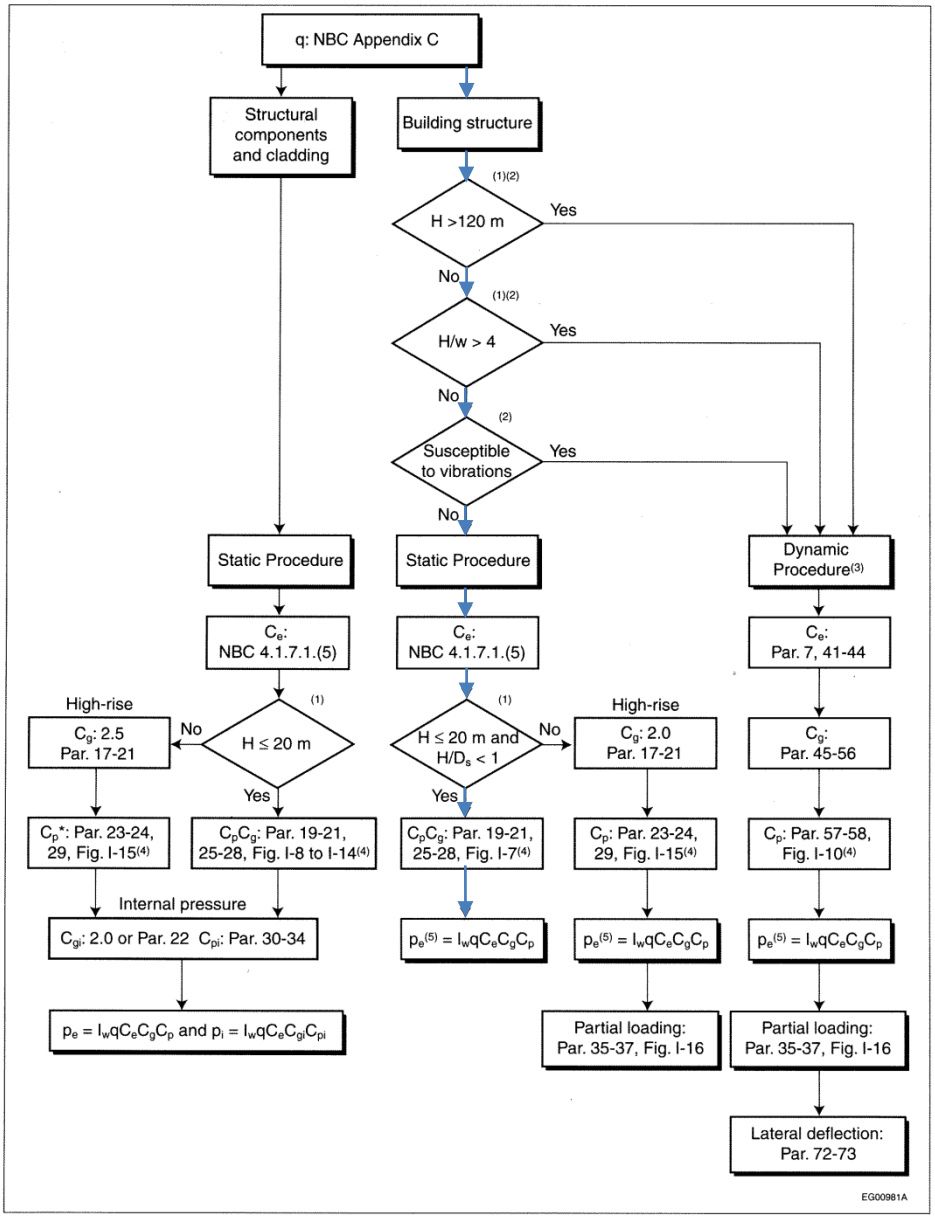
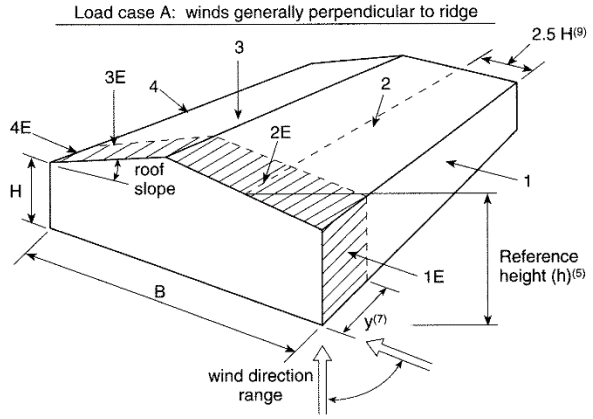


Figure I-1
Flow chart for calculating wind load and effects on buildings

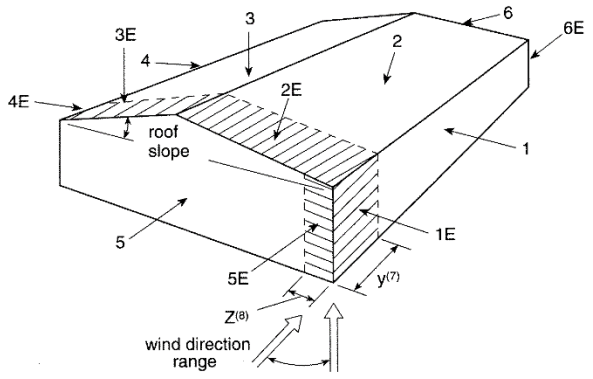
ANNEXE 2 - Pressions selon les différentes surfaces et coefficients associés pour le calcul des charges de vent

Load case A: winds generally perpendicular to ridge



Roof slope	Building surfaces							
	1	1E	2	2E	3	3E	4	4E
0° to 5°	0.75	1.15	–1.3	–2.0	–0.7	–1.0	–0.55	–0.8
20°	1.0	1.5	–1.3	–2.0	–0.9	–1.3	–0.8	–1.2
30° to 45°	1.05	1.3	0.4	0.5	–0.8	–1.0	–0.7	–0.9
90°	1.05	1.3	1.05	1.3	–0.7	–0.9	–0.7	–0.9

Load case B: winds generally parallel to ridge



Roof slope	Building surfaces											
	1	1E	2	2E	3	3E	4	4E	5	5E	6	6E
0° to 90°	–0.85	–0.9	–1.3	–2.0	–0.7	–1.0	–0.85	–0.9	0.75	1.15	–0.55	–0.8

EG00920A

Figure I-7
External peak composite pressure-gust coefficients, C_pC_g, for primary structural actions arising from wind load acting simultaneously on all surfaces

ANNEXE 3 - Combinaisons de charges

Tableau 4.1.3.2.A.
Combinaisons de charges sans les charges dues aux ponts roulants aux fins du calcul aux états limites ultimes
Faisant partie intégrante des paragraphes 4.1.3.2. 2) et 5) à 10)

Condition	Combinaison de charges[1]	
	Charges principales	Charges d'action concomitantes
1	1,4D[2]	—
2	(1,25D[3] ou 0,9D[4]) + 1,5L[5]	0,5S[6] ou 0,4W
3	(1,25D[3] ou 0,9D[4]) + 1,5S	0,5L[6][7] ou 0,4W
4	(1,25D[3] ou 0,9D[4]) + 1,4W	0,5L[7] ou 0,5S
5	1,0D[4] + 1,0E[6]	0,5L[6][7] + 0,25S[6]

(1) Voir les paragraphes 4.1.3.2. 2), 3) et 4).
(2) Voir le paragraphe 4.1.3.2. 9).
(3) Voir le paragraphe 4.1.3.2. 8).
(4) Voir le paragraphe 4.1.3.2. 5).
(5) Voir le paragraphe 4.1.3.2. 6).
(6) Voir l'article 4.1.5.5.
(7) Voir le paragraphe 4.1.3.2. 7).
(8) Voir le paragraphe 4.1.3.2. 10).

ANNEXE 4 - Irrégularités de la structure

Tableau 4.1.8.6.
Irrégularités de la structure(1)
Faisant partie intégrante du paragraphe 4.1.8.6. 1)

Type	Description et définition du type d'irrégularité	Notes
1	**Irrégularité de la rigidité verticale** On considère qu'il y a irrégularité de la rigidité verticale lorsque la rigidité latérale du SFRS d'un *étage* est inférieure à 70 % de la rigidité de tout *étage* adjacent ou inférieure à 80 % de la rigidité moyenne des trois *étages* au-dessus ou au-dessous.	(2)(3)(4)
2	**Irrégularité du poids (masse)** On considère qu'il y a irrégularité du poids lorsque le poids, W_i, de tout *étage* est supérieur à 150 % du poids de l'*étage* adjacent. Ceci ne s'applique pas à un toit qui est plus léger que le plancher qui se trouve au-dessous.	(2)
3	**Irrégularité géométrique verticale** On considère qu'il y a irrégularité géométrique verticale lorsque la dimension horizontale du SFRS de tout *étage* est supérieure à 130 % de celle d'un *étage* adjacent.	(2)(3)(4)(5)
4	**Discontinuité en plan d'un élément vertical résistant aux sollicitations latérales** Sauf pour les ossatures contreventées et les ossatures résistant aux moments, on considère qu'il existe une discontinuité en plan lorsqu'il se produit un décalage d'un élément du SFRS résistant aux forces latérales ou une diminution de la rigidité latérale de l'élément résistant de l'*étage* inférieur.	(2)(3)(4)(5)
5	**Décalages latéraux** Discontinuités d'un trajet de forces latérales tels que des décalages latéraux des éléments verticaux du SFRS.	(2)(3)(4)(5)
6	**Discontinuité de la résistance – étage faible** La résistance au cisaillement d'un *étage* faible est inférieure à celle de l'*étage* supérieur. La résistance au cisaillement d'un *étage* est constituée de la résistance totale de tous les éléments du SFRS résistant aux forces sismiques qui partagent les efforts tranchants de l'*étage* pour la direction considérée.	(3)
7	**Sensibilité à la torsion (lorsque les diaphragmes ne sont pas flexibles)** On considère qu'il y a sensibilité à la torsion lorsque le rapport de B calculé conformément au paragraphe 4.1.8.11. 9) est supérieur à 1,7.	(2)(3)(4)(6)
8	**Systèmes non orthogonaux** On considère que ce type d'irrégularité est présent lorsque le SFRS n'est pas orienté le long d'un ensemble d'axes orthogonaux.	(4)(7)

(1) Le présent tableau ne s'applique pas aux constructions hors toit de 1 *étage* dont le poids est inférieur à 10 % du poids du niveau au-dessous.
(2) Voir l'article 4.1.8.7.
(3) Voir l'article 4.1.8.10.
(4) Voir l'annexe A.
(5) Voir l'article 4.1.8.15.
(6) Voir les paragraphes 4.1.8.11. 9) et 10), et 4.1.8.12. 4).
(7) Voir l'article 4.1.8.8.

ANNEXE 5 - Profilés des bâtiments

Sites	Storey	Diagonales		Colonnes	Direction	Poutres	d_{poutre}
			1	HS152x152x4.8	EO -2	W250X73	254
			2	W200X41.7	NS-2	W310X38.7	310
	Niveau 2	HS127x127x4.8	3	W200X52	EO-1	W360X101	356
Montréal-C	Niveau 1	HS178x178x4.8	4	HS203x203x6.4	NS-1	W360X51	356
D = 45.1 m			5	HS178x178x6.4			
			6	HS178x178x6.4			
			1	HS127x127x4.8	EO -2	W250X49.1	247
			2	W200X35.9	NS-2	W310X28.3	310
	Niveau 2	HS127x127x4.8	3	W250X49.1	EO-1	W360X64	348
Montréal-E	Niveau 1	HS178x178x4.8	4	HS178x178x4.8	NS-1	W360X32.9	348
D = 36.5 m			5	HS178x178x4.8			
			6	HS178x178x4.8			
			1	HS102x102x4.8	EO -2	W360X44	351
			2	W150X29.8	NS-2	W200X19.3	203
	Niveau 2	HS127x127x4.8	3	W200X52	EO-1	W360X64	348
Victoria-C	Niveau 1	HS152x152x8.0	4	HS152x152x4.8	NS-1	W310X44.5	348
D = 32.7 m			5	HS152x152x4.8			
			6	HS152x152x4.8			
			1	HS127x127x4.8	EO -2	W360X44	351
			2	W150X29.8	NS-2	W200X19.3	203
	Niveau 2	HS127x127x4.8	3	W200X52	EO-1	W360X64	348
Victoria-E	Niveau 1	HS152x152x8.0	4	HS152x152x4.8	NS-1	W360X32.9	348
D = 35.5 m			5	HS152x152x4.8			
			6	HS152x152x4.8			

ANNEXE 6 - Détail des calculs

A.2.1 Détail de l'équation (4-12)

$$B_r < V_r$$

$$3\ 0.8\ d_b\ t_g\ n_b\ F_u < 0.6\ 0.8\ \frac{\pi\ d_b^2}{4}\ n_b\ F_{ub}\ \emptyset\ m$$

On est dans le cas d'un cisaillement simple (m=1) et les filets sont non inclus (∅=1).

$$2.4\ d_b\ t_g\ n_b\ F_u < \frac{3\ \pi\ d_b^2\ n_b\ F_{ub}}{25}$$

$$2.4\ t_g\ F_u < \frac{3\ \pi\ d_b\ F_{ub}}{25}$$

Les paramètres F_u et F_{ub} sont respectivement égaux à 450 et 1035 MPa.

$$t_g\ < 0.361\ d_b$$

A.2.1 Détail de l'équation (4-13)

$$B_r < T_{net}$$

$$3\ 0.8\ d_b\ t_g\ n_b\ F_u < 0.75\ \left(t_g\ b_g - 2\ (d_b + 4)\ t_g\right) F_u$$

$$2.4\ d_b\ t_g\ n_b\ < 0.75\ t_g\left(b_g - 2\ (d_b + 4)\ \right)$$

$$2.4\ d_b\ \ n_b\ < 0.75\ \left(b_g - 2\ (d_b + 4)\ \right)$$

$$b_g\ < \frac{d_b(2.4\ \ n_b + 1.5) + 6}{0.75}$$

A.3.1 Détail de l'équation (4-17)

$$\frac{C_f}{C_r} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_f}{M_r}\right) \leq 1.0$$

Les différents paramètres sont définis selon les équations ci-dessous :

$$C_r = \frac{0.9\ t_g\ b_g\ F_y}{\left(1 + \left(\frac{1.2\ L_c}{\frac{t}{\sqrt{12}}}\sqrt{\frac{F_y}{\pi^2\ E}}\right)^n\right)^{\frac{1}{n}}}$$

$$M_r = \frac{0.9\ b_g\ t_g^2\ F_y}{4}$$

$$M_f = \frac{C_f\ t_g}{2}$$

En les remplaçant dans l'équation d'interaction, on obtient :

$$\frac{C_f}{\frac{0.9\ t_g\ b_g\ F_y}{\left(1 + \left(\frac{1.2\ L_c}{\frac{t_g}{\sqrt{12}}}\sqrt{\frac{F_y}{\pi^2\ E}}\right)^n\right)^{\frac{1}{n}}}} + \frac{8}{9}\frac{\frac{C_f\ t_g}{2}}{\frac{0.9\ b_g\ t_g^2\ F_y}{4}} \leq 1.0$$

$$\frac{C_f\left(1 + \left(\frac{L_c\sqrt{3}}{t_g\ \pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}}\right)^n\right)^{\frac{1}{n}}}{0.9\ t_g\ b_g\ F_y} + \frac{8}{9}\frac{2C_f}{0.9\ b_g\ t_g\ F_y} \leq 1.0$$

$$b_g > \frac{1.11C_f\left(1 + 2.12\left(\frac{L_c}{t_g}\sqrt{\frac{F_y}{E}}\right)^n\right)^{\frac{1}{n}}}{t_g\ F_y} + \frac{1.98C_f}{t_g\ F_y}$$

Si on remplace les paramètres connus, c'est-à-dire E=200, F_y=0.35 et n=1.34, on obtient :

$$b \geq \frac{3.175C_f\left(1 + 4.28.\ 10^{-4}\left(\frac{L_c}{t_g}\right)^{2.68}\right)^{0.75}}{t_g} + \frac{5.644\ C_f}{t_g}$$

ANNEXE 7 - Code utilisé pour appliquer les accélérogrammes aux structures sous OpenSees

```
set record  Vic-(XX)
set outFile  $record.thf
set NTINCR XXXX
set dt XXX

set nodeTag 2
set dofTag  1

set g 9810.
set sc  XXXX
set factor [expr $sc*$g ]

puts " $outFile:  N-points= $NTINCR   dt= $dt                Scale= $sc "
# ------------------------------------------------------------------------

set g_accel "Series -dt $dt -filePath $outFile -factor $factor ";          # time series
information
pattern UniformExcitation 10 1 -accel $g_accel;                                  # create
uniform excitation



# Period and frequency
# ----------------------
puts " "; puts " Frequency Analysis:";
puts " ------------------------------------------------------------"

set Damping 0.03;                                                                 #
damping ratio
```

```
set MpropSwitch 1.0
set KcurrSwitch 0.0
set KcommSwitch 0.0
set KinitSwitch 0.00001

set omega_List [eigen 2];
set omegaI2 [lindex $omega_List 0];                                    #Select
mode for RAYLEIGH damping
set omegaJ2 [lindex $omega_List 1];
set omegaI [expr sqrt($omegaI2)];
set omegaJ [expr sqrt($omegaJ2)];

set alphaM [expr $MpropSwitch * $Damping * (2. * $omegaI * $omegaJ) / ($omegaI + $omegaJ)];
set betaKcurr [expr $KcurrSwitch * 2. * $Damping / ($omegaI + $omegaJ)];
set betaKinit [expr $KinitSwitch * 2. * $Damping / ($omegaI + $omegaJ)];
set betaKcomm [expr $KcommSwitch * 2. * $Damping / ($omegaI + $omegaJ)];

rayleigh $alphaM $betaKcurr $betaKinit $betaKcomm;                    # RAYLEIGH damping


set T1 [expr 2 * 3.1416 / $omegaI]
set T2 [expr 2 * 3.1416 / $omegaJ]

puts " Omega1 = $omegaI   T1 = $T1 s"
puts " Omega2 = $omegaJ   T2 = $T2 s"


# Newmark Algorithm gamma=0.25; beta=0.5
#---------------------------------------
set displayTag 0;
set maxNumIter 300;
```

```
test EnergyIncr 0.001 $maxNumIter $displayTag
constraints Plain;
        # how it handles boundary conditions
numberer RCM;
                # renumber dof's to minimize band-width (optimization)
system BandGeneral
system SparseGeneral -piv
integrator Newmark 0.5 0.25
analysis Transient

puts " ____________________________________________________________________"
set dursism [expr $NTINCR * $dt]
puts " Duration for record $outFile = $dursism  second"
puts " Recorded time step = $dt "
puts " "

# main loop on peak points
        set steps XXX.;
                #division of NTINCR

        for {set i 1} {$i <= $steps} {incr i} {
                set ok 0
                set controlTime [getTime]
                while {$controlTime < [expr $i / $steps * $dursism] && $ok == 0} {
                        set controlTime [getTime]
                        set ok [analyze 1 $dt]
                        if {$ok != 0} {
                                set dt1 [expr $dt / 2]
                                puts ""
                                puts "Fail to converge @ $controlTime s, trying 2x smaller time step
$dt1 s"
```

```
                puts ""
                set ok [analyze 1 $dt1]
                if {$ok == 0} {
                        puts "It converged! Back to a time step of $dt s"
                        puts ""
                }
        }
        if {$ok != 0} {
                set dt2 [expr $dt / 5]
                puts ""
                puts "Fail to converge @ $controlTime s, trying 5x smaller time step
$dt2 s"
                puts ""
                set ok [analyze 1 $dt2]
                if {$ok == 0} {
                        puts "It converged! Back to a time step of $dt s"
                        puts ""
                }
        }
        if {$ok != 0} {
                set dt3 [expr $dt / 10]
                puts ""
                puts "Fail to converge @ $controlTime s, trying 10x smaller time
step $dt3 s"
                puts ""
                set ok [analyze 1 $dt3]
                if {$ok == 0} {
                        puts "It converged! Back to a time step of $dt s"
                        puts ""
                }
        }
```

```
                if {$ok != 0} {
                        set dt4 [expr $dt / 20]
                        puts ""
                        puts "Fail to converge @ $controlTime s, trying 20x smaller time step $dt4 s"
                        puts ""
                        set ok [analyze 1 $dt4]
                        if {$ok == 0} {
                                puts "It converged! Back to a time step of $dt s"
                                puts ""
                        }
                }
                if {$ok != 0} {
                        set dt5 [expr $dt / 60]
                        puts ""
                        puts "Fail to converge @ $controlTime s, trying 60x smaller time step $dt5 s"
                        puts ""
                        set ok [analyze 1 $dt5]
                        if {$ok == 0} {
                                puts "It converged! Back to a time step of $dt s"
                                puts ""
                        }
                }
        }
        puts "Progress [format %.0f [expr $i / $steps * 100]]%... "
        puts ""
    }
puts " *-* *-* *-* *-* *-* *-* Dynamic Analysis for $outFile is Done! *-* *-* *-* *-* *-* *-* "
puts ""
```