

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

STABILITÉ DES COLONNES DANS LES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES EN
ACIER SOUS LES EFFORTS COMBINÉS AXIAUX ET DE FLEXION INDUITS PAR LES
SÉISMES

GUILLAUME TOUTANT

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

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

DÉCEMBRE 2016

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

STABILITÉ DES COLONNES DANS LES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES EN
ACIER SOUS LES EFFORTS COMBINÉS AXIAUX ET DE FLEXION INDUITS PAR LES
SÉISMES

présenté par : TOUTANT Guillaume

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

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

M. BEN FTIMA Mahdi, Ph. D., président

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

M. ROGERS Colin A., Ph. D., membre

DÉDICACE

*À mon grand-père Réal,
qui m'a transmis sa passion pour l'ingénierie*

*« Either write something worth reading
or do something worth writing »*

*Benjamin FRANKLIN
(1706-1790)*

REMERCIEMENTS

La réussite de cette recherche à l'École Polytechnique n'aurait été possible sans l'aide de plusieurs personnes que j'aimerais remercier.

J'aimerais d'abord remercier mon directeur de recherche, M. Robert Tremblay, pour m'avoir partagé ses connaissances ainsi que son temps tout au long de la réalisation de mon projet. J'ai grandement apprécié le support, les conseils et les discussions que nous avons eues. Je serai éternellement reconnaissant de la confiance qu'il m'a démontrée en me permettant de faire partie de ce grand projet.

Je souhaiterais aussi exprimer ma gratitude envers mes confrères de travail, Karl Auger, Ali Imanpour et Yasaman Balazadeh-Minouei qui ont participé à ce projet expérimental et avec qui j'ai eu l'honneur de collaborer tout au long de mon parcours aux cycles supérieurs. Leur disponibilité et leur assistance furent grandement appréciées.

De plus, je voudrais remercier toute l'équipe technique du laboratoire de structures de l'École Polytechnique pour leur temps et leur soutien tout au long de la phase expérimentale de ce projet. Ils ont toujours été en mesure de s'adapter malgré les courts délais et les nombreux imprévus. Je désire remercier particulièrement mes amis, Martin Leclerc et Romain Siguier, pour leur implication, leur disponibilité et leurs judicieux conseils lors des essais en laboratoire.

Par ailleurs, je souhaiterais saluer mes collègues aux cycles supérieurs avec qui j'ai eu l'occasion d'échanger sur plusieurs sujets scientifiques... et parfois moins scientifiques. J'ai développé de belles amitiés au cours de ces dernières années.

J'aimerais aussi remercier le Fonds Québécois pour la Recherche sur la Nature et les Technologies (FQRNT) pour l'aide financière qu'il m'a accordé pour la réalisation de mon projet de maîtrise.

Finalement, je tiens à remercier ma famille, particulièrement mon père Marc-André et ma mère Julie, pour la patience et le support qu'ils m'ont témoignés tout au long de mon parcours académique.

RÉSUMÉ

Les contreventements concentriques en acier (*CBF*) sont des systèmes de reprise des charges latérales (*SRCL*) populaires en raison de leur faible coût de construction et de leur rapidité d'installation. Ces structures sont couramment utilisées pour la construction d'entrepôts ou d'édifices à bureaux de faible hauteur au Canada. Dans la plupart des cas, les *CBF* de type Construction Conventionnelle (type *CC*) pour lesquels les colonnes restent élastiques sont utilisées. Cependant, les *CBF* à Ductilité Modérée (type *MD*) offrent une alternative économique aux systèmes de type *CC* parce que la structure peut être conçue pour des charges sismiques réduites en tenant compte de la ductilité de l'acier. Les colonnes dans les *CBF* de type *MD* doivent être conçues conformément aux principes de conception par capacité afin de permettre la plastification des éléments ductiles dans le *SRCL* sans affecter l'intégrité de la structure.

Les éléments ductiles du *CBF* type *MD* comprennent les éléments diagonaux conçus pour dissiper l'énergie sismique par plastification en tension ou par flambement inélastique. Lorsque les éléments ductiles se plastifient, ils induisent des efforts axiaux considérables dans les colonnes du contreventement. De plus, la rigidité latérale de la structure est réduite de façon significative lorsque les éléments diagonaux sont déformés dans le domaine inélastique, ce qui entraîne de grands déplacements inter-étages dans la structure. Ces déplacements sont typiquement inégaux d'un étage à l'autre, ce qui induit des moments de flexion dans les colonnes du contreventement. Ce moment de flexion combiné à la force axiale peut affecter la résistance et la stabilité des colonnes dans les contreventements lors d'un tremblement de terre. À cet égard, la norme canadienne de conception d'acier CSA S16 (CSA, 2014) exige que les colonnes dans les contreventements de type *MD* soient conçues en tenant compte de l'interaction entre la force axiale et les moments de flexion. Cependant, les colonnes peuvent présenter un comportement sismique stable même si elles ne sont pas conçues pour résister à des moments de flexion. Dans la norme américaine de conception sismique des structures en acier (AISC, 2010), il n'est pas nécessaire que les moments de flexion induits par les séismes dans les colonnes soient pris en considération lors de la conception. Cela soulève la question à savoir si les moments de flexion doivent être pris en compte lors du dimensionnement des colonnes dans les *CBF* type *MD* ou si les colonnes doivent être conçues strictement pour les forces axiales sans tenir compte de la demande en flexion.

Ce projet de recherche vise à développer une meilleure compréhension du comportement des colonnes en acier dans les *CBF* lorsque les colonnes sont soumises à des efforts combinés axiaux et de flexion induits par les séismes. Pour atteindre cet objectif, une revue des critères de conception actuellement utilisés au Canada a d'abord été effectuée. On a ensuite examiné le comportement sismique des colonnes faisant partie d'un contreventement ductile en acier en accordant une attention particulière à la stabilité de ces colonnes. Les colonnes étudiées ici étaient situées au premier niveau de la structure et continues sur 3 étages. Les colonnes ont été considérées comme étant fixes à leur base et orientées de sorte que la flexion se produise autour de leur axe faible. Par la suite, différents *CBF* de 3 étages ont été conçus dans lesquels le type de contreventement, la taille des colonnes et les conditions aux limites ont été modifiés pour observer leur influence sur la réponse sismique de la colonne. Un modèle numérique des *CBF* a ensuite été développé à l'aide du logiciel *OpenSees* (McKenna & Fenves, 2004). Ce modèle a été utilisé pour effectuer des analyses sismiques non-linéaires afin d'étudier le comportement des colonnes et de mieux comprendre et caractériser la résistance au flambement et la stabilité des colonnes sous l'effet des charges sismiques.

Une nouvelle méthode de conception a été proposée sur la base des observations et des résultats obtenus des études réalisées dans ce projet. Dans la méthode proposée, les colonnes d'acier dans les *CBF* sont conçues pour résister à des efforts combinés axiaux et de flexion uniquement en attribuant une longueur effective réduite reflétant de façon plus réaliste les conditions aux limites ainsi que la déformée de la colonne. Cette méthode n'utilise plus l'équation d'interaction des forces axiales et des moments de flexion. Cependant, elle exige que les colonnes respectent les limites spécifiées pour les sections de Classe 1 de la norme CSA S16 afin de pouvoir résister aux déformations inélastiques prévues sans risque de voilement local. La méthode a été vérifiée à la suite de simulations numériques réalisées sur une colonne isolée et sur une colonne faisant partie d'un contreventement à l'aide de deux observations clés: 1) la déformée en courbure triple des colonnes encastrées à la base à l'approche du flambement; et 2) la redistribution des moments de flexion le long de la colonne qui survient lorsque la charge axiale devient importante.

La méthode de conception proposée comporte plusieurs limitations. La méthode ne s'applique qu'aux colonnes qui sont fléchies autour de leur axe faible et qui sont encastrées à leur base. Un nombre limité d'analyses réalisées sur des colonnes articulées à la base a montré que la méthode de conception proposée peut être adaptée pour ce type de colonne à condition qu'un facteur de

longueur effective K plus élevé soit utilisé. D'autres études sont requises pour valider l'applicabilité de la méthode aux colonnes articulées à la base, ainsi qu'aux colonnes fléchies autour de leur axe fort. Plusieurs paramètres incluant, des conditions d'encastrement semi-rigides à la base, les phénomènes de voilement local ainsi que la ductilité des contreventements devraient être étudiés.

ABSTRACT

Steel concentrically braced frames (*CBF*) are popular lateral force resisting systems (*LFRS*) because of their low cost of construction and speed of installation. These structures are commonly used for the construction of warehouses or low-rise office buildings in Canada. In most case, Conventional Construction (type *CC*) *CBF* in which columns remain elastic are used. However, Moderately Ductile (type *MD*) *CBF* offer an economical alternative to type *CC* systems because the structure can be designed for reduced seismic loads when accounting for ductility of the steel. Columns of type *MD CBF* shall be designed in accordance with capacity design principles to allow yielding of ductile elements in the *LFRS* without affecting the integrity of the structure.

Ductile elements of type *MD CBF* include diagonal members that are designed to dissipate seismic energy by developing tensile yielding or inelastic buckling. When the bracing members yield or buckle, they induce considerable axial force demands in columns of the braced frame. In addition, the lateral stiffness of the structure is significantly reduced when the diagonal members are deformed in the inelastic range, resulting in large inter-storey displacements in the structure. These displacements are typically unequal from one story to the other, which induces flexural bending moments in columns of the braced frame. This bending moment combined with the axial force can affect the strength and stability of columns in braced frames during an earthquake. In this regard, the Canadian Steel Design Standard CSA S16 (CSA, 2014) requires that columns of type *MD* braced frames be designed with consideration of the interaction that exist between axial force and bending moment demands. However, columns may exhibit a stable seismic behavior even if they are not designed to withstand bending moments. In the US Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC, 2010), it is not required that the seismic induced bending moments in columns be considered to size the member. This raises the question of whether the bending moments should be considered when sizing columns in type *MD* steel *CBF* or if columns should be designed strictly for axial forces with no consideration of the bending demand.

This research project aims to develop a better understanding of the behavior of columns in steel *CBF* when columns are subjected to combined axial force and bending moment demands due to seismic load effects. To achieve this objective, a review of the current Canadian design requirements was first performed. The seismic behavior of columns as part of ductile steel braced frames were then examined and a particular attention was given to the stability response of such

columns. The columns studied here were located at the first level of the structure and continuous over 3 storeys. Columns were considered fixed at their base and oriented in such a way that the bending occurred about their weak axis. Subsequently, various 3-storeys *CBF* were designed in which bracing type, column size and boundary conditions were varied to observe their influence on the column seismic response. A numerical model of the braced frames was then developed in the *OpenSees* (McKenna & Fenves, 2004) framework. This model was used to perform non-linear time history analyses to study the column stability response and to determine its buckling resistance under seismic load effects.

A new design method has been proposed based on observations and results of the studies. In the proposed method, columns of steel *CBF* are designed to resist combined axial force and bending moment demands only by assigning a reduced effective length reflecting the realistic boundary conditions and deformed shape of the column. This method no longer uses the interaction equation of axial forces and bending moments. However, it requires columns to comply with limits specified for Class 1 sections in CSA S16 to accommodate anticipated inelastic deformations without significant local buckling. The method was verified using numerical simulations performed on an isolated column and a braced frame column using two key observations: 1) triple curvature deformed shape of columns with fixed base at the onset of buckling; and 2) the redistribution of bending moments along the height of the first storey column when the axial load becomes significant.

The proposed design method involves several limitations. The method is only applicable to fixed base columns bent about their weak axis. A limited number of analyses carried out on columns with pinned base showed that the proposed design method can be adapted for this type of column provided that a higher effective length factor K is used. Further studies are needed to validate the applicability of the method to pinned based columns as well as columns bent about their strong axis. Several parameters including columns with semi-rigid base fixity, local buckling and frame ductility should be investigated.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VIII
TABLE DES MATIÈRES	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XVI
LISTE DES FIGURES.....	XXI
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXXI
LISTE DES ANNEXES.....	XXXVIII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Contexte de l'étude.....	5
1.2 Problématique.....	6
1.3 Objectifs de l'étude	6
1.4 Méthodologie	7
1.5 Organisation du mémoire	7
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	10
2.1 Normes de conception actuelles des contreventements concentriques en acier.....	10
2.1.1 Conception sismique selon le Code National du Bâtiment Canadien 2010.....	10
2.1.2 Conception de contreventements concentriques selon la norme canadienne (CSA S16-09).....	17
2.2 Comportement sismique et stabilité des colonnes de contreventement en acier.....	43
2.2.1 Comportement sismique des contreventements concentriques en acier	43
2.2.2 Comportement cyclique des colonnes de contreventement	46

2.2.3	Demande sismique dans les colonnes de contreventement	46
2.3	Modélisation <i>OpenSees</i>	47
2.3.1	Modélisation de l'acier	47
2.3.2	Modélisation des éléments non-linéaires	48
2.4	Simulation hybride	49
2.4.1	Composantes d'une simulation hybride	51
2.4.2	Architecture du logiciel <i>OpenFresco</i>	56
CHAPITRE 3	COMPORTEMENT DES PIÈCES COMPRIMÉES	60
3.1	Catégories de pièces comprimées	60
3.2	Flambement des pièces comprimées	61
3.2.1	Charge d'Euler	62
3.2.2	Concept de longueur effective	64
3.3	Flambement élastique	65
3.4	Flambement inélastique	66
3.5	Validation du logiciel <i>OpenSees</i> pour les pièces comprimées	69
3.5.1	Résistance en compression dans <i>OpenSees</i>	70
3.5.2	Évaluation de la longueur effective de flambement dans <i>OpenSees</i>	75
3.6	Stabilité d'une colonne continue sur deux étages	77
3.6.1	Flambement élastique d'une colonne continue	77
3.6.2	Flambement inélastique d'une colonne continue	82
3.7	Sommaire	88
CHAPITRE 4	COMPORTEMENT DES PIÈCES COMPRIMÉES ET FLÉCHIES	89
4.1	Influence des efforts combinés de flexion-compression sur la résistance de la section	89
4.2	Stabilité des pièces comprimées-fléchies	91

4.2.1	Paradoxe du coefficient de longueur effective	93
4.3	Réponse inélastique des colonnes soumises à des efforts combinés axiaux et de flexion	96
4.3.1	Modèle A – Colonne simple.....	97
4.3.2	Modèle B – Colonne simple.....	102
4.3.3	Modèle C – Colonne simple.....	105
4.3.4	Modèle D – Colonne simple.....	107
4.3.5	Modèle E – Colonne continue	110
4.3.6	Modèle F – Colonne continue	115
4.3.7	Modèle G – Colonne dans un contreventement <i>CBF-X</i> de 3 étages	118
4.4	Sommaire	124
CHAPITRE 5 CONCEPTION DES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES EN ACIER		127
5.1	Hypothèses de dimensionnement	129
5.2	Dimensionnement d'un contreventement concentrique.....	130
5.2.1	Description du bâtiment	130
5.2.2	Caractéristiques des matériaux.....	131
5.2.3	Charges gravitaires	132
5.2.4	Période fondamentale empirique.....	133
5.2.5	Méthode des forces statiques équivalentes (CNBC 2015)	134
5.2.6	Charges fictives et effets $P-\Delta$	136
5.2.7	Vérification de la période fondamentale	138
5.2.8	Analyse modale du spectre de réponse	140
5.2.9	Conception des diagonales de contreventement.....	143
5.2.10	Descente de charges (conception par capacité).....	148

5.2.11	Conception des colonnes de contreventement	150
5.2.12	Conception des poutres	155
5.2.13	Vérification des déplacements inter-étage	157
5.2.14	Conception des colonnes gravitaires	159
5.3	Sommaire	161
CHAPITRE 6 MODÉLISATION <i>OPENSEES</i> ET CALIBRATION DU MODÈLE		164
6.1	Paramétrage du modèle	164
6.1.1	Type d'éléments	165
6.2	Transformation géométrique	168
6.3	Caractérisation du matériau.....	170
6.4	Modélisation des assemblages	172
6.5	Modélisation des colonnes	176
6.5.1	Défauts de rectitude.....	177
6.5.2	Contraintes résiduelles	177
6.5.3	Colonnes de contreventement	178
6.5.4	Colonnes gravitaires.....	179
6.6	Modélisation des diagonales	181
6.6.1	Défauts de rectitude et calibration de la résistance probable	182
6.6.2	Contraintes résiduelles	183
6.6.3	Discretisation de la section.....	183
6.7	Modélisation des poutres.....	184
6.8	Paramètres d'analyse.....	184
6.8.1	Charges gravitaires.....	185
6.8.2	Analyse cyclique	186

6.8.3	Analyse dynamique	187
6.9	Adaptation aux simulations hybrides	187
6.10	Adaptation au traitement en parallèle.....	188
6.11	Sommaire	189
CHAPITRE 7 COMPOTEMENT DES COLONNES DE CONTREVENTEMENT SOUS CHARGEMENT SISMIQUE		192
7.1	Sélection et calibration des enregistrements sismiques.....	192
7.1.1	Sélection des enregistrements	193
7.1.2	Calibration des enregistrements	195
7.2	Influence du type de contreventement	198
7.3	Étude du comportement sismique des colonnes de contreventement	206
7.3.1	Résultats des analyses dynamiques	209
7.3.2	Résultats des analyses pour le cas 1	210
7.3.3	Résultats des analyses pour le cas 2	217
7.3.4	Résultats des analyses pour le cas 3	222
7.4	Sommaire	225
CHAPITRE 8 MÉTHODE DE CONCEPTION PROPOSÉE POUR LES COLONNES DE CONTREVENTEMENT CONCENTRIQUE EN ACIER		227
8.1	Problématique liée à l'utilisation du coefficient d'uniformisation du moment ω_1	228
8.1.1	Modification du coefficient d'uniformisation du moment ω_1	229
8.2	Alternatives étudiées pour la conception des colonnes de contreventements	230
8.2.1	Première alternative.....	231
8.2.2	Deuxième alternative.....	231
8.3	Méthode de conception proposée pour les colonnes de contreventement	232

8.3.1 Résultats des analyses dynamiques pour la méthode de conception proposée avec $K = 0,7$ et $n = 1,00$	238
8.3.2 Résultats des analyses dynamiques pour la méthode de conception proposée avec $K = 0,6$ et $n = 1,34$	253
8.4 Influence de la condition articulée à la base de la colonne	263
8.5 Sommaire	269
CHAPITRE 9 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	271
9.1 Résumé de la problématique	271
9.2 Observations et conclusions	271
9.3 Limitations et recommandations pour des recherches futures	274
BIBLIOGRAPHIE	276
ANNEXES	280

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Combinaison de charges pour le calcul aux états limites (CNRC, 2010)	12
Tableau 2.2 : Coefficient de modification de force liée à la ductilité et liée à la sur-résistance et restrictions générales (CNRC, 2010)	17
Tableau 2.3 : Critère d'élancement des parois pour un profilé W en compression-flexion.....	21
Tableau 2.4 : Capacité en translation du système de chargement (<i>MDHTS</i>).....	53
Tableau 2.5 : Capacité en rotation du système de chargement (<i>MDHTS</i>)	53
Tableau 3.1 : Caractéristiques de la colonne modélisée dans <i>OpenSees</i>	70
Tableau 3.2 : Paramètres utilisés pour modéliser le matériau <i>Steel02</i> dans <i>OpenSees</i>	71
Tableau 3.3 : Validation du concept de longueur effective dans <i>OpenSees</i>	76
Tableau 4.1 : Caractéristique de la colonne étudiée en compression-flexion	96
Tableau 5.1 : Propriétés de l'acier utilisé pour la conception des contreventements.....	132
Tableau 5.2 : Charges gravitaires de conception.....	133
Tableau 5.3 : Spectre de dimensionnement pour un sol de catégorie C situé à Vancouver, C-B	135
Tableau 5.4 : Distribution verticale des forces sismiques – itération 1.....	136
Tableau 5.5 : Cisaillement inter-étage incluant les charges fictives – itération 1	137
Tableau 5.6 : Cisaillement inter-étage incluant les effets <i>P-Δ</i> – itération 1	138
Tableau 5.7 : Validation de la période fondamentale à l'aide de la méthode de Rayleigh – itération 1	139
Tableau 5.8 : Déplacements obtenus de l'analyse modale du spectre de réponse et efforts axiaux de dimensionnement dans les diagonales – itération 1	143
Tableau 5.9 : Vérification des limites d'élancement des diagonales – itération 1	145
Tableau 5.10 : Dimensionnement des diagonales et résistances probables – itération 1	145
Tableau 5.11 : Choix des diagonales – itération 2	146
Tableau 5.12 : Vérification des limites d'élancement des diagonales – itération 2	148

Tableau 5.13 : Dimensionnement des diagonales et résistances probables – itération 2	148
Tableau 5.14 : Propriétés de la colonne W250x101 – itération 2	150
Tableau 5.15 : Charges de compression axiale pondérée dans les colonnes de contreventement – itération 2.....	151
Tableau 5.16 : Vérification des limites d’élancement des colonnes – itération 2	151
Tableau 5.17 : Propriétés des poutres – itération 2	155
Tableau 5.18 : Charges pondérées dans les poutres – itération 2.....	156
Tableau 5.19 : Vérification des limites d’élancement des poutres – itération 2	156
Tableau 5.20 : Vérification de la résistance de la section pour les poutres (13.8.2.a) – itération 2	157
Tableau 5.21 : Vérification de la stabilité dans le plan de flexion pour les poutres (13.8.2.b) – itération 2.....	157
Tableau 5.22 : Vérification de l’interaction des moments pour les poutres – itération 2	157
Tableau 5.23 : Distribution verticale des forces sismiques – vérification des déplacements inter-étage	158
Tableau 5.24 : Déformations inélastiques – vérification des déplacements inter-étage	159
Tableau 5.25 : Sollicitations et résistances axiales des colonnes gravitaires	161
Tableau 5.26 : Évolution des principaux paramètres de conception et de réponse au cours du processus itératif de conception	162
Tableau 6.1 : Unités du modèle numérique <i>OpenSees</i>	165
Tableau 6.2 : Caractéristiques des éléments du modèle numérique.....	166
Tableau 6.3 : Emplacement et poids des points d’intégration pour la quadrature de Gauss-Lobatto ($n_G = 5$)	167
Tableau 6.4 : Transformation géométrique et coordonnées des vecteurs d’orientation utilisés pour décrire les systèmes d’axes locaux des éléments du modèle numérique dans <i>OpenSees</i>	170
Tableau 6.5 : Paramètres utilisés pour modéliser le matériau <i>Steel02</i> dans <i>OpenSees</i>	171

Tableau 6.6 : Composantes vectorielles permettant d'orienter les ressorts <i>zeroLength Element</i> pour les assemblages des diagonales	176
Tableau 6.7 : Comparaison des résistances probables obtenues pour les diagonales de contreventement des modèles numériques ($\delta_0 = L/500$)	183
Tableau 6.8 : Paramètres d'analyse utilisés pour les différents types d'analyses dans <i>OpenSees</i>	185
Tableau 7.1 : Événements sismiques choisis pour effectuer les analyses temporelles – Vancouver, C-B sur un sol de catégorie C.....	200
Tableau 7.2 : Ratio de l'effort axial C_f/C_n dans les colonnes de contreventement de type « X » et « V »	206
Tableau 7.3 : Résumé des paramètres pour les trois cas à l'étude	209
Tableau 7.4 : Résultats des analyses dynamiques réalisées sur les contreventements de type « X » (84 ^{ième} percentile)	209
Tableau 8.1 : Valeurs moyennes et écart-types obtenus des analyses numériques <i>OpenSees</i>	236
Tableau 8.2 : Propriétés de la colonne W410x100.....	239
Tableau 8.3 : Comparaison des méthodes proposées pour le calcul de la résistance au flambement des colonnes de contreventement	254
Tableau 8.4 : Comparaison des méthodes proposées pour le calcul de la résistance au flambement des colonnes de contreventement	257
Tableau 8.5 : Valeurs des paramètres K et δ pour différents instants durant l'analyse.....	258
Tableau 8.6 : Comparaison des méthodes proposées pour le calcul de la résistance au flambement des colonnes de contreventement	259
Tableau 8.7 : Valeurs des paramètres K et δ pour différents instants durant l'analyse.....	260
Tableau 8.8 : Comparaison des méthodes proposées pour le calcul de la résistance au flambement des colonnes de contreventement	261
Tableau 8.9 : Valeurs des paramètres K et δ pour différents instants durant l'analyse.....	262

Tableau 8.10 : Comparaison des méthodes proposées pour le calcul de la résistance au flambement des colonnes de contreventement.....	263
Tableau 8.11 : Valeurs des paramètres K et δ pour différents instants durant l'analyse.....	263
Tableau 8.12 : Comparaison des méthodes proposées pour le calcul de la résistance au flambement des colonnes de contreventement.....	265
Tableau A.1 : Caractéristiques du <i>SRFS</i>	280
Tableau A.2 : Spectre de risque uniforme pour Vancouver, C-B	280
Tableau A.3 : Facteurs de fondation pour $T_a = 0,2$ s.....	281
Tableau A.4 : Facteurs de fondation pour $T_a = 0,5$ s.....	281
Tableau A.5 : Facteurs de fondation pour $T_a = 1,0$ s.....	282
Tableau A.6 : Facteurs de fondation pour $T_a = 2,0$ s.....	282
Tableau A.7 : Facteurs de fondation pour $T_a = 5,0$ s.....	282
Tableau A.8 : Facteurs de fondation pour $T_a = 10,0$ s.....	283
Tableau A.9 : Facteurs de correction et spectre de dimensionnement pour Vancouver, C-B sur un sol de catégorie C	283
Tableau A.10 : Facteur de correction pour les modes supérieurs M_v	284
Tableau B.1 : Propriétés du profilé HSS127x127x7.9	285
Tableau B.2 : Comparaison des résistances probables obtenues pour un profilé tubulaire HSS127x127x7.9 ($KL = 4\ 000$ mm)	288
Tableau B.3 : Comparaison des résistances probables obtenues pour un profilé tubulaire HSS127x127x7.9 ($KL = 2\ 000$ mm)	288
Tableau B.4 : Masses et coefficients de rigidité du modèle simplifié.....	295
Tableau B.5 : Comparaison des périodes et des modes de vibration	298

Tableau B.6 : Comparaison des périodes et des modes de vibration – rotation bloquée	299
Tableau B.7 : Comparaison des facteurs de masse participante	299
Tableau C.1 : Propriétés géométriques et résistances nominales du spécimen étudié	302
Tableau C.2 : Caractéristiques du spécimen testé en laboratoire	308
Tableau C.3 : Comparaison de la résistance ultime au flambement obtenue de la colonne numérique et du spécimen expérimental	310

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Contreventements concentriques en acier (<i>CBF</i>)	1
Figure 1.2 : Variation des efforts dans les colonnes de contreventement lors d'un séisme.....	3
Figure 1.3 : Plaque de base et ancrages d'une colonne de contreventement en chantier	3
Figure 2.1 : Spectre de réponse pour Vancouver, C-B selon les données du CNBC 2015.....	13
Figure 2.2 : Influence des facteurs de modification de force R_d et R_o	15
Figure 2.3 : Calcul de la résistance plastique d'un profilé W fléchié autour de son axe faible (Tremblay, 2011).....	21
Figure 2.4 : Courbe de déversement d'une poutre	27
Figure 2.5 : Uniformisation des moments à l'aide du coefficient ω_1	29
Figure 2.6 : Variation du coefficient d'uniformisation du moment ω_1 en fonction du gradient κ	31
Figure 2.7 : Résistance plastique d'un profilé W250x101	32
Figure 2.8 : Différence entre les effets $P-\Delta$ et $P-\delta$	35
Figure 2.9 : Moment total d'une pièce comprimée et fléchié	35
Figure 2.10 : Stabilité d'une pièce soumise à une charge axiale et des moments d'extrémité inégaux (effets $P-\delta$).....	36
Figure 2.11 : Expression de la position où survient le moment de flexion maximal	39
Figure 2.12 : Variation du facteur d'amplification du moment ϕ en fonction du gradient de flexion κ	40
Figure 2.13 : Facteur d'amplification du moment due aux effets $P-\delta$ en fonction du gradient de flexion κ	42
Figure 2.14 : Comportement hystérétique d'une diagonale de contreventement.....	44
Figure 2.15 : Moments de flexion dans les colonnes de contreventement (colonnes continues sur 2 étages) (Tremblay, 2000)	45
Figure 2.16 : Patron de contraintes résiduelles (Galambos & Ketter, 1959)	48

Figure 2.17 : Système de chargement (<i>MDHTS</i>) au laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal.....	54
Figure 2.18 : Architecture <i>OpenFresco</i> pour une simulation hybride locale (Schellenberg, Mahin, et al., 2009).....	56
Figure 2.19 : Architecture à trois boucles dans un système de contrôle pour une simulation hybride locale	57
Figure 2.20 : Procédure discontinue vs. procédure continue (Schellenberg, Mahin, et al., 2009).	59
Figure 3.1 : Courbe de comportement des pièces en compression	61
Figure 3.2 : États d'équilibre d'une pièce comprimée	62
Figure 3.3 : Modèle d'Euler pour trouver la charge critique de flambement élastique	63
Figure 3.4 : Valeurs théoriques du coefficient de longueur effective	65
Figure 3.5 : Résistance des pièces en compression selon l'équation de la norme CSA S16	69
Figure 3.6 : Discrétisation de la section de la colonne du modèle numérique.....	71
Figure 3.7 : Patron de contraintes résiduelles (Galambos & Ketter, 1959)	72
Figure 3.8 : Modèle numérique <i>OpenSees</i> pour une colonne simple.....	72
Figure 3.9 : Résultats de l'analyse par déplacements incrémentaux dans <i>OpenSees</i> et contraintes sur la section à la mi-hauteur de la colonne	74
Figure 3.10 : Résistance nominale de flambement inélastique en fonction de l'élancement.....	75
Figure 3.11 : Modèle utilisé pour l'étude du flambement d'une colonne continue	77
Figure 3.12 : Coefficient de longueur effective pour la travée 1-2 (Analyse élastique)	80
Figure 3.13 : Déformée et distribution des moments de flexion pour une colonne continue avec $L_{1-2} = L_{2-3} = 4$ m (Analyse élastique)	81
Figure 3.14 : Coefficient de longueur effective pour la travée 1-2 (Analyse inélastique)	84
Figure 3.15 : Déformée et distribution des moments de flexion pour une colonne continue avec $L_{1-2} = L_{2-3} = 4$ m (Analyse inélastique)	85

Figure 3.16 : Déformée et distribution des moments de flexion pour une colonne continue avec $L_{1-2} = 4$ m et $L_{2-3} = 6$ m (Analyse inélastique)	87
Figure 4.1 : Position de l'axe neutre en fonction de la sollicitation en flexion.....	90
Figure 4.2 : Distribution des contraintes sur la section d'une pièce comprimée et fléchie doublement symétrique	91
Figure 4.3 : Effets $P-\Delta$ et $P-\delta$ dans les éléments contreventés et non-contreventés.....	92
Figure 4.4 : Modèles utilisés pour l'étude de la réponse inélastique des colonnes soumises à des efforts combinés axiaux et de flexion	97
Figure 4.5 : Modèle A – Colonne simple	98
Figure 4.6 : Modèle A – Réponse sous un chargement monotone avec $\delta_0 = L/1000$ à la fin de l'analyse (post-flambement).....	99
Figure 4.7 : Modèle A – Variation des moments fléchissants en fonction de la charge axiale ...	100
Figure 4.8 : Contraintes sur la section à mi-hauteur de la colonne	101
Figure 4.9 : Modèle A – Réponse sous un chargement monotone avec $\delta_0 = L/10000$ à la fin de l'analyse (post-flambement).....	102
Figure 4.10 : Modèle B – Colonne simple	103
Figure 4.11 : Modèle B – Réponse sous un chargement monotone.....	104
Figure 4.12 : Modèle B - Variation des moments fléchissants en fonction du déplacement inter-étage pour une charge axiale de $0,9C_n$	105
Figure 4.13 : Modèle C – Colonne simple	106
Figure 4.14 : Modèle C – Réponse sous un chargement monotone à la fin de l'analyse (post-flambement)	107
Figure 4.15 : Modèle D – Colonne simple	108
Figure 4.16 : Modèle D – Réponse sous un chargement monotone.....	109
Figure 4.17 : Modèle D - Variation des moments fléchissants en fonction de la rotation au sommet pour une charge axiale de $0,6C_n$	110

Figure 4.18 : Modèle E – Colonne continue	111
Figure 4.19 : Modèle E – Réponse sous un chargement monotone à la fin de l'analyse (post-flambement)	112
Figure 4.20 : Protocole de chargement cyclique pour les déplacements latéraux (AISC, 2010).113	
Figure 4.21 : Modèle E – Réponse sous un chargement cyclique à la fin de l'analyse (post-flambement)	114
Figure 4.22 : Écrouissage de l'acier lors de l'application d'un chargement cyclique	115
Figure 4.23 : Modèle F – Colonne continue.....	116
Figure 4.24 : Modèle F – Réponse sous un chargement monotone	117
Figure 4.25 : Modèle F – Réponse sous un chargement cyclique.....	118
Figure 4.26 : Modèle G – Colonne dans un contreventement <i>CBF-X</i> de 3 étages.....	119
Figure 4.27 : Modèle G – réponse sous un chargement monotone et cyclique à la fin de l'analyse (post-flambement)	120
Figure 4.28 : Configuration des défauts de rectitude pour l'analyse du modèle G.....	121
Figure 4.29 : Modèle G – réponse sous un chargement cyclique pour différentes configuration de défauts de rectitude à la fin de l'analyse (post-flambement)	122
Figure 4.30 : Historique des déplacements inter-étage	123
Figure 4.31 : Équation du moment dans une colonne de contreventement.....	124
Figure 5.1 : Logigramme de conception parasismique (Filiatrault et al., 2013)	128
Figure 5.2 : Géométrie du bâtiment étudié.....	131
Figure 5.3 : Conception préliminaire des éléments structuraux – itération 1	137
Figure 5.4 : Masses sismiques du modèle numérique.....	140
Figure 5.5 : Efforts axiaux (kN) dans les diagonales obtenus de l'analyse modale du spectre de réponse – itération 1	142
Figure 5.6 : Géométrie des diagonales de contreventement et longueur effective	144

Figure 5.7 : Conception préliminaire des éléments structuraux – itération 2	146
Figure 5.8 : Efforts axiaux (kN) dans les diagonales obtenus de l'analyse modale du spectre de réponse – itération 2	147
Figure 5.9 : Principe de conception par capacité pour un contreventement concentrique en acier	149
Figure 5.10 : Vérification des forces de cisaillement inter-étage obtenues de la conception par capacité – itération 2	149
Figure 5.11 : Résultats de l'analyse de flambement élastique – itération 2	152
Figure 5.12 : Types de colonnes gravitaires du bâtiment.....	160
Figure 5.13 : Choix final des éléments structuraux du bâtiment.....	163
Figure 6.1 : Système de coordonnées globales et naturelles pour la quadrature de Gauss-Lobatto ($n_G = 5$)	168
Figure 6.2 : Définition du vecteur de transformation géométrique dans <i>OpenSees</i>	169
Figure 6.3 : Comportement hystérétique du matériel <i>Steel02</i> du logiciel <i>OpenSees</i>	172
Figure 6.4 : Modélisation des goussets dans <i>OpenSees</i>	173
Figure 6.5 : Alternance des défauts de rectitude pour la modélisation des colonnes dans <i>OpenSees</i>	177
Figure 6.6 : Patron de contraintes résiduelles (Galambos & Ketter, 1959)	178
Figure 6.7 : Discrétisation de la section d'une colonne de contreventement dans <i>OpenSees</i>	179
Figure 6.8 : Discrétisation de la section d'une colonne gravitaire dans <i>OpenSees</i>	181
Figure 6.9 : Discrétisation de la section d'une diagonale de contreventement dans <i>OpenSees</i> ...	184
Figure 6.10 : Influence de l'algorithme de résolution et du nombre d'itérations choisi pour appliquer les charges gravitaires dans <i>OpenSees</i>	186
Figure 6.11 : Modèle numérique d'un contreventement concentrique en acier dans <i>OpenSees</i> ..	190
Figure 7.1 : Courbe de désagrégation pour Vancouver, C-B, pour l'accélération spectrale $S_a(0,2)$	194

Figure 7.2 : Calibration du spectre de réponse à l'aide de la période fondamentale de la structure	196
Figure 7.3 : Calibration du spectre de réponse à l'aide de l'aire sous la courbe	197
Figure 7.4 : Bâtiment à l'étude pour déterminer l'influence du type de contreventement sur les colonnes de contreventement	199
Figure 7.5 : Spectres de réponse des enregistrements sismiques calibrés en du spectre du CNBC pour Vancouver, C-B sur un sol de catégorie C	201
Figure 7.6 : Cisaillement à la base normalisé obtenu de l'analyse statique	202
Figure 7.7 : Courbes d'interaction d'efforts axiaux et de flexion dans les colonnes de contreventement	203
Figure 7.8 : Distribution log-normale du moment de flexion normalisé dans les colonnes de contreventement lorsque l'effort axial est supérieur à 70% de C_y	204
Figure 7.9 : Contreventement de type « X » (cas 1)	207
Figure 7.10 : Contreventement de type « X » (cas 2 et 3)	208
Figure 7.11 : Instantanés et courbes enveloppes de la déformée et du diagramme des moments de flexion pour les colonnes du premier étage	212
Figure 7.12 : Résultats de l'analyse non-linéaire temporelle pour le cadre contreventé du cas 1214	
Figure 7.13 : Contraintes sur la section située à la mi-hauteur de la colonne critique pour les points a , b et c de la figure 7.12b	216
Figure 7.14 : Instantanés et courbes enveloppes de la déformée et du diagramme des moments de flexion pour les colonnes du premier étage	218
Figure 7.15 : Résultats de l'analyse non-linéaire temporelle pour le cadre contreventé du cas 2219	
Figure 7.16 : Accélération du sol et déplacements inter-étages de la structure	220
Figure 7.17 : Relation entre les déplacements inter-étage de la structure, la charge axiale et le déplacement axial dans la colonne de gauche	221
Figure 7.18 : Instantanés et courbes enveloppes de la déformée et du diagramme des moments de flexion pour les colonnes du premier étage	223

Figure 7.19 : Résultats de l'analyse non-linéaire temporelle pour le cadre contreventé du cas 3224	
Figure 8.1 : Diagrammes des moments pour un gradient de flexion variant de -1 à 1	228
Figure 8.2 : Paramètres étudiés pour l'élaboration de la méthode de conception des colonnes de contreventement	234
Figure 8.3 : Charge axiale normalisée en fonction de l'élancement effectif λ	237
Figure 8.4 : Éléments structuraux du cadre contreventé dimensionné avec $K = 0,7$ et $n = 1,00$.	239
Figure 8.5 : Résultats des analyses temporelles et résistances anticipées ($R_y F_y = 460$ MPa)	241
Figure 8.6 : Résultats des analyses temporelles et résistances anticipées ($R_y F_y = 920$ MPa)	242
Figure 8.7 : Niveaux de charge axiale pour lesquelles l'état d'équilibre des contraintes ainsi que les paramètres δ , K sont étudiés.....	244
Figure 8.8 : Calcul de la déformée locale δ située à la mi-hauteur de la colonne.....	245
Figure 8.9 : Exemple du calcul du coefficient de longueur effective pour une colonne doublement encastrée ($K = 0,5$)	246
Figure 8.10 : Effet des contraintes normales et de flexions appliquées sur une section	247
Figure 8.11 : Coefficient de longueur effective K , déformée locale δ et état d'équilibre des contraintes σ_i à l'instant 1	249
Figure 8.12 : Coefficient de longueur effective K , déformée locale δ et état d'équilibre des contraintes σ_i à l'instant 2.....	250
Figure 8.13 : Coefficient de longueur effective K , déformée locale δ et état d'équilibre des contraintes σ_i à l'instant 3.....	251
Figure 8.14 : Coefficient de longueur effective K , déformée locale δ et état d'équilibre des contraintes σ_i à l'instant 4.....	252
Figure 8.15 : Résultats de l'analyse temporelle et résistances anticipées ($R_y F_y = 920$ MPa)	254
Figure 8.16 : Étude de cas 1 - Éléments structuraux du cadre contreventé dimensionné avec $K = 0,6$ et $n = 1,34$	256

Figure 8.17 : Résultats de l'analyse temporelle et résistances anticipées selon les différentes méthodes de conception	257
Figure 8.18 : Résultats de l'analyse temporelle et résistances anticipées selon les différentes méthodes de conception	259
Figure 8.19 : Étude de cas 3 - Éléments structuraux du cadre contreventé dimensionné avec $K = 0,6$ et $n = 1,34$	260
Figure 8.20 : Résultats de l'analyse temporelle et résistances anticipées selon les différentes méthodes de conception	261
Figure 8.21 : Résultats de l'analyse temporelle et résistances anticipées selon les différentes méthodes de conception	262
Figure 8.22 : Résultats de l'analyse temporelle et résistances anticipées selon les différentes méthodes de conception	264
Figure 8.23 : Coefficient de longueur effective K , déformée locale δ et état d'équilibre des contraintes σ_i à l'instant 1 pour le cas articulé	265
Figure 8.24 : Coefficient de longueur effective K , déformée locale δ et état d'équilibre des contraintes σ_i à l'instant 2 pour le cas articulé	266
Figure 8.25 : Coefficient de longueur effective K , déformée locale δ et état d'équilibre des contraintes σ_i à l'instant 3 pour le cas articulé	267
Figure 8.26 : Coefficient de longueur effective K , déformée locale δ et état d'équilibre des contraintes σ_i à l'instant 4 pour le cas articulé	268
 Figure B.1 : Validation de l'aire de la section d'un profilé HSS127x127x7.9 modélisé dans <i>OpenSees</i>	286
Figure B.2 : Vérification du module d'inertie d'un profilé HSS127x127x7.0 dans <i>OpenSees</i> ...	286
Figure B.3 : Modèle <i>OpenSees</i> pour l'étude de la résistance probable d'un profilé HSS127x127x7.9	287

Figure B.4 : Moment de flexion en fonction de la rotation dans les goussets aux extrémités des diagonales.....	289
Figure B.5 : Protocole de chargement pour la vérification de la charge critique de flambement des colonnes.....	290
Figure B.6 : Force axiale en fonction du déplacement axiale dans les colonnes de contreventement	291
Figure B.7 : Validation des réactions du modèle numérique <i>OpenSees</i>	292
Figure B.8 : Idéalisation d'une structure à l'aide d'un modèle de bâtiment en cisaillement	294
Figure B.9 : Modes de vibration obtenus de l'analyse du modèle simplifié	297
Figure C.1 : Imperfections initiales mesurées sur le spécimen testé en laboratoire.....	303
Figure C.2 : Conditions de retenues et degrés de liberté de l'essai en laboratoire.....	304
Figure C.3 : Protocole de chargement de l'essai quasi-statique.....	305
Figure C.4 : Déformée de la colonne à la fin de l'analyse numérique et à la fin de l'essai en laboratoire.....	305
Figure C.5 : Voilement local à la mi-hauteur du spécimen à la fin de l'essai.....	306
Figure C.6 : Voilement local aux extrémités du spécimen à la fin de l'essai	306
Figure C.7 : État de la plastification du spécimen à la fin de l'essai	307
Figure C. 8 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux en fonction du temps....	308
Figure C. 9 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux	309
Figure C.10 : Composantes d'un vérin hydraulique	310
Figure C.11 : Géométrie du bâtiment étudié	313
Figure C.12 : Résultats de la simulation hybride pour la force et le déplacement latéral au sommet du spécimen physique	314
Figure C.13 : Schéma de la boucle de contrôle d'une simulation hybride.....	315

Figure C.14 : Modèle numérique <i>OpenSees</i> utilisé pour réaliser les simulations hybrides	316
Figure C.15 : Modélisation numérique du <i>MDHTS</i> dans <i>OpenSees</i>	317
Figure C.16 : Exemple de courbe de calibration pour la friction pour une translation en plan selon l'axe des X du <i>MDHTS</i>	318
Figure C.17 : Modèle de friction (niveau 1).....	319
Figure C.18 : Calcul des rotations dans les rotules (niveau 2).....	320
Figure C.19 : Détermination des forces de friction en fonction du niveau de charge axiale (niveau 3).....	321

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A	Aire d'une section
A_g	Aire brute d'une section
A_{HSS}	Aire de la diagonale HSS
A_{rigide}	Aire de l'élément rigide du gousset
α_f, α_n	Fonctions de stabilité
$A.N.$	Axe neutre
$A.N.E.$	Axe neutre élastique
$A.N.P.$	Axe neutre plastique
A_{TL}	Surface tributaire attribuée à la charge vive
b	Largeur des semelles d'un profilé W
b_{el}	Largeur à utiliser pour la vérification des limites d'élancement des parois
β	Coefficient permettant de tenir compte de la distribution de la plasticité sur la résistance d'un profilé W
	Rapport des charges axiales entre deux travées adjacentes (Chapitre 3)
b_g	Largeur de la plaque gousset
b_{HSS}	Largeur de la diagonale HSS
$\mathbf{C}$	Matrice d'amortissement
C	Charge axiale d'un élément
$C++$	Language de programmation
CBF	Concentrically Braced Frame
$CNBC$	Code National du Bâtiment Canadien
C_{cr}	Charge de flambement critique
C_e	Charge de flambement élastique d'Euler

C_f	Charge axiale pondérée d'un élément
C_g	Rigidité flexionnelle de la plaque gousset
C_r	Résistance en compression
C_{tg}	Rigidité en torsion de la plaque gousset
C_u	Résistance probable en compression
C'_u	Résistance probable post-flambement
C_y	Charge de plastification ($C_y = AF_y$)
C_w	Constante de gauchissement
d	Profondeur d'un profilé W
D	Charge permanente – charge constante exercée par le poids des composantes du bâtiment
DDL	Degré de liberté
δ	Déformée locale le long d'un élément Déformation axiale
δ_0	Défauts de rectitude initiaux
δ_y	Déformation axiale à la plastification
δ_u	Déformation axiale du spécimen à l'atteinte de la charge ultime P_u lors d'un essai (Annexe C)
Δ	Déformation latérale
Δ_f	Déplacement latéral du premier ordre sous l'effet des charges pondérées
Δ_{tsim}	Pas de temps lors d'une simulation hybride
E	Charge sismique – charge exercée lors d'événement sismique Module de Young ($E = 200\,000\text{ MPa}$)
ε	Déformation donnée par la loi de Hooke ($\varepsilon = \sigma/E$)
FC	Facteur de calibration du cisaillement dynamique à la base ($FC = V_d/V_e$)

F_e	Contrainte liée à la charge d'Euler
FR	Facteur de réduction de la charge vive
F_t	Force concentrée au sommet de la structure tenant compte de la modification de la distribution des forces latérales due aux effets des modes supérieurs
F_u	Limite ultime de l'acier
F_y	Limite élastique de l'acier
g	Constante gravitationnelle ($g = 9,81$ m/sec)
G	Module de Coulomb ($G = 77\,000$ MPa)
h	Hauteur d'un étage
HSS	Profilé tubulaire
I_E	Coefficient de risque parasismique de l'ouvrage
I_x	Moment d'inertie selon l'axe fort d'une pièce
I_y	Moment d'inertie selon l'axe faible d'une pièce
$I_{y,rigide}$	Moment d'inertie selon l'axe faible du gousset
$I_{z,rigide}$	Moment d'inertie selon l'axe fort du gousset
J	Constante de torsion de St. Venant
J_{rigide}	Constante de torsion de St. Venant de l'élément rigide du gousset
k	Rigidité représentant une force par unité de déplacement
$\mathbf{K}$	Matrice de rigidité
K	Facteur de longueur effective
κ	Gradient des moments de flexion
L	Charge vive – charge variable due à l'usage prévu Longueur d'un élément
L_{rigide}	Longueur de l'élément rigide du gousset
L_s	Distance entre les supports latéraux d'une pièce

λ	Facteur d'élancement
m	masse
$\mathbf{M}$	Matrice de masse
$M_{\perp}$	Moment de flexion primaire
$M_{\parallel}$	Moment de flexion secondaire
MD	Moderately Ductile
$MDHTS$	Multi-Directional Hybrid Testing System
M_{eq}	Moment de flexion équivalent
M_f	Demande pondérée en flexion d'un élément
M_p	Moment plastique d'un élément
M_{pg}	Moment plastique du gousset
M_r	Résistance pondérée en flexion d'un élément
M_{ue}	Moment de déversement élastique
M_{ui}	Moment de déversement inélastique
M_V	facteur tenant compte de l'effet des modes supérieurs sur le cisaillement à la base
M_y	Moment élastique d'un élément
n	Paramètre permettant de tenir compte de l'effet des défauts de rectitude et des contraintes résiduelles sur la résistance axiale d'une pièce
N	Charges fictives
ω	Fréquence angulaire
ω_1	Coefficient d'uniformisation des moments
ω_2	Coefficient tenant compte de l'augmentation de la résistance en fonction du gradient de moment κ
<i>OpenSees</i>	Open System for Earthquake Engineering Simulation
<i>OpenFresco</i>	Open-source Framework for Experimental Setup and Control

ϕ	Facteur de résistance de l'acier structural (rupture ductile) ($\phi = 0,9$)
	Facteur d'amplification théorique du moment (Chapitre 2)
	Vecteur modale (Annexe B)
P	Vecteur de force
P	Charge axiale d'un élément
P_n	Résistance axiale nominale (Annexe C)
P_u	Charge ultime atteinte durant un essai en laboratoire (Annexe C)
P_y	Charge de plastification ($P_y = AF_y$) (Annexe C)
PGA	Peak Ground Acceleration
PID	Proportional integral derivative
R_d	Facteur de modification de la force lié à la ductilité reflétant la capacité d'une structure à dissiper l'énergie à travers un comportement cyclique inélastique
R_o	Facteur de modification de la force lié à la sur-résistance tenant compte de la partie assurée de la résistance en réserve d'une structure dont la conception satisfait les dispositions et les règles de calcul des normes de conception
r_x	Rayon de giration d'un élément selon l'axe X
r_y	Rayon de giration d'un élément selon l'axe Y
R_y	Facteur estimant la résistance probable en plastification de l'acier ($R_y = 1,1$)
S	Charge de neige – charge exercée par le poids de la neige et de la glace sur la structure
$SCRAMNet$	Shared Common Random Access Memory Network
$S(T)$	Réponse spectrale de l'accélération de calcul exprimée sous forme de rapport à l'accélération de la pesanteur, pendant une période T
$S_d(T)$	Réponse spectrale de l'accélération avec amortissement de 5%, exprimée par rapport à l'accélération de la pesanteur pendant une période T
σ	État de contrainte représentant une force par unité de surface

σ_c	Contrainte de compression
σ_f	Contrainte de flexion due à l'action du moment fléchissant
σ_n	Contrainte normale due à l'action de la charge axiale
σ_r	Contrainte résiduelle sur la section
σ_t	Contrainte de totale Contrainte de traction
ΣC_f	Somme des charges axiales pondérées dans les colonnes de l'étage stabilité par le contreventement à l'étude
ΣV_f	Somme des charges latérales pondérées situées au-dessus de l'étage étudié
<i>SRCL</i>	Système de reprise des charges latérales
<i>SRFS</i>	Système de reprise des forces sismiques
<i>SRSS</i>	Square Root of the Sum of the Squares
t	Épaisseur des semelles d'un profilé W
T	Période de la structure
T_a	Période du mode fondamental de vibration latérale du bâtiment ou de la structure dans la direction considérée
Γ	Facteur de participation de la masse (Annexe B)
<i>TCP/IP</i>	Transmission Control Protocol / Internet Protocol
T_{emp}	Période empirique d'une structure établie par le <i>CNBC</i>
t_g	Épaisseur de la plaque gousset
θ	Angle de rotation
T_r	Résistance en traction
T_u	Résistance probable en traction
$u(t)$	Déplacement en fonction du temps

U_1	Facteur d'amplification tenant compte du gradient du moment et des effets du second ordre des charges agissant sur la configuration déformée d'un élément ($P-\delta$)
U_2	Facteur d'amplification tenant compte des effets du second ordre des charges agissant sur la déformé de la structure ($P-\Delta$)
$v(x)$	Équation de la flèche le long d'une pièce
V	Force de calcul sismique latérale agissant à la base de la structure
V_d	Valeur du cisaillement inélastique à la base obtenu d'une analyse dynamique
V_e	Valeur du cisaillement élastique à la base obtenu d'une analyse dynamique
V_{ed}	Valeur de calcul du cisaillement élastique dynamique à la base
V_{s30}	Vitesse de propagation des ondes sismiques dans les 30 premiers mètres sous la surface
w	Épaisseur de l'âme d'un profilé W
W	Charge due au vent – charge variable due au vent Poids sismique – poids du bâtiment correspondant à la charge permanente plus 25% de la charge de calcul due à la neige plus le contenu de tout réservoir et 60% du poids de stockage pour les aires de stockage, à l'exception des garages de stationnement
Z_x	Moment plastique d'une section selon l'axe X
Z_y	Moment plastique d'une section selon l'axe Y

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A	EXEMPLE DE CALCUL DU SPECTRE DE DIMENSIONNEMENT (CNBC 2015)	280
ANNEXE B	VALIDATION DE LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE DANS <i>OPENSEES</i>	285
ANNEXE C	ESSAIS EXPÉRIMENTAUX ET SIMULATIONS HYBRIDES.....	301

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

De nos jours, les séismes suscitent un intérêt particulier auprès des ingénieurs en structures. Comme les séismes sont des événements difficilement prévisibles et très dévastateurs, il est nécessaire de développer des outils et des règles de calcul permettant de prédire de manière précise leurs effets sur les structures. Pour résister à ces efforts, les structures sont munies de système de reprise des charges latérales *SRCL* appelé contreventement. Ces contreventements permettent à la structure de résister aux charges de vent ainsi qu'aux charges sismiques. Les systèmes de contreventement agissent tel un fusible permettant de protéger le reste des éléments structuraux de l'ouvrage. La performance de ces systèmes dépend du type de contreventement utilisé, pour les structures en acier il existe plusieurs types de contreventement. Parmi ceux-ci, les contreventements concentriques *CBF* sont les plus fréquemment utilisés. Dans le cadre de ce projet, seulement les contreventements concentriques en acier à ductilité modérée *MD* de type « X » ou de type chevron inversé « V » montrés à la figure 1.1 sont étudiés.

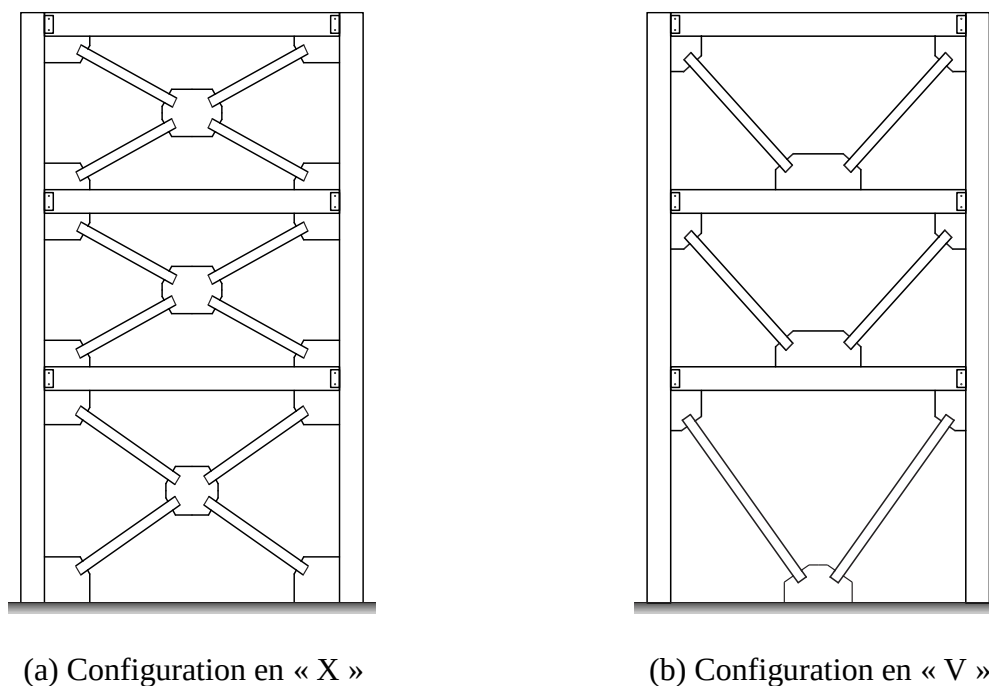


Figure 1.1 : Contreventements concentriques en acier (*CBF*)

La norme canadienne de conception des charpentes métalliques CSA S16 (CSA, 2014) contient des exigences pour la conception parasismique des systèmes de contreventement en acier. Cette norme prévoit de dissiper l'énergie induite par les séismes dans les éléments ductiles par le biais

de déformations inélastiques dans les diagonales de contreventement. De plus, elle est explicite à l'effet que les colonnes doivent être conçues pour résister aux efforts maximums qui sont anticipés lors de séismes importants, ce qui engendre des coûts de construction élevés. Ces colonnes sont principalement soumises à des efforts axiaux provenant des diagonales, cependant, ils doivent aussi reprendre les moments de flexion qui se développent lorsque la structure subit des déplacements inter-étages non uniformes. Ces déplacements inter-étages non uniformes sont causés par les différentes sections de diagonales utilisées à chaque étages ce qui induit une différence de rigidité entre deux étages subséquents, surtout lorsque les diagonales se déforment en régime inélastique. Cette différence de rigidité crée des déplacements inégaux dans les étages subséquents, c'est-à-dire qu'un étage se déplace plus que l'autre et donc induit une flexion dans les colonnes du contreventement. La figure 1.2 montre l'historique des déplacements inter-étages des niveaux 1 et 2 d'un contreventement en « X » de trois étages soumis à un séisme. L'évolution de l'effort axial et du moment de flexion dans les colonnes de contreventement au premier étage est aussi montrée. On constate que les moments de flexion dans les colonnes sont induits par la différence entre les déplacements inter-étages.

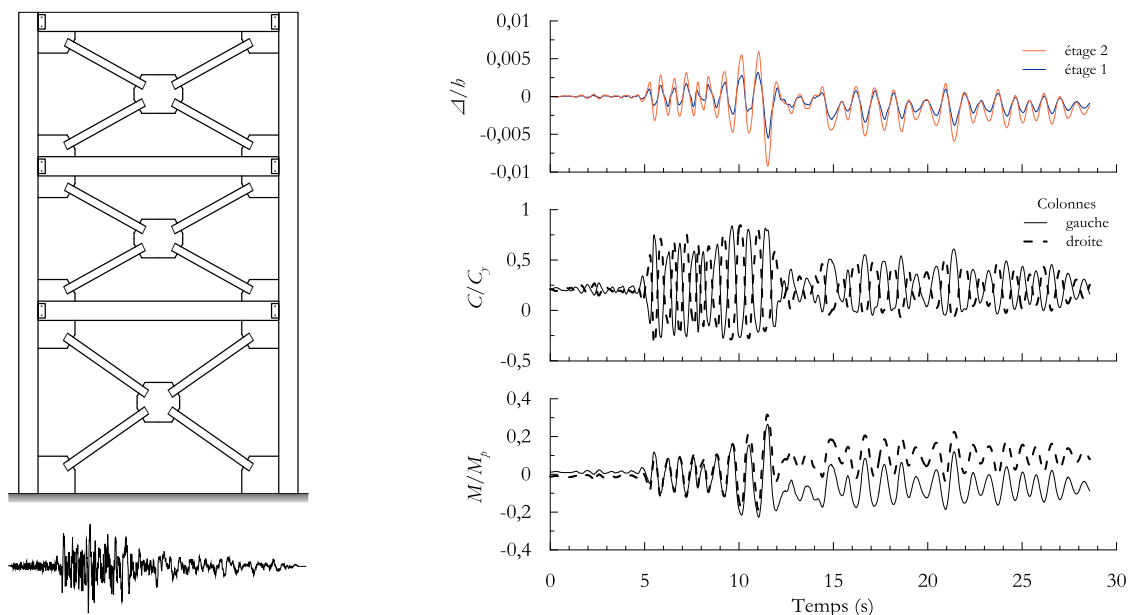


Figure 1.2 : Variation des efforts dans les colonnes de contreventement lors d'un séisme

Les conditions de retenues aux extrémités des colonnes constituent également une source de demande en flexion dans les colonnes de contreventement. La figure 1.3 montre une plaque de base et des ancrages pour une colonne de contreventement.



Figure 1.3 : Plaque de base et ancrages d'une colonne de contreventement en chantier

La rigidité de ces assemblages se rapproche davantage d'une condition encastree plutôt que d'une condition articulée telle qu'utilisée couramment en conception. Cette condition de retenue engendre une plus grande demande en flexion dans les colonnes de contreventement. Par ailleurs,

l'importante charge axiale de compression dans ces colonnes, notamment à l'approche du flambement, permet à celles-ci de développer un moment de flexion à la base.

Afin de se prémunir contre cette sollicitation de flexion, la norme CSA S16 exige aux ingénieurs de considérer une demande en flexion dans les colonnes de 20% de leur moment plastique M_p . Ces colonnes doivent respecter les équations d'interaction combinant les efforts axiaux et de flexion émises dans la norme CSA S16 afin d'être jugées sécuritaires.

Actuellement, il existe plusieurs outils à la disposition de l'ingénieur pour effectuer la conception de ces ouvrages. Le développement technologique des dernières décennies a favorisé l'utilisation des ordinateurs comme outil de calcul et plusieurs logiciels sont maintenant disponibles sur le marché. Le logiciel *SAP2000* (CSI, 2011) permet de réaliser des analyses spectrales dans le domaine linéaire ce qui donne des résultats plus représentatifs que ceux obtenus à l'aide de la méthode traditionnelle des forces statiques équivalentes. Cela constitue une façon rapide d'obtenir les efforts dans les différents éléments de la structure. Cependant, les analyses dans le domaine élastique, dites linéaires, ne permettent pas de représenter la plasticité des matériaux. Comme l'acier est un matériau ductile, l'ingénieur a avantage à tirer profit de cette caractéristique lors de la conception car cela permet d'accommoder les déformations sans perte significative de la résistance. Afin d'exploiter cette propriété de l'acier, des logiciels d'éléments finis pouvant effectuer des analyses non-linéaires tels qu'*OpenSees* (McKenna & Fenves, 2004) ont été développés dans le but de prédire la réponse inélastique des éléments de la structure dans le temps au moyen d'analyses temporelles. Comme il n'y a pas d'essais et de modèles réalisés avec *OpenSees* qui démontre que les colonnes de contreventement peuvent survivre aux événements sismiques sans avoir été conçues pour une demande en flexion, il est nécessaire de développer un modèle fait avec précision et de le calibrer selon des résultats expérimentaux lorsque c'est possible. Dans l'optique de calibrer le modèle numérique, une alternative est de développer un programme d'essais hybrides pouvant valider les résultats obtenus numériquement. Ce type d'essai permet de limiter les coûts en ne testant qu'un seul élément isolé dans la structure. Plusieurs essais ont été réalisés dans le passé pour valider la modélisation des diagonales de contreventement ainsi que la précision du logiciel *OpenSees* (Agüero, Izvernari, & Tremblay, 2007), donc ces éléments peuvent maintenant être modélisés numériquement sans inquiétudes. Cela permet de ne tester que l'élément d'intérêt, en occurrence la colonne de contreventement située au premier étage du bâtiment car celle-ci, en plus d'être soumise à une demande en flexion, verra également l'effort axial maximal.

La structure soumise au séisme est modélisée dans le pilote de calcul *OpenSees* alors que les spécimens physiques sont testés en laboratoire dans l'équipement d'essai *MDHTS*¹. La communication entre les deux entités se fait à l'aide d'un logiciel intermédiaire tel qu'*OpenFresco* (Schellenberg, Kim, Takahashi et al., 2009).

1.1 Contexte de l'étude

La norme CSA S16 stipule selon l'article 27.5.5.2 que les colonnes de contreventement doivent être de classe 1 ou 2 et qu'elles doivent être dimensionnées en prenant en compte une sollicitation en flexion égale à 20% de son moment plastique M_p . Les colonnes de classe 1 ou 2 offrent des géométries ayant des faibles ratios d'élancement des parois ce qui leur permettent d'atteindre la plastification avant de rencontrer une instabilité locale. On parle alors de moment plastique M_p plutôt que de moment élastique M_y comme c'est le cas pour des pièces de classe 3 et 4.

Les résultats présentés à la figure 1.2 ont été obtenus d'après l'analyse d'un cadre contreventé en « X » de trois étages pour lequel les colonnes ont été dimensionnées sans tenir compte de la flexion. Ces analyses numériques démontrent que les colonnes peuvent accommoder ces excursions inélastiques sans pour autant avoir été dimensionnées pour cette flexion. On peut donc penser que cette exigence pourrait être trop sévère puisque même si la demande en flexion dans les colonnes de contreventement est bien réelle, les colonnes peuvent s'en accommoder sans être conçues spécifiquement pour y résister. Cela peut s'expliquer par une augmentation de la résistance de l'acier causée par l'écrouissage de l'acier dans les zones plastiques ou le taux de chargement élevé lors d'un séisme, ou une combinaison de ces deux effets. Il se peut aussi que les colonnes puissent subir un nombre limité d'excursions inélastiques et d'occurrence de flambement inélastique sans perte significative sur la résistance aux charges gravitaires (Lamarche & Tremblay, 2011). Comme montré à la figure 1.2, les sollicitations en flexion se produisent sur de courtes périodes de temps qui ne surviennent que quelques fois durant un séisme et les valeurs maximales de charge axiale et de moment de flexion ne se produisent pas nécessairement de manière simultanée (Lamarche &

¹ *MDHTS* : Multi-Directional Hybrid Testing System

Tremblay, 2011) ; les dommages pouvant en découler peuvent ne causer que des dommages limités aux colonnes qui n'affecteraient pas leur intégrité structurale.

L'omission des moments de flexion dans la conception des colonnes de contreventement permettrait de réduire les coûts de construction des contreventements. Pour ce faire, il faudrait davantage connaître le comportement des colonnes de contreventement sous l'action combinée d'efforts axiaux et de flexion induits par les séismes afin de proposer des règles qui donneraient lieu à un comportement sismique sécuritaire pour la structure.

1.2 Problématique

Lors d'un événement sismique, les efforts que subit la structure proviennent de la masse du bâtiment qui se trouve accélérée par le mouvement du sol. La structure reprend ces efforts et les transmet au sol à l'aide des baies contreventées. Dans les contreventements concentriques, les efforts latéraux sont transmis aux colonnes du contreventement par l'entremise des diagonales. Les efforts transmis par ces diagonales ainsi que les déplacements inter-étages induisent une combinaison d'efforts axiaux et de flexion dans les colonnes qui varient dans le temps. Cependant les valeurs maximales de charge axiale et de moment de flexion ne surviennent pas nécessairement de manière simultanée et elles se produisent sous forme de pic de courte durée qui ne survient que quelques fois durant un séisme (Lamarche & Tremblay, 2011). Par ailleurs, il est légitime de se demander si ces colonnes peuvent reprendre ces excursions inélastiques ou même le flambement sans toutefois perdre leur intégrité structurale. Une perte d'intégrité structurale dans les colonnes peut mener à la ruine de l'ouvrage en raison du flambement des colonnes. Cet état limite ultime cause la rupture subite de l'élément structural sans laisser le temps aux usagers d'évacuer les lieux.

1.3 Objectifs de l'étude

Le projet de recherche a pour objectif d'étudier le comportement des colonnes dans les contreventements concentriques en acier. Ces colonnes sont soumises à des chargements combinés d'efforts axiaux et de flexion qu'on doit établir afin de pouvoir procéder au dimensionnement des éléments. La motivation principale de ce projet est de déterminer si les normes actuelles en matière de conception sismique des colonnes de contreventement peuvent être assouplies. Une telle conclusion permettrait de réduire considérablement les coûts de construction et d'assurer la

fonctionnalité et l'intégrité de l'ouvrage tout en demeurant sécuritaire pour les usagers. Plus précisément, les objectifs sont :

- d'étudier l'influence des différents types de contreventement sur le comportement et les efforts induits dans les colonnes ;
- de déterminer si la flexion doit être considérée lors de la conception des colonnes dans les contreventements concentriques en acier ; et
- de formuler des recommandations pour la norme CSA S16 en matière de conception sismique des colonnes de contreventement.

1.4 Méthodologie

Afin d'atteindre ces objectifs, le projet est divisé en trois principales phases : une phase d'évaluation et de conception préliminaire, une phase de modélisation numérique et de calibration du modèle et finalement, une phase présentant les résultats numériques et les recommandations.

Dans la première phase, une recherche exhaustive sur les connaissances actuelles dans le domaine est réalisée. Par la suite, certains scénarios sont élaborés afin de cibler l'influence des différents paramètres à l'étude. Les bâtiments de chacun de ces scénarios sont ensuite dimensionnés et les principales différences sont relevées.

La deuxième phase consiste à modéliser les différentes conceptions obtenues à la fin de la première phase. Ces modèles numériques doivent être ensuite calibrés à l'aide des normes de conception ou de résultats expérimentaux.

Dans la troisième et dernière phase, les résultats numériques sont recueillis et une discussion est menée à propos de l'influence du type de contreventement utilisé, du niveau de demande en flexion considéré et du facteur d'élancement considéré pour la conception des colonnes sur la réponse sismique des colonnes de contreventement concentrique en acier.

1.5 Organisation du mémoire

Ce mémoire est divisé en neuf chapitres :

- Le chapitre 1 consiste en une introduction du contexte de l'étude ainsi que la description de la problématique étudiée. Une brève méthodologie est également énoncée.

- Le chapitre 2 présente une revue littéraire incluant les dispositions relatives à la conception d'un contreventement concentrique en acier à ductilité modérée selon le Code National du Bâtiment Canadien (CNRC, 2010) et la norme canadienne de conception des charpentes métalliques (CSA, 2014). On y retrouve également des informations sur le comportement sismique et la stabilité des colonnes de contreventement. Un survol est fait afin de présenter les notions de base pour la modélisation des structures par éléments finis à l'aide du logiciel OpenSees ainsi qu'une introduction aux principes de simulation hybride.
- Le chapitre 3 traite du comportement des pièces comprimées et des notions de base de stabilité et de flambement. Les différences entre les analyses de flambement élastique et inélastique sont discutées ainsi que l'effet de la continuité sur la résistance au flambement. Quelques résultats d'analyses permettant de valider l'utilisation du logiciel OpenSees sont également mis en évidence.
- Le chapitre 4 combine les efforts de flexion aux pièces comprimées et permet d'observer l'influence des sollicitations combinées sur la résistance et la stabilité des pièces comprimées-fléchies. L'approche utilisée par la norme CSA S16 pour tenir compte des efforts combinés et des effets de stabilité est étudiée de façon plus approfondie. De plus, des résultats numériques provenant de colonnes comprimées-fléchies sous diverses séquences de chargement et conditions de retenues sont présentés.
- Le chapitre 5 présente le dimensionnement des contreventements concentriques utilisés dans ce projet. Les hypothèses de conception sont énoncées et un exemple détaillé du processus itératif de dimensionnement est présenté.
- Le chapitre 6 expose en détail la modélisation numérique dans OpenSees des contreventements concentriques dimensionnés au chapitre précédent.
- Le chapitre 7 fait part des résultats obtenus des analyses dynamiques réalisées sur les cadres concentriques modélisés au chapitre précédent. Les modes de flambement, l'influence de la continuité et des conditions de retenue font partie des éléments analysés afin de caractériser le comportement et la résistance au flambement des colonnes de contreventements.
- Le chapitre 8 propose une nouvelle approche pour le dimensionnement des colonnes dans les contreventements concentriques en acier. Les résultats d'analyses exploratoires sont également présentés afin d'appuyer la méthode proposée.

- Le chapitre 9 rappelle la problématique, les travaux effectués, les limitations de ce projet ainsi que les principales conclusions et propositions qui en découlent. Des recommandations pour des recherches futures sont également énoncées.
- Les annexes présentent des éléments complémentaires au projet de recherche. On y retrouve des exemples de calcul, des validations ainsi que de l'information supplémentaire sur certains sujets abordés dans ce mémoire. On parle notamment des essais expérimentaux réalisés ainsi que des avancées accomplies en matière de simulations hybrides à six degrés de liberté.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Le but de ce projet de recherche est de mettre en lumière le comportement sismique des colonnes dans les contreventements concentriques en acier. Pour ce faire, il est nécessaire de s'enrichir des connaissances et de faire le point sur les travaux effectués dans le domaine. La première partie porte sur les règles de conception sismique telles que prescrites par le Code National du Bâtiment Canadien (CNRC, 2010) ainsi que la norme canadienne de conception des charpentes métalliques (CSA, 2014). La deuxième partie est destinée à relever les éléments importants de la conception sismique et de la stabilité des colonnes de contreventements en acier. La troisième partie présente les principales notions de modélisation numérique à l'aide du logiciel *OpenSees* pour effectuer des analyses non-linéaires. La dernière partie expose les principes et les composantes nécessaires à la réalisation de simulations hybrides dans le domaine de l'ingénierie des structures.

2.1 Normes de conception actuelles des contreventements concentriques en acier

Pour la conception d'un système de contreventement concentrique en acier, l'ingénieur doit se référer à deux principaux ouvrages : le Code National du Bâtiment Canadien (CNRC, 2010) et la norme canadienne de conception des charpentes métalliques (CSA, 2014). Dans le premier ouvrage se trouvent les directives permettant de déterminer les charges sismiques ou de vent à considérer dans la conception ainsi que les différentes limites et facteurs de modification de la force sismique. Le deuxième ouvrage présente les règles de conception des éléments en acier.

2.1.1 Conception sismique selon le Code National du Bâtiment Canadien 2010

Le CNBC donne les principales lignes directrices quant à la conception parasismique des structures notamment les cas de chargement à considérer en conception, les spectres de réponse pour l'accélération spectrale, le calcul du cisaillement à la base de la structure, les facteurs de modification de la force sismique et les limites sur la hauteur des bâtiments.

2.1.1.1 Cas de chargement

Le CNBC stipule que la conception doit être faite à l'aide du calcul aux états limites. Un état pour lequel la structure cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue est appelé *état limite*

ultime et se décrit par le dépassement de sa résistance aux charges. Afin d'être sécuritaire, l'équation (2.1) doit être respectée.

$$\alpha S \leq \phi R \quad (2.1)$$

où : ϕ est le coefficient de tenue du matériau

R est la résistance nominale

α est le facteur de pondération de la sollicitation

S est la sollicitation nominale

Il s'agit d'une approche probabiliste basée sur le niveau d'acceptabilité déterminé par la société à ce que les états limites ultimes soient dépassés sur l'ensemble de la durée de vie de l'ouvrage. Le coefficient ϕ tient compte de la variation possible dans les caractéristiques d'un matériau ou dans les dimensions d'un profilé et de la marge d'erreur dans la prédiction de leur résistance. Plusieurs expériences ont été réalisées par Kennedy (1984) afin de déterminer ces coefficients pour les structures en acier. Le produit du coefficient de tenue et de la résistance nominale ϕR est appelé la résistance pondérée de l'ouvrage. Les facteurs de pondération des sollicitations sont prescrits par le CNBC et ils varient en fonction du type de sollicitation tel que montré dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Combinaison de charges pour le calcul aux états limites (CNRC, 2010)

Condition	Combinaison de charges	
	Charges principales	Charges d'action concomitantes
1	1,4D	-
2	(1,25D ou 0,9D) + 1,5L	0,5S ou 0,4W
3	(1,25D ou 0,9D) + 1,5S	0,5L ou 0,4W
4	(1,25D ou 0,9D) + 1,4W	0,5L ou 0,5S
5	1,0D + 1,0E	0,5L + 0,25S

où : **D** représente une charge morte

L représente une charge vive

E représente une charge de séisme

S représente une charge de neige

W représente une charge de vent

Dans le cadre de ce projet, seulement la condition 5 est étudiée pour évaluer la demande sismique dans les colonnes de contreventement concentrique en acier.

2.1.1.2 Spectre de réponse

L'annexe C du CNBC présente les données sismiques permettant de construire un spectre de réponse pour différentes villes du Canada. Ces valeurs d'accélération spectrale déterminées à l'aide d'événements sismiques historiques sont revues avant l'émission d'une nouvelle version du CNBC, à tous les cinq ans. Le spectre de réponse est un outil permettant de connaître rapidement l'accélération maximale au sol anticipée selon la période naturelle du bâtiment. Cette accélération est ensuite utilisée pour calculer le cisaillement à la base que subira un bâtiment lors d'un événement sismique. À partir de cette valeur de cisaillement, les forces sont distribuées à la structure selon la répartition du poids sismique du bâtiment. Ce spectre de réponse sert également comme base de référence pour la calibration des enregistrements sismique dans le cas d'analyses

non-linéaires temporelles. La figure 2.1 montre le spectre de réponse utilisé pour Vancouver, C-B selon les directives du CNBC 2015.

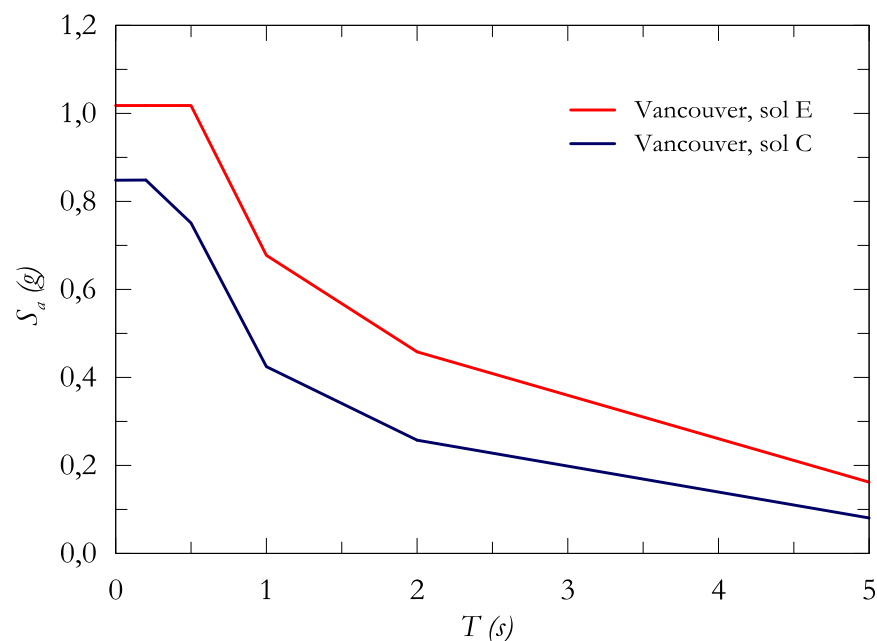


Figure 2.1 : Spectre de réponse pour Vancouver, C-B selon les données du CNBC 2015

2.1.1.3 Calcul du cisaillement à la base

Le calcul du cisaillement à la base tient compte de la période fondamentale de vibration du bâtiment, de l'effet des modes supérieurs, du coefficient de risque sismique, du poids sismique du bâtiment ainsi que des facteurs de modification de force. Le cisaillement à la base du bâtiment se calcul à l'aide de l'équation suivante :

$$V = \frac{S(T_a) M_V I_E W}{R_d R_o} \quad (2.2)$$

où : $S(T_a)$ est l'accélération spectrale à la période fondamentale de vibration latérale du bâtiment T_a

M_V est le facteur tenant compte de l'effet des modes supérieurs sur le cisaillement à la base

I_E est le coefficient de risque parasismique de l'ouvrage

W est le poids sismique du bâtiment

R_d est le coefficient de modification de force liée à la ductilité

R_o est le coefficient de modification de force liée à la sur-résistance

La valeur de l'accélération spectrale provient du spectre de réponse défini par le CNBC. Le facteur M_V tenant compte des modes supérieurs est défini selon le type de contreventement utilisé car cela influence le mode de déformation et l'impact des modes supérieurs sur la réponse. Le CNBC définit des valeurs variant en fonction de la période fondamentale du bâtiment et du ratio des accélérations spectrales $S_a(0,2)/S_a(0,5)$. La valeur du facteur doit être interpolée à l'aide du produit $S(T_a)M_V$. Le coefficient de risque sismique sert à amplifier la force de cisaillement que subit un bâtiment lors d'un événement sismique en fonction du niveau de risque toléré dans le rôle de ses fonctions. Pour des bâtiments à usage normal, comme l'édifice à bureau traité dans ce projet, le coefficient de risque s'établit à 1,0. Le poids sismique est déterminé par 100% du poids mort de la structure et de la façade murale, 100% du contenu de tous les réservoirs, 60% du poids de stockage pour les aires d'entreposage, 50% du poids des cloisons et 25% de la charge de neige. Celui-ci est réparti à chacune des étages en raison de leur hauteur tributaire de sorte à concentrer les masses sismiques aux étages pour des fins de simplification.

2.1.1.4 Facteurs de modification de la force

Les facteurs de modification de la force sont séparés en deux différents facteurs soit le facteur R_d lié à la ductilité et le facteur R_o lié à la sur-résistance. Le facteur R_d reflète la capacité d'une structure à dissiper l'énergie à travers des déformations inélastiques, la capacité de la structure à subir des

déformations au-delà de la plastification. Le facteur R_o reflète la sur-résistance provenant des dimensions des profilés, du matériau et des dispositions de construction pour des ouvrages conçus selon les normes. À la place d'augmenter la résistance pondérée de l'ouvrage à l'aide de ces facteurs, il est préférable de diminuer la force de conception en la divisant par le produit $R_d R_o$ car cela est cohérent avec le principe du calcul aux états limites où la résistance pondérée est comparée à l'effet des charges pondérées. Les systèmes structuraux doivent respecter une hiérarchie contrôlée quant à la plastification de ses éléments afin de maximiser la dissipation d'énergie. La conception par capacité assure la plastification des éléments ductiles alors qu'elle protège les autres éléments dans le but d'éviter les ruptures fragiles. C'est pourquoi le facteur de modification de la force lié à la ductilité R_d est appliqué aux charges de conception afin de dimensionner ces éléments ductiles. Le reste des éléments de la structure sera dimensionné en fonction de la résistance probable qu'auront les éléments ductiles également appelés *fusibles*. Pour le cas des contreventements concentriques en acier de ductilité modérée comme ceux utilisés dans ce projet, la valeur du paramètre R_d est de 3,0.

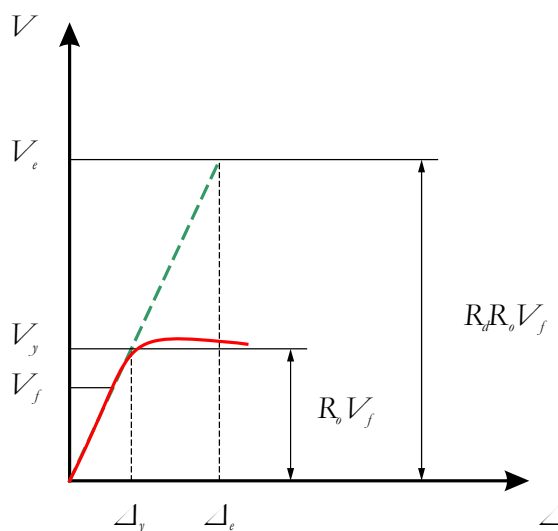


Figure 2.2 : Influence des facteurs de modification de force R_d et R_o

Il a été démontré que les structures ductiles possèdent une réserve considérable de résistance qui n'est pas incluse dans les règles de calcul des normes de conception (Mitchell, Tremblay, Karacabeyli et al., 2003). Le facteur de modification de la force lié à la sur-résistance se calcul à l'aide de l'équation suivante :

$$R_o = R_{size} R_{\phi} R_{yield} R_{sh} R_{mech} \quad (2.3)$$

Le facteur R_{size} est lié aux contraintes de l'industrie quant à la sélection des profilés ainsi qu'aux arrondissements dans les calculs qui se font toujours de façon conservatrice. Des sondages démontrent que cette valeur s'établit à 1,05 pour les profilés structuraux typiques. Le facteur R_{ϕ} est lié à la pondération habituelle de la résistance selon de principe du calcul aux états limites. Cette pondération n'est plus nécessaire lorsqu'il s'agit d'événements extrêmement rares comme pour un séisme ayant une période de retour de 2500 ans tel que prescrit par le CNBC. La valeur de ce facteur est l'inverse du facteur ϕ et vaut environ 1,11. Le facteur R_{yield} considère la valeur de la limite élastique de l'acier F_y qui est généralement plus élevée au chantier que la valeur considérée lors de la phase de conception. L'analyse des données recueillis par Schmidt et Bartlett (2002) démontre que la valeur de ce facteur se situe à 1,10. Le facteur R_{sh} couvre le développement de l'écrouissage du matériau dans la structure. Cela varie en fonction de l'ampleur de la demande inélastique qui peut se développer dans la structure de sorte qu'en général les structures conçues avec une valeur de R_d élevée ont de plus grandes valeurs pour le facteur R_{sh} . Pour les contreventements concentriques en acier de ductilité modérée, l'écrouissage survient principalement dans la plastification en tension des diagonales et la valeur du facteur est établie à 1,05. Le facteur R_{mech} considère la résistance additionnelle provenant du mécanisme de rupture. Une structure ayant beaucoup de redondance où la plastification survient en suivant une séquence hiérarchique offrira plus de résistance qu'une structure où la plastification survient simultanément. De manière conservatrice, la valeur de ce paramètre est laissée à 1,00 de sorte que le produit de l'équation (2.3) donne une valeur de R_o environ égale à 1,30. Les valeurs pour les facteurs de modification de la force sont présentées au tableau 2.2.

2.1.1.5 Limites sur la hauteur

Des limites sur la hauteur du bâtiment sont prescrites par le CNBC en fonction de la zone sismique sur laquelle est construit l'ouvrage. Puisque les contreventements concentriques en acier sont enclins au phénomène d'étage souple avec une dissipation localisée de l'énergie, certaines limites sur la hauteur des bâtiments sont imposées afin de réduire la possibilité que ce phénomène ne survienne. Ces limites sont d'autant plus restrictives lorsqu'une demande inélastique importante est anticipée ($R_d = 3,0$) ou lorsque les cadres ont une capacité réduite à dissiper l'énergie comme

c'est le cas pour les contreventements en tension seulement. Pour une ossature à contreventement concentrique à traction-compression de ductilité modérée comme c'est le cas pour ce projet, les limites sur la hauteur sont présentées dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2 : Coefficient de modification de force liée à la ductilité et liée à la sur-résistance et restrictions générales (CNRC, 2010)

Type de SRCL	R_d	R_o	Resctrictions				
			Si $I_E F_a S_a(0,2)$				Si $I_E F_v S_a(1,0)$
			$< 0,2$	$\geq 0,2$ et $< 0,35$	$\geq 0,35$ et $\leq 0,75$	$> 0,75$	$> 0,3$
Ossature à contreventement concentrique de ductilité moyenne : Contreventement à traction-compression	3,0	1,3	NL [†]	NL [†]	40	40	40

[†] NL signifie *non limité*

De manière conservatrice, la hauteur du bâtiment choisie dans ce projet est inférieure à la limite imposée de 40 m pour les bâtiments construits dans une zone à fort aléa sismique.

2.1.2 Conception de contreventements concentriques selon la norme canadienne (CSA S16-09)

La norme CSA S16 présente les règles de calcul pour les éléments structuraux d'une charpente métallique. Différentes règles de calcul y sont présentées en fonction du niveau de ductilité ainsi que de la configuration du système de reprise des forces sismiques *SRFS*. On y trouve également les dispositions à suivre pour les pièces comprimées et fléchies comme c'est le cas pour les colonnes de contreventement. Des équations d'interaction sont spécifiées afin d'assurer la résistance et la stabilité des éléments. Des directives quant à la demande à considérer en flexion lors des séismes sont également émises.

2.1.2.1 Conception par capacité

À l'exception des constructions conventionnelles ($R_d = 1,5$, $R_o = 1,3$), les normes de conception exigent que la conception des *SRFS* soit réalisée à l'aide du principe de conception par capacité. C'est-à-dire que les éléments ductiles dans lesquels la plastification est permise sont identifiés préalablement et que le dimensionnement du reste des éléments structuraux est réalisé afin que ces derniers demeurent élastiques sous les efforts anticipés (résistances probables) des éléments ductiles. Pour les contreventements concentriques en acier de ductilité modérée, les éléments ductiles sont les diagonales de contreventement qui dissipent l'énergie provenant des séismes à travers des cycles de plastification en traction et de flambement en compression. Le calcul du cisaillement à la base obtenu par l'équation du CNBC sert à déterminer les sections de diagonales à utiliser dans le contreventement. Par la suite, le cisaillement inter-étage utilisé pour dimensionner le reste des éléments structuraux devant demeurer élastiques est obtenu à l'aide des résistances probables en tension T_u , en compression lors du premier flambement C_u et en compression lors des excursions post-flambement C'_u . L'équation (2.4) donne le calcul de ces trois résistances probables pour une diagonale de contreventement.

$$T_u = A_g R_y F_y \quad C_u = \min \left\{ \begin{array}{l} T_u \\ 1,2 \frac{C_r}{\phi} \end{array} \right. \quad C'_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 T_u \\ \frac{C_r}{\phi} \end{array} \right. \quad (2.4)$$

où : C_r est calculé avec $R_y F_y$

Toutefois, il est important de s'assurer que le cisaillement inter-étage obtenu par le principe de conception par capacité n'excède pas la force de conception élastique, c'est-à-dire la force de cisaillement calculée avec ($R_d R_o = 1,3$). Dans le cas où le cisaillement basé sur la résistance probable des diagonales excède le cisaillement élastique, il est possible de réduire le niveau de charge en tension qu'atteindra la diagonale tendue afin de ramener les forces transmises au reste des éléments de la structure à un niveau plus réaliste. De plus, la résistance probable des éléments ductiles doit être basée sur la résistance probable que peut atteindre l'acier. À défaut d'avoir les résultats des essais de traction sur des spécimens coupons, la norme exige de considérer une valeur de résistance probable égale au produit $R_y F_y$ dans lequel $R_y = 1,1$. Cette résistance ne doit pas être inférieure à 460 MPa pour les sections HSS et 385 MPa pour les autres sections. Cependant, la

valeur réelle de F_y doit être considérée lors du calcul des limites d'élancement des parois à condition que cette valeur ne soit pas inférieure à 350 MPa.

Les effets de stabilité tels que l'effet $P-\Delta$ et l'effet des charges fictives doivent être considérés lors de la conception par capacité. Les charges fictives à inclure doivent être égales à 0,5% des charges gravitaires pondérées reprise par l'étage considérée et permettent de tenir compte des efforts latéraux induits par les défauts de rectitude ainsi que de la plastification locale des éléments structuraux.

De plus, le calcul du facteur d'amplification U_2 représentant les effets $P-\Delta$ pour les cas de chargement sismique diffère du facteur U_2 élastique car il faut tenir compte de la modification liée à la ductilité dans le cas des chargements sismiques. Selon les exigences sismiques de la norme CSA S16, le facteur d'amplification U_2 se calcule à l'aide de l'équation suivante :

$$U_2 = 1 + \left(\frac{\sum C_f R_d \Delta_f}{\sum V_f h} \right) \leq 1,4 \quad (2.5)$$

où : U_2 est le facteur d'amplification du second-ordre tenant compte des effets $P-\Delta$

$\sum C_f$ est la somme des charges axiales pondérées dans les colonnes de l'étage

R_d est le coefficient de modification de la force lié à la ductilité

Δ_f est le déplacement latéral du premier ordre sous l'effet des charges pondérées

$\sum V_f$ est la somme des charges latérales pondérées situées au-dessus de l'étage

h est la hauteur de l'étage

Le facteur U_2 ne doit pas excéder la valeur de 1,4 sinon la structure est jugée trop flexible et la conception est inadéquate face aux potentielles instabilités dynamiques qui peuvent survenir lors de séisme extrême (Filiatrault, Tremblay, Christopoulos et al., 2013). D'autre part, il n'est pas nécessaire d'inclure le facteur U_2 si ce dernier est inférieur à 1,10 (CNRC, 2005). Les effets de stabilité ne doivent être inclus que pour le dimensionnement des éléments dissipateurs d'énergie, en occurrence les diagonales de contreventement. Une fois la grosseur des diagonales choisies, le reste du dimensionnement est basé sur les résistances probables offertes par ces diagonales.

2.1.2.2 Provisions sismiques pour les contreventements concentriques de ductilité modérée ($R_d = 3,0$, $R_o = 1,3$)

En plus des limites sur la hauteur spécifiées par le CNBC, certaines dispositions doivent être prises pour les contreventements concentriques en acier à traction-compression de ductilité modérée situés dans des zones à forte sismicité ($I_E F_a S_a(0,2) > 0,35$). La norme CSA S16 stipule que la force sismique pondérée doit être augmentée à raison de 3% par mètre excédant 80% de la hauteur limite de 40 m pour ce type de contreventement. La hauteur des bâtiments étudiés dans ce projet est inférieure à 32 m, donc ils ne sont pas contraints par cette exigence.

Tel que mentionné précédemment, la dissipation d'énergie dans ce type de contreventement se fait par l'entremise des diagonales de contreventement lorsque ceux-ci plastifient en tension ou flambe en compression. Afin de maximiser la performance du système de dissipation d'énergie, les diagonales doivent respecter des critères stricts quant à l'élancement de leurs parois. Dans le commentaire de la norme CSA S16, on explique que la capacité à dissiper l'énergie au moyen de chargement cyclique inélastique dans les diagonales augmente quand le ratio d'élancement effectif KL/r diminue (CISC, 2011). Cependant, les diagonales élancées offrent une réponse inélastique stable lors des chargements cycliques engendrés par les séismes. Cette stabilité provient du fait qu'il existe une différence importante entre la résistance probable en compression C_u et la résistance probable en tension T_u d'une diagonale ce qui produit une réserve de capacité dans la diagonale tendue. La norme CSA S16 permet de tirer avantage de cette situation pour des diagonales allant jusqu'à un ratio d'élancement effectif KL/r de 200. Par ailleurs, afin d'éviter les ruptures prématurées dans les régions où se forme les rotules plastiques en raison du voilement local des parois, le ratio d'élancement effectif KL/r ne doit pas être inférieur à 70.

2.1.2.3 Demande dans les colonnes de contreventement

Les colonnes de contreventement doivent être dimensionnées de sorte à ce qu'elles résistent aux effets des charges gravitaires ainsi qu'aux forces correspondantes à la résistance probable qu'atteindront les diagonales de contreventement. Les colonnes doivent également être continues sur un minimum de deux étages afin d'éviter le phénomène d'étage souple. En outre, les colonnes de contreventement doivent satisfaire les exigences de classe 1 ou 2 présentées dans le tableau 2.3 pour l'élancement des parois d'un élément comprimé-fléchi.

Tableau 2.3 : Critère d'élancement des parois pour un profilé W en compression-flexion

Élément	Classe 1	Classe 2
Semelles	$\frac{b_{el}}{t} \leq \frac{145}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b_{el}}{t} \leq \frac{170}{\sqrt{F_y}}$
Âme	$\frac{h}{w} \leq \frac{1100}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 0,39 \frac{C_f}{\phi C_y} \right)$	$\frac{h}{w} \leq \frac{1700}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 0,61 \frac{C_f}{\phi C_y} \right)$

La classe de l'âme et des semelles doit être déterminée séparément alors que la classe de la section est la plus grande des deux parties de la section.

Les colonnes de contreventement sont soumises à des efforts combinés axiaux et de flexion et doivent satisfaire les équations d'interaction spécifiées par la norme CSA S16. Les efforts axiaux proviennent des charges gravitaires ainsi que de la résistance probable des diagonales alors que la demande en flexion est fixée à 20% du moment plastique M_p de la colonne (CSA, 2014).

2.1.2.4 Résistance des pièces comprimées et fléchies

Lorsqu'une pièce est soumise à des efforts combinés axiaux et de flexion, on peut déterminer sa résistance plastique en flexion en regardant l'équilibre des contraintes normales et des efforts internes en supposant que la partie centrale de la section résiste à l'effort axial (Tremblay, 2011).

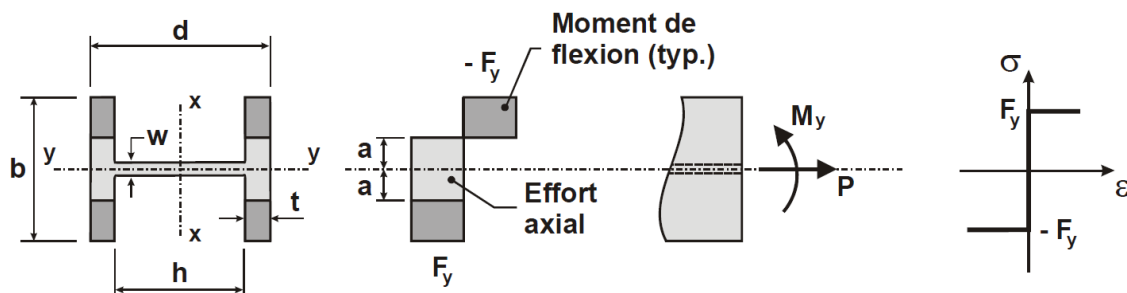


Figure 2.3 : Calcul de la résistance plastique d'un profilé W fléchié autour de son axe faible (Tremblay, 2011)

Comme il est considéré que la partie centrale de la section résiste à l'effort axial, celle-ci doit être retirée du calcul du moment plastique Z ce qui mène à l'équation (2.6) pour la flexion autour de l'axe fort et l'équation (2.7) pour la flexion autour de l'axe faible.

Axe fort :

Si l'effort axial $C = 0$

$$M_{px} = Z_x F_y \quad \text{où : } Z_x = bt(d-t) + \frac{wh^2}{4}$$

Si l'effort axial $C \neq 0$

$$\begin{aligned} a &= \left(\frac{C}{C_y} \right) \left(\frac{A}{2w} \right) \\ M_x &= M_{px} - F_y w a^2 \quad \text{si : } 2a \leq (d - 2t) \\ t_f &= \frac{A}{2b} \left(1 - \frac{C}{C_y} \right) \\ M_x &= F_y b t_f (d - t_f) \quad \text{si : } 2a > (d - 2t) \end{aligned} \quad (2.6)$$

Axe faible :

Si l'effort axial $C = 0$

$$M_{py} = Z_y F_y \quad \text{où : } Z_y = \frac{t b^2}{2} + \frac{h w^2}{4}$$

Si l'effort axial $C \neq 0$

$$\begin{aligned} a &= \left(\frac{C}{C_y} \right) \left(\frac{A}{2d} \right) \\ M_y &= M_{py} - F_y d a^2 \quad \text{si : } 2a \leq w \\ b_f &= \frac{A}{4t} \left(1 - \frac{C}{C_y} \right) \\ M_y &= 2 F_y t b_f (b - b_f) \quad \text{si : } 2a > w \end{aligned} \quad (2.7)$$

La norme canadienne de conception des charpentes métalliques CSA S16 est explicite à l'effet que les pièces comprimées-fléchies doivent être conçues pour résister à l'interaction des efforts axiaux et de flexion qui agissent de manière simultanée. L'article 13.8 de cette norme traite des pièces soumises à l'action simultanée de la compression axiale et de la flexion. Cet article contient les équations d'interaction ainsi que les exigences reliées à chacun des paramètres de l'équation en fonction de l'état limite vérifié. En raison des exigences sismiques sur les classes de section

permises pour les colonnes de contreventement (article 27.5.5.2), on se limite à l'équation d'interaction de l'article 13.8.2 pour les profilés W de classe 1 et 2 présentée ici sous sa forme générale :

$$\frac{C_f}{C_r} + \frac{0,85U_{1x} M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{\beta U_{1y} M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1,0 \quad (2.8)$$

Les limites d'élancement des parois permettant de déterminer la classe de la section ainsi que l'équation d'interaction (2.8) permettent de vérifier les quatre états limites suivants :

1. Voilement local des parois
2. Résistance de la section (plastification)
3. Résistance globale de la section (flambement en plan)
4. Résistance au flambement en flexion-torsion (flambement hors-plan)

Le voilement local des parois est vérifié par l'entremise des limites d'élancement des parois déterminant la classe de la section dont le calcul est présenté à la section 2.1.2.3. La norme CSA S16 exige que les pièces utilisées dans les contreventements soient de classe 1 ou 2 afin de pouvoir atteindre la plastification complète de la section avant que le voilement local des parois ne survienne.

Les trois autres états limites peuvent tous être vérifiés à l'aide de l'équation (2.8). Dans cette équation, le paramètre C_f représente la sollicitation axiale pondérée dans la colonne. Lors d'un séisme, celle-ci provient de l'action combinée des charges gravitaires et des résistances probables des diagonales $T_u + C_u$ ou $T_u + C_u'$. Les paramètres M_{fx} et M_{fy} représentent les sollicitations pondérées en flexion selon l'axe fort (x-x) et l'axe faible (y-y) respectivement. À noter que les moments de flexion M_{fx} et M_{fy} incluent les effets $P-\Delta$ puisqu'ils sont obtenus suite à l'utilisation du facteur d'amplification U_2 présenté à l'équation (2.5) pour le cas d'un chargement sismique. Les exigences de conception sismique de la norme CSA S16 stipulent que la demande en flexion doit être égale à 20% de la résistance plastique M_p des colonnes. Le paramètre C_r représente la résistance axiale pondérée de la pièce pour laquelle l'élancement effectif λ varie en fonction de l'état limite vérifié :

$$C_r = \phi A F_y (1 + \lambda^{2n})^{-1/n} \quad (2.9)$$

Pour la vérification de la résistance de la section, l'élancement effectif $\lambda = 0$ et la résistance C_r devient égale à la charge de plastification $\phi C_y = \phi A F_y$. Pour la résistance globale de la section, l'élancement effectif λ est déterminé selon l'axe de flexion de la pièce dans le cas d'une sollicitation en flexion unidirectionnelle. Si toutefois la pièce est sollicitée en flexion bidirectionnelle, l'élancement effectif λ doit être basé selon l'axe de flexion qui présente l'élancement le plus grand :

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x} \right)^2} \quad F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y} \right)^2}$$

$$F_e = \min(F_{ex}, F_{ey}) \quad (2.10)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

Pour la résistance au flambement en flexion-torsion, λ est déterminé selon l'élancement maximal de la pièce ou le flambement en flexion-torsion. L'élancement effectif en flexion-torsion est basé sur la contrainte F_{ez} :

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G J \right) \frac{1}{A \bar{r}_o^2}$$

$$F_e = \min(F_{ey}, F_{ez}) \quad (2.11)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

Par ailleurs, les paramètres M_{rx} et M_{ry} situés au dénominateur de l'équation (2.8) représentent les résistances pondérées en flexion de la pièce selon l'axe fort (x-x) et l'axe faible (y-y) respectivement. La valeur que prennent ces paramètres de résistance varie également en fonction de l'état limite vérifié. Pour vérifier la résistance de la section ainsi que la résistance globale de la pièce lorsque celle-ci est de classe 1 ou 2, la résistance M_r prend la valeur suivante selon l'axe de flexion considéré :

$$\begin{aligned}
 M_{rx} &= \phi M_{px} = \phi Z_x F_y \\
 M_{ry} &= \phi M_{py} = \phi Z_y F_y
 \end{aligned}
 \tag{2.12}$$

où : ϕ est le coefficient de tenue du matériau

F_y est la limite élastique de l'acier

Z_x et Z_y sont les modules plastiques de la section fléchie autour de son axe fort et son axe faible respectivement

Dans le cas d'une pièce fléchie autour de son axe fort (x-x), il faut considérer la possibilité de déversement de la pièce dans le calcul de la résistance en flexion M_{rx} :

$$M_{ue} = \frac{\omega_2 \pi}{L_s} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_s} \right)^2 I_y C_w} \quad M_{ui} = 1,15 M_p \left[1 - \frac{0,28 M_p}{M_{ue}} \right] \leq M_p$$

Lorsque $M_{ue} > 0,67M_p$:

$$M_r = \phi M_{ui} \quad (2.13)$$

Lorsque $M_{ue} \leq 0,67M_p$:

$$M_r = \phi M_{ue}$$

où : M_{ue} est le moment de déversement élastique

M_{ui} est le moment de déversement inélastique

ω_2 est le facteur tenant compte de l'augmentation de la résistance en fonction du gradient de moment κ

L_s est la distance entre les supports latéraux

E est le module de Young

G est le module de Coulomb

I_y est le moment d'inertie selon l'axe faible

J est la constante de torsion de St. Venant

C_w est la constante de gauchissement

La figure 2.4 illustre la courbe de déversement d'une poutre de classes 1 ou 2 pour laquelle se produit le déversement élastique jusqu'à $0,67M_p$ et le déversement inélastique due aux contraintes résiduelles de $0,67M_p$ à M_p .

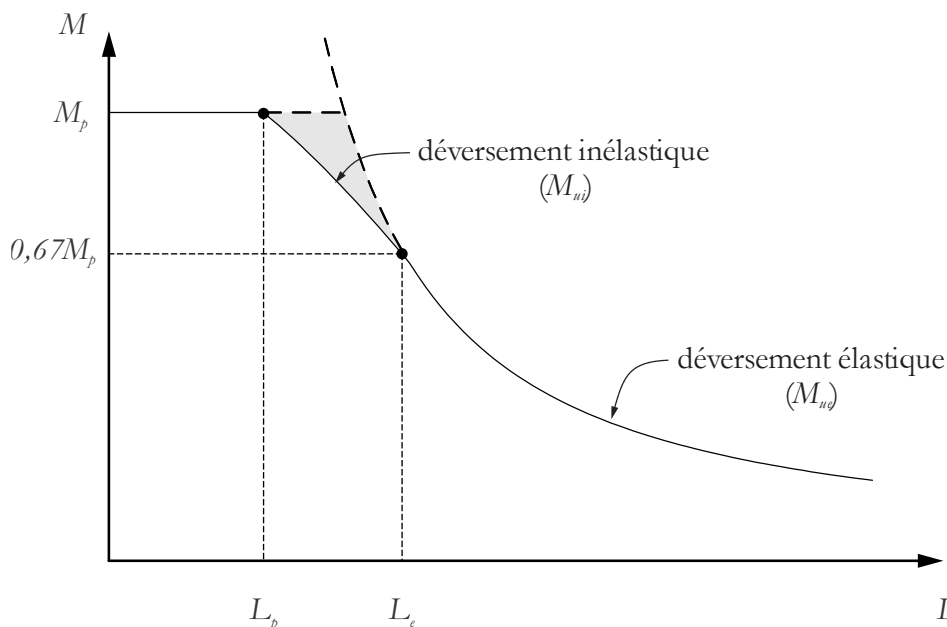


Figure 2.4 : Courbe de déversement d'une poutre

Dans le cadre de ce projet, les colonnes de contreventement sont orientées de sorte à ce qu'elles fléchissent selon leur axe faible dans le plan de flexion. Dans ce cas, l'interaction en plan est vérifiée en utilisant les propriétés de flexion selon l'axe faible de la pièce. L'instabilité hors du plan de flexion n'est pas un mode de rupture possible car pour ces colonnes, le flambement hors du plan de flexion mobilise la rigidité autour de l'axe fort et que le déversement ne peut se produire pour une pièce fléchie autour de son axe faible. Puisque le déversement de la pièce n'est pas un état limite possible, la résistance en flexion de la pièce est obtenue par l'équation (2.12) pour une pièce de classes 1 ou 2.

Il existe deux facteurs modifiant la demande en flexion de l'élément soit le facteur β et le facteur U_1 . Pour la flexion selon l'axe fort ($x-x$) d'un profilé W, le paramètre β prend la valeur constante de 0,85. Toutefois, pour une flexion autour de l'axe faible ($y-y$), le paramètre β permet de tenir compte du fait que la pleine résistance plastique ne peut être exploitée que pour de faibles élancements. Il varie donc selon l'élancement effectif λ_y de l'élément ainsi que de l'état limite vérifié. Lorsque la résistance de la section est l'état limite vérifié, le paramètre β prend la valeur constante de 0,6. Autrement, le paramètre β est donné par :

$$\beta = 0,6 + 0,4 \lambda_y \leq 0,85 \quad (2.14)$$

$$\text{où : } \lambda_y = \sqrt{\frac{C_y}{C_{ey}}} \quad C_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L^2}$$

C_y est la charge de plastification égale à AF_y

C_{ey} est la charge de flambement élastique d'Euler selon l'axe faible

E est le module de Young

I_y est le moment d'inertie autour de l'axe faible

L est la longueur de la pièce

Finalement, l'équation d'interaction contient également les facteurs d'amplification du moment U_{1x} et U_{1y} qui permettent de tenir compte de l'influence de la charge axiale sur la valeur des moments de flexion. Ce facteur d'amplification est obtenu par :

$$U_1 = \frac{\omega_1}{1 - \frac{C_f}{C_e}} \quad (2.15)$$

où : ω_1 est le coefficient d'uniformisation du moment

C_f est la charge axiale pondérée

C_e est la charge de flambement élastique d'Euler

Ce facteur joue deux rôles. Par le biais du terme $1/(1-C_f/C_e)$, il permet de tenir compte des effets géométriques du second ordre en amplifiant le moment dans la membrure en raison de la charge axiale qui augmente la déformée. Par le biais du coefficient ω_1 , le facteur U_1 permet aussi de tenir compte de la distribution des moments le long de la membrure. C'est-à-dire que pour une pièce soumise à un gradient de moment de flexion κ (moments différents aux extrémités), le coefficient ω_1 permet d'obtenir, sur une colonne simple articulée aux extrémités, un moment de flexion équivalent $M_{eq} = \omega_1 M_f$ tel qu'illustré sur la figure 2.5.

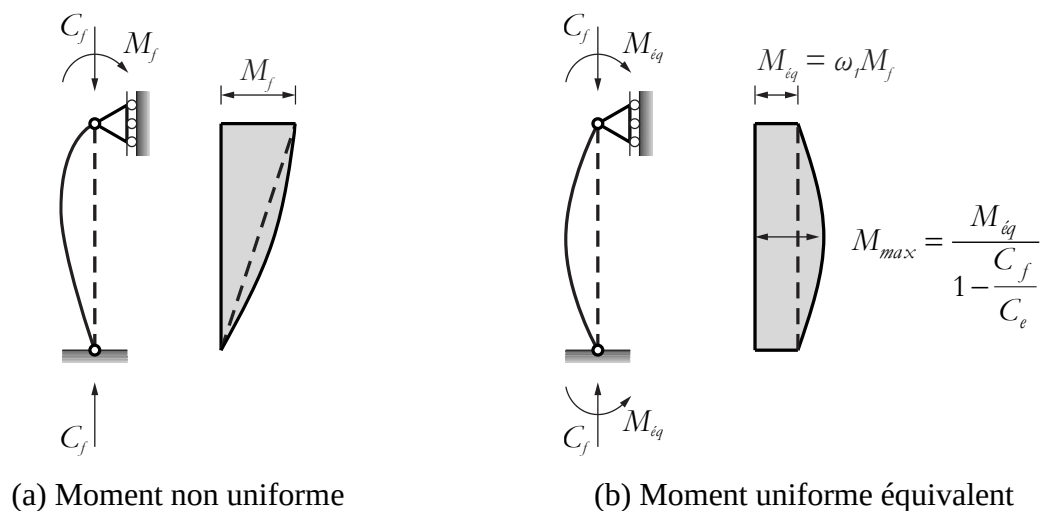


Figure 2.5 : Uniformisation des moments à l'aide du coefficient ω_1

Il existe plusieurs équations différentes afin d'exprimer le coefficient d'uniformisation des moments ω_1 . Il peut se calculer avec l'une ou l'autre des expressions présentées à l'équation (2.16) toutefois la formule proposée par Austin (1961) est celle adoptée par la norme CSA S16.

Théorique :

$$\omega_{1y} = \sqrt{\frac{\kappa^2 + 2\kappa \cos(kl) + 1}{2 - 2\cos(kl)}}$$

Massonnet et Austin (1956) :

(2.16)

$$\omega_{1y} = \sqrt{0,3\kappa^2 - 0,4\kappa + 0,3}$$

Austin (1961) :

$$\omega_{1y} = 0,6 - 0,4\kappa \geq 0,4$$

où : $\kappa = \pm \left| \frac{M_s}{M_l} \right|$ est le ratio du plus petit moment sur le plus grand moment situé aux

extrémités de la pièce (+ : courbure double, et - : courbure simple)

$$kl = l \sqrt{\frac{C}{EI}}$$

l est la longueur de la pièce

C est la charge de compression axiale

EI est la rigidité flexionnelle de la pièce

La figure 2.6 montre la variation du coefficient ω_1 en fonction du gradient de moment de flexion κ pour les trois expressions données à l'équation (2.16). En comparant les courbes obtenues par l'équation de Massonnet (1956) et d'Austin (1961) avec les courbes théoriques on remarque que pour les pièces fléchies en courbure double le coefficient d'uniformisation du moment ω_1 est légèrement surestimé. Cela entraîne une légère sous-estimation de la résistance des pièces soumises à des efforts combinés axiaux et de flexion lorsque celles-ci sont fléchies en courbure double. Cependant, cette différence diminue lorsque l'élancement de la pièce diminue (Beaulieu, Picard, Tremblay et al., 2003). Par ailleurs, la limite inférieure $\omega_1 = 0,4$, pour la formule d'Austin, permet de tenir compte de la possibilité du retour brusque des pièces en courbures double vers un mode de déformation correspondant à la courbure simple, lorsque la charge axiale C agissant sur la pièce est faible.

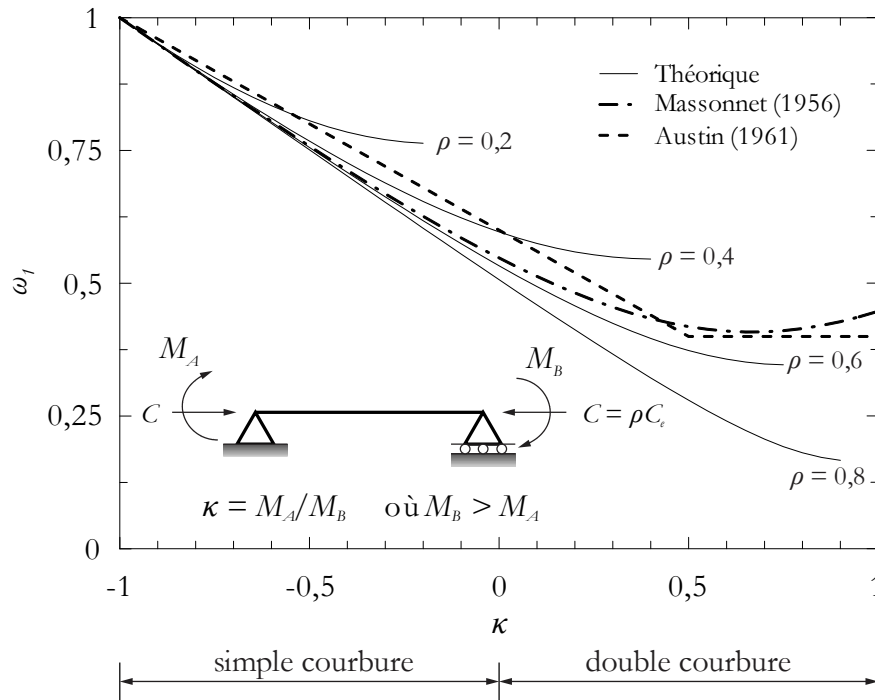


Figure 2.6 : Variation du coefficient d'uniformisation du moment ω_1 en fonction du gradient κ

Lorsque la résistance de la section est vérifiée, une limite inférieure de 1,0 est imposée aux paramètres $U_{1x} \geq 1,0$ et $U_{1y} \geq 1,0$. D'autre part, on doit déterminer s'il s'agit d'une pièce contreventée ou non-contreventée afin de vérifier la résistance globale de la section et la résistance au flambement en flexion-torsion. Le critère permettant de faire la distinction entre une pièce contreventée ou non a été présenté à la section 4.2 de ce mémoire. Pour les pièces non-contreventées, les paramètres U_{1x} et U_{1y} sont posés égal à 1,0 puisque ce sont majoritairement les effets $P-\Delta$ qui dominent l'amplification des moments en raison du déplacement relatif important entre les deux extrémités de la pièce. Pour les pièces contreventées, les paramètres U_{1x} et U_{1y} sont déterminés à l'aide de l'équation (2.15) sans limite inférieure, à l'exception du paramètre U_{1x} pour la résistance au flambement en flexion-torsion. Lorsque cet état limite est vérifié et que la pièce subit une flexion autour de son axe fort, la résistance M_{rx} doit tenir compte de la possibilité de déversement de la pièce. La résistance en flexion selon l'axe fort M_{rx} est alors donnée par l'équation (2.13) et l'effet du gradient de flexion est pris en compte par l'entremise du facteur ω_2 . Ce facteur est similaire au facteur ω_1 de l'équation (2.16) ($\omega_2 \approx 1/\omega_1$) et puisque le gradient de flexion est déjà considéré de façon adéquate dans la résistance en flexion M_{rx} , il ne faut pas en tenir compte une deuxième fois au numérateur dans l'expression du facteur U_{1x} . Autrement dit, il faut éviter de

sous-estimer les efforts de flexion en divisant un moment de flexion uniforme équivalent $M_{\acute{e}q} = \omega_1 M_{fx}$ par la résistance à un moment non uniforme $M_{rx} = \omega_2 M_{ux} = M_{ux}/\omega_1$ (Beaulieu et al., 2003). La limite inférieure $U_{1x} \geq 1,0$ permet donc d'éviter la double utilisation du coefficient d'uniformisation du moment.

Il est important de constater que l'équation de la norme CSA S16 est une équation empirique simplifiée et, qu'en réalité, la section peut offrir une résistance légèrement supérieure lorsque celle-ci est fléchiée selon son axe faible. La figure 2.7 permet d'observer ce gain potentiel suite à l'utilisation des équations (2.6) et (2.7) plutôt que l'équation d'interaction (2.8). Dans cette figure, seulement la résistance de la section spécifiée à l'article 13.8.2.a de la norme CSA S16 est représentée. C'est donc dire que pour ces courbes l'élançement effectif $\lambda = 0$.

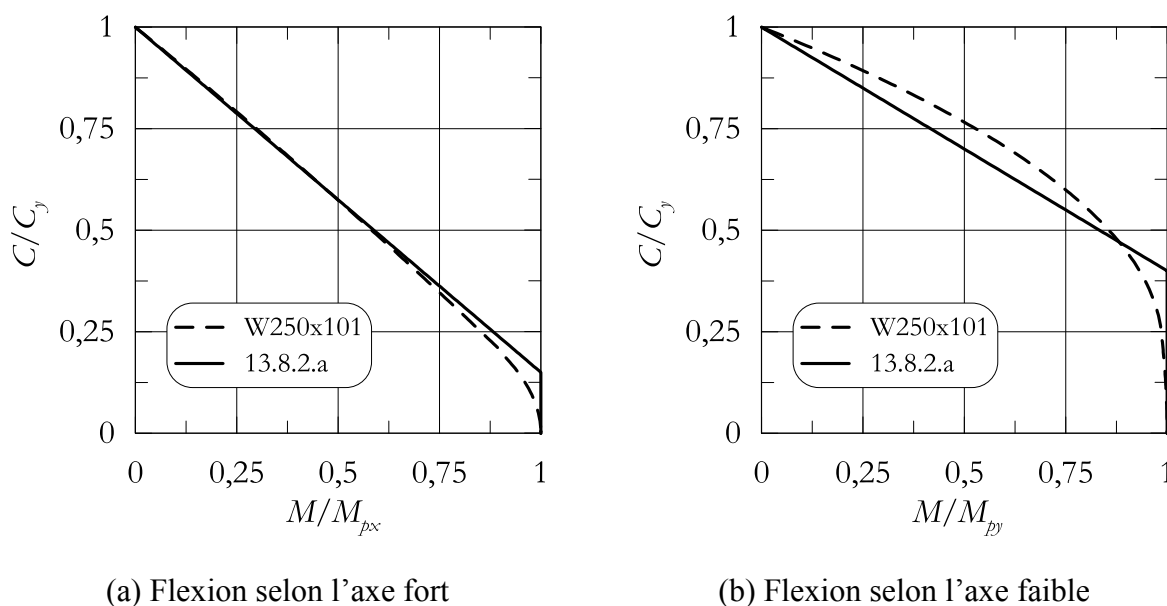


Figure 2.7 : Résistance plastique d'un profilé W250x101

La différence observée entre les deux courbes de la figure 2.7b provient du fait que l'interaction réelle suit une équation du second degré alors qu'une équation simplifiée et plus sécuritaire a été retenue par les normes de conception. L'ouvrage de Beaulieu et al. (2003) traite bien de l'élaboration des équations de conception utilisées par la norme CSA S16.

2.1.2.5 Règles de calcul pour la résistance et la stabilité des pièces comprimées-fléchies selon la norme CSA S16

Puisque les colonnes étudiées dans ce projet sont fléchies autour de leur axe faible, seulement les vérifications pour la résistance de la section ainsi que pour la stabilité en plan sont nécessaires. L'équation d'interaction se réduit donc à :

$$\frac{C_f}{C_r} + \frac{\beta U_{1y} M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1,0 \quad (2.17)$$

La résistance pondérée axiale C_r et de flexion M_{ry} changent en fonction de l'état limite vérifié.

Résistance de la section

- C_r est évalué à l'aide de l'équation (2.9) avec $\lambda = 0$, ce qui donne $C_r = \phi A F_y$;
- $\beta = 0,6$, il est calculé avec l'équation (2.14) pour laquelle $\lambda = 0$;
- M_{ry} est évalué à l'aide de l'équation (2.12) ;
- $U_{1y} \geq 1,0$ et il est calculé avec l'équation (2.15) ; et
- ω_1 est obtenu par la formule de Austin donnée à l'équation (2.16), $\omega_1 = 0,6 - 0,4\kappa \geq 0,4$.

Cette vérification n'est critique que pour les pièces qui sont contreventées car celles-ci peuvent atteindre la plastification avant l'instabilité. Pour cette vérification, la norme ne permet pas d'avoir un facteur d'amplification U_1 plus petit que 1,0 puisque ce sont les effets $P-\delta$ qui dominent sur les effets $P-\Delta$ (facteur U_2). Dans la plupart des cas, le moment maximal se trouve à l'une des extrémités de la pièce. Toutefois pour une pièce contreventée, le moment maximal peut aussi exister le long de la pièce. Pour tenir compte de cette possibilité, la norme impose une limite inférieure $U_1 \geq 1,0$ dans le calcul de la résistance d'une pièce contreventée comprimée-fléchie.

Stabilité dans le plan de flexion

- C_r est évalué à l'aide de l'équation (2.9) avec un coefficient de longueur effective $K = 1,0$;
- β est calculé avec l'équation (2.14) ;
- M_{ry} est évalué à l'aide de l'équation (2.12) puisque le déversement n'est pas possible ;

- $U_{1y} = 1,0$ pour les pièces non-contreventées et U_{1y} est obtenu de l'équation (2.15) pour les pièces contreventées ; et
- ω_1 est obtenu par la formule de Austin donnée à l'équation (2.16), $\omega_1 = 0,6-0,4\kappa \geq 0,4$.

La principale différence est l'utilisation de l'élancement effectif λ dans le calcul de la résistance axiale C_r afin de tenir compte de la possibilité de flambement de la pièce. Par ailleurs, on note la distinction entre les pièces contreventées et non-contreventées pour le calcul du facteur d'amplification U_1 . Lorsque les pièces sont contreventées, les effets $P-\delta$ dominent sur les effets $P-\Delta$, c'est-à-dire que le moment maximal est susceptible de se développer le long de la pièce et que le moment doit être amplifié par le facteur U_1 . Pour les pièces non-contreventées, les effets $P-\Delta$ sont dominants et bien que les effets $P-\delta$ soient présents dans la pièce, les moments de flexion maximaux se développent aux extrémités de la pièce donc l'utilisation du facteur U_1 n'est pas nécessaire.

2.1.2.6 Coefficient d'uniformisation du moment ω_1

Il existe deux principaux phénomènes de stabilité appelés effets $P-\Delta$ et $P-\delta$ qui surviennent lorsque des efforts agissent sur la configuration déformée d'une pièce. Les effets $P-\Delta$ découlent de l'action d'une charge axiale P appliquée à une distance Δ due à un déplacement relatif entre les deux appuis d'une pièce. À l'inverse, les effets $P-\delta$ surviennent lorsqu'une charge axiale P est appliquée à une pièce déformée pour laquelle les appuis ne subissent pas ou très peu de déplacement relatif l'un par rapport à l'autre. La figure 2.8 illustre ces deux phénomènes de stabilité.

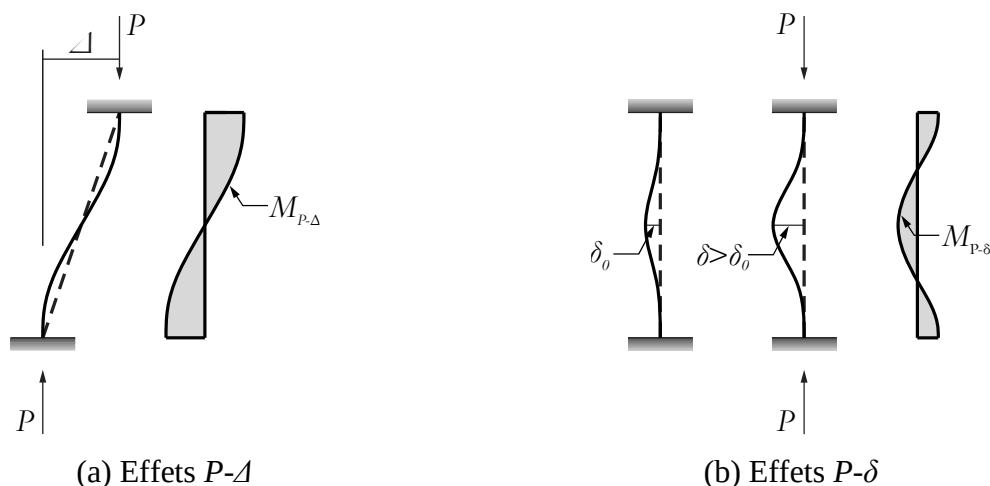


Figure 2.8 : Différence entre les effets $P-\Delta$ et $P-\delta$

Sur la figure 2.8a, on remarque l'effet du déplacement latéral Δ relatif aux deux appuis. La charge axiale P , agissant sur la configuration déformée de la pièce, induit des moments de flexion dans la pièce ce qui engendre une déformation en courbure double n'ayant qu'un seul point d'inflexion. Sur la figure 2.8b, on peut voir l'effet de la charge P qui agit sur la déformée locale δ située entre les appuis et les points d'inflexion de la déformée.

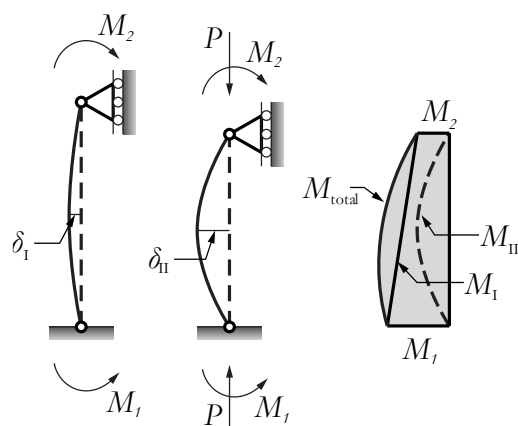


Figure 2.9 : Moment total d'une pièce comprimée et fléchie

On observe sur la figure 2.9 l'amplification des moments de flexion primaires M_I due à la charge axiale agissant sur la configuration déformée. La charge axiale P , qui agit sur la déformée primaire, produit des moments fléchissants secondaires M_{II} . Cela a pour effet d'accroître la déformée et, par le fait même, les moments de flexion secondaires M_{II} jusqu'à ce que le système revienne à

l'équilibre. Le moment fléchissant total et la déformée finale sont donnés par l'addition des contributions primaires et secondaires $M_{total} = M_I + M_{II}$ et $v_{total} = v_I + v_{II}$.

Afin de procéder à un dimensionnement adéquat des pièces comprimées-fléchies, il est nécessaire de connaître le moment de flexion maximal agissant le long de la pièce. Pour ce faire, la norme CSA S16 utilise le facteur d'amplification U_1 afin d'amplifier les moments du premier ordre et obtenir les moments du second ordre considérant les effets $P-\delta$ ($M_{total} = U_1 M_I$). Tel qu'expliqué précédemment, le coefficient d'uniformisation des moments ω_1 permet de tenir compte de la forme du diagramme de flexion sur l'amplification du moment primaire. Les exigences actuelles de la norme CSA S16 utilise l'expression simplifiée proposée par Austin, 1961 pour calculer le coefficient d'uniformisation ω_1 . Cependant, l'expression proposée par Austin vise à approximer de façon simple, la valeur théorique du coefficient ω_1 . Ce dernier a été développé pour une pièce élastique simplement appuyée et soumise à des moments inégaux à ses extrémités tels qu'illustrés sur la figure 2.10.

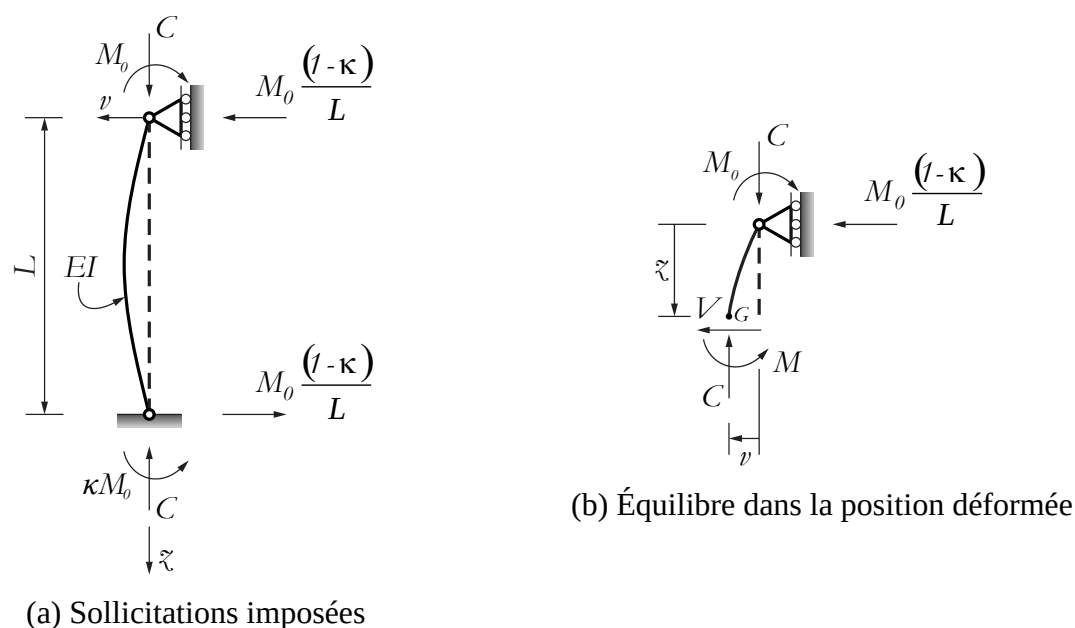


Figure 2.10 : Stabilité d'une pièce soumise à une charge axiale et des moments d'extrémité inégaux (effets $P-\delta$)

La figure 2.10a montre le modèle de base qui a permis d'établir l'expression théorique du coefficient d'uniformisation des moments présenté à l'équation (2.16). Pour trouver l'expression du moment de flexion maximal le long de la pièce il faut d'abord déterminer l'équation de la

déformée sous l'effet des sollicitations imposées. L'équilibre des forces dans la position déformée présentée à la figure 2.10b permet d'établir l'équation différentielle qui décrit le comportement de la pièce pour les conditions données. L'équation différentielle est donnée par :

$$\sum M_G = M_0 + C v(z) - M(z) - M_0 \frac{(1-\kappa)}{L} z = 0$$

$$\Rightarrow v''(z) + k^2 v(z) = \frac{M_0}{EI} \left[\frac{(1-\kappa)}{L} z - 1 \right] \quad (2.18)$$

où : κ est le ratio des moments d'extrémités

E est le module de Young

I est le moment d'inertie de la pièce autour de l'axe pour lequel se produit la flexion

C est la charge axiale

$v(z)$ est la déformée le long de la pièce

L est la longueur de la pièce

$$kl = l \sqrt{\frac{C}{EI}}$$

La solution complémentaire $v_c(z)$ de l'équation différentielle est obtenue par la résolution de l'équation différentielle homogène associée à l'équation différentielle non-homogène de départ obtenue à l'équation (2.18) et prend la forme suivante :

$$v_c(z) = C_1 \sin(kz) + C_2 \cos(kz) \quad (2.19)$$

La solution particulière $v_p(z)$ permet de tenir compte du terme de droite dans l'équation (2.18) qui rend l'équation différentielle non-homogène. Puisque ce terme est du premier ordre, la solution particulière prend la forme suivante :

$$v_p(z) = C_3 z + C_4 = \frac{M_0}{C} \frac{(1-\kappa)}{L} z - \frac{M_0}{C} \quad (2.20)$$

La solution générale $v(z)$ de l'équation différentielle donnant l'équation de la déformée le long de la pièce s'obtient en additionnant les solutions particulière $v_p(z)$ et complémentaire $v_c(z)$. Elle est donnée par :

$$v(z) = v_c(z) + v_p(z) \quad (2.21)$$

$$v(z) = C_1 \sin(kz) + C_2 \cos(kz) + \frac{M_0}{C} \frac{(1-\kappa)}{L} z - \frac{M_0}{C}$$

Les constantes C_1 et C_2 sont déterminées à l'aide des conditions initiales du problème. Pour la pièce de la figure 2.10a, il existe 4 conditions aux extrémités données par la déformée et le moment de flexion :

$$\begin{aligned} 1. \quad v(0) &= 0 & \Rightarrow C_2 &= \frac{M_0}{C} \\ 2. \quad v(L) &= 0 & \Rightarrow C_1 &= \frac{M_0}{C} \left[\frac{\kappa}{\sin(kL)} - \frac{1}{\tan(kL)} \right] \\ v(z) &= \frac{M_0}{C} \left\{ \left[\frac{\kappa - \cos(kL)}{\sin(kL)} \right] \sin(kz) + \cos(kz) + \frac{(1-\kappa)}{L} z - 1 \right\} \\ v'(z) &= \frac{M_0}{C} \left\{ \left[\frac{\kappa - \cos(kL)}{\sin(kL)} \right] k \cos(kz) - k \sin(kz) + \frac{(1-\kappa)}{L} \right\} \\ v''(z) &= \frac{M_0}{C} \left\{ \left[\frac{\cos(kL) - \kappa}{\sin(kL)} \right] k^2 \sin(kz) - k^2 \cos(kz) \right\} \\ 3. \quad v''(0) &= -\frac{M_0}{EI} & \Rightarrow -\frac{M_0}{EI} &= -\frac{M_0}{EI} \\ 4. \quad v''(L) &= -\frac{\kappa M_0}{EI} & \Rightarrow -\frac{\kappa M_0}{EI} &= -\frac{\kappa M_0}{EI} \end{aligned} \quad (2.22)$$

Les deux premières conditions sur la déformée de la pièce permettent de déterminer les constantes C_1 et C_2 alors que les conditions initiales à respecter sur les moments de flexion aux extrémités permettent de valider la solution. L'équation du moment de flexion le long de la pièce est obtenue par la relation suivante :

$$M(z) = -EI v''(z)$$

$$M(z) = M_0 \left\{ \left[\frac{\kappa - \cos(kL)}{\sin(kL)} \right] \sin(kz) + \cos(kz) \right\} \quad (2.23)$$

Il s'agit maintenant de trouver l'endroit où le moment de flexion est maximal le long de la pièce afin de trouver l'expression du facteur d'amplification. Le gradient de flexion représentant l'influence des moments d'extrémités appliqués sur la pièce est prise en compte par le facteur κ . L'expression $M(z)$ est maximale lorsque sa dérivée est égale à 0, ce qui permet d'isoler la position z pour laquelle cette contrainte est satisfaite :

$$\begin{aligned} M'(z) &= M_0 \left\{ \left[\frac{\kappa - \cos(kL)}{\sin(kL)} \right] k \cos(k\bar{z}) - k \sin(k\bar{z}) \right\} \\ \Rightarrow \tan(k\bar{z}) &= \left[\frac{\kappa - \cos(kL)}{\sin(kL)} \right] \end{aligned} \quad (2.24)$$

où : $\bar{z}$ est la position recherchée où se produit le moment de flexion maximal

La figure 2.11 permet de résoudre l'équation (2.24) et trouver la valeur de $\cos(k\bar{z})$ et $\sin(k\bar{z})$ lorsque le moment de flexion est maximal.

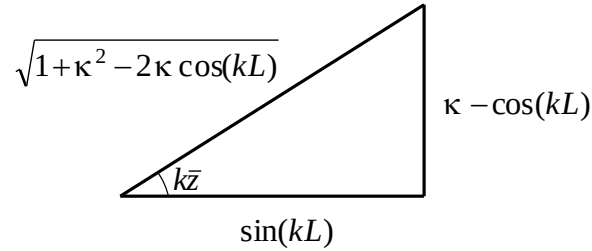


Figure 2.11 : Expression de la position où survient le moment de flexion maximal

De cette figure on obtient les expressions suivantes :

$$\begin{aligned}\sin(k\bar{z}) &= \frac{\kappa - \cos(kL)}{\sqrt{1 + \kappa^2 - 2\kappa \cos(kL)}} \\ \cos(k\bar{z}) &= \frac{\sin(kL)}{\sqrt{1 + \kappa^2 - 2\kappa \cos(kL)}}\end{aligned}\quad (2.25)$$

En combinant les équations (2.24) et (2.25) on obtient l'expression du moment maximal le long de la pièce sous la forme d'un moment d'extrémité M_0 multiplié par un facteur d'amplification ϕ :

$$\begin{aligned}M_{\max} &= \begin{cases} M_0 & \text{si } \kappa \leq \cos(kL) \\ \phi M_0 & \text{si } \kappa > \cos(kL) \end{cases} \\ \phi &= \left\{ \frac{\sqrt{1 + \kappa^2 - 2\kappa \cos(kL)}}{\sin(kL)} \right\}\end{aligned}\quad (2.26)$$

La figure 2.12 montre l'influence du gradient de flexion κ sur le facteur d'amplification du moment ϕ .

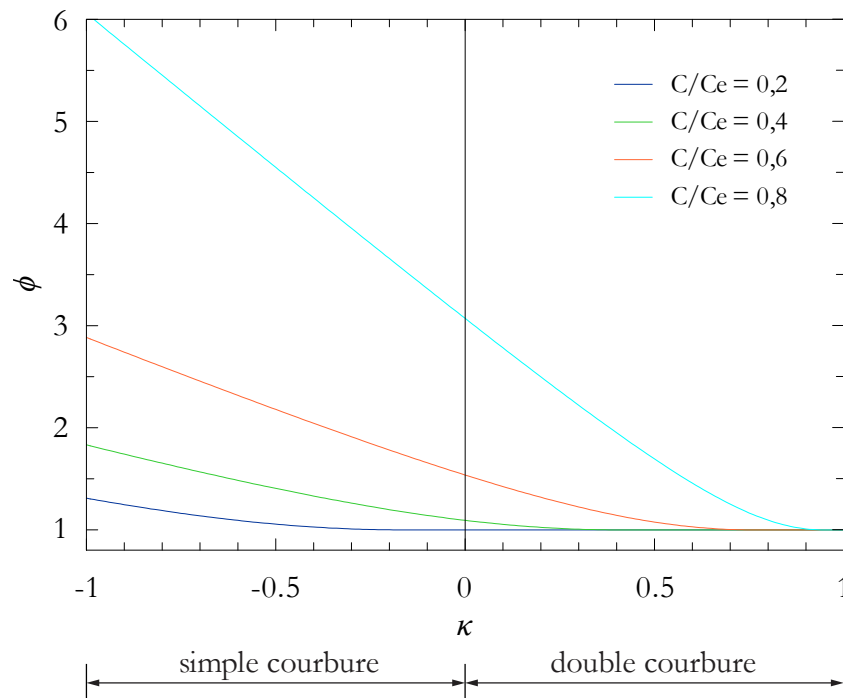


Figure 2.12 : Variation du facteur d'amplification du moment ϕ en fonction du gradient de flexion κ

On remarque que l'amplification est maximale lorsque le gradient de flexion $\kappa = -1$ ce qui représente une déformée en courbure simple. Le facteur d'uniformisation du moment ω_1 employé

dans la norme CSA S16 permet de tenir compte de la forme du diagramme des moments fléchissants puisqu'il s'agit du ratio entre le facteur d'amplification du moment et l'amplification maximale.

$$\omega_1 = \frac{\phi(\kappa \neq -1)}{\phi(\kappa = -1)} = \sqrt{\frac{\kappa^2 + 2\kappa \cos(kL) + 1}{2 - 2\cos(kL)}} \quad (2.27)$$

En comparant l'expression théorique du coefficient ω_1 donné à l'équation (2.27) avec l'expression simplifiée de Austin employée par la norme CSA S16 donnée à l'équation (2.16), on remarque que le coefficient ω_1 ne tient plus compte de l'effet de la charge axiale sur la déformée puisque le paramètre k égal à la racine de C/EI n'est plus présent. Par ailleurs, le coefficient d'uniformisation des moments ω_1 est développé à partir d'une pièce élastique sans tenir compte de la perte de rigidité résultant de la plastification du matériau lorsque celui-ci approche de la limite élastique F_y . Ces raisons engendrent une différence entre la valeur du facteur d'amplification théorique ϕ et celle du facteur d'amplification simplifié U_1 employé par la norme CSA S16. La figure 2.13 montre la différence entre ces deux facteurs d'amplification en fonction du gradient de flexion κ pour différents niveaux de charges axiales.

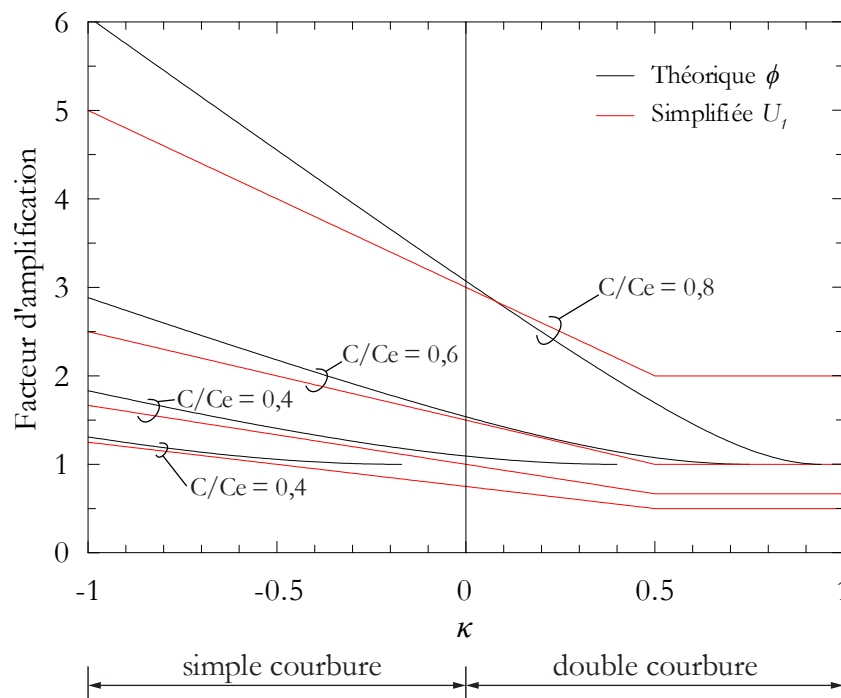


Figure 2.13 : Facteur d'amplification du moment due aux effets $P-\delta$ en fonction du gradient de flexion κ

Sur cette figure, on peut voir dans un premier temps que l'amplification est maximale lorsque la pièce est fléchie en courbure simple ($\kappa = -1$). De plus, on remarque que l'erreur provenant de l'expression simplifiée augmente alors que la charge axiale augmente pour les pièces fléchies en courbure simple alors qu'à l'inverse, lorsque la pièce est fléchie en courbure double, l'expression simplifiée donne des résultats conservateurs lorsque la charge axiale augmente en raison de la limite inférieure de 0,4 imposée à la valeur du coefficient d'uniformisation des moments ω_1 dans l'équation de Austin.

Cette revue exhaustive du coefficient d'uniformisation du moment nous permet de constater l'applicabilité des expressions simplifiées du coefficient ω_1 et du facteur d'amplification U_1 . Ces expressions comprennent certaines limitations dues aux hypothèses de départ utilisées. Parmi ces limitations, on note le fait que ces expressions sont déterminées à partir d'une pièce élastique ne considérant pas le comportement non-linéaire du matériau due à la plastification. De plus, le modèle de base permettant de développer les équations différentielles considère des moments de flexion inégaux appliqués aux extrémités dont l'amplitude est variée par l'entremise du gradient de flexion κ qui prend des valeurs allant de -1 à 1. Toutefois, sans la présence de charge en travée

modifiant la forme du diagramme des moments, l'expression simplifiée du coefficient d'uniformisation du moment ω_1 ne peut considérer que des déformées en courbure simple ou double.

2.2 Comportement sismique et stabilité des colonnes de contreventement en acier

2.2.1 Comportement sismique des contreventements concentriques en acier

Les recherches réalisées par Tremblay (2000) démontrent que le comportement des contreventements concentriques en acier est grandement influencé par les caractéristiques des diagonales de contreventement. Lors d'un séisme, l'énergie est dissipée à travers les déformations inélastiques des éléments de contreventements qui agissent de fusibles pour la structure. Dans un contreventement concentrique en acier, ces éléments sont les diagonales qui dissipent l'énergie par plastification de la membrure en traction et par déformations flexionnelles inélastiques lors du flambement en compression. L'élancement des diagonales de contreventement est un des principaux paramètres influençant la réponse sismique des contreventements concentriques. Celui-ci est donné par :

$$\lambda = \sqrt{\frac{C_y}{C_e}} = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (2.28)$$

La figure 2.14 illustre les résultats d'une analyse *OpenSees* montrant le comportement hystérétique d'une diagonale trapue ($KL/r = 70$) ainsi qu'une diagonale élancée ($KL/r = 200$).

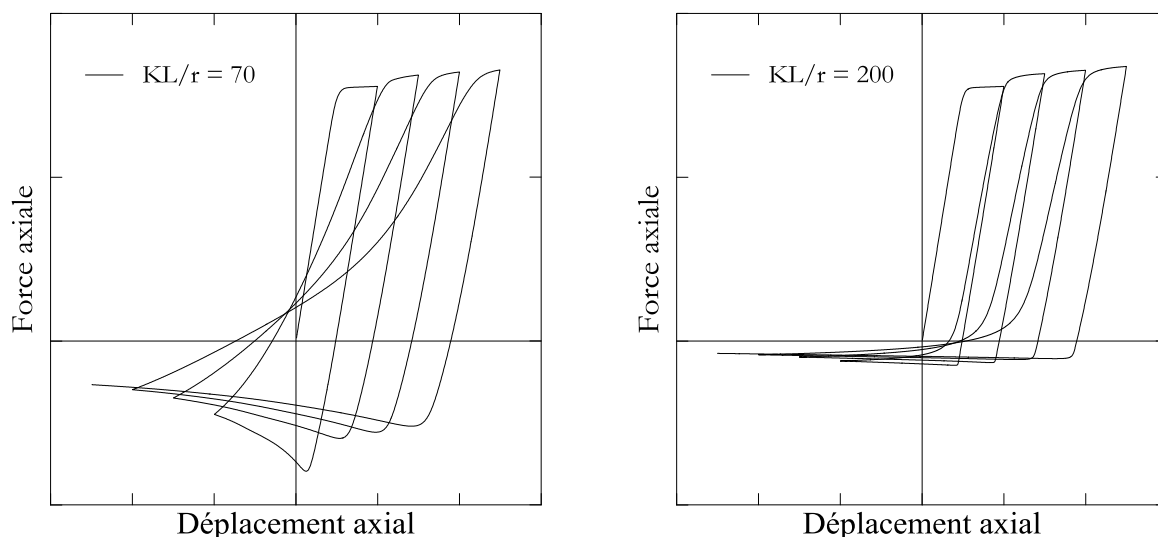


Figure 2.14 : Comportement hystérétique d'une diagonale de contreventement

Les diagonales de faible élancement appelées *trapues* ont une réponse davantage symétrique en raison du faible écart qui existe entre la charge de plastification en traction et celle de flambement en compression.

Pour leur part, les diagonales *élancées* offrent une plus grande résistance au cisaillement inter-étage puisque la section est généralement plus grande de sorte que la résistance en traction est plus élevée. Pour un contreventement fonctionnant en traction-compression, l'effort de cisaillement inter-étage est repris par les diagonales en tension et en compression. Ces diagonales sont dimensionnées de sorte que leur résistance à la compression axiale C_r soit plus grande que la sollicitation pondérée C_f . Comme la résistance à la compression axiale C_r diminue lorsque l'élancement augmente, une diagonale élancée nécessite une section plus grande qu'une diagonale trapue pour offrir la même résistance à la compression axiale C_r . De plus, l'écart entre la résistance en traction et la résistance en compression est beaucoup plus grande pour les diagonales élancées si bien que puisque la conception est gouvernée par la résistance en compression, ces diagonales ont une réserve de résistance qu'elles peuvent exploiter dans la plage post-flambement par l'entremise de déformation en traction. Cette réserve de résistance pour les diagonales de contreventement élancées augmente la résistance latérale totale du *SRFS*.

Par ailleurs, la demande en déformation inélastique d'un contreventement peut être associée à la concentration de dommage inélastique le long de la hauteur du contreventement. Les travaux faits par Tremblay (2000) démontrent que de grandes déformations inélastiques tendent à se concentrer

sur quelques étages le long de la hauteur du bâtiment en raison de la faible capacité qu'ont les contreventements concentriques à redistribuer les déformations inélastiques sur toute la hauteur. Ces fortes concentrations en déformations inélastiques induisent des moments de flexion dans les colonnes de contreventement et ceux-ci doivent être pris en compte lors de la conception. La figure 2.15 montre la demande en flexion observée dans les colonnes de contreventement lors des analyses faites par Tremblay (2000).

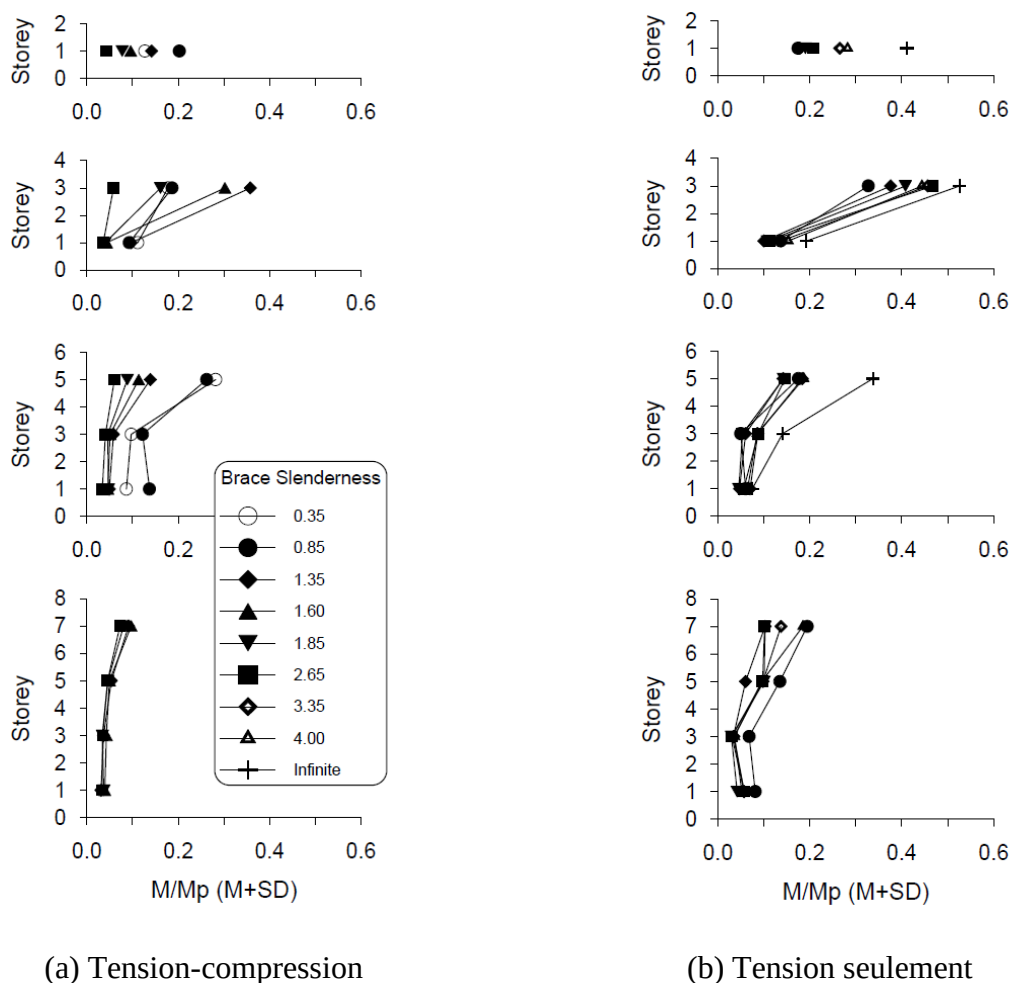


Figure 2.15 : Moments de flexion dans les colonnes de contreventement (colonnes continues sur 2 étages) (Tremblay, 2000)

L'élancement maximum permis par la norme CSA S16 pour les diagonales de contreventement est $KL/r = 200$ ce qui correspond à un élancement effectif $\lambda = 2,65$ pour $F_y = 350$ MPa et on peut voir que pour cette plage d'élancement, le moment de flexion induit dans les colonnes de contreventement atteint une valeur qui varie entre 20% à 30% du moment plastique M_p .

2.2.2 Comportement cyclique des colonnes de contreventement

Les travaux de Newell et Uang (2008) traite du comportement cyclique des colonnes de profilé W sous de large déplacement. Lors d'événements sismiques, les colonnes de contreventement subissent une demande combinée de charge axiale et de rotation inélastique provenant de l'inégalité des déplacements inter-étage. Des essais expérimentaux ont été réalisés sur des profilés lourds W360 pour des niveaux de charge axiale allant de $0,35$ à $0,75C_y$ combinée à un déplacement latéral Δ appliqué sous forme de cycles d'amplitude variable pouvant atteindre jusqu'à $10\% h$ (où h est la hauteur de la colonne).

Le principal état limite observé au cours de ces essais est le voilement local de la partie comprimée des semelles. Aucun des spécimens n'a subi de flambement global. Le voilement local des parois est survenu à un déplacement inter-étage Δ/h de l'ordre de 4% alors que le déplacement attendu lors d'un séisme pour un contreventement concentrique en acier et d'environ $2\% \Delta/h$ (Sabelli, 2000), (Agüero et al., 2007).

Les essais ont montrés que les capacités en rotation inélastique prédites par la norme américaine ASCE 41 sont très conservatrices (ASCE, 2014). En effet, la norme ASCE 41 ne prédit aucune capacité en rotation inélastique pour les colonnes chargées au-delà de $0,5P_{CL}$ alors qu'en réalité les essais ont montré une rotation plastique possible variant de 14 à 23 fois la rotation à la limite de la plastification θ_y . Les rotations maximales atteintes lors des essais variaient entre $0,07$ et $0,09 \text{ rad}$. Par ailleurs, les résultats obtenus suite au chargement combiné $C-M$ montrent en moyenne une résistance de la section 5% plus élevée que celle prédite par l'équation d'interaction de la norme américaine.

2.2.3 Demande sismique dans les colonnes de contreventement

L'article de Richards (2009) traite de la demande sismique dans les colonnes de contreventement ductile en acier. Dans cette étude, on examine des contreventements à diagonales confinées *BRBF*, des contreventements concentriques *CBF* et des contreventements excentriques *EBF*. Les analyses se concentrent sur le comportement des colonnes situées à la base des bâtiments de 3 , 9 et 18 étages.

Cette étude démontre que la distribution réelle des efforts axiaux dans les colonnes de contreventement est bien différente que celle considérée lors de la conception. En conception, il est considéré que l'effort axial transmis dans les colonnes de contreventement provient de l'atteinte

simultanée de la capacité des éléments ductiles. Les analyses réalisées dans cette étude montrent que la demande axiale varie entre 55 et 70% de celle considérée en conception. Par ailleurs, on note que la demande en rotation inélastique dans les colonnes des cadres étudiés atteint $0,03 \text{ rad}$, ce qui est bien en dessous des rotations atteintes présentées à la section 2.2.2.

2.3 Modélisation *OpenSees*

OpenSees est un logiciel utilisant la méthode des éléments finis afin de développer des applications permettant de simuler la performance des systèmes structuraux et géotechniques soumis à des séismes (McKenna & Fenves, 2004). L'architecture d'*OpenSees* comprend un ensemble de modules permettant de créer le modèle d'éléments finis, de définir les matériaux et les éléments, de spécifier la méthode d'analyse, de monitorer différents paramètres durant l'analyse et d'enregistrer les résultats de l'analyse. Comme il s'agit d'un logiciel libre, une vaste base de données regroupant plusieurs modules de calcul est mise à la disposition des utilisateurs. Ces derniers peuvent ajouter des modules ou modifier les modules existants en accédant à leur code source permettant ainsi d'améliorer la qualité du logiciel et la fidélité des résultats.

2.3.1 Modélisation de l'acier

L'acier est modélisée dans *OpenSees* à l'aide du matériau *Steel02* basé sur modèle de Menegotto et Pinto (1973). Ce modèle permet de bien représenter le comportement hystérétique de l'acier en incluant l'écrouissage isotrope, l'écrouissage cinématique et l'effet de Bauschinger. Les paramètres suivants permettent de définir le comportement de ce matériau :

- F_y : Limite élastique de l'acier ;
- E_0 : Rigidité élastique initiale ;
- b : Ratio entre la rigidité élastique initiale et la rigidité post-plastification ;
- R_0, cR_1, cR_2 : Paramètres influençant la transition entre le domaine élastique et le domaine plastique pour représenter les effets de Bauschinger (Filippou, Popov, & Bertero, 1983) ;
- a_1 à a_2 : Paramètres influençant l'écrouissage isotropique dans la partie en tension ;
- a_3 à a_4 : Paramètres influençant l'écrouissage isotropique dans la partie en compression ; et

- *sigInit* : Contrainte initiale dans le matériau permettant de simuler les effets des contraintes résiduelles dans l'acier.

La modification à la formulation du matériau *Steel02* proposée par Lamarche et Tremblay (2008) a permis d'inclure les contraintes résiduelles dans l'acier ce qui résulte en une meilleure prédiction de la charge de flambement ainsi que du comportement post-flambement de l'acier.

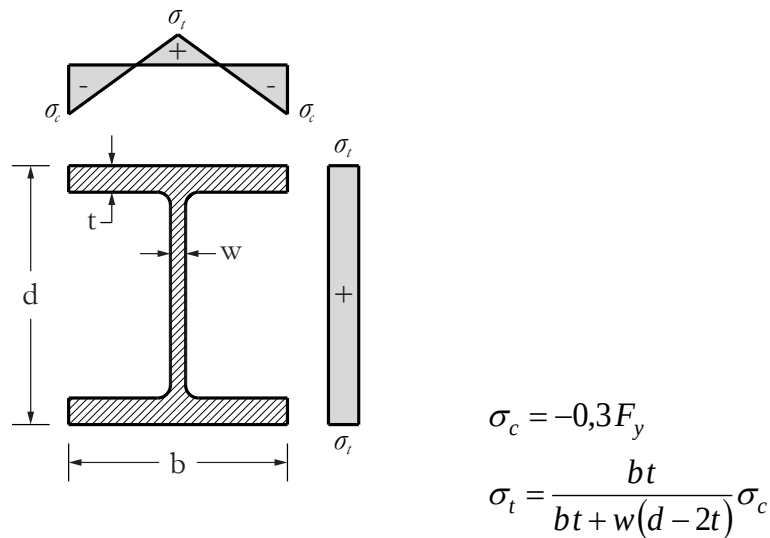


Figure 2.16 : Patron de contraintes résiduelles (Galambos & Ketter, 1959)

La figure 2.16 présente les contraintes résiduelles basées sur le patron de contraintes proposé par Galambos et Ketter (1959) qui est communément adopté dans les travaux de recherche.

2.3.2 Modélisation des éléments non-linéaires

Plutôt que de modéliser les éléments non-linéaires à l'aide de modèle à plasticité concentré (élément élastique avec ressorts rotationnels à chaque extrémité) *OpenSees* offre la possibilité d'utiliser des éléments non-linéaires basés sur des modèles de plasticité distribué. La plastification peut alors survenir n'importe où le long de l'élément. Le passage entre le système de coordonnées local et global se fait par l'entremise d'une transformation co-rotationnelle qui permet d'inclure les effets géométriques du second ordre. Les éléments non-linéaires sont subdivisés en plusieurs petits éléments afin de bien représenter la déformée lors de l'analyse ainsi que l'effet des imperfections initiales. La section des éléments est discrétisée à l'aide de plusieurs fibres auxquelles sont associés des matériaux comprenant des valeurs différentes de contraintes initiales permettant de simuler le

patron de contraintes résiduelles désiré. Il existe deux types de formulation pour les éléments non-linéaires dans *OpenSees* :

1. la formulation basée sur les déplacements ;
2. la formulation basée sur les forces.

Les éléments doivent être modélisés différemment en fonction du type de formulation choisie afin d'atteindre le même niveau de précision. Pour la formulation basée sur les déplacements, la précision de la réponse peut être améliorée seulement en augmentant le nombre d'éléments. Pour la formulation basée sur les forces, la précision peut être améliorée en augmentant le nombre de points d'intégration ou le nombre d'éléments. Cependant, des études montrent que même si la formulation basée sur les forces est plus coûteuse en termes d'effort de calcul, elle permet aux réponses locales et globales des éléments et de la structure de converger plus rapidement sans pour autant raffiner le maillage (Terzic, 2011). Une formulation à grands déplacements utilisant la discrétisation par fibres du logiciel *OpenSees* a déjà été utilisée afin de reproduire la réponse inélastique des éléments de contreventement tels que les diagonales (Uriz & Mahin, 2004). Par ailleurs, une autre étude réalisée par Agüero et al. (2007) démontre l'efficacité du logiciel *OpenSees* pour modéliser la réponse sismique des contreventements concentriques en acier. Cette étude a permis d'établir que le nombre de points d'intégration par élément a une influence limitée sur les résultats obtenus. Par ailleurs, cette étude démontre également que la formulation basée sur les forces fournit une réponse plus précise que celle obtenue par la formulation basée sur les déplacements lorsque celles-ci sont utilisées dans les mêmes conditions (nombre de points d'intégration et nombre d'éléments). L'étude démontre également que la précision de la réponse augmente lorsqu'on raffine le maillage, cependant la précision atteinte avec 8 éléments par diagonale, 16 fibres par section et 3 points d'intégration est amplement suffisante.

2.4 Simulation hybride

De nos jours, il est relativement facile et rapide de procéder à l'analyse structurale des bâtiments à l'aide des logiciels mis à la disposition de l'ingénieur. Cependant, la précision de la réponse dépend directement de la qualité du modèle numérique et des hypothèses de modélisation qui sont posées. La précision de la réponse est d'autant plus affectée lorsqu'il y a une forte présence de non-linéarité dans l'analyse comme c'est le cas pour les analyses sismiques. Afin de contrer ces inconvénients,

des méthodes d'essais dynamiques telles que les essais réalisés à l'aide d'une table sismique permettent de mesurer le comportement non-linéaire de la structure de façon plus précise. Toutefois, ce type d'essai est très dispendieux et requiert beaucoup de temps de préparation. Par ailleurs, on doit souvent réduire les structures par un facteur d'échelle en raison de la capacité limitée des tables sismiques, ce qui réduit la précision des résultats.

C'est pourquoi on se tourne d'avantage vers les simulations hybrides car elles permettent de tirer profit des avantages de la modélisation numérique et des essais expérimentaux. Les simulations hybrides permettent de réaliser des essais sur des structures complexes en divisant la structure en sous-systèmes. Il est possible de modéliser numériquement les parties de la structure qui ont déjà été validées par des programmes d'essais expérimentaux dans le passé et dont le comportement est bien connu tandis que les parties plus complexes, plus difficiles à modéliser et où la précision est un enjeu, sont remplacées dans le modèle numérique par des spécimens physique en laboratoire. La partie numérique interagit avec la partie physique au laboratoire en temps réel afin de produire une simulation plus réaliste de la réponse de la structure sous un chargement dynamique (Kim, 2011). Une simulation hybride utilise la résolution numérique pas-à-pas afin de résoudre l'équation du mouvement pour un modèle hybride considérant à la fois les parties numériques et physiques du système structural (Schellenberg, Mahin, & Fenves, 2009).

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{p}(t) \quad (2.29)$$

où : $\mathbf{M}$ est la matrice de masse

$\mathbf{C}$ est la matrice d'amortissement

$\mathbf{K}$ est la matrice de rigidité

$\mathbf{P}$ est le vecteur de force

Puisqu'il est possible de choisir quelles parties de la structure seront représentées physiquement au laboratoire et que le reste de la structure est modélisé numériquement, ce type d'essai est plus économique que ceux réalisés sur les tables sismiques où la structure en entier doit être construite.

2.4.1 Composantes d'une simulation hybride

Une simulation hybride est formée de trois composantes principales, soit le pilote de calcul, le système de transfert physique et le logiciel intermédiaire (Kim, 2011). Ces composantes forment un circuit fermé qui permet d'une part de transmettre aux spécimens physiques les signaux de commande et d'autre part de retourner les signaux mesurés dans le modèle numérique afin de procéder à la résolution de l'équation du mouvement. Il a été démontré par Kim (2011) que plusieurs méthodes de contrôle sont disponibles pour réaliser une simulation hybride (déplacement, force, mixte). Toutefois seulement la méthode de contrôle en déplacement est utilisée dans ce projet.

2.4.1.1 Pilote de calcul (*OpenSees*)

Il existe plusieurs logiciels d'éléments finis compatibles pour réaliser des simulations hybrides. Toutefois, la combinaison du logiciel intermédiaire *OpenFresco* et du pilote de calcul *OpenSees* est la plus populaire car elle permet de simplifier de manière significative la structure de la simulation hybride en raison des trois points communs qu'ont les deux logiciels (Schellenberg, Mahin, et al., 2009) :

1. les deux logiciels utilisent une architecture par objets ;
2. les deux logiciels sont développés en tant que logiciels libres ; et
3. les deux logiciels utilisent le langage de programmation C++.

Le pilote de calcul permet de construire le modèle numérique comprenant les éléments de la structure dont le comportement est relativement bien compris et peut être simulé fidèlement à l'aide de modèles numériques. Les autres éléments, que l'on désigne éléments expérimentaux, sont associés à des spécimens physiques qui sont soumis à un essai physique en laboratoire durant la simulation hybride. L'analyse est réalisée par incrément et la rigidité des éléments expérimentaux est calculée à chaque incrément à partir des forces que développent les spécimens sous l'effet des déplacements imposés. Le modèle numérique bâti dans le pilote de calcul contient les informations quant à la géométrie de la structure, les lois des matériaux, les conditions frontières, les masses sismiques, les propriétés d'amortissement, les éléments numériques et expérimentaux, les charges ainsi que les algorithmes de résolution.

Les seuls éléments de la structure non compris dans le modèle numérique sont les spécimens qui sont soumis à l'essai physique au laboratoire durant la simulation hybride. Habituellement, les simulations sont réalisées avec un seul spécimen physique toutefois il est possible de réaliser des simulations avec plusieurs spécimens qui peuvent être soumis simultanément à l'essai dans un ou plusieurs laboratoires différents. Ces simulations sont appelées des *essais distribués*.

Le pilote de calcul est l'hôte du modèle numérique qui permet de réaliser l'analyse sismique sur l'ensemble de la structure, incluant les spécimens physiques. Les valeurs de rigidité initiale doivent être spécifiées pour chacun des spécimens physiques avant de débiter la simulation. Par la suite, en fonction du schéma d'intégration numérique choisi, le pilote de calcul utilise les forces et la rigidité mesurées des spécimens physiques afin de procéder à l'intégration de l'équation du mouvement et calculer les prochains déplacements à imposer aux spécimens physiques au pas de temps suivant. Le pilote de calcul envoie ensuite les signaux de commande de déplacement au contrôleur du système de chargement durant la simulation afin que ce dernier les transmette aux vérins hydrauliques et impose les déplacements aux spécimens physiques. À la fin de la simulation, le pilote de calcul nettoie la mémoire et coupe la communication entre l'ordinateur hôte (*xPC Host*) et l'ordinateur cible (*xPC Target*).

2.4.1.2 Système de transfert physique

Le système de transfert typique comporte un système de contrôle qui envoie la commande de déplacement aux vérins, des vérins qui appliquent les déplacements aux spécimens physiques, un système d'acquisition et des capteurs qui mesurent les forces et les déplacements requis pour calculer le nouveau déplacement à imposer. Le système de contrôle comprend une interface graphique permettant de contrôler les vérins du système de chargement au moyen d'un contrôleur *PID* (Proportional Integral Derivative) qui doit être soigneusement calibré. Le système d'acquisition est ensuite utilisé pour recueillir les données mesurées telles que les forces et les déplacements provenant des spécimens physiques par le biais des cellules de charge et des capteurs de déplacement placés dans les vérins. Le système de chargement utilisé à Polytechnique Montréal est un système de vérins (*MDHTS*) permettant de faire des essais sur des spécimens ayant une extrémité fixe et une extrémité libre jusqu'à 6 DDLs. De cette façon, différents scénarios de chargement et de conditions frontières peuvent être étudiés. Dans cet équipement, on peut aussi contrôler les déplacements imposés aux spécimens selon les 6 DDLs par un système indépendant

de huit capteurs placés entre les deux extrémités des spécimens. Le tableau 2.4 et le tableau 2.5 présentent les caractéristiques du système de chargement montré sur la figure 2.17.

Tableau 2.4 : Capacité en translation du système de chargement (*MDHTS*)

Plan Axes	Vertical Z	Horizontal X & Y
Force (kN)	$\pm 7\,200$	$\pm 2\,000$
Déplacement (mm)	± 300	± 375

Tableau 2.5 : Capacité en rotation du système de chargement (*MDHTS*)

Plan Axes	Horizontal X-X	Horizontal Y-Y	Vertical Z-Z
Moment (kNm)	$\pm 10\,800$	$\pm 7\,200$	$\pm 5\,000$
Rotation (rad)	$\pm 0,122$	$\pm 0,300$	$\pm 0,250$

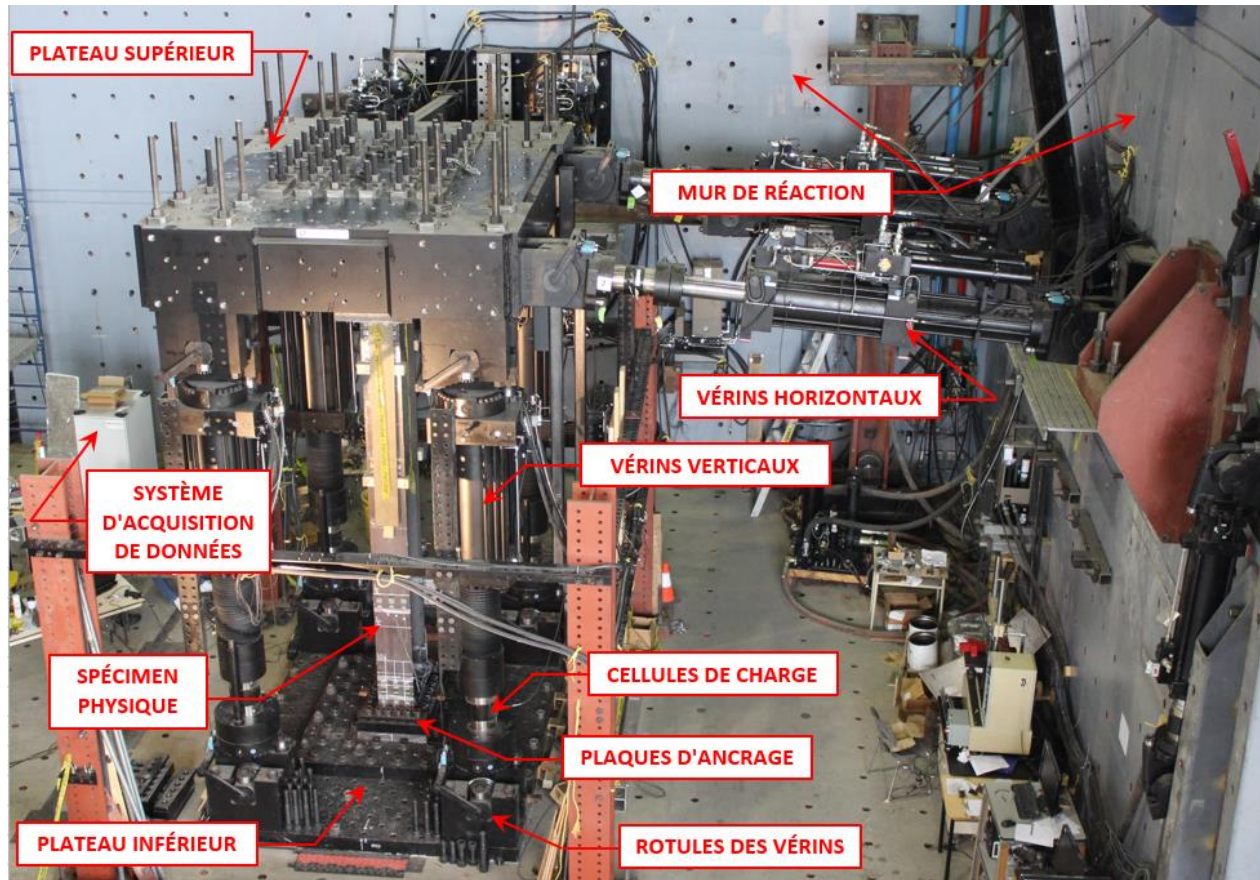


Figure 2.17 : Système de chargement (*MDHTS*) au laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal

Le système de transfert physique sert à imposer les signaux de commande de déplacements provenant du pilote de calcul aux spécimens physiques soumis à l'essai en laboratoire et qui représentent les éléments manquants du modèle numérique de la structure.

2.4.1.3 Logiciel intermédiaire (*OpenFresco*)

Le logiciel intermédiaire gère les interactions entre le pilote de calcul et le système de transfert physique. Autrefois, ce logiciel devait être programmé manuellement par les ingénieurs de laboratoire pour chaque simulation hybride et chaque laboratoire. C'est donc dans le but de standardiser la procédure des simulations hybrides que le logiciel intermédiaire *OpenFresco* a été créé (Schellenberg, Mahin, et al., 2009). Ce logiciel facilite la collaboration entre les chercheurs et permet la possibilité de réaliser des essais distribués géographiquement à travers différents laboratoires de structures dans le monde. Une simulation hybride distribuée géographiquement

permet de contrôler à l'aide d'un seul pilote de calcul plusieurs spécimens physiques dans différents laboratoires. Le logiciel *OpenFresco* utilise la programmation *C++* et permet de tirer profit des avantages de la programmation par objets. Cela rend le processus de simulation hybride plus flexible et plus adaptatif car une variété de pilotes de calcul est supportée par le logiciel *OpenFresco* (Kim, 2011).

Les principales fonctions du logiciel intermédiaire (*OpenFresco*) sont :

1. de fournir des moyens pour représenter les sous-structures qui sont testées expérimentalement ;
2. de générer des commandes d'entrées appropriées (déplacements, vitesses, accélérations, forces) pour le système de transfert physique ;
3. de convertir les signaux mesurés (déplacements, vitesses, accélérations, forces) à nouveau dans la forme appropriée pour le logiciel du pilote de calcul ;
4. d'offrir une grande variété dans le choix du système d'acquisition et du système de contrôle utilisé ;
5. de permettre la compatibilité entre différents systèmes informatiques afin de permettre la réalisation de simulations hybrides distribuées géographiquement ;
6. d'offrir des moyens de communication entre les logiciels de calcul et les équipements expérimentaux en laboratoire ; et
7. d'offrir une vitesse d'exécution et de communication rapide afin de rendre les essais en temps réel possibles.

Le logiciel intermédiaire *OpenFresco* permet la gestion des éléments expérimentaux du modèle numérique dont, en particulier, la communication avec les spécimens d'essais. Les éléments devant être testés en laboratoire sont retirés du modèle numérique et remplacés par des éléments expérimentaux définis par un point de contrôle et un point de retour. Les commandes de déplacement générées par le point de contrôle sont appliquées aux spécimens physiques à l'aide des vérins du système de chargement alors que les forces mesurées par le système d'acquisition sont retournées dans le modèle numérique par le point de retour. De plus, *OpenFresco* s'occupe de faire la transformation afin d'assurer la cohérence entre les différents systèmes de coordonnées

utilisés par le modèle numérique et le système de chargement. Il détermine la rigidité de l'élément expérimental, de même que ses propriétés de masse et d'amortissement.

2.4.2 Architecture du logiciel *OpenFresco*

OpenFresco est basé sur une architecture à trois niveaux qui comprend le client, l'intermédiaire et le serveur (Schellenberg, Mahin, et al., 2009). La figure 2.18a montre ce type d'architecture qui est en fait une variante de l'architecture client-serveur.

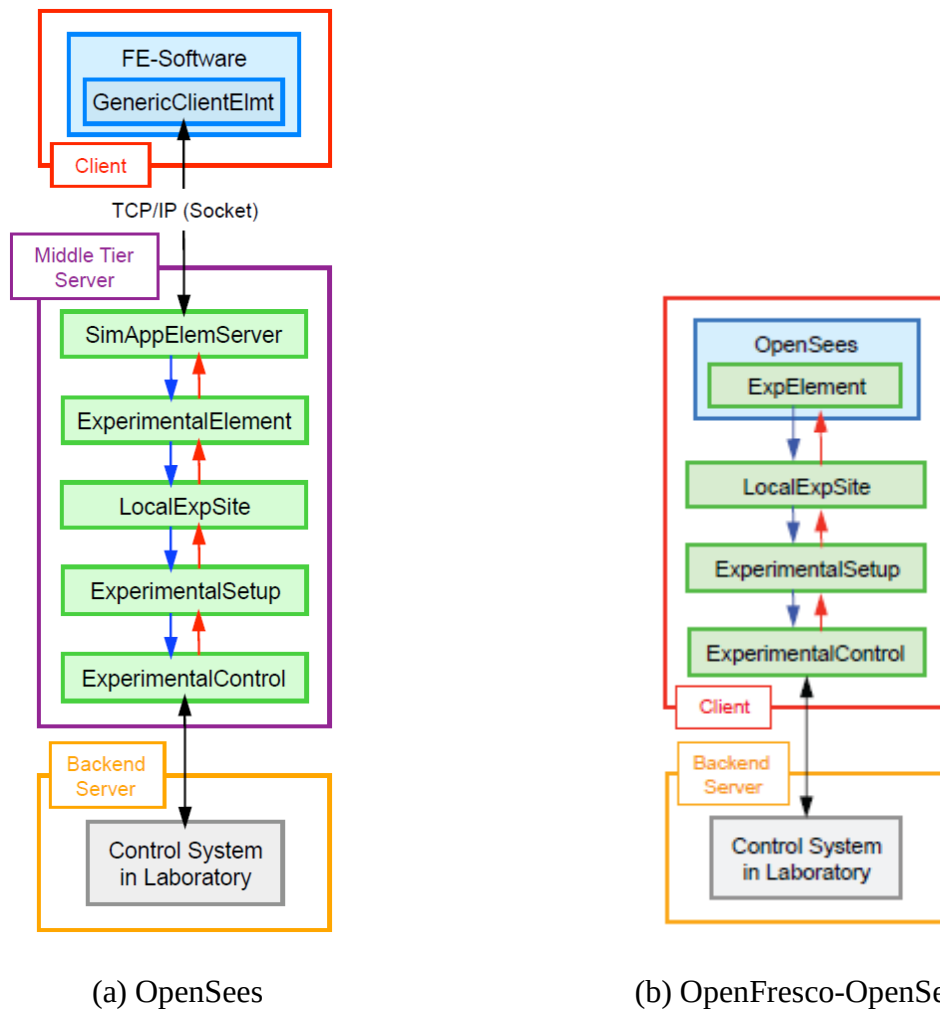


Figure 2.18 : Architecture *OpenFresco* pour une simulation hybride locale (Schellenberg, Mahin, et al., 2009)

Le client comprend le pilote de calcul et le modèle numérique. C'est à cet endroit que l'analyse et l'intégration de l'équation du mouvement sont réalisées. Le niveau intermédiaire (*Middle Tier Server*) est en fait le logiciel *OpenFresco* et permet la transmission et la transformation des données

entre le client et le serveur. Le dernier niveau (*Backend Server*) est le serveur et comprend les équipements au laboratoire tels que le système de contrôle et le système d'acquisition. Il s'agit de la partie physique de la simulation hybride. L'utilisation de la combinaison des logiciels *OpenFresco* et *OpenSees* est avantageuse car elle permet au logiciel *OpenSees* d'utiliser directement l'objet *ExperimentalElement* du logiciel *OpenFresco* qui a été dérivé de l'objet de base *Element* de *OpenSees*. Cela élimine le besoin d'avoir recours à une communication réseau entre le pilote de calcul et le logiciel intermédiaire et permet de simplifier la structure de la simulation hybride telle que montré sur la figure 2.18b. La figure 2.19 montre le schéma de contrôle basé sur l'architecture à trois niveaux pour une simulation hybride locale.

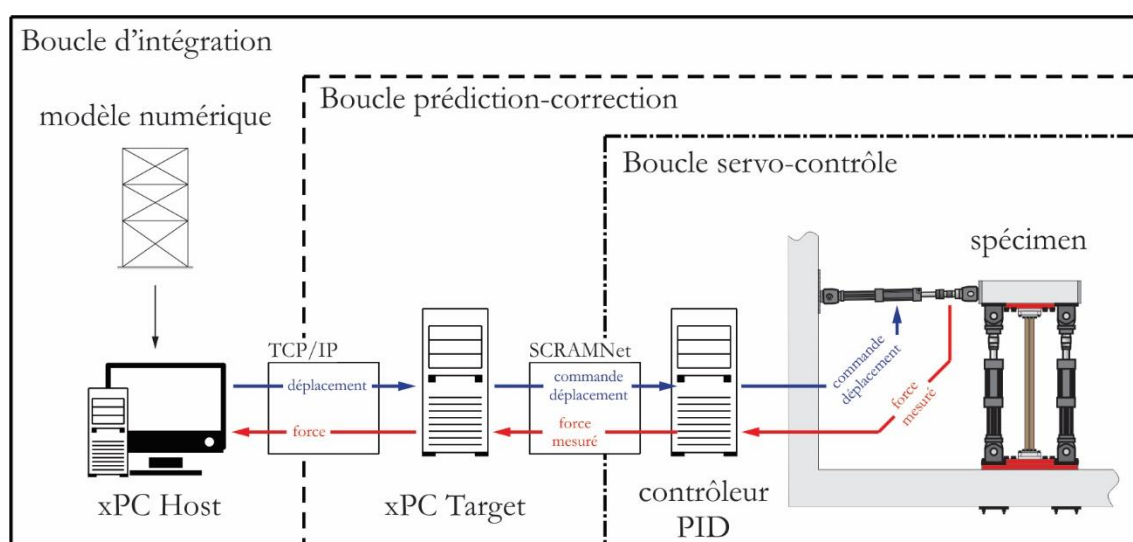


Figure 2.19 : Architecture à trois boucles dans un système de contrôle pour une simulation hybride locale

Dans la figure 2.19 on peut voir que la boucle d'intégration comprend l'ordinateur hôte *xPC Host* et le modèle par éléments finis, qui envoie les déplacements vers l'ordinateur cible *xPC Target* et reçoit les forces mesurées à travers un protocole de communication *TCP/IP*. La boucle servo-contrôle est quant à elle constituée du contrôleur *PID* qui reçoit les commandes de déplacements et retourne les forces mesurées à l'ordinateur cible *xPC Target* au moyen d'une carte de communication *SCRAMNet*. Les signaux de commandes sont transmis à partir du contrôleur *PID* aux vérins du système de chargement et les forces sont mesurées à l'aide des instruments du système d'acquisition. Il est important de noter que la boucle servo-contrôle utilise une fréquence d'exécution fixe alors que la boucle d'intégration a une fréquence d'exécution variable qui dépend

de la complexité de l'analyse à un pas de temps donné. C'est le rôle de la boucle de prédiction-correction de compenser pour cette disparité entre les deux fréquences d'exécution.

2.4.2.1 Procédure de simulation hybride discontinue vs. continue

Il existe deux types de procédures pour compenser la disparité entre les différentes fréquences d'exécution utilisées par la boucle d'intégration et la boucle servo-contrôle, la procédure discontinue et la procédure continue.

La première procédure se fait de façon discontinue. Elle consiste à imposer la commande de déplacement calculée par le pilote de calcul à l'aide d'une rampe de chargement. Une fois que le spécimen physique atteint le déplacement cible, la commande est maintenue constante en attendant que les forces résistantes soient mesurées dans le spécimen et retournées au pilote de calcul afin que ce dernier calcul la prochaine commande en déplacement. Lorsque la nouvelle commande est disponible, le système de contrôle se remet en marche et procède à faire bouger les vérins afin d'atteindre le nouveau déplacement spécifié par le pilote de calcul. Toutefois, cette façon de faire comporte certains désavantages. L'un des principaux désavantages survient lorsque l'analyse est complexe car cela augmente le temps de calcul et force le système de contrôle à maintenir la commande pour une période prolongée afin que le pilote de calcul puisse résoudre l'équation du mouvement et déterminer la nouvelle commande. Lorsque le comportement du spécimen est en régime non-linéaire, la qualité des résultats est affectée puisque ce délai engendre la relaxation des contraintes dans le spécimen physique ainsi qu'une modification de la réponse due aux effets reliés au taux de déformation. Le temps pour effectuer la rampe dans le système de contrôle doit être choisi soigneusement afin d'atteindre la commande de manière stable. Il ne doit pas être trop lent car le déplacement cible ne sera pas atteint avant que le système de contrôle ne reçoive la commande de la prochaine itération (Kim, 2011).

La deuxième procédure se fait de manière continue et permet de contrer les désavantages de la procédure discontinue. Cette procédure permet de prédire la prochaine commande en déplacement à l'aide de fonctions polynomiales d'interpolation et d'extrapolation à la place de mettre le système en attente. En cours de chargement, la commande qui a été prédite par ces fonctions polynomiales est corrigée lorsque la nouvelle commande est reçue du pilote de calcul. Cette façon de procéder est idéale pour les simulations hybrides car elle permet aux vérins d'être constamment en

mouvement ce qui rend l'essai plus fluide. La figure 2.20 présente les deux types de procédure de simulation hybride.

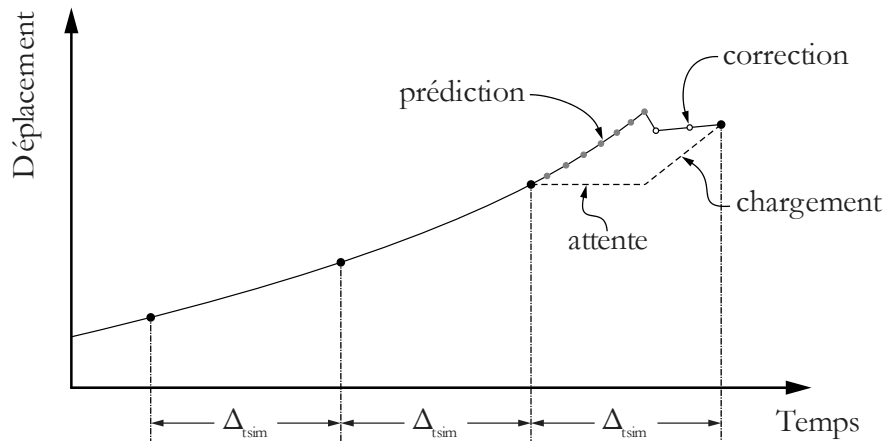


Figure 2.20 : Procédure discontinue vs. procédure continue (Schellenberg, Mahin, et al., 2009)

Le temps alloué pour la résolution d'un pas de temps Δ_{tsim} doit être choisi minutieusement car si ce dernier est trop court, le logiciel de calcul n'aura pas le temps nécessaire pour résoudre l'équation du mouvement alors que s'il est trop long, les contraintes dans le spécimen auront le temps de se relâcher. Afin de permettre aux vérins de fonctionner avec fluidité, la phase de prédiction doit être la plus courte possible de sorte à ce que les vérins ne soient pas trop loin de leur cible lorsque le pilote de calcul envoie la nouvelle commande en déplacement. Cela minimise la correction nécessaire à apporter au déplacement des vérins et rend l'essai plus stable. Pour atteindre cet objectif, la résolution de l'équation différentielle du mouvement doit se faire rapidement. C'est pourquoi les structures plus complexes représentent un plus grand défi lors des simulations hybrides car la résolution de l'équation du mouvement est plus difficile et requiert plus de temps.

CHAPITRE 3 COMPORTEMENT DES PIÈCES COMPRIMÉES

Afin de comprendre les éléments de stabilité et le comportement d'une colonne soumise à un chargement combiné axial et de flexion dans un contreventement concentrique en acier il est nécessaire de bien connaître les fondements et les états limites d'une pièce comprimée. Ce chapitre permet de se familiariser ainsi que d'explorer les différentes notions de résistance pour une colonne isolée ne faisant pas partie d'un cadre contreventé. Il s'agit d'une première étape avant de pouvoir étudier le comportement d'une colonne faisant partie d'un système de résistance aux charges latérales. Par ailleurs, on dit qu'une pièce est en compression pure si la contrainte de flexion est inférieure à 5% de la contrainte due à l'effort de compression (Beaulieu et al., 2003).

3.1 Catégories de pièces comprimées

Plusieurs phénomènes et états limites peuvent affecter une pièce comprimée. La figure 3.1 présente la courbe de comportement des pièces comprimées en fonction de leur élancement et permet de regrouper ces pièces en trois groupes possédant des comportements similaires.

Les pièces trapues sont les pièces ayant l'élancement la plus faible. La géométrie de ces pièces permet d'atteindre la plastification dans toute la section pourvu que les limites imposées aux parois minces contre le voilement local soient respectées. La résistance de ces pièces dépend de la limite élastique F_y ainsi que des contraintes résiduelles σ_r dans la section. Pour une pièce trapue, ces dernières donnent lieu à une transition entre les phases élastique et plastique, mais sans affecter la résistance axiale de la pièce car l'acier dans toute la section atteindra éventuellement la plastification.

Les pièces élancées et très élancées se comportent de façon quasi élastique puisque le flambement survient avant que la contrainte dans la section n'atteigne la plastification. La résistance de ces pièces dépend davantage de la rigidité flexionnelle EI et de l'élancement KL/r (section 3.2.2) de la pièce. Les contraintes résiduelles σ_r et les défauts de rectitude δ_0 ont peu d'impact sur la résistance de ces pièces. Toutefois ces pièces sont peu courantes en pratique en raison de leur faible résistance. Le flambement élastique est présenté à la section 3.3.

Les pièces dites d'élancement intermédiaire subissent un flambement inélastique car l'élancement de la pièce est suffisamment faible pour devancer le flambement en raison de la perte de rigidité

découlant de la plastification partielle de la section. La résistance de ces pièces dépend de la rigidité flexionnelle EI , de l'élancement KL/r , de la limite élastique F_y , des contraintes résiduelles σ_r ainsi que des défauts de rectitude sur la pièce δ_0 . L'interaction entre les différents paramètres influençant la résistance de ces pièces crée une grande variabilité dans la résistance de ces pièces. Les diagonales et les colonnes de contreventements sont le plus souvent des pièces comprimées d'élancement intermédiaire. Le flambement inélastique est discuté à la section 3.4.

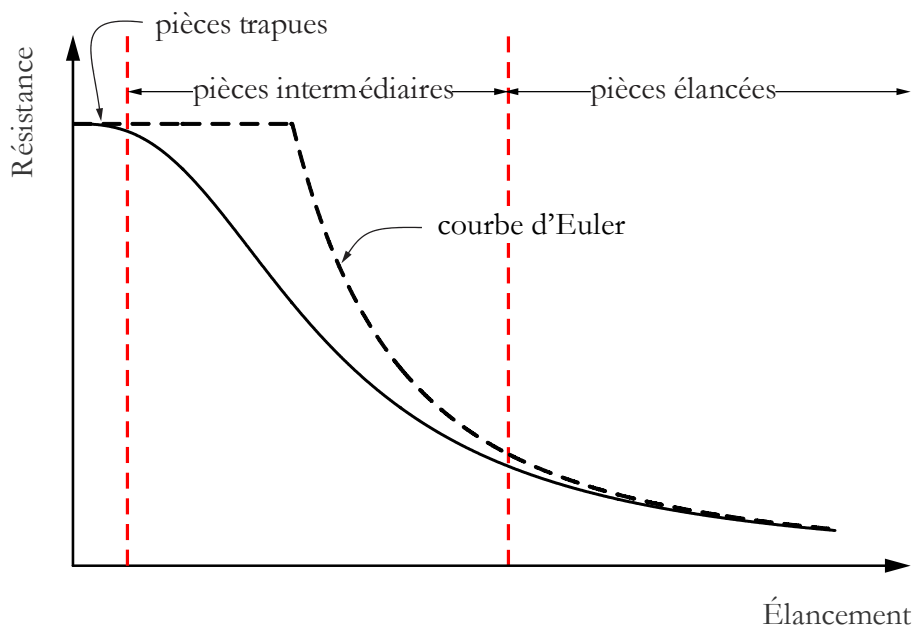


Figure 3.1 : Courbe de comportement des pièces en compression

3.2 Flambement des pièces comprimées

Le phénomène de flambement des pièces comprimées est caractérisé par l'augmentation soudaine et disproportionnée des déformations latérales pour un faible accroissement de la charge axiale. Il existe trois états (figure 3.2) pour décrire l'équilibre d'une pièce comprimée en fonction de la charge axiale :

- équilibre stable : la pièce tend à revenir vers sa configuration initiale ;
- équilibre neutre : la pièce conserve sa configuration déformée ;
- équilibre instable : la pièce continue à se déformer sans cesse.

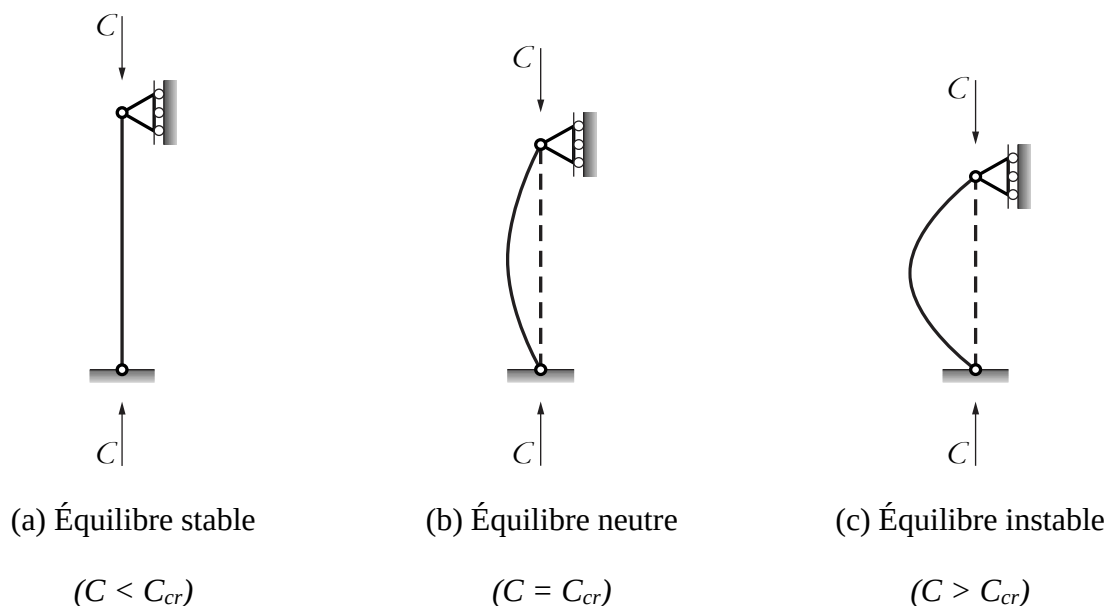


Figure 3.2 : États d'équilibre d'une pièce comprimée

De cette manière la charge critique de flambement se définit comme étant la charge à laquelle un système passe d'un état d'équilibre stable à un état d'équilibre instable. Euler¹ fut le premier à proposer une solution afin de trouver la charge de flambement élastique d'une pièce comprimée.

3.2.1 Charge d'Euler

Le modèle proposé par Euler comprend une colonne simple parfaitement articulée à ses deux extrémités telle qu'illustrée à la figure 3.3a. La colonne doit être suffisamment élancée afin que le flambement survienne avant le début de la plastification de la section (figure 3.1). La charge critique de flambement peut être trouvée en considérant l'équilibre des forces à un point arbitraire de la configuration déformée de la pièce tel qu'illustré à la figure 3.3b. L'équilibre des moments au point G mène à l'équation différentielle suivante :

¹ Leonhard Euler (1707-1783)

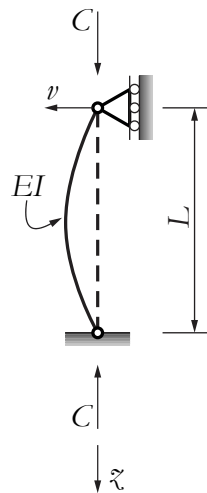
$$EI v''(z) + C v(z) = 0 \quad (3.1)$$

où : E est le module de Young

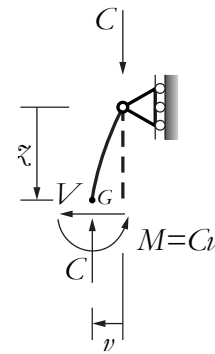
I est le moment d'inertie de la section autour de l'axe pour lequel se produit le flambement

C est la charge axiale

$v(z)$ est la déformée le long de la pièce



(a) Modèle d'Euler



(b) Équilibre dans la position déformée

Figure 3.3 : Modèle d'Euler pour trouver la charge critique de flambement élastique

L'équation (3.1) peut être résolue en considérant les conditions de retenues aux extrémités de la colonne :

- $v(0) = 0$, déplacement latéral nul à l'appui situé à $z = 0$;
- $v(L) = 0$, déplacement latéral nul à l'appui situé à $z = L$.

Ces conditions aux frontières désignent la colonne simple de la figure 3.3a parfaitement articulée à ses deux extrémités et permettent de trouver l'expression de la charge critique de flambement qui est donnée par :

$$C_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (3.2)$$

Pour ce cas particulier, cette charge est appelée la *charge d'Euler*. La charge critique de flambement correspondant à la charge d'Euler considère que les extrémités sont parfaitement articulées, c'est-à-dire qu'elles n'offrent aucune rigidité flexionnelle et que le flambement se développe sur la longueur totale de la pièce.

Or ce scénario n'est que théorique puisqu'en réalité les assemblages ainsi que les travées adjacentes modifient les conditions de retenues de la colonne. Cette rigidité additionnelle permet de faire augmenter la charge critique de flambement. Pour un flambement élastique il est possible de tenir compte de ce gain en généralisant l'application de la charge d'Euler. Pour ce faire on doit introduire le concept de *longueur effective*.

3.2.2 Concept de longueur effective

Les différentes conditions de retenues peuvent être prises en compte par l'entremise du *coefficient de longueur effective* K qui permet de déterminer la longueur effective KL sur laquelle se produit le flambement d'une pièce comprimée. La longueur effective se définit comme étant la longueur équivalente d'une colonne simple parfaitement articulée à ses deux extrémités qui donne la même charge critique de flambement qu'une colonne dont les extrémités sont retenues en flexion. Physiquement, cette longueur représente distance entre les points d'inflexion de la déformée lors du flambement, tel qu'illustré sur la figure 3.4.

En vertu de l'équation (3.3) qui relie la courbure ϕ et le moment de flexion M , ces points d'inflexion peuvent être perçus comme des rotules puisqu'ils sont situés aux endroits où la courbure est nulle, donc où $M = 0$. Le coefficient de longueur effective K est le rapport entre la longueur d'une colonne équivalente parfaitement articulée (située entre les points d'inflexion) sur la longueur totale de la colonne étudiée. Un faible coefficient de longueur effective signifie que les points d'inflexion de la déformée sont rapprochés et que la distance sur laquelle se développe le flambement est plus courte. De cette manière, la résistance au flambement d'une pièce varie de façon inversement proportionnelle au carré du coefficient de longueur effective; plus celle-ci diminue, plus la résistance au flambement augmente.

$$\phi = \frac{M}{EI} \quad (3.3)$$

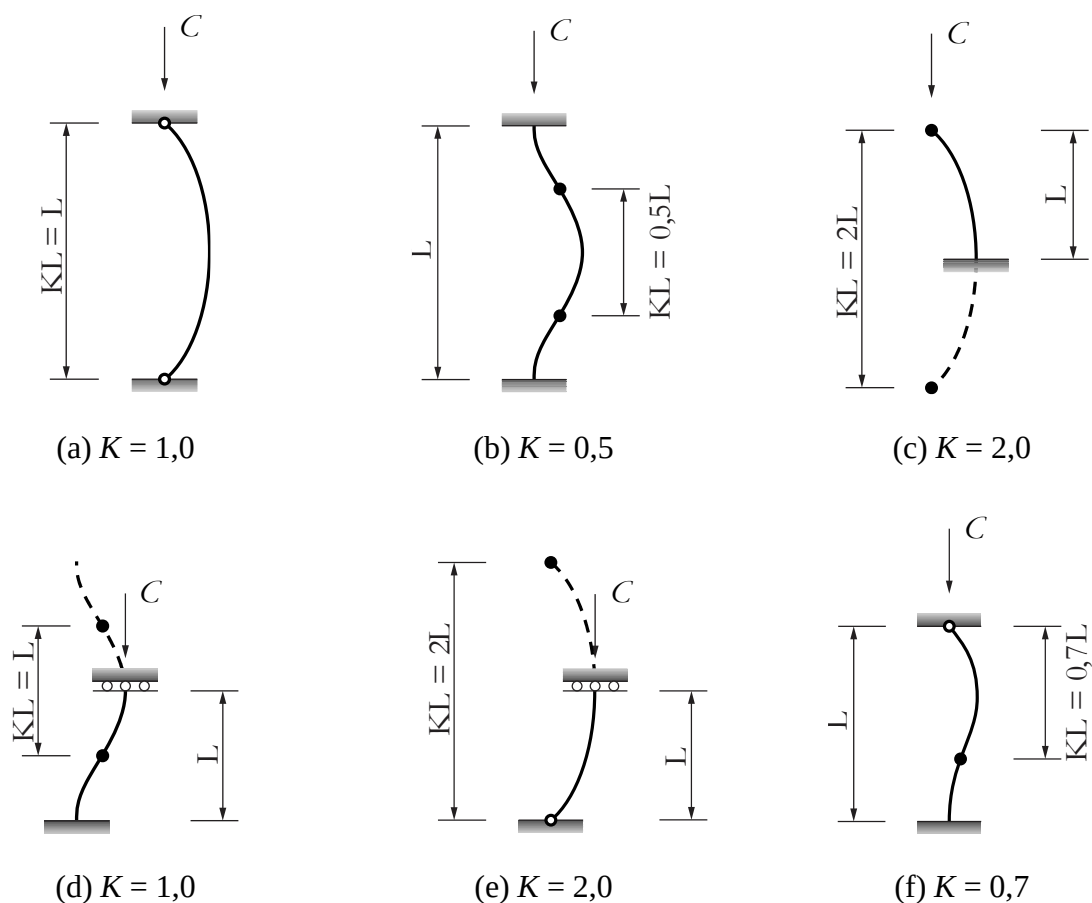


Figure 3.4 : Valeurs théoriques du coefficient de longueur effective

En réalité, la rigidité additionnelle provenant des assemblages ou des éléments adjacents modifie la distribution des moments de flexion le long de la pièce et affecte l'emplacement des points d'inflexion. Ce comportement est notamment remarqué pour les colonnes continues comme c'est le cas pour les colonnes dans les contreventements concentriques en acier des bâtiments multi-étagés dont les colonnes sont des pièces faisant entre 2 et 4 étages de hauteur. Cet aspect sera discuté à la section 3.6.

3.3 Flambement élastique

Dans le domaine élastique il n'y a pas de dégradation de la rigidité flexionnelle lors de l'application de la charge de compression, donc la résistance au flambement dépend uniquement de la longueur

effective. Lorsque cette longueur est connue, il est possible de calculer la charge critique de flambement en remplaçant la longueur L de la pièce par sa longueur effective KL dans l'équation (3.2). La charge critique de flambement est alors donnée par :

$$C_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (3.4)$$

Toutefois, il est parfois difficile de trouver la longueur effective d'une pièce comprimée car elle dépend du niveau de rigidité présent aux conditions frontières de l'élément. Cette rigidité peut être influencée par les facteurs suivants :

- la continuité des éléments ;
- l'élancement de la pièce et des éléments adjacents KL/r ;
- la rigidité flexionnelle de la pièce et des éléments adjacents EI ; et
- le niveau de charge axiale dans la pièce et dans les éléments adjacents.

Les coefficients de longueur effective des exemples théoriques présentés à la figure 3.4 sont bien connus, cependant tel que mentionné à la section 3.2.2, ces cas n'arrivent pratiquement jamais en réalité puisqu'il est impossible de former des rotules ou des encastremements parfaits. Il y a toujours une certaine flexibilité dans le système ce qui affecte les conditions de retenues et la résistance au flambement. L'étude du flambement élastique pour des cas plus courants sera présentée à la section 3.6.

3.4 Flambement inélastique

Dans la pratique, la majeure partie des pièces utilisées tombe dans la catégorie des pièces ayant un élancement intermédiaire et parfois même trapue. Pour ces pièces, la charge de flambement est inférieure à la charge de flambement élastique calculée à la section 3.3 en raison de la plastification du matériau. Cette plastification cause une réduction de la rigidité flexionnelle de la colonne et a un impact sur la charge de flambement. L'apparition et l'étendue de la plastification dans la colonne dépendront évidemment de la charge appliquée et de la limite élastique F_y de l'acier. Plus la charge appliquée est élevée (plus la pièce est trapue) et plus la limite élastique de l'acier est faible, plus importante sera la plastification. La plastification dépendra aussi des contraintes résiduelles σ_r .

présentes dans la pièce, car la plastification s'amorcera plus rapidement dans les parties de la section qui sont initialement comprimées. De même, la charge axiale produira des moments de flexion dans une pièce ayant des défauts de rectitude δ_0 ; ces moments de flexion produiront des contraintes additionnelles qui affecteront l'apparition de la plastification. Le flambement inélastique dépend donc des paramètres suivants :

- la continuité des éléments ;
- l'élancement de la pièce et des éléments adjacents KL/r ;
- la rigidité flexionnelle de la pièce et des éléments adjacents EI ;
- la limite élastique du matériau F_y ;
- l'amplitude et la distribution des contraintes résiduelles dans la section σ_r ;
- l'amplitude du défaut de rectitude de la pièce δ_0 ; et
- le niveau de charge axiale dans la pièce et dans les éléments adjacents.

Comme la plastification se produit de façon progressive sur la section et sur la longueur de la pièce, on ne peut déterminer la charge de flambement inélastique par de simples équations analytiques, comme c'était le cas pour le flambement élastique. On doit plutôt obtenir la charge de flambement par un essai en laboratoire sur la colonne. On peut aussi l'obtenir par une analyse non-linéaire incrémentale de la colonne dans laquelle on augmente graduellement la charge jusqu'à la rupture par flambement de la pièce. Ce type d'analyse reproduit en fait un essai en laboratoire. On peut réaliser ce type d'analyse avec le logiciel *OpenSees* décrit au chapitre 2. La validation de ce logiciel est présentée à la section 3.5.

Pour la conception en pratique, on utilise plutôt des équations empiriques qui ont été développées à partir d'essais en laboratoires sur un grand nombre de colonnes ayant des propriétés différentes. Dans la norme CSA S16, on propose à l'article 13.3.3.1 une équation empirique permettant de calculer la résistance pondérée d'une pièce comprimée tenant compte de la longueur, de la rigidité flexionnelle, de la plastification, de l'effet des contraintes résiduelles et des défauts de rectitude. Il s'agit de l'équation (2.9) présentée à la section 2.1.2.4. Toutefois, lorsque l'on pose le coefficient de tenue du matériau ϕ égal à 1,0, on obtient la résistance nominale d'une pièce comprimée :

$$C_n = AF_y (1 + \lambda^{2n})^{-1/n} \quad (3.5)$$

Dans cette équation, la longueur et la rigidité sont exprimées par le biais de la longueur effective KL et de l'élancement effectif KL/r . Le paramètre λ représente l'élancement effectif de la pièce mais il est obtenu après la normalisation de la charge de flambement élastique de l'équation (3.4) par rapport à la charge correspondant à la plastification complète de la section $C_y = AF_y$. Ce paramètre a déjà été mentionné à l'équation (2.10) mais il est représenté ici sous d'autres formes équivalentes :

$$\lambda = \sqrt{\frac{C_y}{C_{cr}}} = \sqrt{\frac{C_y}{\frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}}} = \sqrt{\frac{C_y}{\frac{\pi^2 EA}{(KL/r)^2}}} = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad (3.6)$$

Le paramètre λ permet donc de mesurer l'élancement effectif de la pièce KL/r en tenant compte de la limite élastique de l'acier F_y . Comme le paramètre KL/r , il permet aussi de classer les pièces comprimées en trois catégories telles qu'énoncé à la section 3.1 : $\lambda \leq 0,25$ pour les pièces trapues, $0,25 < \lambda \leq 2,0$ pour les pièces ayant un élancement intermédiaire alors que les pièces élancées sont celles où $\lambda > 2,0$ (Beaulieu et al., 2003). Dans l'équation (3.5), la résistance maximum de la colonne est égale à la résistance plastique AF_y pour un élancement nul $\lambda = 0$. Lorsque l'élancement augmente $\lambda > 0$, la résistance C_n diminue.

La figure 3.5 présente la courbe des colonnes de l'équation (3.5) pour différentes valeurs d'exposant n . Cet exposant permet de modifier la forme de la courbe afin de reproduire l'effet des contraintes résiduelles et des défauts de rectitude sur la résistance au flambement. Dans la norme CSA S16, on utilise les trois valeurs d'exposant n indiquées à la figure 3.5 pour tenir compte de la variation des contraintes résiduelles dans les différentes sections utilisées pour les colonnes. L'exposant n prend la valeur de 1,34 pour les pièces comprimées faites de profilés W laminés à chaud ou de sections tubulaires formées à froid.

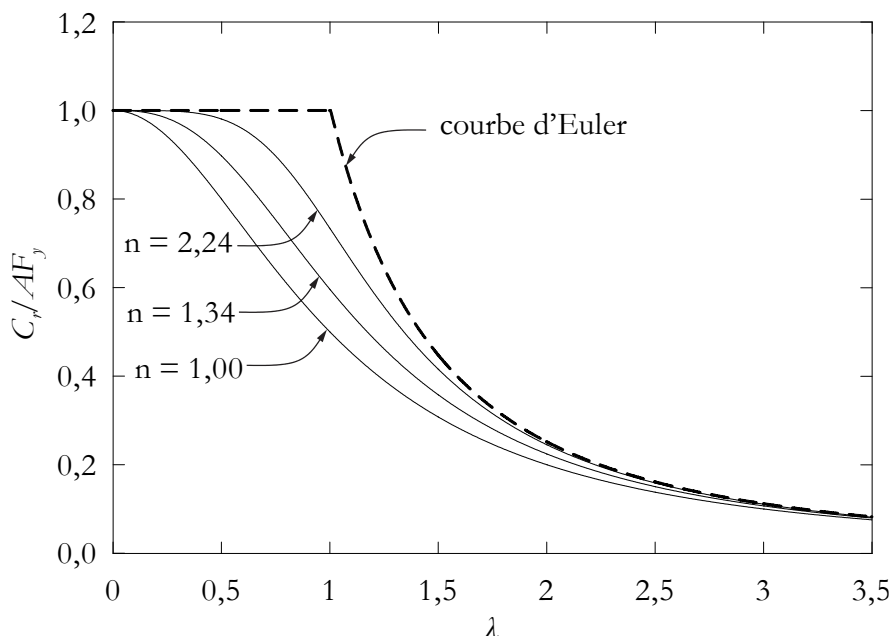


Figure 3.5 : Résistance des pièces en compression selon l'équation de la norme CSA S16

3.5 Validation du logiciel *OpenSees* pour les pièces comprimées

On peut prédire la résistance au flambement inélastique des pièces comprimées avec le logiciel *OpenSees* car on peut tenir compte de la plastification progressive et partielle des pièces par le fait que les pièces sont discrétisées en plusieurs éléments et que la section est discrétisée à son tour par des fibres. De plus la rigidité de chaque élément est obtenue par intégration en plusieurs points sur la longueur de l'élément, permettant de tenir compte d'un état de contraintes sur la section qui varie sur la longueur de l'élément.

Puisque ce logiciel est utilisé dans ce projet, il était nécessaire d'effectuer certaines validations quant à sa capacité de prédire la résistance au flambement inélastique pour des colonnes en acier de section W, comme celles utilisées dans les contreventements. Pour ce faire, on compare la résistance obtenue de l'analyse *OpenSees* à celle prédite par l'équation (3.5) de la norme CSA S16. On a aussi vérifié que les longueurs effectives de flambement calculées à partir des résultats des analyses *OpenSees* pour des colonnes soumises à différentes conditions de retenues correspondent aux valeurs théoriques énoncées à la figure 3.4.

3.5.1 Résistance en compression dans *OpenSees*

La courbe des colonnes présentée à la figure 3.5 est reprise pour ce qui correspond au cas le plus courant en pratique pour des pièces laminées à froid. Pour la validation, on choisit une colonne W250x101 conforme à la norme ASTM A992 dont les propriétés sont données au tableau 3.1. Selon la norme ASTM A992, $F_y = 345$ MPa et $F_u = 450$ MPa. La colonne a une hauteur de 4 m, soit la hauteur typique pour un étage. La colonne a donc une rigidité axiale $EA/L = 640$ kN/mm. Pour cette comparaison, on considère le cas d'une colonne avec rotules aux deux extrémités ($K = 1,0$). La colonne a donc un élancement effectif $KL/r = 60,8$, ce qui donne un paramètre d'élancement $\lambda = 0,804$. Pour un profilé W, on utilise l'équation (3.5) avec une valeur d'exposant $n = 1,34$, ce qui donne une résistance $C_n = 3\,174$ kN, ce qui correspond à 71,9% de la résistance nominale à la plastification AF_y .

Tableau 3.1 : Caractéristiques de la colonne modélisée dans *OpenSees*

Section	E (GPa)	F_y (GPa)	A (mm ²)	KL (mm)	r_y (mm)	λ	C_n (kN)
W250x101	200	0,345	12 800	4 000	65,8	0,804	3 174

Le modèle *OpenSees* utilisé pour la colonne a été développé à partir des recommandations des études antérieures citées au chapitre 2 et ajusté pour obtenir une très bonne corrélation avec l'équation (3.5).

La colonne est modélisée avec 20 éléments de type *Force-Based Beam-Column* pour lesquelles 5 points d'intégration par élément sont utilisés. À chacun de ces points d'intégration la section est représentée par un total de 1 000 fibres dont 400 (20 x 20) sont utilisées pour les semelles et 200 (20 x 10) pour l'âme tel qu'illustré à la figure 3.6. Les semelles et l'âme sont de forme rectangulaire et les arrondis aux extrémités des semelles et les transitions aux jonctions des semelles et de l'âme sont ignorées dans le modèle numérique.

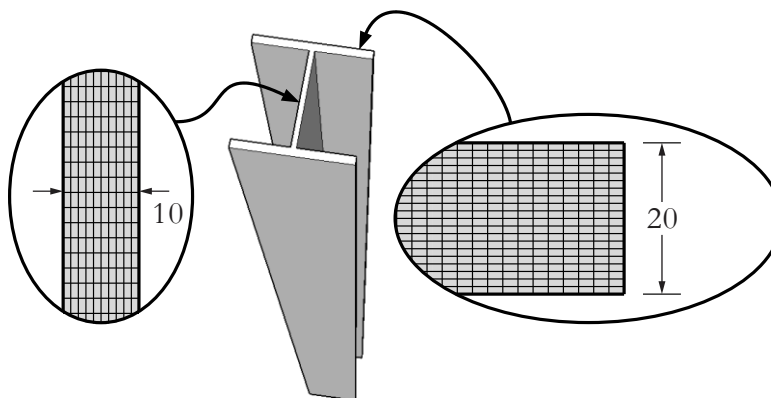


Figure 3.6 : Discretisation de la section de la colonne du modèle numérique

L'acier est modélisé à l'aide du matériau hystérétique *Steel02* dont les paramètres utilisés sont présentés dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2 : Paramètres utilisés pour modéliser le matériau *Steel02* dans *OpenSees*

E (MPa)	G (MPa)	F_y (MPa)	b	R_0	cR_1	cR_2	a_1	a_2	a_3	a_4
200 000	77 000	345	$2,5 \frac{F_y}{E}$	30	0,925	0,15	0,4	22,0	0,4	22,0

L'un des avantages du matériau *Steel02* d'*OpenSees* est de pouvoir assigner une contrainte initiale aux fibres de la section par l'entremise du paramètre *SigInit*. Cette façon de faire est utilisée afin de représenter les contraintes résiduelles présentes dans la section de la colonne. La figure 3.7 présente le patron de contraintes résiduelles employé pour cette analyse.

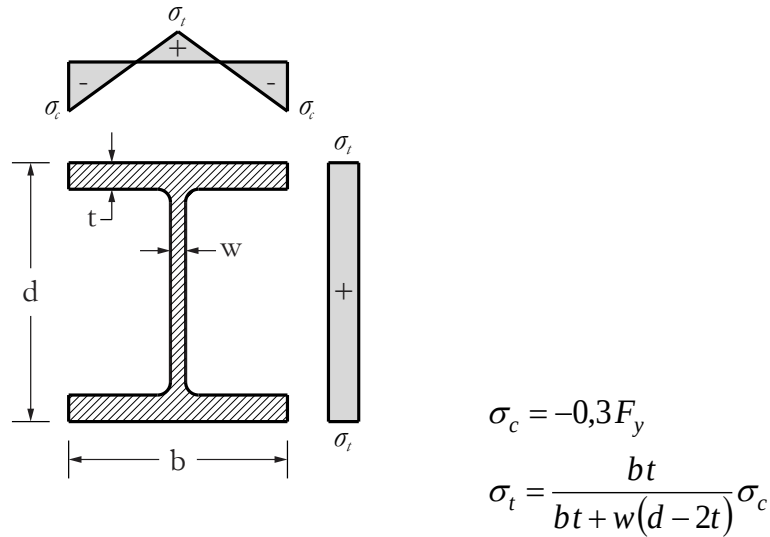


Figure 3.7 : Patron de contraintes résiduelles (Galambos & Ketter, 1959)

Le défaut de rectitude considéré est de forme sinusoïdale avec une amplitude maximale à la mi-hauteur de la colonne égale à $L/1000 = 4$ mm, tel que prescrit aux articles 28.6.4 et 29.3.3 de la norme CSA S16. La figure 3.8a montre la colonne du modèle numérique à l'état initial avec les défauts de rectitude alors que la figure 3.8b montre la colonne du modèle numérique lors de l'application du déplacement axial δ . La modélisation numérique à l'aide du logiciel *OpenSees* est présentée en détail au chapitre 6.

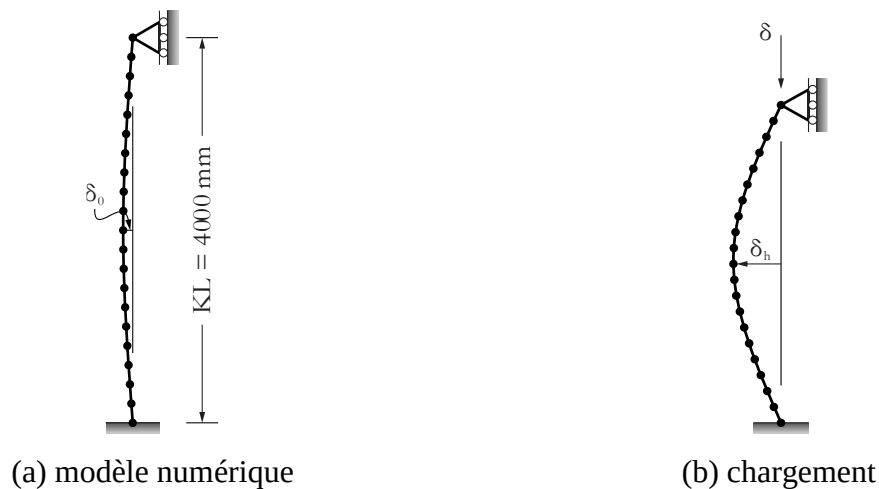


Figure 3.8 : Modèle numérique *OpenSees* pour une colonne simple

L'analyse avec le logiciel *OpenSees* est une analyse statique incrémentale où l'on impose un déplacement vertical δ appliqué vers le bas au nœud situé à l'extrémité supérieure du modèle de la

colonne (figure 3.8b). À chaque pas de temps, le logiciel donne la charge axiale qui se développe dans la colonne sous le déplacement imposé. La courbe de la charge axiale en fonction du déplacement vertical qui est obtenue de l'analyse est présentée à la figure 3.9. Au début du chargement, la colonne est en régime élastique et la charge axiale C dans la colonne augmente de façon linéaire avec le déplacement axial δ . La pente de la partie linéaire située avant le flambement représente la rigidité axiale de la colonne. Les résultats de l'analyse montre que la rigidité axiale de la colonne est de 636 kN/mm ce qui correspond bien à la valeur théorique de 640 kN/mm puisque la colonne a été modélisée avec un défaut de rectitude ce qui diminue légèrement la rigidité axiale. Par ailleurs, les contraintes résiduelles dans la section sont de l'ordre de $0,3F_y$ ce qui veut dire que certaines parties de la section commencent à se plastifier lorsque la contrainte atteint $0,7F_y$ (240 MPa). Sur la figure 3.9 on peut voir que la plastification s'amorce lorsque la charge axiale C atteint environ 3 000 kN ce qui correspond à une contrainte $\sigma = 235$ MPa. La charge axiale maximale atteinte lors de l'analyse est de 3 126 kN, ce qui représente une différence de 1,5% par rapport à la valeur théorique $C_n = 3 174$ kN calculée à l'aide de l'équation (3.5). Lorsque la plastification s'amorce, le déplacement à la mi-hauteur δ_h de la colonne augmente plus rapidement ce qui amplifie le moment dans la colonne en raison des effets $P-\delta$. Puisque le chargement est maintenu après le pic de flambement, la déformée latérale à la mi-hauteur δ_h continue d'augmenter. Par conséquent, le niveau de charge axiale C dans la colonne diminue car la rigidité de la colonne est davantage mobilisée pour reprendre le moment de flexion engendré par les effets $P-\delta$ qui devient progressivement plus important. Finalement, on peut observer sur la figure 3.9 l'état des contraintes sur la section située à la mi-hauteur de la colonne pour différents niveaux de charge axiale C . Au départ lorsque la charge axiale est nulle (point *a*), on peut voir l'effet des contraintes résiduelles sur la section. Par la suite, on peut voir que les contraintes augmentent de façon uniforme sur la section lorsqu'on se trouve en régime élastique (point *b*) puisque la sollicitation est purement axiale. À l'approche du flambement, le déplacement latéral à la mi-hauteur de la colonne δ_h augmente en raison de la charge axiale et de la direction du défaut de rectitude δ_0 , ce qui induit un moment de flexion dans la colonne. Ce moment de flexion se traduit en une partie comprimée et tendue sur la section mais comme la charge axiale appliquée uniformément sur la section est importante, l'ensemble de la section se trouve en compression avec une partie plus près de la limite élastique F_y (point *c*). Après le flambement, la charge axiale dans la colonne diminue tandis que le

moment de flexion est important, ce qui se traduit en deux parties distinctes en traction et compression sur la section (point *d*).

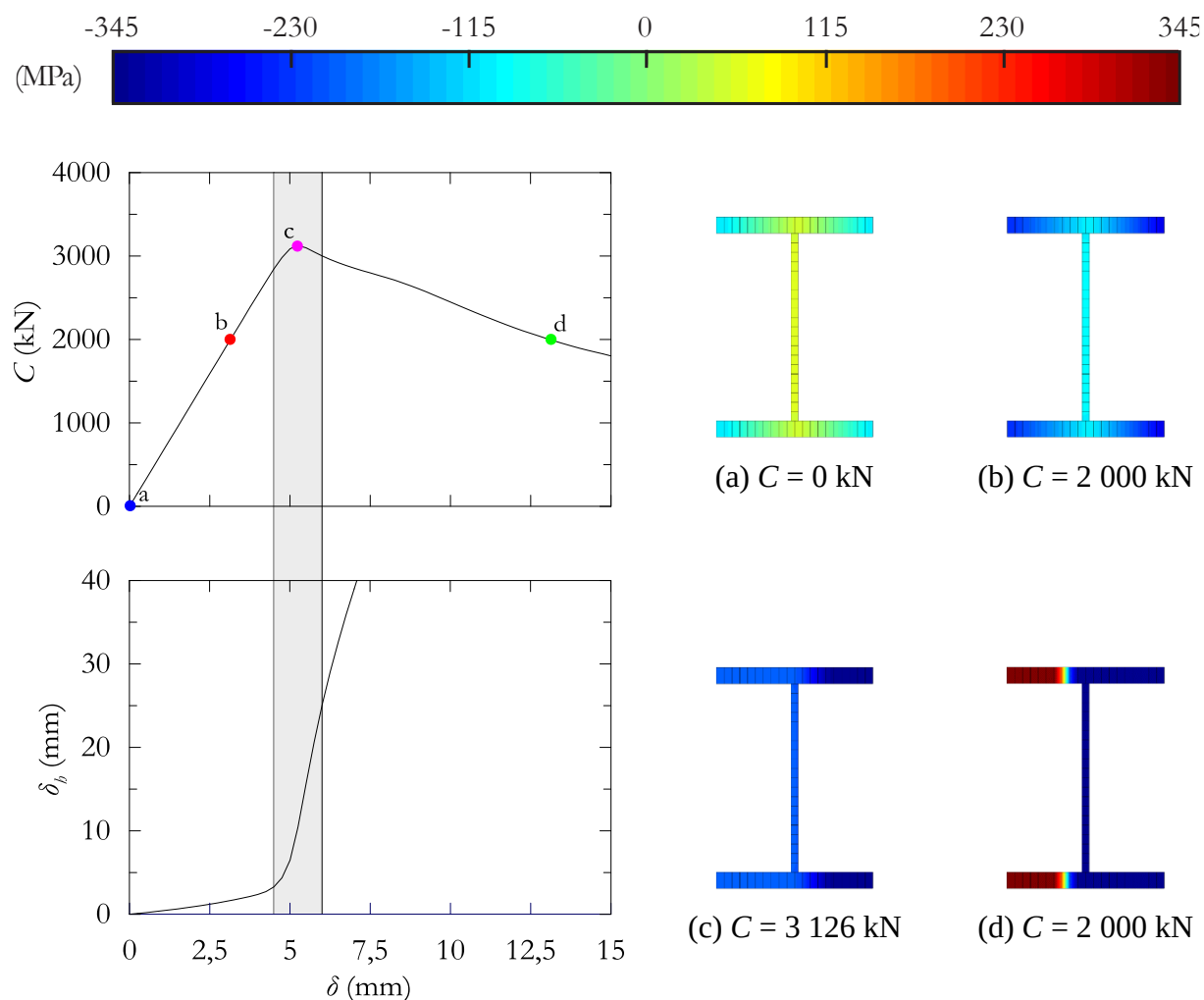


Figure 3.9 : Résultats de l'analyse par déplacements incrémentaux dans *OpenSees* et contraintes sur la section à la mi-hauteur de la colonne

On a poursuivi la comparaison pour la même colonne en faisant varier la longueur de 0,5 à 17,5 m de façon à varier l'élancement λ de 0,1 à 3,5, ce qui couvre la plage des élancements pouvant être rencontrés en pratique. Les charges maximums obtenues des analyses *OpenSees* sont comparées à celles calculées à partir de l'équation (3.5) sur la figure 3.10. Comme montré, le modèle *OpenSees* peut bien prédire la résistance au flambement inélastique sur toute la plage des valeurs de λ , ce qui permet de conclure que le logiciel représente bien la résistance au flambement inélastique d'une pièce comprimée.

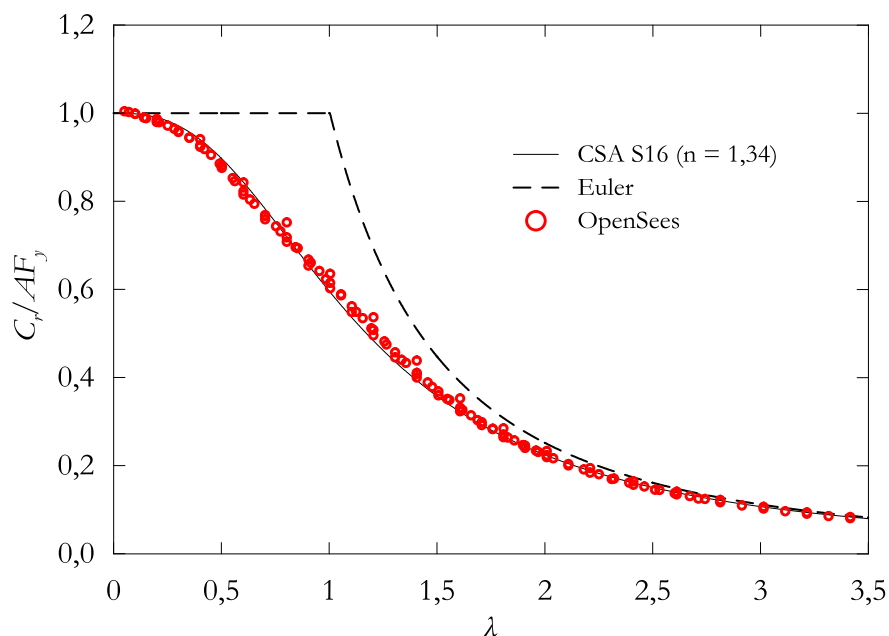
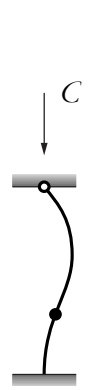


Figure 3.10 : Résistance nominale de flambement inélastique en fonction de l'élancement

3.5.2 Évaluation de la longueur effective de flambement dans *OpenSees*

Les six colonnes présentées à la figure 3.4 ont été modélisées dans *OpenSees* de sorte qu'elles aient toutes la même longueur effective de flambement KL en fonction des conditions frontières et de la longueur montrée. Selon le concept de longueur effective, ces colonnes possèdent toutes la même charge critique (élastique) de flambement. Le tableau 3.3 présente les résultats obtenus de l'analyse *OpenSees* pour une analyse de flambement élastique et une analyse de flambement inélastique. Pour l'analyse de flambement élastique, on a obtenu la valeur de $C_{cr,OS}$ en utilisant des éléments élastiques qui ne permettent pas la plastification de la section. La valeur de référence C_{cr} pour ce cas est calculée à partir de l'équation (3.4). Pour l'analyse de flambement inélastique, on a utilisé le matériau *Steel02* montré au tableau 3.2 pour obtenir $C_{n,OS}$. La valeur de référence C_n pour ce cas est celle calculée à l'aide de l'équation (3.5).

Tableau 3.3 : Validation du concept de longueur effective dans *OpenSees*

Modèle <i>OpenSees</i>						
K	1,0	0,5	2,0	1,0	2,0	0,7
L (mm)	4 000	8 000	2 000	4 000	2 000	5 714
C_{cr} (kN)	6 884	6 884	6 884	6 884	6 884	6 884
$C_{cr,OS}$ (kN)	6 884	6 884	6 889	6 895	6 895	6 889
C_n (kN)	3 174	3 174	3 174	3 174	3 174	3 174
$C_{n,OS}$ (kN)	3 125	3 126	3 290	3 290	3 290	3 179

Pour les deux types de flambement, les résultats des analyses *OpenSees* sont proches des valeurs obtenues de la théorie (flambement élastique) ou de l'équation (3.5) (flambement inélastique). Pour le cas de flambement élastique les valeurs sont pratiquement identiques alors que pour le cas de flambement inélastique, les différences sont plus élevées et varient de -1,5 à 3,7%. Ce résultat est anticipé compte tenu de la complexité plus élevée de ce cas, de l'interaction entre les nombreux paramètres influençant la résistance au flambement inélastique et que la référence est une équation empirique développée pour couvrir un grand éventail de cas (Beaulieu et al., 2003). De plus, on note que la résistance pour les deux types de flambement sont identiques, peu importe la longueur de la pièce ainsi que les conditions frontières puisque la longueur effective KL est la même pour toutes les colonnes traitées. Ces résultats démontrent que l'application du concept de longueur effective fonctionne à la fois pour le flambement élastique ainsi que le flambement inélastique et que l'analyse avec le logiciel *OpenSees* permet de tenir compte avec précision de l'influence de ce paramètre.

3.6 Stabilité d'une colonne continue sur deux étages

3.6.1 Flambement élastique d'une colonne continue

Considérons la colonne de la figure 3.11 continue sur deux étages et parfaitement articulée à ses deux extrémités. Il existe différentes méthodes de calcul pour trouver la charge critique de flambement qui tient compte de la rigidité réelle des appuis. Les méthodes les plus simples et rapides sont les méthodes numériques. Cependant afin de faciliter la compréhension, la méthode des rotations (Timoshenko & Gere, 1961) est utilisée dans cet exemple. La méthode des rotations tient compte de l'effet de la charge axiale sur les coefficients de rigidité de l'élément au moyen des fonctions de stabilité. Pour une charge axiale de compression, ces fonctions sont présentées à l'équation (3.7).

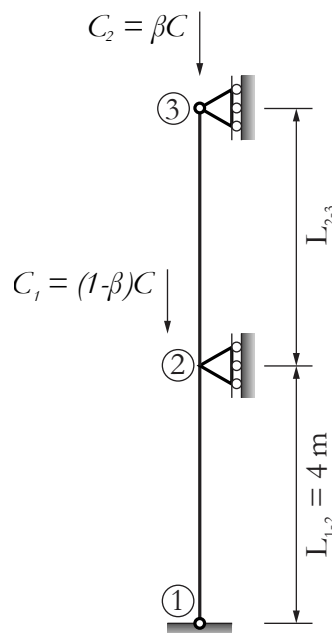


Figure 3.11 : Modèle utilisé pour l'étude du flambement d'une colonne continue

$$\begin{aligned}
\phi_n &= \frac{1}{(kl)^2} \left\{ 1 - \frac{(kl)}{\tan(kl)} \right\} & \phi_f &= \frac{1}{(kl)^2} \left\{ \frac{(kl)}{\sin(kl)} - 1 \right\} \\
\alpha_n &= \frac{\phi_n}{\phi_n^2 - \phi_f^2} & \alpha_f &= \frac{\phi_f}{\phi_n^2 - \phi_f^2}
\end{aligned} \tag{3.7}$$

où : $kl = l \sqrt{\frac{C}{EI}}$

k est le facteur de charge axiale pour une pièce comprimée-fléchie ($k^2 = C/EI$)

l est la longueur

C est la charge de compression axiale

EI est la rigidité flexionnelle de la pièce

Pour cet exemple, on considère seulement la rotation au nœud 2 puisque les nœuds 1 et 3 sont articulés et que l'on utilise les relations de la méthode qui ont été développées pour le cas d'une membrure articulée. Le système n'a donc qu'un seul degré de liberté, soit θ_2 . On peut déterminer la matrice de rigidité de ce système en utilisant, pour la colonne de chaque étage, la relation entre les moments et les rotations aux extrémités tirés de la méthode des rotations.

Moment au nœud 2 dans la travée L_{12} :

$$M_{2-1} = \frac{EI}{L_{1-2}} \left\{ \alpha_n - \frac{\alpha_f^2}{\alpha_n} \right\}_{1-2} \theta_2 \tag{3.8}$$

Moment au nœud 2 dans la travée L_{23} :

$$M_{2-3} = \frac{EI}{L_{2-3}} \left\{ \alpha_n - \frac{\alpha_f^2}{\alpha_n} \right\}_{2-3} \theta_2 \tag{3.9}$$

La matrice de rigidité du système est obtenue par l'équilibre des moments au nœud 2 :

$$M_2 = M_{2-1} + M_{2-3}$$

$$M_2 = EI \left[\frac{1}{L_{1-2}} \left\{ \alpha_n - \frac{\alpha_f^2}{\alpha_n} \right\}_{1-2} + \frac{1}{L_{2-3}} \left\{ \alpha_n - \frac{\alpha_f^2}{\alpha_n} \right\}_{2-3} \right] \theta_2 \quad (3.10)$$

L'analyse de flambement élastique est un problème de valeurs propres où l'on doit trouver la charge C pour laquelle la rigidité du système devient nulle. Cela correspond à la charge C qui fait en sorte que le déterminant de la matrice de rigidité du système est nul. Puisqu'il n'y a pas de dégradation de la rigidité dans l'analyse élastique, celle-ci demeure constante et les seuls paramètres influençant la résistance au flambement sont la longueur ainsi que le niveau de charge dans chacune des travées. La charge axiale pour laquelle le déterminant de la matrice de rigidité devient nul est la charge critique de flambement. À partir de cette charge il est possible de calculer le coefficient de longueur effective en comparant celle-ci à la charge d'Euler pour une colonne de même longueur d'après les équations (3.2) et (3.4).

$$K = \sqrt{\frac{C_e}{C_{cr}}} \quad (3.11)$$

La figure 3.12 présente l'évolution du coefficient de longueur effective KL de la travée 1-2 en fonction du paramètre β qui représente le rapport des charges axiales dans les deux travées C_{2-3}/C_{1-2} . Les calculs ont été effectués pour la colonne W250x101 décrite précédemment pour un flambement autour de son axe faible. On a considéré une hauteur de 4 m pour la travée 1-2 et trois hauteurs différentes pour la travée 2-3 : 2, 4 et 6 m. Dans chaque cas, on détermine par itération la charge critique C_{cr} dans la travée 1-2 qui produit une rigidité nulle dans l'équation (3.10). À chaque itération, on détermine avec l'équation (3.7) les paramètres α_n et α_f de l'équation (3.10) pour chacune des deux travées : pour la charge $C_{Cr,1-2}$ et une longueur de 4 m pour la travée 1-2 et pour une charge $\beta C_{Cr,1-2}$ et une longueur de 2, 4 ou 6 m pour la travée 2-3. On détermine ensuite la valeur du coefficient de longueur effective K avec l'équation (3.11) en posant C_e égale à C_{ey} calculée pour la colonne de la travée 1-2.

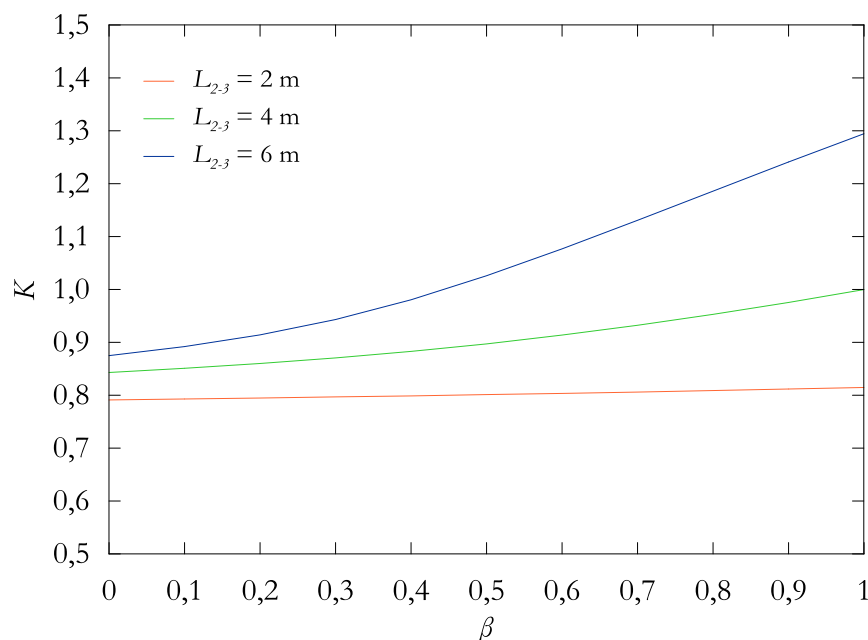


Figure 3.12 : Coefficient de longueur effective pour la travée 1-2 (Analyse élastique)

Sur la figure 3.12, on remarque que le coefficient de longueur effective K diminue lorsque β diminue, ce qui veut dire que la charge de flambement de la colonne augmente lorsque la charge dans la travée 2-3 diminue par rapport à la charge dans la travée 1-2. Ce résultat était anticipé car la rigidité de la colonne dans la travée 2-3 est moins affectée (moins réduite) si la charge axiale dans cette travée diminue, et la rigidité résiduelle plus élevée de la colonne dans cette travée peut contribuer davantage à contrôler la rotation au nœud 2 et ainsi augmenter la rigidité de la colonne de la travée 1-2.

Sur la figure 3.12, on peut aussi observer l'influence du rapport entre la longueur de chaque travée. Plus la travée 2-3 est courte, plus sa rigidité flexionnelle est importante et l'apport de rigidité à la travée 1-2 est plus significatif. C'est pourquoi les valeurs de coefficient de longueur effective K sont plus élevées lorsque la travée 2-3 est plus courte. Lorsque les deux travées sont de longueur égale, elles possèdent une charge d'Euler identique, et lorsque ces deux travées ont la même sollicitation axiale ($\beta = 1$), chacune d'elles se comporte comme une colonne simple parfaitement articulée à ses deux extrémités et le coefficient de longueur effective est égal à 1,0. Les deux travées doivent mobiliser toute leur rigidité flexionnelle pour résister au flambement et comme elles sont soumises aux mêmes conditions de chargement et de retenues, aucune des deux travées ne peut aider l'autre. Finalement, quand la travée 2-3 est plus longue que la travée 1-2, c'est la travée 1-2

qui doit aider la travée 2-3 à résister au flambement. On obtient alors des valeurs de K supérieures à 1,0 pour la travée inférieure car une partie de la rigidité flexionnelle de cette travée est mobilisée par la travée 2-3 qui cherche à flamber en premier.

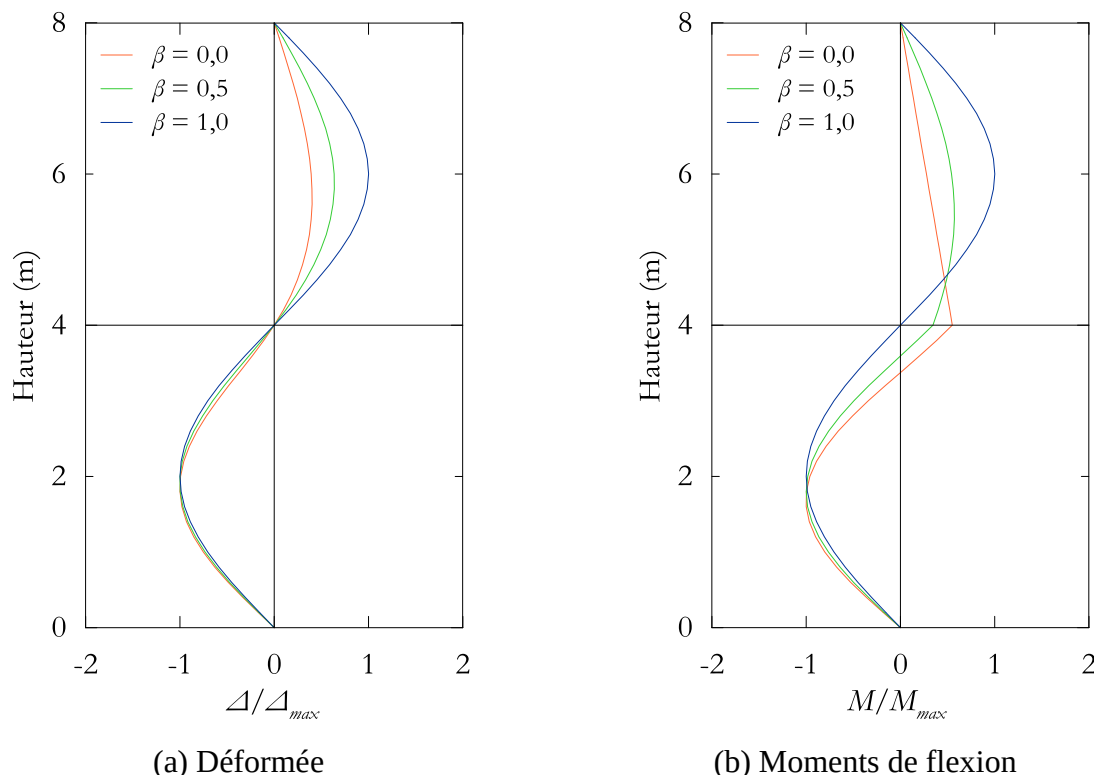


Figure 3.13 : Déformée et distribution des moments de flexion pour une colonne continue avec $L_{1-2} = L_{2-3} = 4$ m (Analyse élastique)

La figure 3.13 reprend la colonne traitée précédemment pour le cas où les travées sont de longueur égale ($L_{1-2} = L_{2-3} = 4$ m) et pour trois valeurs de β : 0, 0,5 et 1,0. Elle permet d'observer l'apport de la travée adjacente 2-3 sur la résistance au flambement de la colonne par l'entremise de la continuité. Dans la figure 3.13a, la colonne de la travée 2-3 est plus rigide lorsque la charge dans cette travée est diminuée, ce qui se traduit par une déformée en flexion réduite dans cette travée et une retenue plus importante de la rotation au nœud 2. À l'inverse, lorsque la charge axiale augmente dans la travée 2-3, la rigidité flexionnelle que celle-ci peut fournir pour retenir la travée 1-2 diminue.

Ce phénomène peut aussi être observé sur la figure 3.13b qui montre le moment de flexion dans la colonne pour les trois mêmes valeurs de β . On remarque que le moment de flexion au nœud 2 est plus important pour le cas où $\beta = 0$, ce qui signifie que la retenue de la rotation au nœud 2 est plus

importante. Pour ce cas, la variation du moment de flexion dans la travée 2-3 est linéaire car il n'y a pas de charge axiale dans la membrure. Pour les deux autres cas, le moment de flexion est amplifié par la charge axiale qui agit sur la déformée de la colonne, comme c'est le cas dans la travée 1-2 pour les trois valeurs de β . Sur la figure 3.13b on doit aussi remarquer que lorsque le moment au nœud 2 diminue lorsque l'on augmente β , le point d'inflexion du moment ($M = 0$) dans la travée 1-2 se déplace vers le haut, ce qui se traduit par une longueur effective (distance entre le bas de la travée 1-2 et le point d'inflexion) qui augmente. Lorsque $\beta = 1$, la charge est appliquée entièrement au sommet de la colonne et la travée 2-3 ne peut plus aider la travée 1-2 car les deux travées ont les mêmes conditions. Dans ce cas, le moment au nœud 2 est nul et le point d'inflexion se trouve au nœud 2 : le coefficient K pour les deux travées est alors égal à 1,0. Cela peut s'expliquer aussi par le fait que la travée supérieure doit mobiliser toute sa rigidité flexionnelle pour reprendre la charge axiale et ne peut offrir aucune aide à la travée inférieure. Pour cette condition, la continuité entre les deux travées n'a plus d'effet car les deux colonnes flambent au même moment, sous la même charge, sans que l'une contribue à l'autre.

3.6.2 Flambement inélastique d'une colonne continue

Comme discuté précédemment, le flambement des pièces moins élancées est de nature inélastique en raison de la plastification partielle de la colonne. Pour la colonne de deux étages, la rigidité de la colonne à une charge proche du flambement sera réduite localement et on pourra se retrouver avec des situations comme celle où le flambement inélastique se produit dans une travée alors que l'autre travée demeure parfaitement élastique. Comme pour le flambement élastique, le mode et la charge de flambement dans le domaine inélastique dépendra du rapport entre les rigidités initiales EI/L et du niveau de charge axiale dans les deux travées. Cependant, il dépendra aussi de la limite élastique F_y , des contraintes résiduelles σ_r et des défauts de rectitude δ_0 . L'étude du flambement inélastique du système doit donc être effectuée à l'aide d'une analyse non-linéaire permettant de tenir compte de tous ces facteurs.

L'analyse non-linéaire est effectuée ici avec le logiciel *OpenSees* qui a été validé à la section 3.5. Le modèle est identique sauf qu'il a été modifié pour inclure les deux travées et que le défaut de rectitude prend la forme de deux fonctions sinusoïdales de signes opposés dans chacune des deux travées. Le nœud entre les deux travées est fixe horizontalement mais il est libre pour le déplacement vertical et la rotation. Durant l'analyse, on impose un déplacement vertical vers le bas

aux nœuds 2 et 3. L'amplitude du déplacement qui est appliqué à chacun des nœuds est différente de sorte à maintenir le ratio de charge axiale de compression dans les deux travées correspondant à la valeur de β désirée. Ces déplacements sont augmentés progressivement de façon synchronisée jusqu'au flambement de la colonne.

La figure 3.14 présente les mêmes résultats que la figure 3.12 mais on a ajouté les résultats de l'analyse inélastique pour chacun des cas où la longueur de la travée 2-3 est de 2, 4 et 6 m. Le coefficient de longueur effective K est obtenu de l'analyse *OpenSees* en mesurant la distance entre les points d'inflexion (endroits où $M = 0$) sur la déformée de la colonne. Dans tous les cas, le flambement est survenu dans la travée 1-2 sauf pour le système avec la longueur L_{2-3} égale ou supérieure à 6 m lorsque $\beta = 0,7$ auquel cas, le flambement s'est produit dans la travée du haut. Lorsque le flambement se produit dans la travée inférieure, le facteur K pour le flambement inélastique est inférieur à la valeur obtenue de l'analyse du flambement élastique. Une valeur plus faible de K suggère que l'apport de la travée supérieure est plus significatif lors d'une analyse inélastique comparativement à une analyse élastique. En se référant à la figure 3.1, on remarque que la différence entre la charge de flambement élastique et la charge de flambement inélastique des pièces ayant un élancement intermédiaire à trapue est importante comparativement aux pièces élancées. Pour ce système, la colonne possède un élancement intermédiaire et la charge pour laquelle le flambement inélastique survient est faible comparativement à celle où le flambement élastique survient. Cela explique pourquoi l'apport de la travée supérieure est plus significatif lors d'une analyse inélastique car la travée supérieure est moins chargée à l'approche du flambement inélastique qu'à l'approche du flambement élastique.

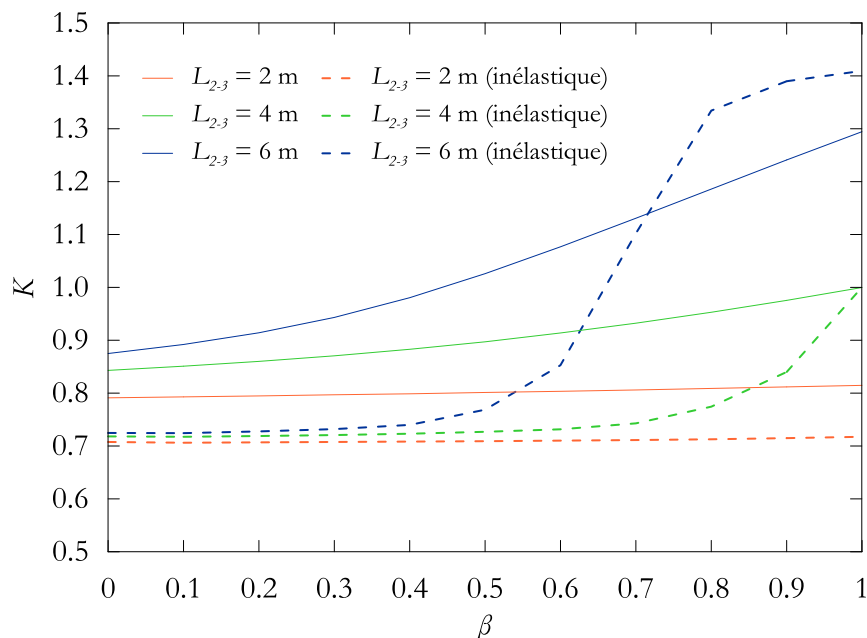


Figure 3.14 : Coefficient de longueur effective pour la travée 1-2 (Analyse inélastique)

Pour le système où $L_{2-3} = 6$ m, le flambement se produit dans la travée inférieure pour des valeurs de $\beta < 0,65$ et la travée 2-3 doit aider la travée 1-2 à résister au flambement. Lorsque $\beta = 0,65$, la travée 2-3 ne peut plus aider la travée 1-2 car les deux travées ont les mêmes conditions, donc le coefficient $K = 1,0$ pour la travée du premier étage. À ce stade, la travée supérieure doit mobiliser toute sa rigidité flexionnelle pour reprendre la charge axiale et ne peut offrir aucune aide à la travée inférieure. Pour $\beta > 0,65$, la travée 1-2 doit aider la travée 2-3 à résister au flambement et cette contribution devient plus importante à mesure que β augmente car la travée 2-3 supporte alors une charge axiale plus élevée.

On peut voir facilement la différence entre l'analyse élastique et l'analyse inélastique pour le cas où $\beta = 1$. Lorsque les deux travées sont de longueur égale ($L_{1-2} = L_{2-3} = 4$ m), les deux analyses donnent la même valeur de coefficient de longueur effective puisque chaque travée doit mobiliser toute sa rigidité afin de résister au flambement et qu'il n'y a aucune aide des travées adjacentes. Lorsque la travée supérieure est plus courte, l'analyse inélastique permet de tirer profit du faible niveau de charge dans la travée supérieure afin de permettre à la travée 1-2 de résister au flambement ce qui résulte en une valeur K plus faible. Finalement, lorsque la travée supérieure est plus longue, la travée 1-2 doit mobiliser une partie de sa rigidité afin d'aider la travée adjacente à résister au flambement, donc la valeur K augmente.

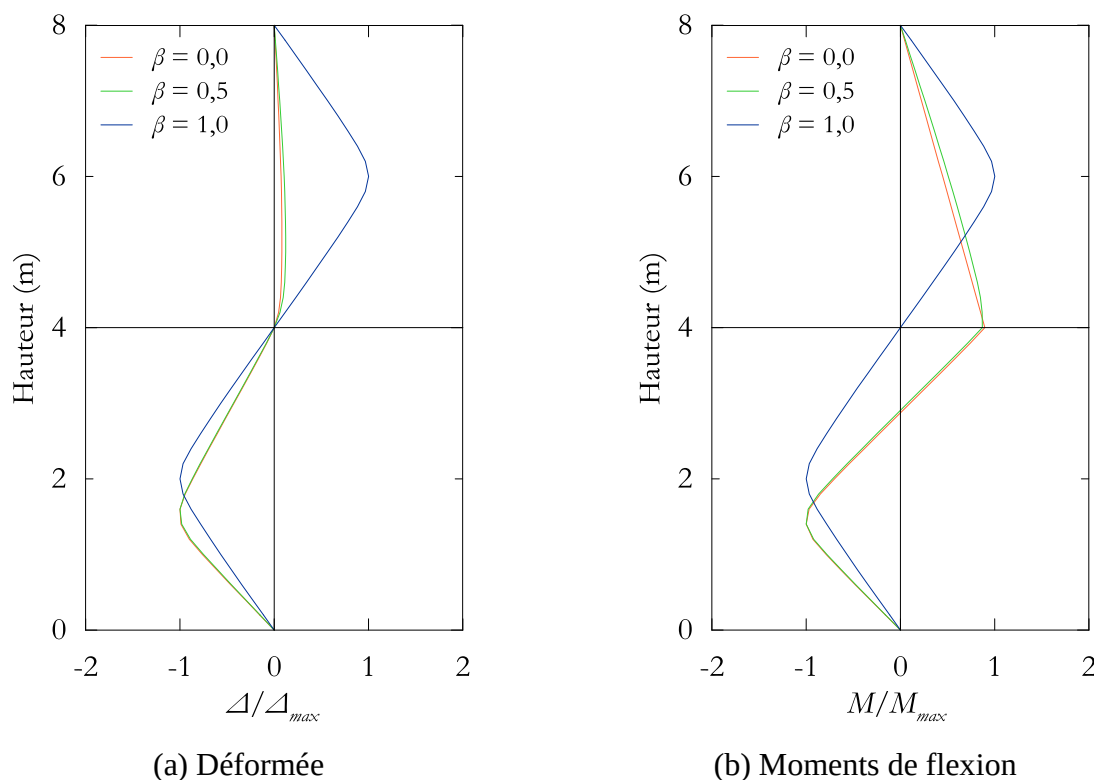


Figure 3.15 : Déformée et distribution des moments de flexion pour une colonne continue avec $L_{1-2} = L_{2-3} = 4$ m (Analyse inélastique)

La figure 3.15 montre les résultats d'une analyse inélastique pour la colonne continue traitée à la section 3.6.1 pour le cas où les deux travées sont de longueur égale ($L_{1-2} = L_{2-3} = 4$ m) et pour trois valeurs de β : 0, 0,5 et 1,0. Lorsque $\beta = 1$, il n'y a pas de différence comparativement à une analyse de flambement élastique car les deux travées possèdent les mêmes conditions. Dans ce cas, la travée supérieure doit mobiliser toute sa rigidité flexionnelle pour reprendre la charge axiale et ne peut offrir aucune aide à la travée inférieure. Le point d'inflexion se trouve au nœud 2 et le coefficient K est égal à 1,0 pour les deux travées.

En comparant les résultats de l'analyse inélastique montrés à la figure 3.15a avec ceux de l'analyse élastique montrés à la figure 3.13a, on remarque que la déformée en flexion de la travée supérieure est plus petite lors d'une analyse inélastique pour les cas où $\beta < 1$. Cela implique que la travée supérieure est moins chargée axialement lors d'une analyse inélastique que lors d'une analyse élastique. Dans l'analyse inélastique, la plastification est prise en compte ce qui réduit la charge de flambement. En étant moins chargée, la travée supérieure offre plus de rigidité flexionnelle à la travée du premier étage, ce qui s'observe sur la figure 3.15b par la présence d'un moment de flexion

plus important au nœud 2. Ce moment de flexion déplace le point d'inflexion plus bas que celui de l'analyse élastique ce qui engendre une diminution de la longueur effective.

Cependant, une distinction importante existe entre les longueurs effectives trouvées par une analyse élastique et une analyse inélastique (Yura, 1971). La plastification qui est présente dans l'analyse inélastique cause une dégradation de la rigidité flexionnelle de la colonne et a un impact sur la valeur de la charge critique mais aussi sur la distribution des moments de flexion dans la colonne. Cette distribution influence l'emplacement des points d'inflexion, et par le fait même, la longueur effective. L'analyse de flambement élastique donne une longueur effective légèrement plus grande mais elle donne également une charge de flambement plus élevée puisque la plastification F_y , les contraintes résiduelles σ_r et les défauts de rectitude δ_0 ne sont pas pris en compte. C'est pour cette raison que pour une pièce intermédiaire ou trapue, la résistance au flambement inélastique ne peut pas être calculée directement avec l'équation (3.4) en utilisant la longueur effective trouvée à partir d'une analyse inélastique. Pour trouver la charge de flambement inélastique, il faut plutôt utiliser un logiciel d'analyse non-linéaire tel qu'*OpenSees* ou bien utiliser l'équation empirique proposée par la norme CSA S16 afin de tenir compte de tous les paramètres énumérés plus haut.

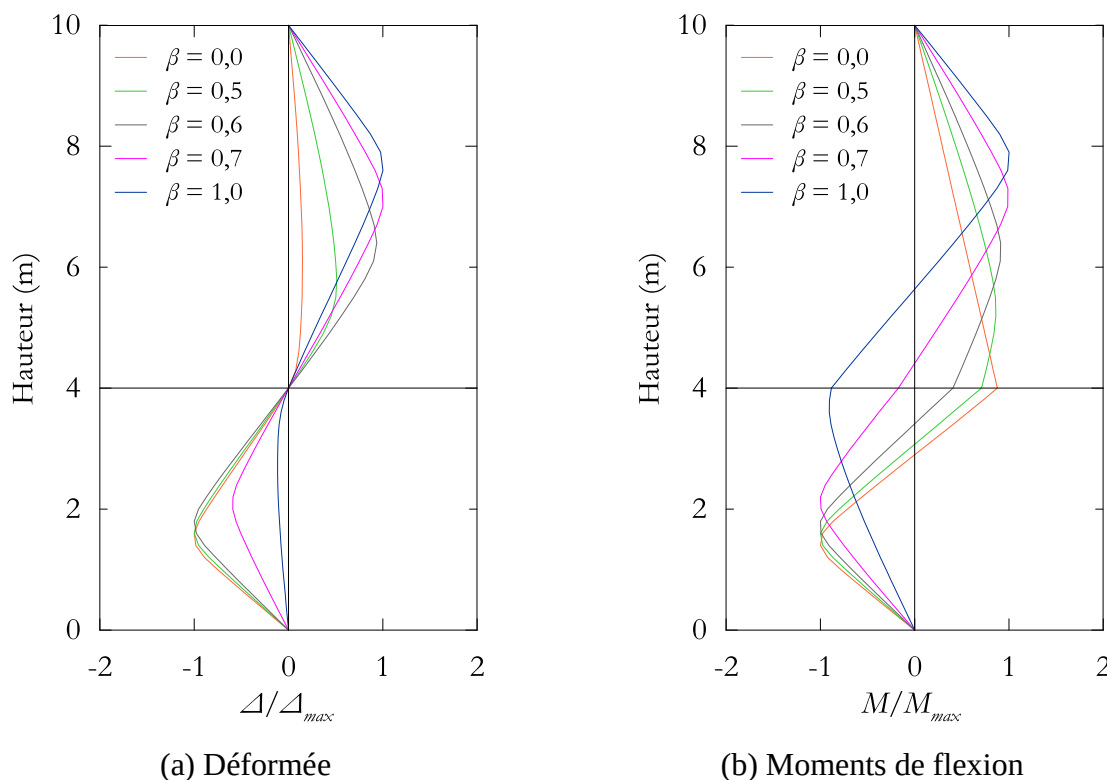


Figure 3.16 : Déformée et distribution des moments de flexion pour une colonne continue avec $L_{1-2} = 4$ m et $L_{2-3} = 6$ m (Analyse inélastique)

La figure 3.16 montre les résultats d'une analyse inélastique pour la colonne continue traitée à la section 3.6.1 pour le cas où la longueur de la travée 1-2 égale 4 m et la longueur de la travée 2-3 égale 6 m, pour cinq valeurs de β : 0, 0,5, 0,6, 0,7 et 1,0. On peut voir sur la figure 3.16a qu'à mesure où la charge axiale augmente dans la travée 2-3 (lorsque β augmente), la déformée en flexion dans cette même travée augmente alors que celle dans la travée 1-2 diminue. Lorsque β se situe entre 0,6 et 0,7, les deux travées affichent des déformées similaires car elles possèdent les mêmes conditions. Ce fait a déjà été observé à la figure 3.14 puisque le coefficient de longueur effective K est égal à 1,0 lorsque $\beta = 0,65$. De plus, on peut voir sur la figure 3.16b que le moment de flexion situé à la jonction des deux travées change de signe lorsque β se situe entre 0,6 et 0,7, ce qui a un impact sur l'emplacement du point d'inflexion ainsi que sur la longueur effective. Quand $\beta < 0,65$, la travée 2-3 développe un moment de flexion au nœud 2 qui abaisse le point d'inflexion dans la travée 1-2 de sorte que la longueur effective diminue et la résistance au flambement de la travée 1-2 augmente. Lorsque $\beta > 0,65$ c'est plutôt la travée 1-2 qui aide la travée 2-3 à résister au flambement puisque c'est la travée inférieure qui développe le moment au nœud

2 qui permet de réduire la longueur effective de la travée supérieure. Cela permet d'augmenter la résistance au flambement de la travée 2-3 jusqu'à ce que l'entièreté de la rigidité flexionnelle de la travée 1-2 soit mobilisée.

3.7 Sommaire

La majorité des pièces utilisées en pratique appartiennent à la catégorie des pièces intermédiaires et trapues pour lesquelles l'élancement λ est inférieur à 2,0. Ces pièces sont assujettis au flambement inélastique et leur résistance en compression doit tenir compte de la rigidité flexionnelle EI , de l'élancement KL/r , de la limite élastique F_y , des contraintes résiduelles σ_r ainsi que des défauts de rectitude δ_0 .

On a validé la capacité du logiciel *OpenSees* à prédire la résistance au flambement d'une colonne pour les cas du flambement élastique et du flambement inélastique.

Les analyses avec le logiciel *OpenSees* ont permis de démontrer que la résistance au flambement inélastique était fonction de l'élancement effectif KL/r .

Par ailleurs, la continuité des éléments permet d'augmenter la résistance au flambement dans la travée critique soit celle qui possède le ratio sollicitation sur capacité C_f/C_r le plus élevé. Comme les colonnes dans les contreventements concentriques en acier doivent être continues sur un minimum de deux étages, tel que spécifié par l'article 27.5.5.2 de la norme CSA S16, il serait possible bénéficier de ce gain en résistance dans la conception.

Le chapitre 4 permet de se diriger progressivement vers l'étude de la stabilité des colonnes dans les contreventements concentriques en acier en introduisant la combinaison des efforts de flexion aux efforts axiaux.

CHAPITRE 4 COMPORTEMENT DES PIÈCES COMPRIMÉES ET FLÉCHIES

Dans un système de contreventement concentrique en acier, les colonnes doivent reprendre des efforts axiaux provenant des charges gravitaires ainsi que de la composante verticale des efforts axiaux dans les diagonales. Lors d'un séisme, le flambement en compression et la plastification en traction permettent aux diagonales de dissiper l'énergie. Les diagonales deviennent plus souples et la rigidité latérale diminue ce qui entraîne une augmentation des déplacements inter-étage. Ce comportement n'est pas uniforme sur toute la hauteur de la structure et les différences de déplacement entre les étages successifs créent une courbure dans les colonnes et, par conséquent, engendrent des efforts de flexion. Toutefois, il existe d'autres facteurs influençant la demande en flexion dans les colonnes de contreventement tels que les effets $P-\Delta$ et $P-\delta$ qui créent une excentricité dans l'application de la charge axiale et se traduit par une augmentation du moment fléchissant. Ce chapitre fait l'étude des pièces soumises à différents chargements combinés d'efforts axiaux et de flexion à l'aide de colonnes modélisées dans *OpenSees*. Certains facteurs tels que la séquence de chargement, l'interaction des efforts axiaux et de flexion, le chargement cyclique et l'écrouissage de l'acier, l'encastrement à la base, l'amplitude et la direction des défauts de rectitudes δ_0 ainsi que les effets $P-\Delta$ et $P-\delta$ font partie des éléments étudiés.

4.1 Influence des efforts combinés de flexion-compression sur la résistance de la section

Dans le domaine élastique, la contrainte dans les fibres extrêmes de la section est inférieure à la limite élastique du matériau ($\sigma < F_y$). En l'absence de contraintes résiduelles et de charge axiale, un moment de flexion produit des contraintes de compression et de traction variant linéairement sur la profondeur de la section (figure 4.1a). La position de l'axe neutre élastique (*A.N.E.*) se définit comme étant la position où les contraintes sur la section sont nulles et cette position coïncide avec la position du centre de gravité de la section (Craig Jr., 2000). On peut trouver la position de l'axe neutre en vérifiant l'équilibre des forces internes sur la section grâce à l'équation (4.1).

$$F = \int_A \sigma dA = 0 \quad (4.1)$$

Le domaine élasto-plastique débute dès qu'une des fibres extrêmes atteint la limite élastique F_y . Lorsque la section n'est pas symétrique ou qu'une charge axiale est combinée à un effort de flexion, les fibres extrêmes n'atteignent pas la limite élastique F_y en même temps. L'axe neutre ($A.N.$), qui délimite la zone tendue de la zone comprimée, se déplace graduellement afin que les forces internes et les forces externes agissant sur la section soient en équilibre (figure 4.1b).

Pour sa part, le domaine plastique se définit par la plastification totale des fibres de la section. On définit l'axe neutre plastique ($A.N.P.$) comme étant l'endroit qui départage la section en deux parties d'aire égale (figure 4.1c). C'est-à-dire que la force de traction est égale à la force de compression générée par la section. Toutefois, l'axe neutre plastique n'a peu d'intérêt lorsque des efforts combinés axiaux et de flexion sont appliqués puisque les efforts internes doivent être en équilibre avec les sollicitations externes ce qui influence la position de l'axe neutre afin que la force de traction soit égale à la force de compression sur la section.

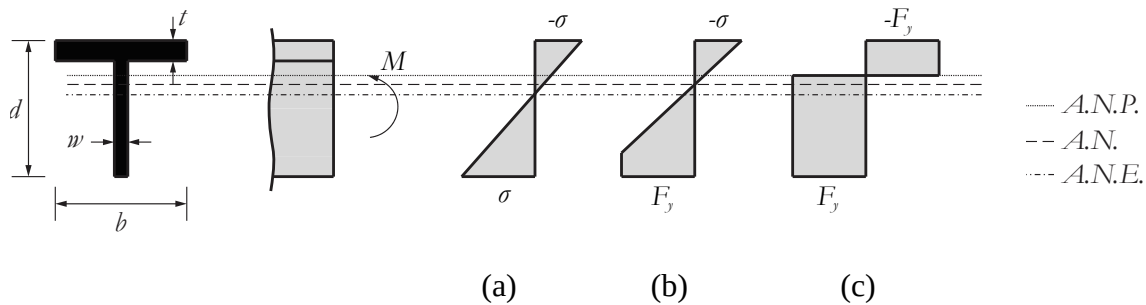


Figure 4.1 : Position de l'axe neutre en fonction de la sollicitation en flexion

Tel que mentionné brièvement à la section 2.1.2.4, il existe une interaction entre les efforts axiaux et de flexion qui réduit la capacité de la pièce. La charge de compression agissant sur la pièce provoque un déplacement de l'axe neutre du côté des fibres tendues de la section afin de maintenir l'équilibre des forces internes et externes agissant sur la section. Les fibres extrêmes situées dans la zone de compression se plastifient graduellement en fonction des contraintes résiduelles présentes jusqu'à l'atteinte de la plastification totale de la section, pourvu que les limites d'élancement de la pièce permettent d'atteindre la plastification avant le voilement local. La figure

4.2 illustre la distribution des contraintes sur une section soumise à des efforts combinés axiaux et de flexion.

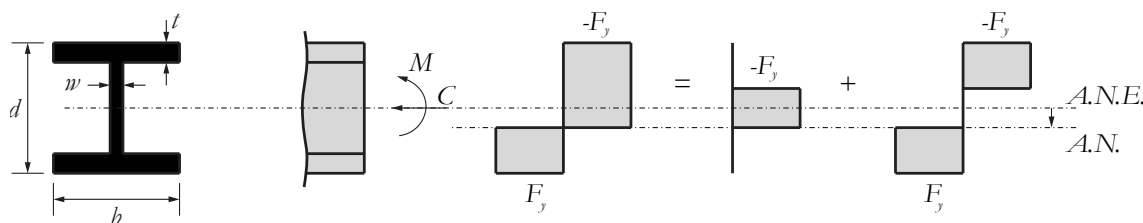


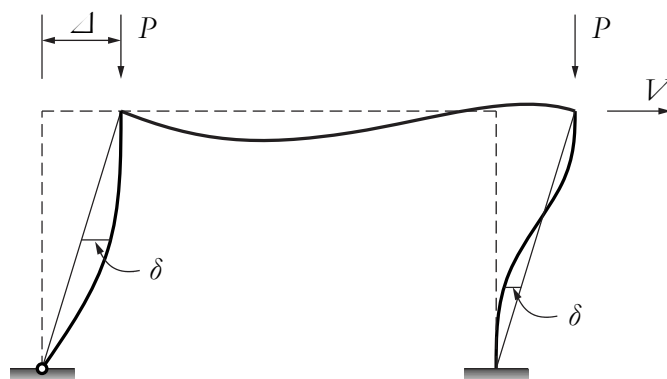
Figure 4.2 : Distribution des contraintes sur la section d'une pièce comprimée et fléchie doublement symétrique

Dans la figure 4.2, l'axe neutre élastique ainsi que l'axe neutre plastique sont confondus puisqu'il s'agit d'un profilé W doublement symétrique. Or on remarque l'influence de la charge axiale qui abaisse la position de l'axe neutre vers la partie tendue de la section ce qui a pour effet de réduire la résistance en flexion de la section. La résistance en flexion provient du couple formé par les efforts internes de traction et de compression dans la section et comme la charge de compression axiale réduit la force de traction alors la résistance à la flexion est également réduite.

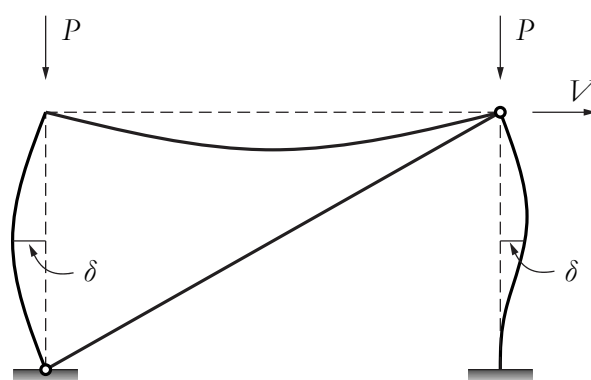
Il est possible de décomposer le digramme final des contraintes en deux parties correspondant à la sollicitation axiale et de flexion. On observe sur la figure 4.2 que plus la sollicitation axiale C augmente, plus la surface mobilisée pour reprendre cet effort augmente, ce qui réduit la surface disponible pour reprendre les efforts de flexion M .

4.2 Stabilité des pièces comprimées-fléchies

La demande en flexion dans les colonnes de contreventements peut également provenir des effets $P-\delta$ au niveau local de la membrure ainsi que des effets $P-\Delta$ agissant au niveau global de la structure. La figure 4.3 illustre la différence entre ces deux effets qui créent une excentricité dans l'application de la charge axiale et par conséquent un effort de flexion additionnel dans la section. Ces effets sont pris en compte par l'entremise des facteurs U_1 et U_2 respectivement dans les exigences de calcul de la norme CSA S16.



(a) Cadre non contreventé



(b) Cadre contreventé

Figure 4.3 : Effets $P-\Delta$ et $P-\delta$ dans les éléments contreventés et non-contreventés

D'après la figure 4.3 on note que pour les éléments non contreventés (figure 4.3a) les effets $P-\Delta$ sont davantage importants alors que les effets $P-\delta$ sont négligeables. Cependant, pour les éléments contreventés, qui n'ont pas à assurer leur propre stabilité, les effets $P-\delta$ dominent sur les effets $P-\Delta$ puisque le déplacement relatif entre les appuis de la colonne est relativement faible. La norme CSA S16 considère que les éléments sont contreventés si la rigidité transversale du système est *au moins cinq fois supérieure* à celle du cadre rigide considéré seul (Beaulieu et al., 2003). C'est donc dire qu'une colonne dans un contreventement concentrique est considérée comme étant contreventée puisque ce sont les diagonales qui assurent la rigidité latérale du contreventement. Si on retire ces diagonales, le déplacement latéral sera assurément cinq fois supérieur puisque les assemblages colonnes-poutres sont considérés articulés.

Il est donc nécessaire de considérer les facteurs d'amplification U_1 et U_2 dans la conception des contreventements concentriques en acier. Par ailleurs, la norme CSA S16 exige de concevoir les

colonnes avec un coefficient de longueur effective $K=1,0$ puisqu'on utilise le facteur U_2 . L'ouvrage de Beaulieu et al. (2003) présente une explication détaillée de ce raisonnement qui est brièvement résumé à la section 4.2.1. L'essentiel de cette justification vient de la distinction qui existe entre la longueur effective obtenue d'une analyse structurale et la longueur effective obtenue de l'analyse du phénomène local sur une colonne isolée. Lorsqu'un coefficient de longueur effective $K = 1,0$ est utilisé, les effets $P-\Delta$ sont pris en compte par l'entremise du facteur U_2 alors que lors d'une analyse structurale, les effets $P-\Delta$ apparaissent directement dans le facteur K qui est différent du facteur K qui serait obtenu d'une analyse de flambement sur une colonne isolée puisqu'il considère la participation de toutes les autres colonnes de l'étage. Un coefficient de longueur effective $K = 1,0$ est donc utilisé de sorte à simplifier l'analyse et demeurer sécuritaire.

4.2.1 Paradoxe du coefficient de longueur effective

L'article de Cheong-Siat-Moy (1986) démontre qu'une colonne parfaitement articulée au sein d'une structure contreventée peut avoir un coefficient de longueur effective supérieur ou inférieur à 1,0 ce qui mène au paradoxe du coefficient de longueur effective. Ce paradoxe se distingue par le fait que la résistance réelle au flambement d'une colonne parfaitement articulée doit être calculée avec $K = 1,0$ en raison de son mode de flambement, toutefois afin de calculer le facteur d'amplification U_2 approprié il faut utiliser la valeur K de la colonne au niveau global de la structure. Afin d'éviter ce paradoxe, des équations ont été développées pour contourner l'utilisation du coefficient de longueur effective dans la conception des colonnes. De ce fait, la norme CSA S16 présente l'équation (4.2) pour calculer le facteur d'amplification U_2 tenant compte des effets du second ordre $P-\Delta$.

$$U_2 = \frac{1}{1 - \left[\frac{\Sigma C_f \Delta_f}{\Sigma V_f h} \right]} \quad (4.2)$$

où : U_2 est le facteur d'amplification tenant compte des effets $P-\Delta$

ΣC_f est la somme des charges de compression pondérées

Δ_f est le déplacement du premier ordre de l'étage sous les charges latérales pondérées

ΣV_f est la somme des charges latérales pondérées

h est la hauteur de l'étage

Cette équation utilise la rigidité latérale de l'étage plutôt que la charge de flambement critique calculée avec le coefficient de longueur effective afin d'établir l'amplification due aux charges gravitaires agissant sur la configuration déformée de la structure. Rappelons l'équation d'interaction de la norme CSA S16 pour la conception des pièces comprimées et fléchies :

$$\frac{C_f}{C_r} + \frac{0,85 U_{1x} M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{\beta U_{1y} M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1,0 \quad (4.3)$$

On note que le facteur U_2 ne figure pas dans l'équation (4.3) cependant il est utilisé afin d'amplifier les charges latérales qui mènent au calcul de la charge axiale pondérée C_f . Quant au facteur d'amplification U_1 , il permet de tenir compte des effets $P-\delta$ agissant au niveau local de la pièce et se calcule à l'aide de l'équation (4.4).

$$U_1 = \frac{\omega_1}{1 - \frac{C_f}{C_e}} \quad (4.4)$$

où : U_1 est le facteur d'amplification tenant compte des effets $P-\delta$

ω_1 est un facteur tenant compte de la distribution des moments sur l'élément

C_f est la charge axiale de compression pondérée dans l'élément

C_e est la charge d'Euler de l'élément

La présence du coefficient de longueur effective K est maintenant limitée au calcul de la résistance en compression C_r de la pièce. Afin d'éviter son utilisation, Cheong-Siat-Moy (1986) démontre que des résultats satisfaisants peuvent être obtenus en utilisant une valeur $K = 1,0$ sans égards des conditions frontières de la pièce. Puisqu'il existe un lien entre le coefficient de longueur effective et le facteur d'amplification U_2 , il est inutile de réutiliser une deuxième fois le coefficient K dans le calcul de la résistance axiale de la pièce.

Cependant, les résultats obtenus par Cheong-Siat-Moy (1986) utilisent le coefficient K trouvé à la suite d'une analyse de flambement élastique sur la structure dans son ensemble qui suppose que toutes les colonnes flambent de façon simultanée. En réalité, la résistance au flambement d'une pièce comprimée au sein d'une structure est indépendante du comportement des colonnes avoisinantes sur le même étage et dépend uniquement de ses conditions frontières. Pour obtenir une réponse précise, la résistance axiale C_r doit être basée sur la longueur effective obtenue au terme d'une analyse de flambement inélastique tenant compte des conditions de retenues réelles à ses extrémités.

De manière conservatrice la norme CSA S16 exige que les colonnes soient conçues avec $K = 1,0$ indépendamment de leurs conditions frontières toutefois les résultats obtenus dans ce projet démontre que cette approche est conservatrice et qu'elle peut être raffinée (chapitre 8). Par ailleurs, l'équation (4.3) exige de tenir compte des efforts de flexion dans l'évaluation de la résistance d'une pièce comprimée et fléchiée. Ces sollicitations en flexion sont établies à partir de données statistiques et elles sont évaluées à 20% du moment plastique M_p de la section. De plus, le facteur ω_1 présenté à l'équation (4.5) permet de tenir compte de la distribution des moments sur l'élément et il a été développé de sorte à inclure l'effet des différentes conditions de retenues sur la pièce.

$$\omega_1 = 0,6 - 0,4\kappa \geq 0,4 \quad (4.5)$$

où : $\kappa = \pm \frac{|M_s|}{|M_l|}$ est le ratio du plus petit moment sur le plus grand moment situé aux extrémités de la pièce (+ : courbure double, et - : courbure simple)

Une limitation se pose quant à l'utilisation de ce facteur lorsque la pièce présente un mode de flambement autre qu'une courbure simple ou double. Il est donc nécessaire de procéder à des analyses afin d'identifier les différents modes de flambement d'une colonne dans un contreventement concentrique en acier.

4.3 Réponse inélastique des colonnes soumises à des efforts combinés axiaux et de flexion

La réponse inélastique des colonnes soumises à des efforts combinés axiaux et de flexion est étudiée au moyen d'analyses non-linéaires réalisées avec *OpenSees*. Dans ces analyses, une colonne isolée de 4 m est soumise à diverses conditions de retenues et séquences de chargement afin d'observer leur influence sur la résistance et les modes de flambement. Les caractéristiques de la colonne utilisée pour ces analyses sont présentées au tableau 4.1. La colonne est soumise à une flexion en plan selon son axe faible de sorte à éviter les phénomènes de torsion.

Tableau 4.1 : Caractéristique de la colonne étudiée en compression-flexion

Section	A (mm ²)	KL (mm)	r _y (mm)	λ	β	C _n (kN)	Z _y (10 ³ mm ³)	ω ₁	M _{py} (kNm)
W250x101	12800	2000	65,8	0,402	0,761	4150	657	0,4	227

Par ailleurs, afin de tracer la courbe d'interaction représentant la stabilité de la pièce selon l'article 13.8.2.b de la norme CSA S16, une valeur $\omega_1 = 0,4$ est considérée puisque dans la majorité des modèles, la colonne est fléchie en courbure double ($\kappa = 1,0$). Par le fait même, la valeur du coefficient de longueur effective utilisée est de $K = 0,5$ pour l'ensemble des modèles analysés conformément à la valeur présentée au chapitre 3 pour une colonne doublement encastrée.

La figure 4.4 présente les modèles utilisés pour cette étude.

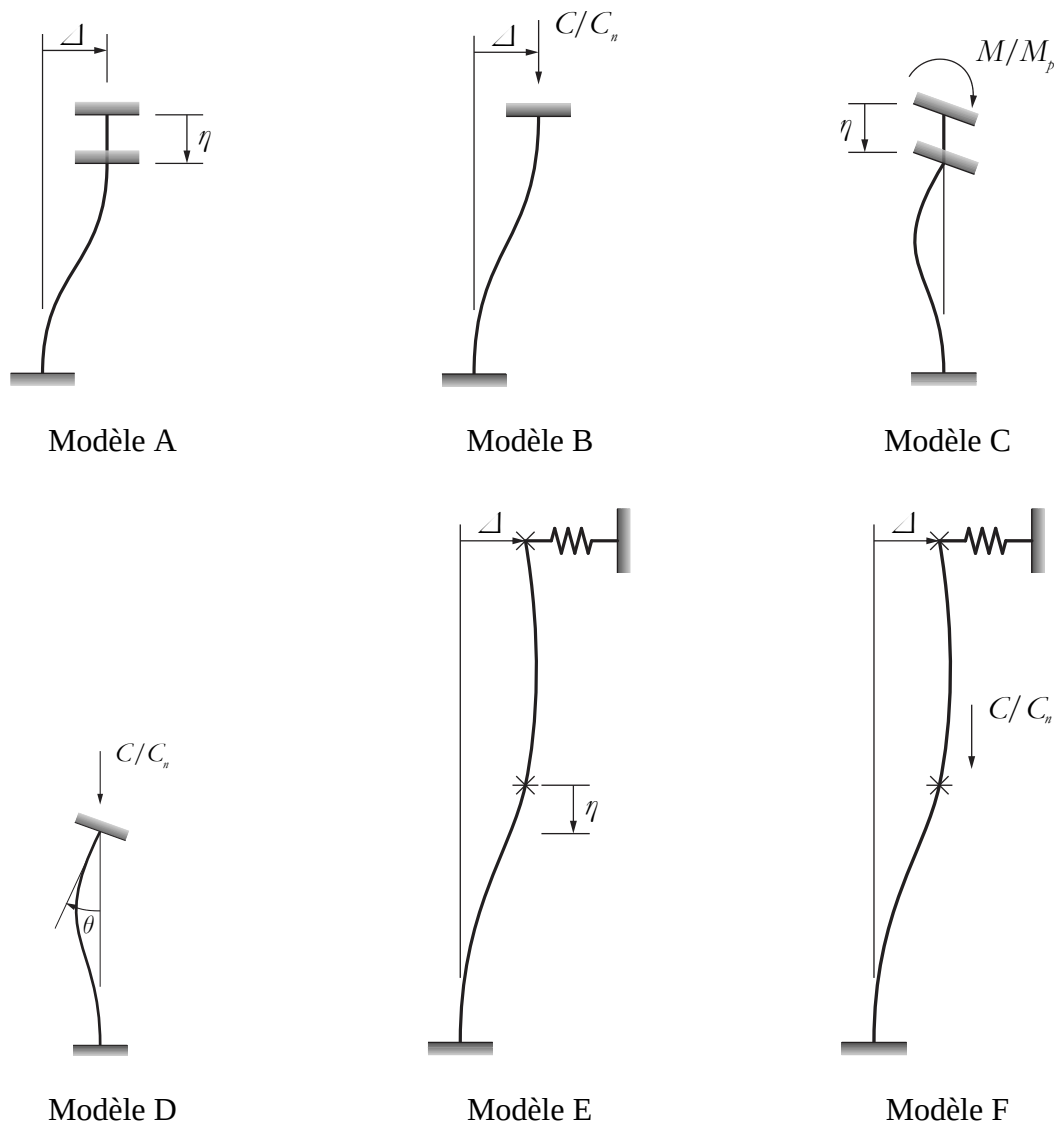


Figure 4.4 : Modèles utilisés pour l'étude de la réponse inélastique des colonnes soumises à des efforts combinés axiaux et de flexion

4.3.1 Modèle A – Colonne simple

La colonne du modèle A présentée à la figure 4.5 est une colonne doublement encastree pour laquelle un déplacement latéral est appliqué jusqu'à l'atteinte d'une valeur cible donnée sous forme de pourcentage de déplacement inter-étage. Par la suite, la colonne subit un déplacement axial jusqu'à l'atteinte de la valeur critique de flambement.

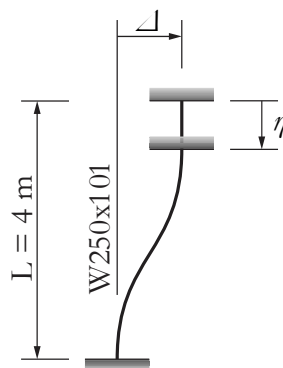


Figure 4.5 : Modèle A – Colonne simple

Ce protocole représente bien le chargement que subissent les colonnes après quelques cycles inélastiques lors d'un séisme. À ce moment, les diagonales ont flambées en compression et plastifiées en tension et la rigidité latérale du bâtiment est réduite. Les diagonales deviennent plus souples et requièrent de grands déplacements latéraux avant de transmettre des efforts axiaux dans les colonnes.

La figure 4.6 présente les résultats pour une colonne ayant un défaut de rectitude initial $\delta_0 = L/1000$ tel que toléré par les articles 28.6.4 et 29.3.3 de la norme CSA S16. La figure 4.6a présente le diagramme des moments fléchissants dans la colonne à la fin de l'analyse lorsque le flambement est atteint. On peut voir que la distance entre les points d'inflexion demeure relativement constante à environ $0,5L$ et ce sans égard aux moments de flexion initialement appliqués. Cela permet à la colonne de développer la même résistance au flambement C_n peu importe la valeur du moment initialement présent dans la colonne (figure 4.6b). Cette remarque s'explique par la séquence de chargement appliquée à la colonne car à mesure que le déplacement axial augmente, la rigidité de la pièce se mobilise afin de reprendre la charge axiale alors que la rigidité flexionnelle diminue progressivement pour respecter l'équilibre des efforts dans la colonne. Il faut noter que le chargement est appliqué en contrôle des déplacements ce qui veut dire que les moments de flexion sont induits par le déplacement latéral appliqué dans *OpenSees*. Une fois le déplacement cible atteint, l'analyse passe en déplacement axial contrôlé, donc aucune force n'est appliquée aux extrémités afin de maintenir la valeur du moment de flexion. Cela permet à la colonne de s'adapter afin de respecter l'équilibre des efforts internes.

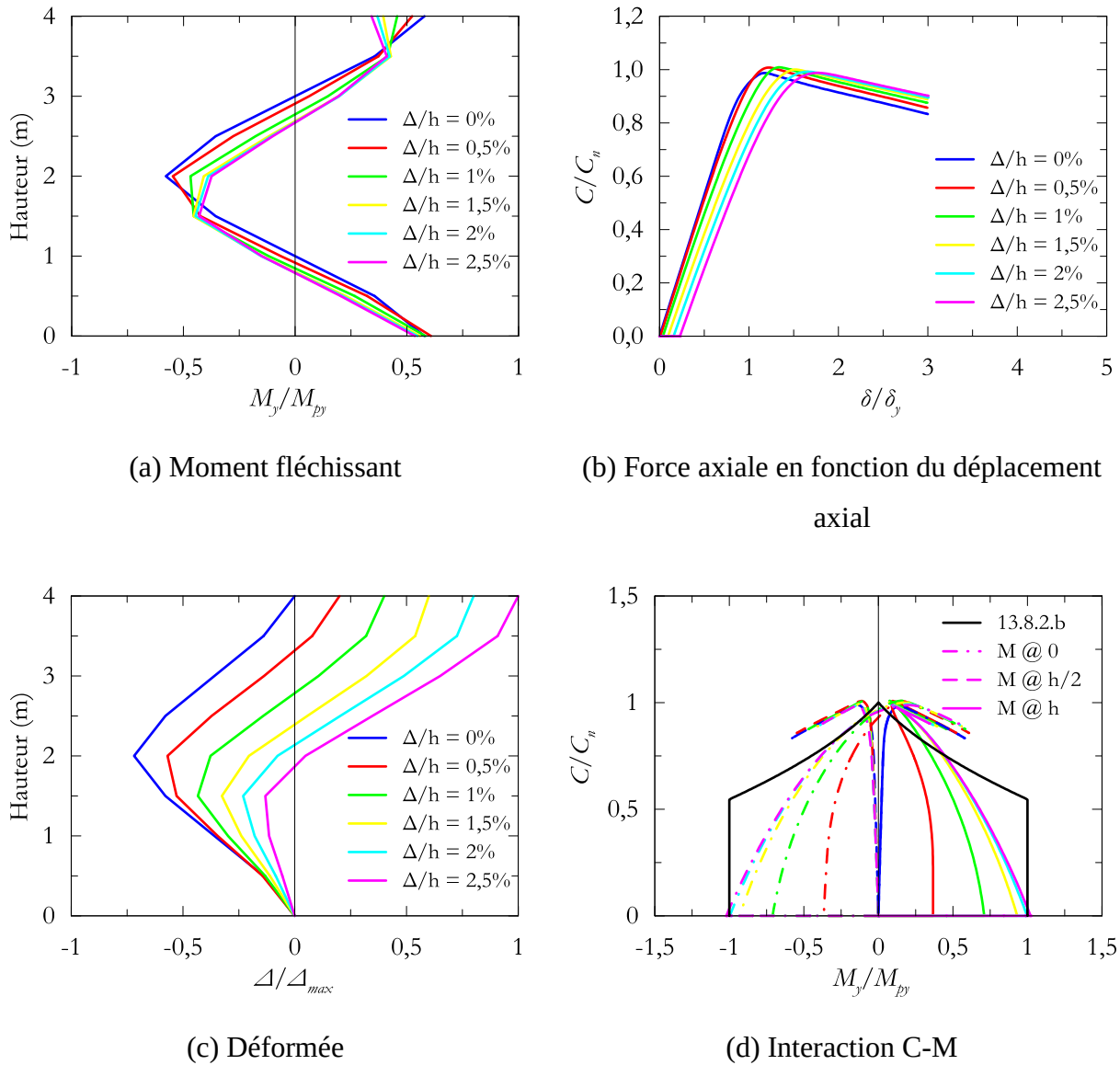


Figure 4.6 : Modèle A – Réponse sous un chargement monotone avec $\delta_0 = L/1000$ à la fin de l'analyse (post-flambement)

Sur la figure 4.6c on remarque que la colonne présente un mode de flambement suivant une courbure triple marquée par deux points d'inflexion, conséquence de la redistribution des moments de flexion et de l'encastrement parfait à la base des colonnes. La figure 4.6d démontre la charge axiale en fonction de la demande en flexion ainsi que la limite donnée par la norme CSA S16 pour la stabilité de la pièce. Puisque les moments de flexion diminuent graduellement avec l'application de la charge axiale, la section est capable d'atteindre la résistance nominale au flambement donnée par l'équation (3.5).

La figure 4.7 met en évidence la redistribution des moments dans la colonne en fonction de la charge axiale appliquée.

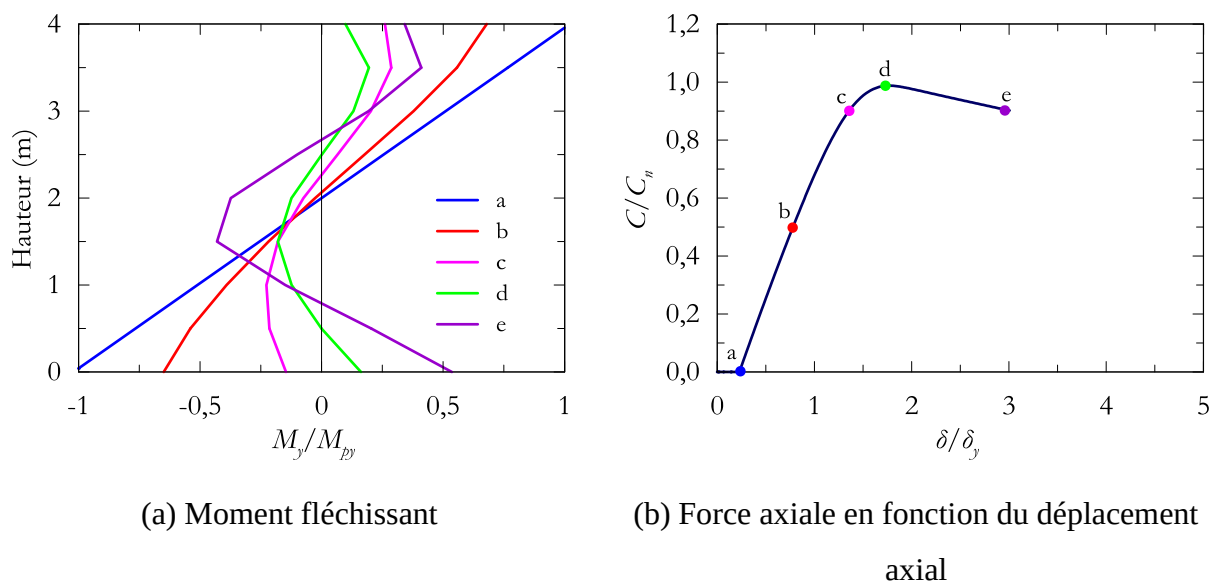


Figure 4.7 : Modèle A – Variation des moments fléchissants en fonction de la charge axiale

En raison des conditions de retenues, la colonne est initialement en courbure double suite à l'application du déplacement latéral. Par la suite, l'augmentation de la charge axiale engendre la réduction des moments de flexion aux extrémités de la colonne alors que celui au centre de la colonne augmente en raison des effets $P-\delta$. La magnitude du moment situé au centre de la colonne dépend de l'amplitude de la déformée de l'élément δ . Lorsque le moment au centre de la colonne augmente, l'équilibre des efforts internes fait en sorte que les moments aux extrémités s'adaptent afin de retenir le flambement qui s'amorce à la mi-hauteur. L'encastrement à la base permet à la colonne de développer un moment de flexion s'opposant aux effets $P-\delta$ ce qui explique le changement de signe du moment à la base montré sur la figure 4.7a. Pour sa part, le moment au sommet diminue graduellement avec l'augmentation de la charge axiale et du même coup l'augmentation du moment de flexion à la mi-hauteur. Lorsque la section se plastifie en flexion il y a formation d'une *rotule plastique* ce qui diminue grandement la rigidité flexionnelle de l'élément et mène rapidement au flambement des colonnes sous l'effet des charges gravitaires.

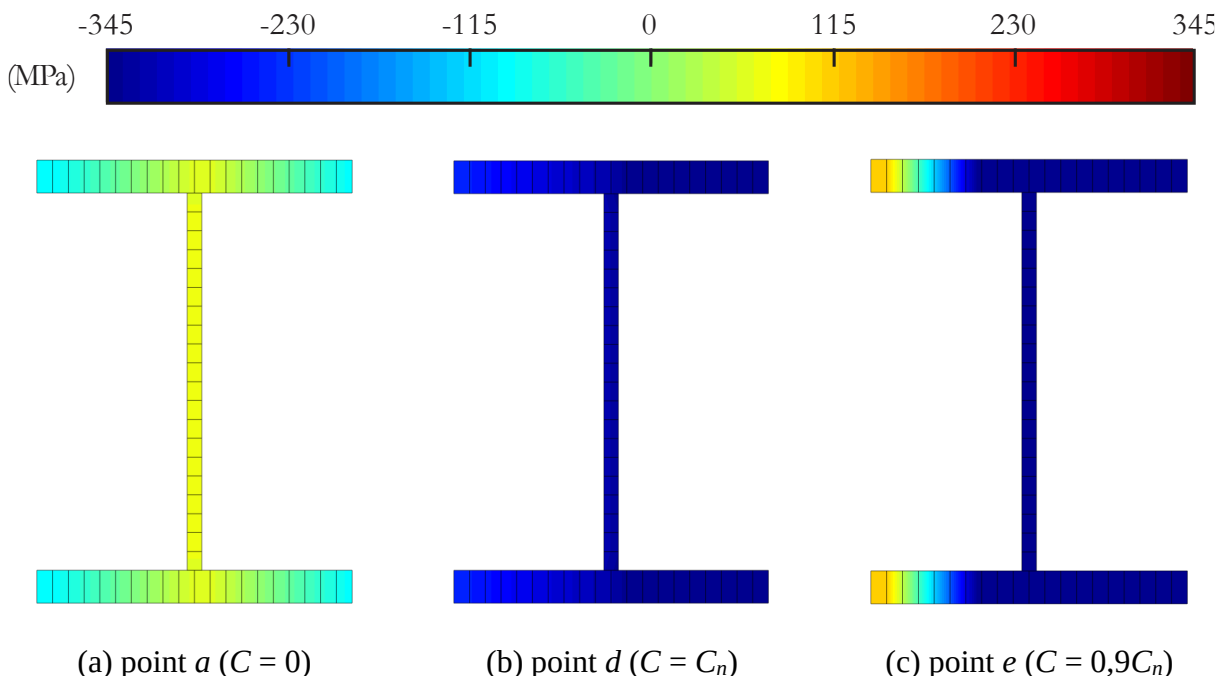


Figure 4.8 : Contraintes sur la section à mi-hauteur de la colonne

La figure 4.8 présente la distribution des contraintes sur la section située à la mi-hauteur de la colonne pour les niveaux de charge axiale représentés par les points a , d et e sur la figure 4.7b. Les contraintes au point a (figure 4.8a) représentent les contraintes résiduelles initiales sur la section. Le flambement survient à partir du point d car la colonne n'est plus capable de maintenir la charge axiale appliquée et les moments de flexion augmentent sans cesse (équilibre instable figure 3.2c).

La redistribution des moments montrée à la figure 4.7 permet à la colonne de s'adapter à la sollicitation axiale et développer par le fait même sa pleine résistance au flambement. Ce phénomène est discuté plus en détail au chapitre 7.

4.3.1.1 Influence de l'amplitude du défaut de rectitude

Les résultats présentés à la figure 4.9 proviennent de la colonne de la figure 4.5 pour laquelle le défaut de rectitude initial est réduit d'un facteur dix soit $\delta_0 = L/10000$. On remarque sur la figure 4.9b que la diminution des défauts de rectitude augmente légèrement la résistance au flambement C_n de la colonne. Tel que discuté à la section précédente, le fait d'avoir un défaut de rectitude plus faible réduit le moment fléchissant au centre de la colonne et retarde le flambement permettant à la colonne d'atteindre des charges axiales plus élevées. Toutefois il est important de mentionner que ces résultats proviennent d'un chargement monotone pour lequel les défauts de rectitude

initiaux occupent un rôle prédominant dans la déformée de la colonne contrairement à un chargement appliqué de façon cyclique.

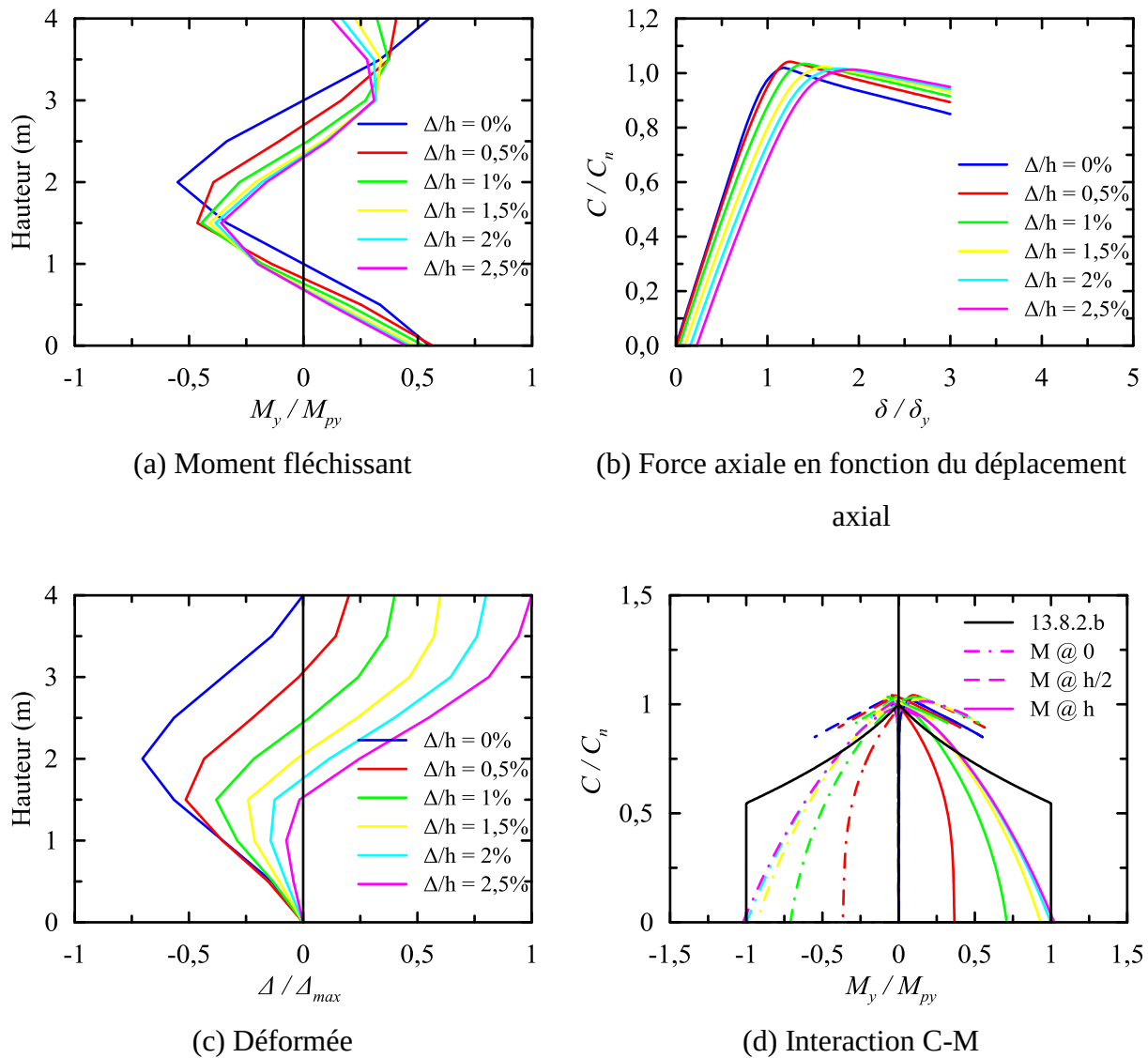


Figure 4.9 : Modèle A – Réponse sous un chargement monotone avec $\delta_0 = L/10000$ à la fin de l'analyse (post-flambement)

4.3.2 Modèle B – Colonne simple

La colonne du modèle B présentée à la figure 4.10 est une colonne doublement encastree pour laquelle une charge axiale est appliquée suivie d'un déplacement latéral jusqu'à l'atteinte de la valeur critique de flambement.

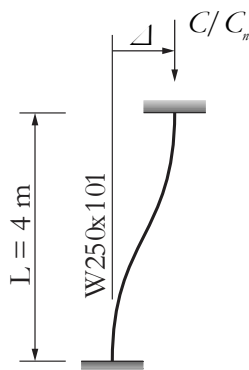


Figure 4.10 : Modèle B – Colonne simple

Cette séquence est plus représentative de ce que subissent les colonnes dans les contreventements concentriques lors d'un séisme puisque les colonnes sont soumises d'emblée aux charges gravitaires alors que les moments de flexion viennent par la suite en raison de l'inégalité dans les déplacements inter-étage.

Les résultats pour un niveau de charge axiale variant de $0,2$ à $0,9C_n$ sont présentés à la figure 4.11. On peut voir à la figure 4.11a que pour un niveau de charge axiale faible, le diagramme des moments n'est pas influencé par les effets $P-\delta$ et la déformée représente bien une courbure double. À mesure que la charge axiale augmente, les effets du second ordre s'accroissent de sorte qu'on observe encore une fois une redistribution des moments de flexion. Cependant, contrairement au protocole de chargement du modèle A, la charge axiale est appliquée au terme d'une analyse en contrôle de force, donc celle-ci est maintenue au cours de l'application des déplacements latéraux. Cela implique que l'effort axial est fixé pour l'ensemble de l'analyse alors que le moment de flexion augmente jusqu'à l'atteinte du flambement. La redistribution des moments ne provient donc pas d'un relâchement dans les conditions de retenues de la pièce.

On remarque également sur la figure 4.11d que les résultats concordent bien avec la courbe d'interaction donnée par la norme CSA S16. Cela s'explique en partie par le protocole de chargement utilisé qui est conforme à la méthodologie de calcul qui a permis de développer les équations d'interaction (section 4.1).

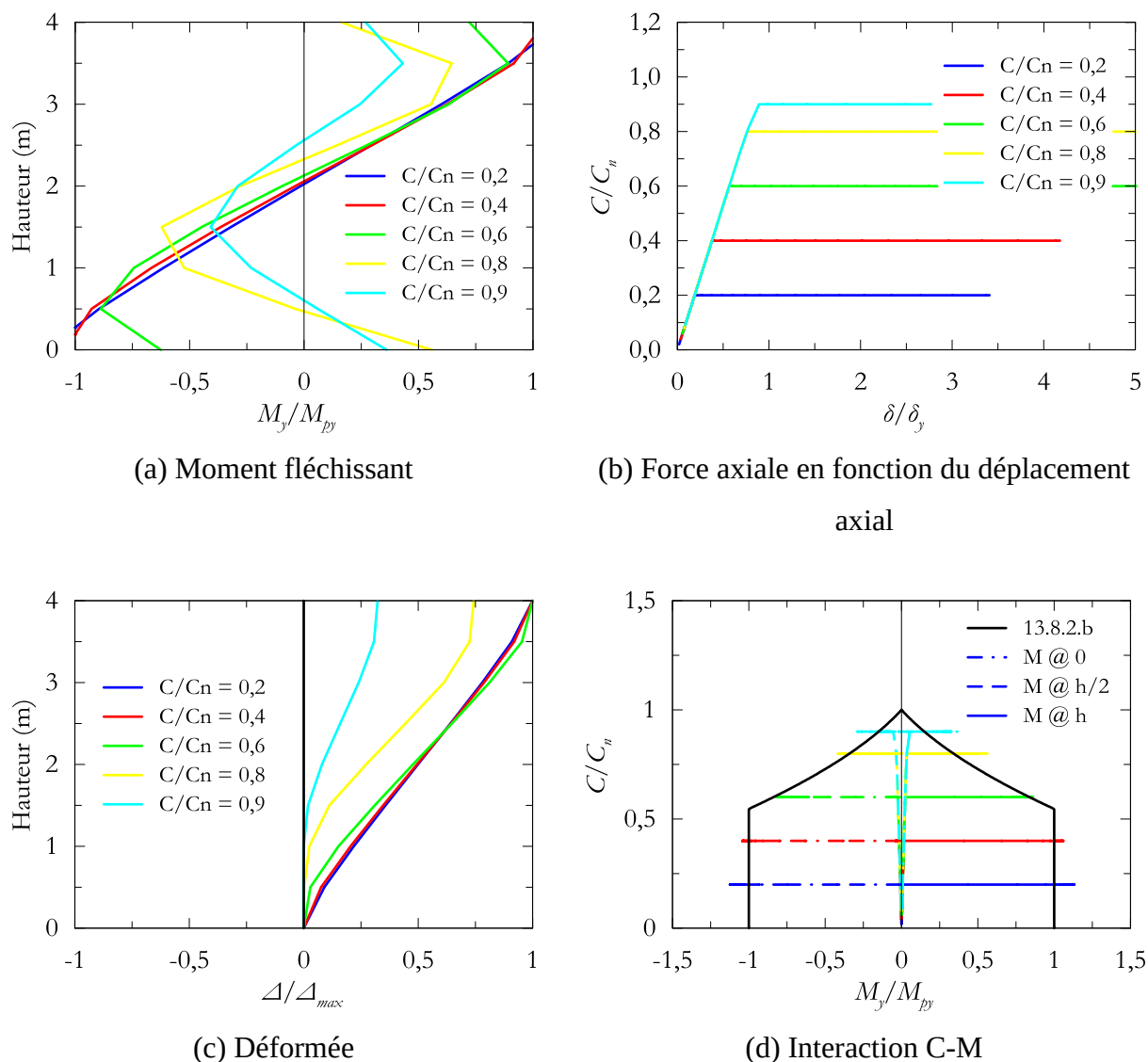


Figure 4.11 : Modèle B – Réponse sous un chargement monotone

Par ailleurs on constate aussi que la colonne présente une déformation en courbure triple pour des niveaux de charge axiale élevés. Cette redistribution est étudiée davantage à la figure 4.12. Initialement, lorsque le déplacement inter-étage est nul, le diagramme des moments représente uniquement les effets $P-\delta$ agissant sur la configuration déformée de la colonne en raison des défauts de rectitude initiaux (point a). À mesure que le déplacement latéral augmente, la colonne se déforme en courbure double en raison de ses conditions de retenues et les moments à chaque extrémité augmente de façon opposée (point b). Ensuite, lorsque les effets du second ordre deviennent trop importants, le moment qui se trouve dans la même direction que celui causé par la

combinaison P et δ s'inverse de direction (point c). Éventuellement, lorsque l'équilibre devient instable, la colonne ne peut plus reprendre la combinaison des efforts axiaux et de flexion (point d).

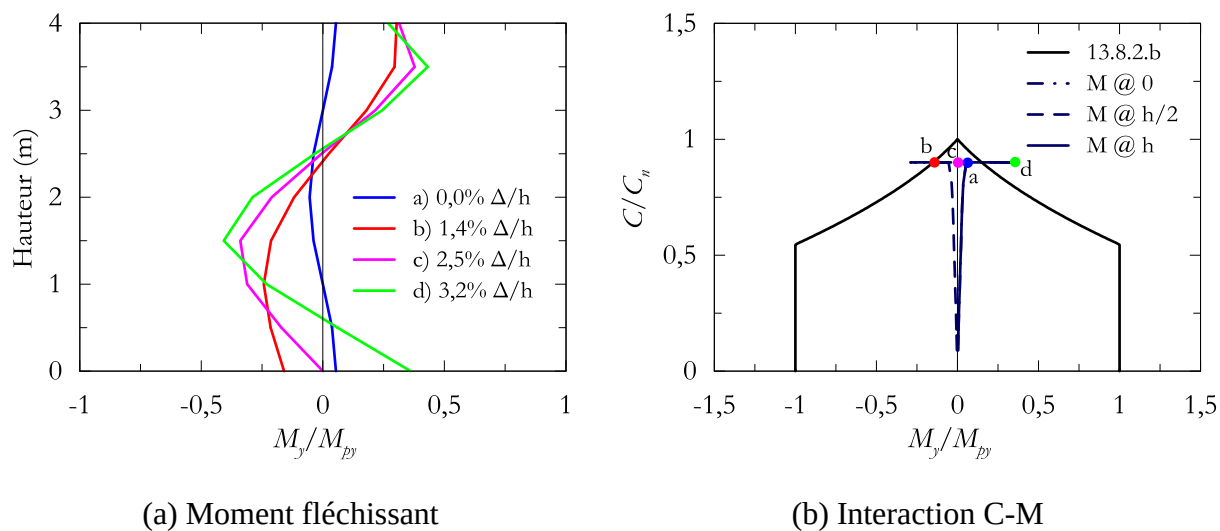


Figure 4.12 : Modèle B - Variation des moments fléchissants en fonction du déplacement inter-étage pour une charge axiale de $0,9C_n$

4.3.3 Modèle C – Colonne simple

La colonne du modèle C présentée à la figure 4.13 est une colonne doublement encastree pour laquelle un moment de flexion est appliquée au sommet suivi d'un déplacement axial jusqu'à l'atteinte de la valeur critique de flambement. Cette séquence de chargement permet de maintenir la valeur du moment de flexion au sommet tout au long de l'application de la charge axiale qui se fait à l'aide d'une analyse en contrôle des déplacements.

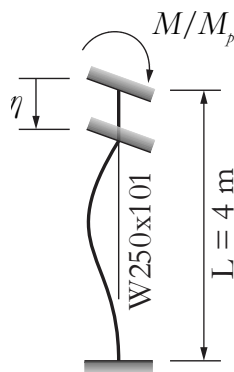


Figure 4.13 : Modèle C – Colonne simple

Tout comme pour le modèle B, la force appliquée au terme de la première phase de chargement est maintenu pour le reste de l'analyse. En raison de l'interaction des efforts axiaux et de flexion, une partie de la résistance de la section est déjà mobilisée afin de reprendre le moment de flexion induit dans la colonne. On peut voir sur la figure 4.14a que la longueur effective de flambement est similaire peu importe le moment appliqué. Toutefois, on note sur la figure 4.14b que la charge axiale maximale que peut supporter la colonne diminue en fonction de la demande en flexion initialement induite. La colonne est en courbure double au moment du flambement (figure 4.14c) et la combinaison des efforts C - M (figure 4.14d) est conforme aux prédictions de l'équation (4.3).

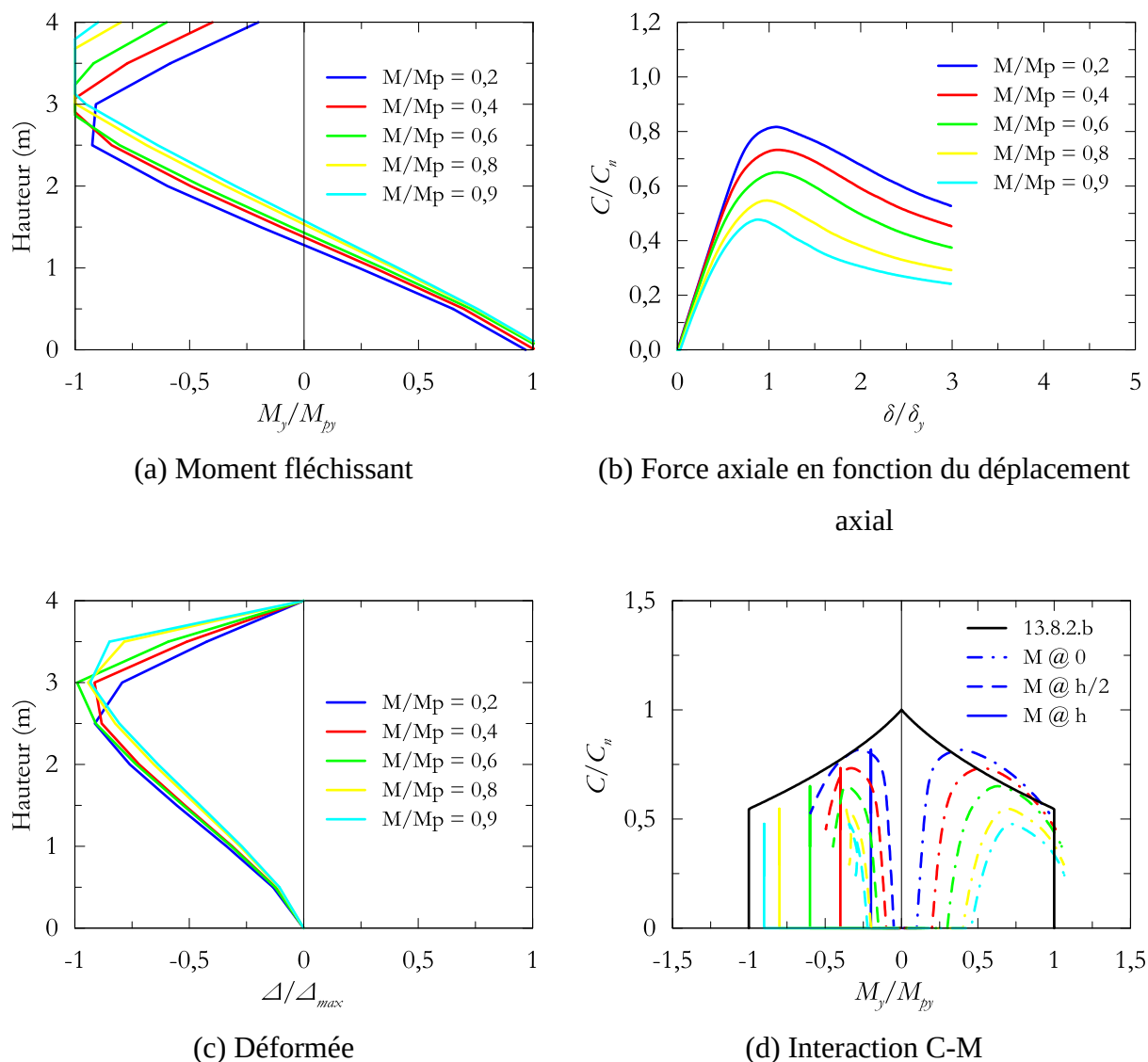


Figure 4.14 : Modèle C – Réponse sous un chargement monotone à la fin de l'analyse (post-flambement)

4.3.4 Modèle D – Colonne simple

La colonne du modèle D présentée à la figure 4.15 est une colonne doublement encastree et son protocole de chargement est similaire à celui du modèle B à l'exception que les moments de flexion sont induits par l'entremise d'une rotation appliquée au sommet plutôt que par un déplacement latéral. Par la suite, le sommet de la colonne est déplacé axialement jusqu'à l'atteinte de la valeur

critique de flambement. Cette séquence de chargement permet d'observer l'influence de la source de la demande en flexion sur le comportement de la colonne.

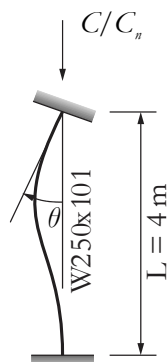
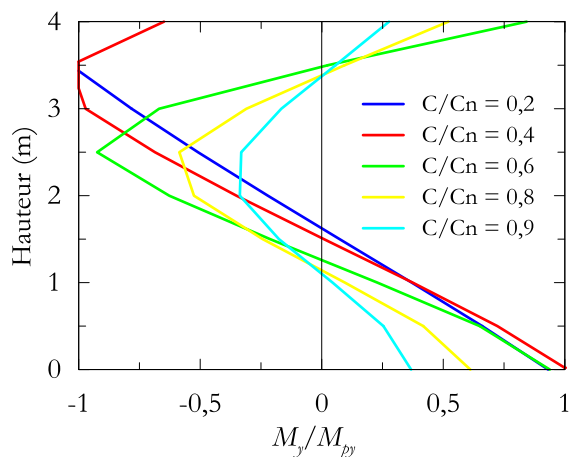
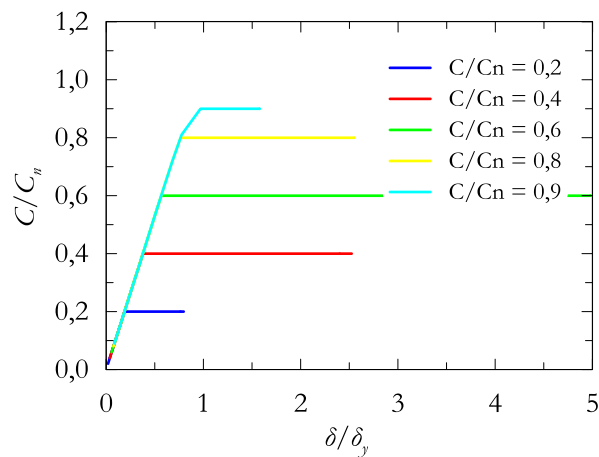


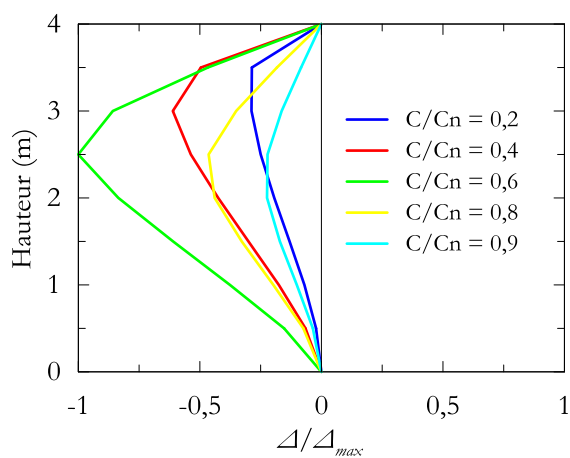
Figure 4.15 : Modèle D – Colonne simple



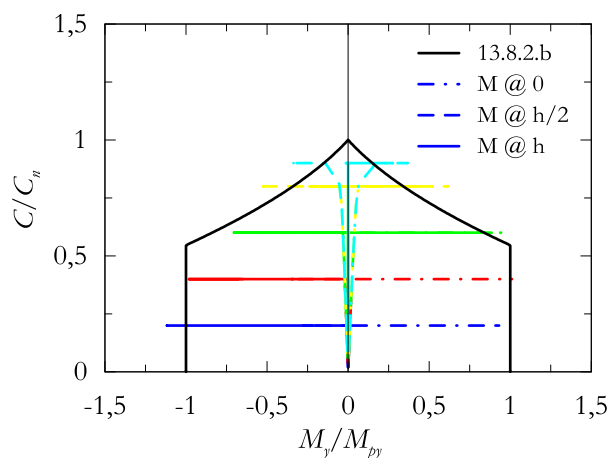
(a) Moment fléchissant



(b) Force axiale en fonction du déplacement axial



(c) Déformée



(d) Interaction C-M

Figure 4.16 : Modèle D – Réponse sous un chargement monotone

Les résultats présentés à la figure 4.16 sont similaires à ceux du modèle B (figure 4.11) toutefois on remarque sur la figure 4.16a que le moment au sommet de la colonne s'inverse afin de résister aux effets du second ordre $P-\delta$ lorsque la charge axiale devient importante. Cette observation est mise en évidence à la figure 4.17.

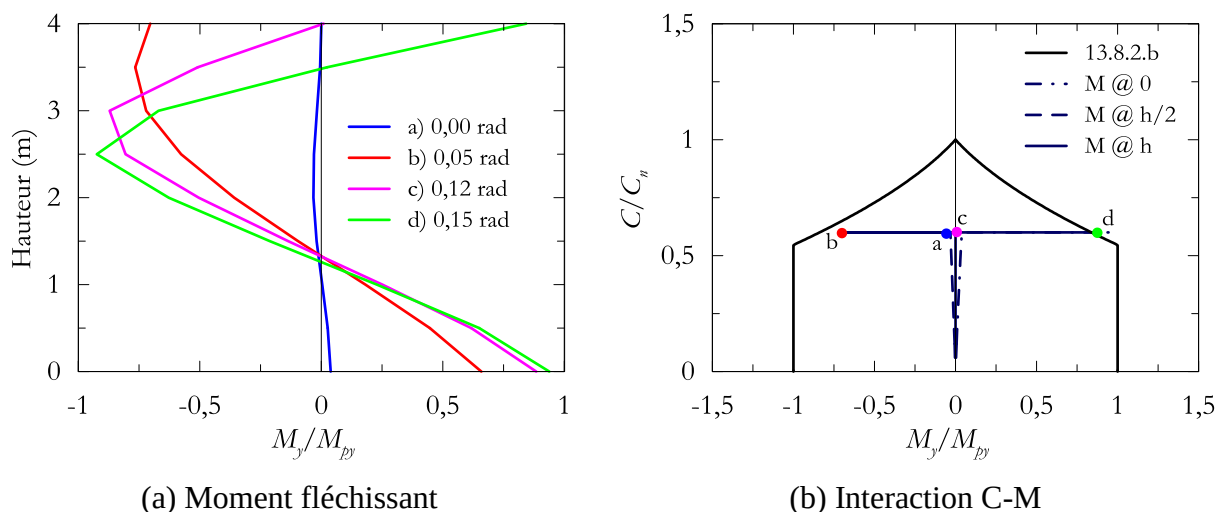


Figure 4.17 : Modèle D - Variation des moments fléchissants en fonction de la rotation au sommet pour une charge axiale de $0,6C_n$

La colonne est initialement chargée jusqu'à $0,6C_n$ (point *a*) et de faibles moments de flexion se créent dans la colonne en raison du défaut de rectitude initial présent dans la colonne. Par la suite, une rotation est appliquée graduellement au sommet de sorte que les effets $P-\delta$ augmentent en même temps que la déformée de la colonne. Lorsque le moment au centre de la colonne engendré par les effets du second ordre devient trop important, le moment au sommet de la colonne change de direction (point *b*). La relation entre la force et le déplacement n'est plus respectée puisque la rotation θ au sommet continue d'augmenter sans changer de signe alors que le moment diminue (point *c*). Lorsque la résistance au flambement sous les efforts combinés axiaux et de flexion est atteinte, la déformée augmente et la colonne n'est plus en mesure de porter la charge axiale (point *d*).

Tout comme pour le modèle B, l'équation d'interaction de la norme CSA S16 prédit bien le comportement des pièces comprimées-fléchies sous une charge axiale suivie de l'application d'un moment par la présence d'une rotation au sommet.

4.3.5 Modèle E – Colonne continue

Le modèle E est le même que le modèle A à l'exception que l'encastrement au sommet a été remplacé par un étage additionnel. L'étage additionnel a pour unique but de remplacer la rigidité provenant d'un encastrement par la rigidité flexionnelle d'un étage afin de se rapprocher des conditions de retenues réelles d'une colonne continue dans un contreventement concentrique en

acier. Afin de permettre à la colonne d'utiliser la rigidité de l'étage additionnel, une contrainte forçant l'égalité des déplacements latéraux entre le point situé au sommet et au niveau de l'étage est utilisée. Cela limite la déformation de l'étage additionnel et permet de représenter la situation défavorable où le déplacement latéral se concentre principalement dans le premier étage, ce qui donne un moment de flexion maximum dans la colonne. Ainsi la travée inférieure est en mesure d'utiliser la rigidité flexionnelle de l'étage supérieur qui est moins sollicitée en raison de la faible déformée en flexion dans cet étage. Le protocole de chargement est identique à celui utilisé pour le modèle A. Le sommet de la colonne est d'abord déplacé latéralement Δ jusqu'à l'atteinte d'une valeur cible et ensuite chargée axialement en augmentant le déplacement η afin d'obtenir le flambement. Le ressort utilisé au sommet de la colonne continue sert uniquement à stabiliser la colonne lors de l'application des déplacements axiaux puisqu'il n'y a plus de retenue latérale.

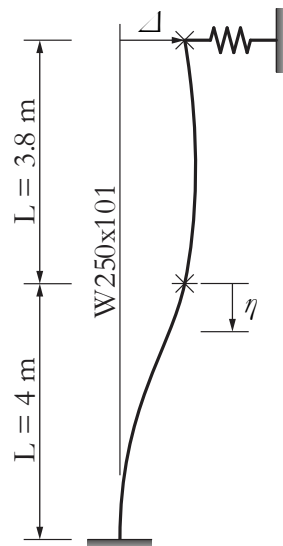


Figure 4.18 : Modèle E – Colonne continue

4.3.5.1 Réponse sous un chargement monotone

Les résultats obtenus présentés à la figure 4.19 sont similaires aux résultats obtenus pour le modèle A. Le comportement global de la colonne reste le même sauf qu'on remarque à la figure 4.19d l'influence de la réduction de la rigidité flexionnelle provenant du passage d'un encastrement parfait à un étage additionnel. Cette variation de la rigidité entraîne une diminution des moments de flexion au sommet de la colonne, toutefois la résistance au flambement C_n n'est pas diminuée.

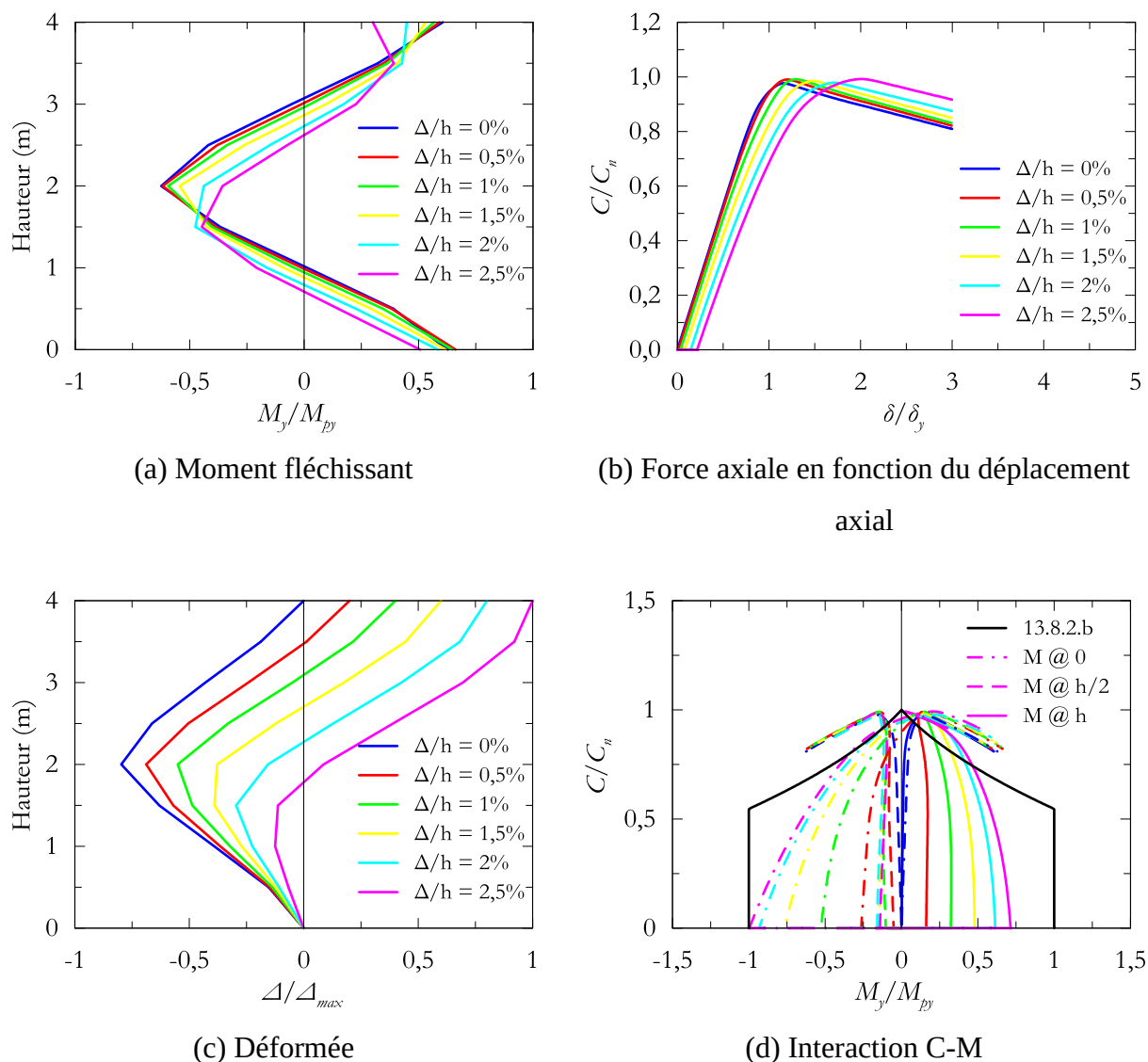


Figure 4.19 : Modèle E – Réponse sous un chargement monotone à la fin de l’analyse (post-flambement)

4.3.5.2 Réponse sous un chargement cyclique

Dans ce modèle l’application des déplacements latéraux se fait de manière cyclique suivant le protocole de chargement établi par la norme américaine en matière de conception sismique des éléments structuraux en acier (AISC, 2010). Ce protocole est présenté à la figure 4.20.

Nombre de cycles	Δ/h (%)
6	0,375
6	0,5
6	0,75
4	1
2	1,5
2	2
2	3
2	4
2	5

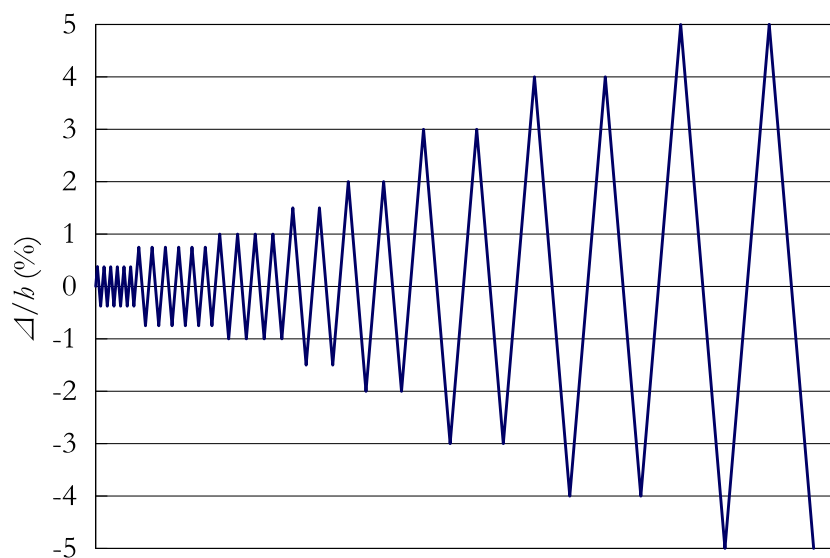


Figure 4.20 : Protocole de chargement cyclique pour les déplacements latéraux (AISC, 2010)

Après ces cycles, la charge axiale est appliquée en augmentant graduellement le déplacement η jusqu'à l'atteinte du flambement. Les résultats obtenus sont présentés à la figure 4.21.

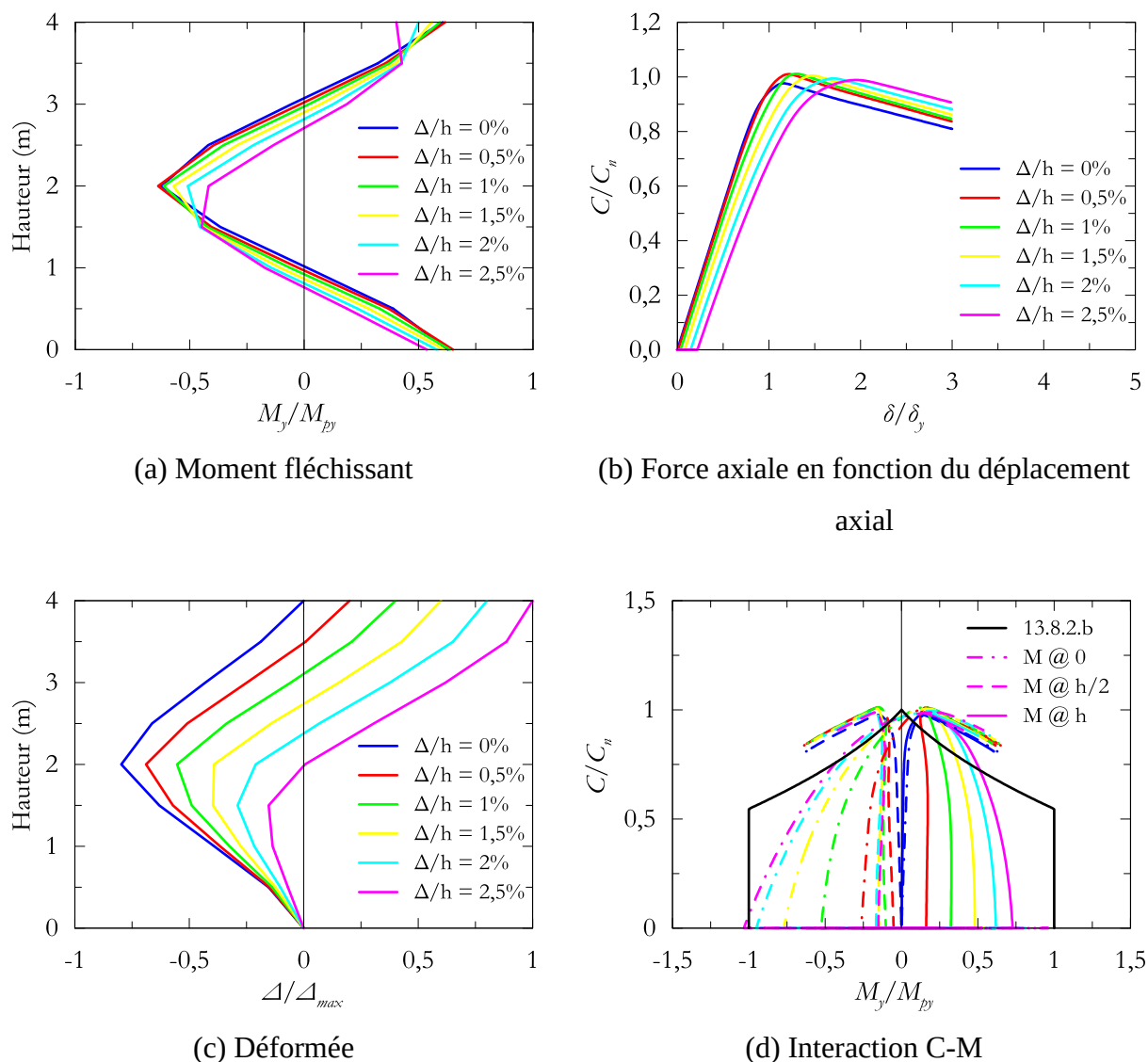


Figure 4.21 : Modèle E – Réponse sous un chargement cyclique à la fin de l'analyse (post-flambement)

Tout comme lorsque l'amplitude des défauts de rectitude est réduite, un chargement cyclique fait augmenter la charge de flambement C_n . Toutefois, la raison est différente puisque l'augmentation de la résistance pour un protocole de chargement cyclique provient de l'écrouissage de l'acier qui au fil des cycles devient graduellement plus résistant. La figure 4.22 illustre ce principe pour la colonne de l'essai à $\Delta/h = 2,5\%$.

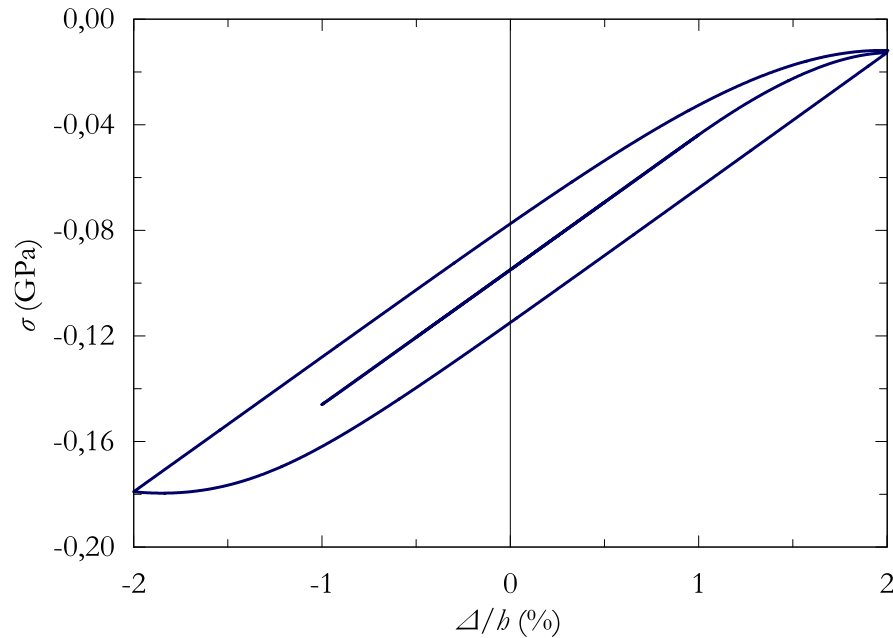


Figure 4.22 : Écrouissage de l'acier lors de l'application d'un chargement cyclique

On peut voir que pour la même valeur de déplacement inter-étage Δ/h , la contrainte σ sur la section augmente d'un cycle à l'autre.

4.3.6 Modèle F – Colonne continue

Le modèle F est le même que le modèle B à l'exception que l'encastrement au sommet a été remplacé par un étage additionnel. Tout comme pour le modèle E, le remplacement de l'encastrement au niveau de l'étage diminue la rigidité au sommet de la colonne du premier étage et réduit les moments de flexion qui s'y développent. Le protocole de chargement est identique à celui du modèle B. La colonne est d'abord chargée axialement jusqu'à une valeur cible et elle est ensuite déplacée latéralement Δ afin d'obtenir le flambement.

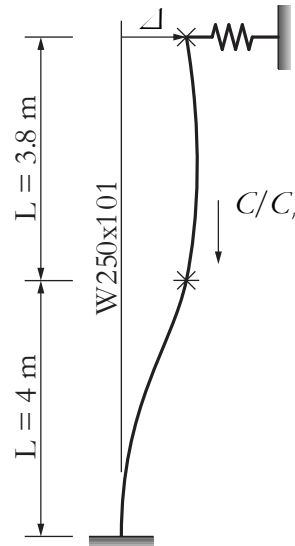


Figure 4.23 : Modèle F – Colonne continue

Le comportement global de la colonne reste le même que celui présenté pour le modèle B sauf qu'on remarque à la figure 4.24d que les moments de flexion au sommet de la colonne sont légèrement plus faibles en raison de la rigidité réduite provenant du remplacement de l'encastrement par un étage supérieur. On note par ailleurs que pour ce protocole de chargement, la résistance à la compression-flexion est bien représentée par l'équation d'interaction de la norme CSA S16.

4.3.6.1 Réponse sous un chargement monotone

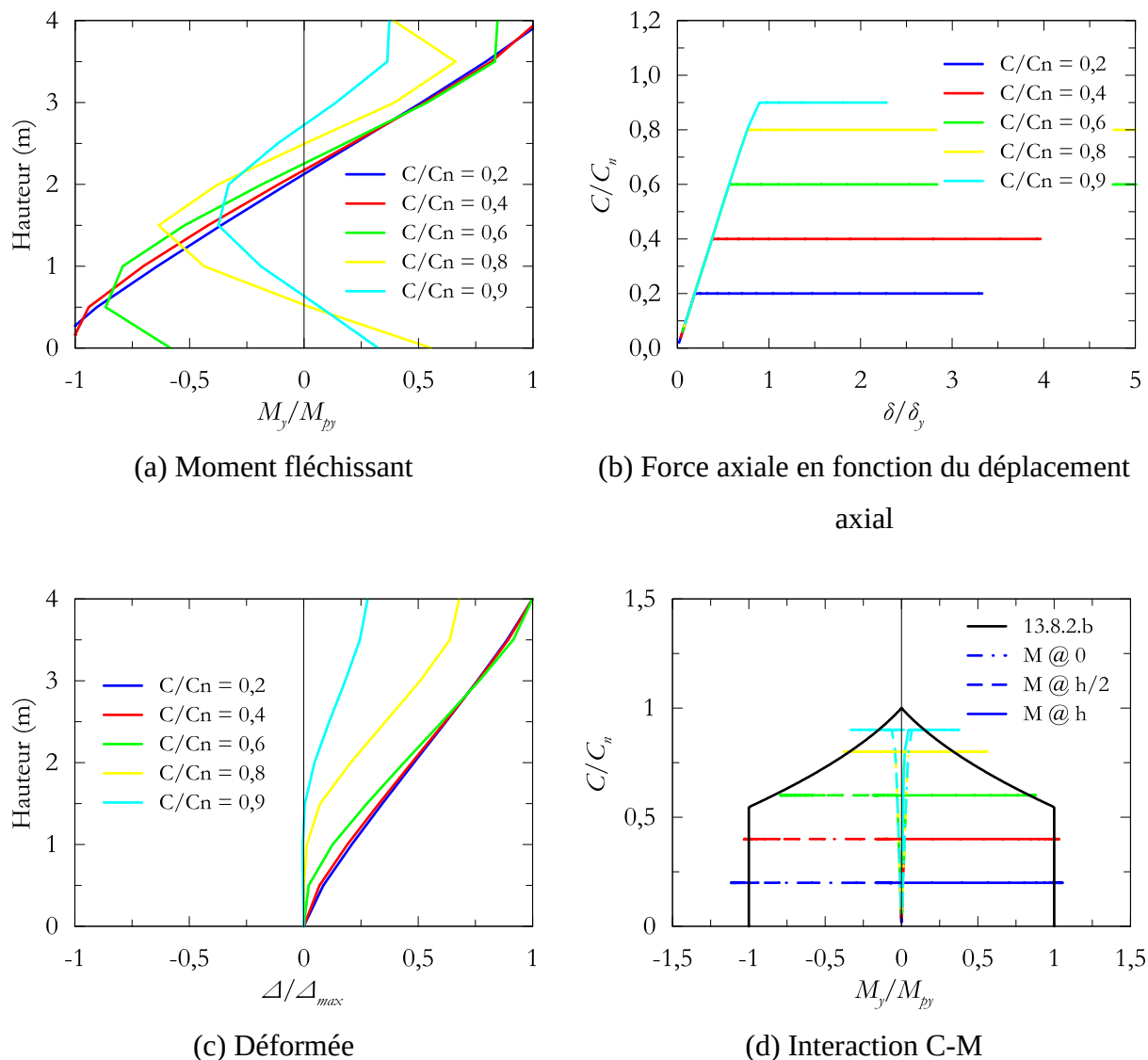


Figure 4.24 : Modèle F – Réponse sous un chargement monotone

4.3.6.2 Réponse sous un chargement cyclique

Tout comme pour les résultats présentés à la section 4.3.5.2, le comportement d'une pièce comprimée-fléchiée sous un chargement cyclique demeure le même que pour un chargement monotone. Cependant, les valeurs de charges maximales que peut atteindre la pièce sont influencées par l'érouissage du matériau qui, au fil des cycles, fait augmenter la contrainte σ .

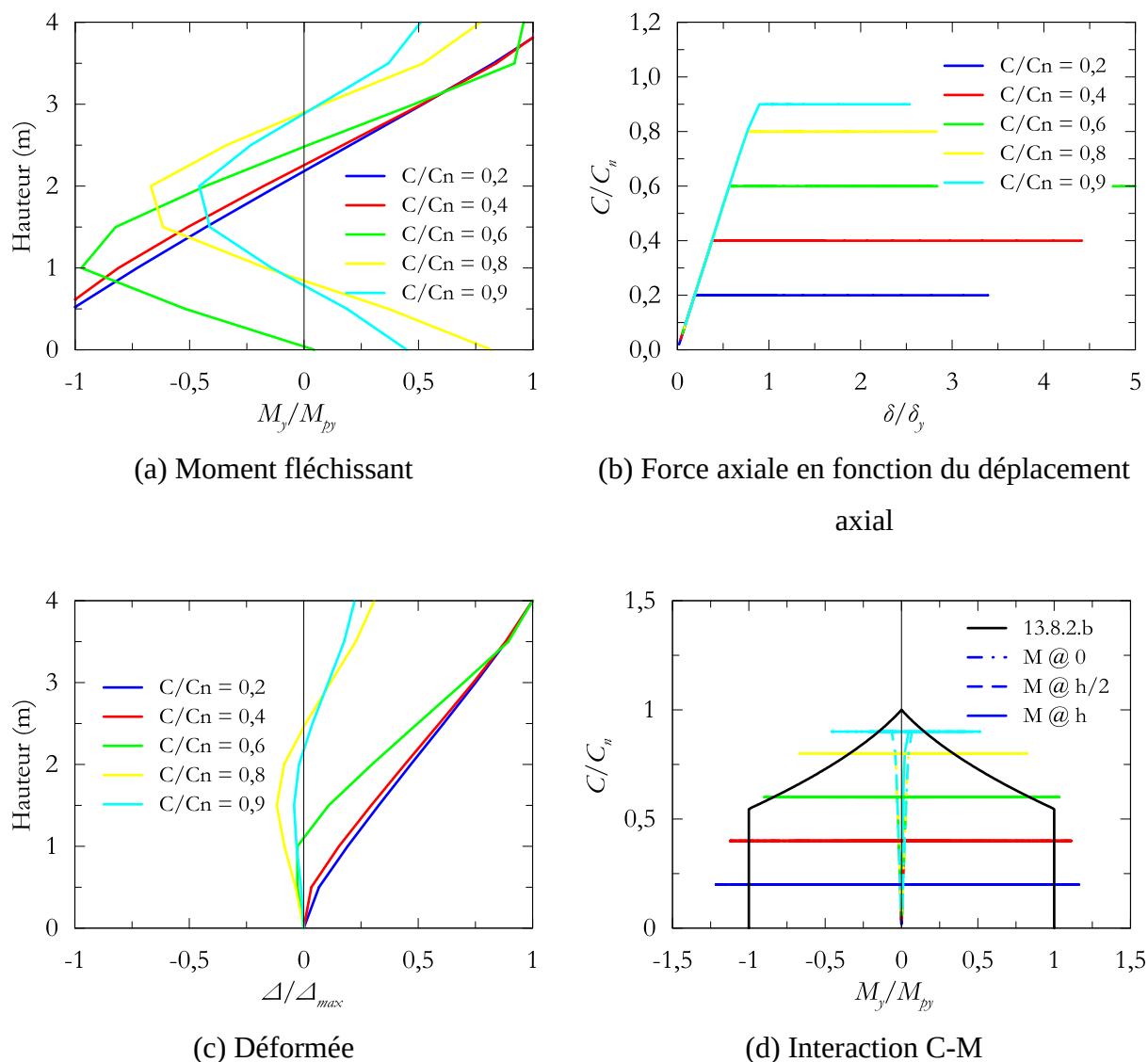


Figure 4.25 : Modèle F – Réponse sous un chargement cyclique

4.3.7 Modèle G – Colonne dans un contreventement CBF-X de 3 étages

Le modèle G représente une colonne continue faisant partie d'un cadre concentrique en acier de trois étages. La colonne est continue sur toute la hauteur et le cadre est soumis à des déplacements latéraux appliqués de façon monotone et cyclique. Le dimensionnement de ce contreventement est présenté au chapitre 5.

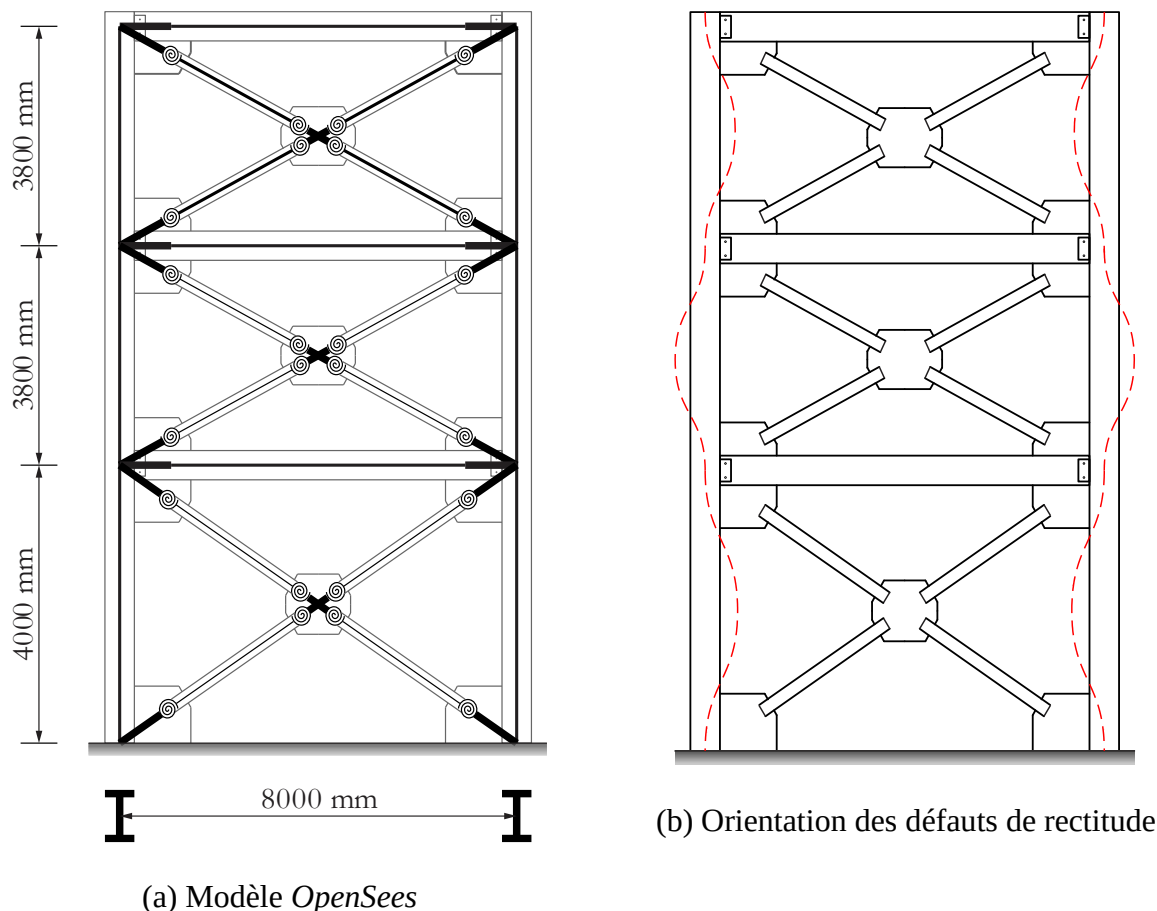


Figure 4.26 : Modèle G – Colonne dans un contreventement *CBF-X* de 3 étages

Le protocole de chargement cyclique est le même que celui de la figure 4.20 et les résultats sont présentés uniquement pour la colonne qui subit le flambement. L'amplitude des défauts de rectitude utilisée pour ce modèle est de $L/1000$ conformément aux exigences de la norme CSA S16 en matière d'érection des structures. Par ailleurs, l'utilisation d'un cosinus afin de modéliser les défauts de rectitude est privilégiée puisque les colonnes sont encastrees à la base. On convient que cette déformée n'est pas tout à fait exacte en raison de l'assemblage semi-rigide au sommet mais cette différence devient négligeable après quelques cycles de chargement. L'orientation de ces défauts est illustrée à la figure 4.26b et son influence est étudiée à la section 4.3.7.2.

4.3.7.1 Réponse sous un chargement monotone et cyclique

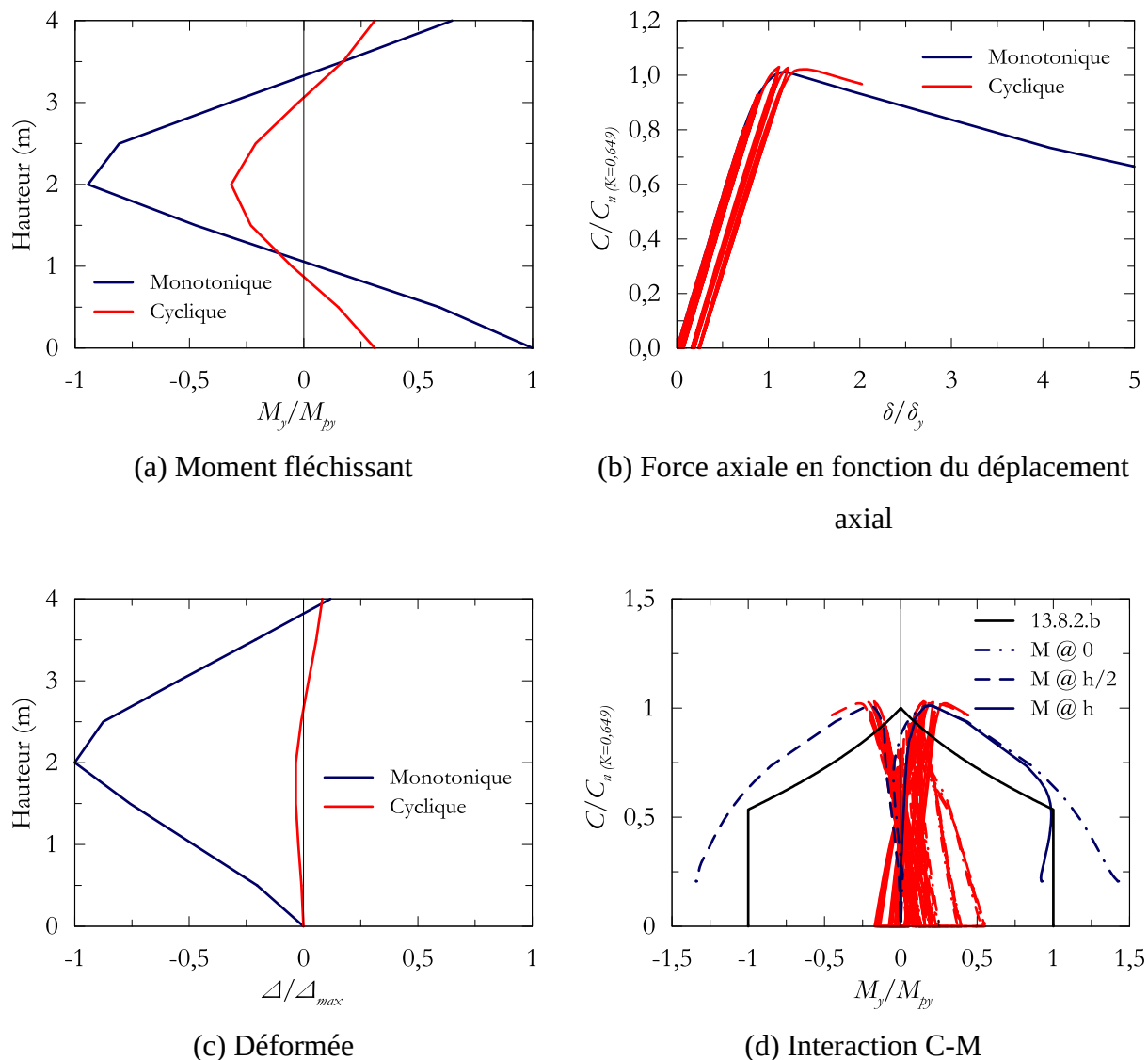


Figure 4.27 : Modèle G – réponse sous un chargement monotone et cyclique à la fin de l'analyse (post-flambement)

La figure 4.27a et la figure 4.27c permettent de constater que lorsque le flambement survient, la colonne est en courbure triple. Il existe donc une redistribution des moments de flexion pour les colonnes continues encastrées à la base dans les contreventements concentriques. Par ailleurs, on peut voir sur la figure 4.27b et la figure 4.27d l'effet de l'écrouissage due au chargement cyclique sur la résistance au flambement C_n puisque celle-ci est légèrement plus élevée pour la colonne ayant subi plusieurs cycles de chargement. À noter que la charge de flambement C_n a été obtenue

d'une analyse de flambement élastique et son calcul est présenté au chapitre 5. La longueur effective obtenue est de $0,649L$ et la résistance nominale au flambement donnée par l'équation (3.5) est de 3916 kN.

4.3.7.2 Influence des défauts de rectitude et de la déformée sur la résistance au flambement

Les analyses précédentes permettent de constater qu'il existe une redistribution des moments de flexion dans les colonnes lorsque la charge axiale augmente. Les moments aux extrémités de la colonne s'ajustent de sorte à retenir le centre de la colonne qui subit une combinaison importante d'efforts axiaux et de flexion en raison des effets du second ordre $P-\delta$ agissant localement sur l'élément. Lorsque ces efforts deviennent trop importants, la section de la colonne se plastifie et le flambement survient.

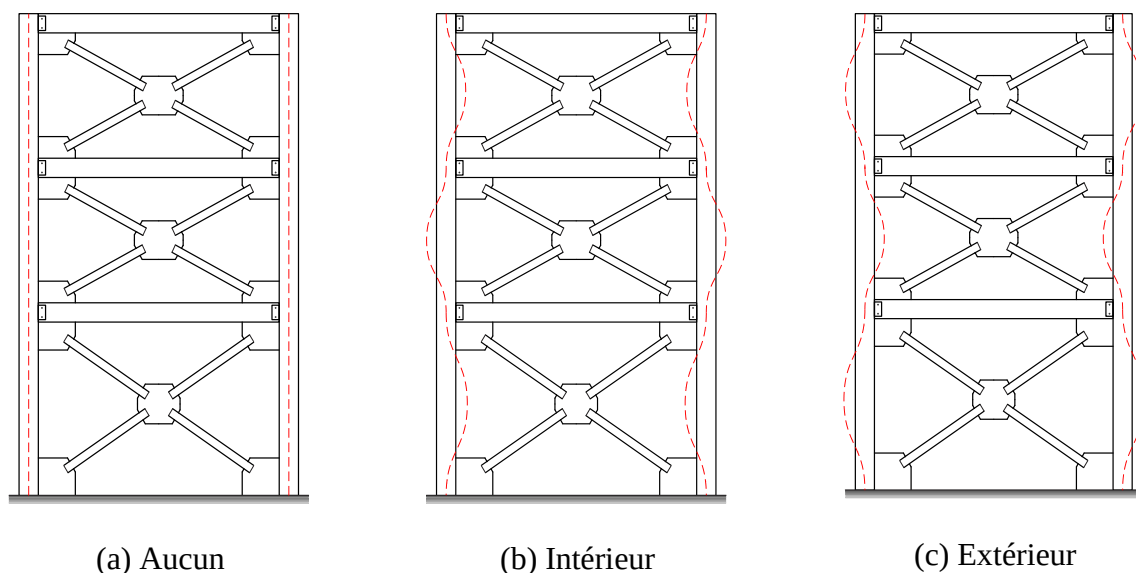


Figure 4.28 : Configuration des défauts de rectitude pour l'analyse du modèle G

Il est donc pertinent d'étudier l'influence des défauts de rectitude initiaux et de la déformée afin de voir s'ils ont un impact sur la résistance au flambement de la colonne. La figure 4.28 illustre les trois orientations différentes utilisées lors des analyses.

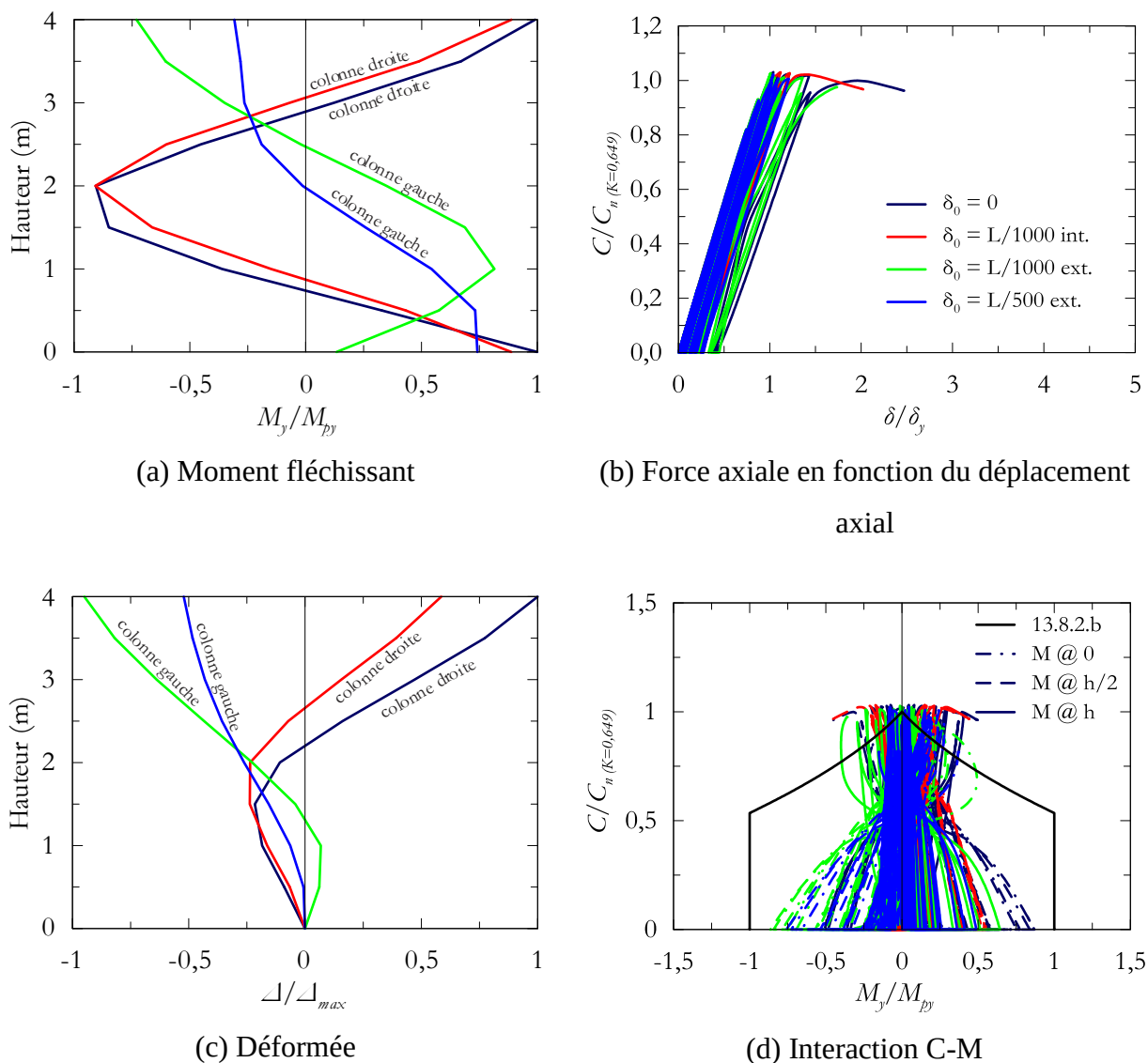


Figure 4.29 : Modèle G – réponse sous un chargement cyclique pour différentes configuration de défauts de rectitude à la fin de l’analyse (post-flambement)

Il est indiqué sur la figure 4.29 les colonnes du cadre contreventé qui ont subi le flambement. Il est mentionné précédemment que la réduction des défauts de rectitude augmente la résistance au flambement des colonnes (section 4.3.1.1) toutefois lors d’un chargement cyclique l’amplitude initiale des défauts a peu d’importance puisque l’amplitude de la déformée varie au fil des cycles de chargement. C’est plutôt l’écrouissage de l’acier qui augmente la résistance au flambement de sorte qu’on peut voir sur la figure 4.29b que les colonnes présentent la même charge axiale maximale peu importe l’amplitude et l’orientation des défauts initiaux. Par ailleurs, on peut voir

sur la figure 4.29c que les colonnes flambent vers l'intérieur du cadre contreventé sans exceptions. Cette même observation peut être notée sur la figure 4.30 qui montre l'historique des déplacements inter-étage pour chacune des configurations de défauts. Les points identifiés sur la figure représentent l'endroit où l'analyse s'est arrêtée en raison du flambement d'une des colonnes du cadre contreventé. Dans cette figure, un déplacement latéral Δ/h positif représente un déplacement du cadre contreventé vers la droite et donc un effort de compression maximal dans la colonne de droite alors qu'un déplacement latéral Δ/h négatif représente un déplacement du contreventement vers la gauche et un effort de compression maximal dans la colonne de gauche. C'est donc dire que le milieu des colonnes se déplace vers l'intérieur du cadre contreventé au moment où le flambement survient sans égard à l'orientation du défaut de rectitude initial présenté à la figure 4.28.

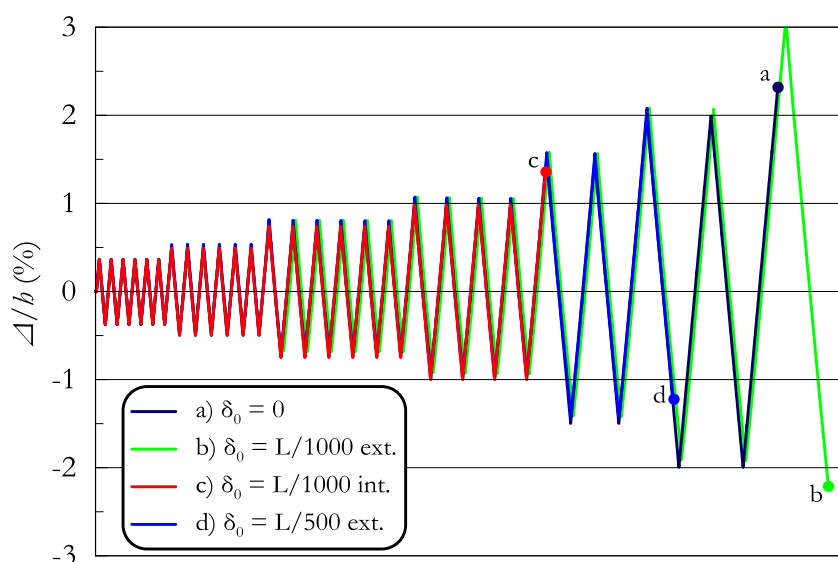


Figure 4.30 : Historique des déplacements inter-étage

On a noté précédemment que l'amplitude des défauts de rectitude initiaux n'avait que peu d'importance lors d'un chargement cyclique. Par contre, la déformée de la colonne au fil des cycles de chargement représente le bras de levier des effets $P-\delta$ lors du calcul des moments du second ordre et détermine si les effets $P-\delta$ augmentent ou réduisent le moment de flexion total à la mi-hauteur de la colonne. L'équation (4.6) démontre l'influence de la déformée sur le calcul des moments de flexion dans la colonne. La valeur de la déformée δ au début du cycle de chargement en compression menant au flambement est un paramètre très important puisqu'il influence de façon significative le moment de flexion dans la colonne. Son importance est davantage mise en évidence

sachant que le flambement survient lorsqu'il y a formation d'une rotule plastique à la mi-hauteur de la colonne.

$$M(y) = M_{bas} + (M_{haut} - M_{bas}) \frac{y}{L} + P \delta(y) \quad (4.6)$$

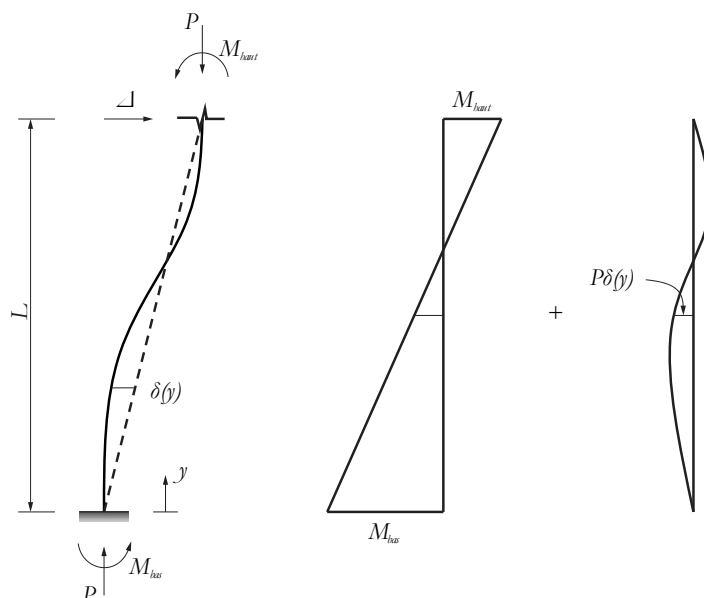


Figure 4.31 : Équation du moment dans une colonne de contreventement

De façon générale, les colonnes encastrées à la base développent un moment de flexion plus important à la base qu'à leur sommet en raison de la condition semi-rigide au sommet provenant de la continuité des éléments. De ce fait, les déformations en flexion sont plus importantes près de la base de la colonne telles qu'illustrées sur la figure 4.31. Cela fait en sorte que le moment de flexion du second ordre, provenant de l'action de la charge axiale P sur la configuration déformée δ , produit un moment de flexion secondaire qui s'additionne au moment de flexion primaire et accélère la plastification de la section. La combinaison des moments de flexion primaires et secondaires explique pourquoi les colonnes de contreventement se déforment vers l'intérieur du cadre contreventé lors du flambement.

4.4 Sommaire

La résistance des pièces comprimées-fléchies dépend de l'interaction qui existe entre les efforts axiaux et de flexion agissant sur la section. Lorsque des efforts axiaux et de flexion sont appliqués

de façon simultanée, la résistance de la pièce est diminuée et celle-ci peut être calculée à partir de l'équation d'interaction de la norme CSA S16 présentée à l'équation (4.3). Cette équation tient compte des effets de stabilité par l'entremise des facteurs U_1 et U_2 qui tiennent compte des effets $P-\delta$ et $P-\Delta$ respectivement. Une distinction est faite entre les pièces dites contreventées ou non-contreventées et le critère est présenté à la section 4.2 de sorte que les colonnes dans les contreventements concentriques en acier sont dans la catégorie des pièces contreventées. Pour ces pièces, les effets $P-\delta$ sont d'une grande importance.

La séquence de chargement influence le comportement des colonnes ainsi que la résistance au flambement. Lorsque les moments de flexion sont appliqués en premier suivi des efforts axiaux (modèles A et E), la colonne est en mesure de développer sa pleine résistance au flambement C_n grâce à la redistribution des moments. C'est-à-dire qu'à mesure que la charge axiale est appliquée, les moments de flexion diminuent de sorte que la rigidité est mobilisée davantage pour reprendre les efforts axiaux. Toutefois, lorsque la charge axiale est appliquée en premier suivi des moments de flexion (modèle B et F) ou lorsque les moments de flexion sont maintenus (modèle C) la colonne ne peut pas redistribuer les efforts au sein de sa section. La résistance au flambement qu'elle procure provient directement de l'interaction qui existe entre les efforts axiaux et de flexion présenté à la section 4.1.

L'écrouissage dû au chargement cyclique est un autre aspect qui peut affecter la résistance au flambement de la colonne toutefois tel qu'observé à la figure 4.27b son influence est minime. Généralement elle n'est pas prise en compte lors du calcul de la résistance au flambement d'une colonne puisque le phénomène d'écrouissage ne survient qu'en domaine plastique et que la plastification des colonnes n'est pas permise par les codes de conception. En réalité les colonnes peuvent survivre à quelques excursions inélastiques puisque celles-ci sont de courtes durées et qu'il est peu probable que la charge axiale maximale survienne en même temps que la demande maximale en flexion.

Il est observé dans ce chapitre que les colonnes continues encastrées à la base présentent une courbure triple au moment du flambement. Cela permet de questionner l'utilisation du facteur ω_1 qui a été développé pour une colonne isolée fléchie en courbure simple ou double. Un mode de flambement en triple courbure nécessite plus d'énergie de déformation et offre une plus grande résistance au flambement.

On constate également qu'il existe un lien entre la résistance au flambement et la déformation locale δ de l'élément à l'aube du flambement. Comme les effets $P-\delta$ constituent un phénomène local, il est possible de réduire le coefficient de longueur effective pour un élément contreventé et ainsi utiliser des valeurs $K \leq 1$. Cette avenue est discutée au chapitre 8.

Finalement, les défauts de rectitude initiaux sur la pièce n'influencent pas directement la résistance au flambement de la colonne. L'amplitude et la direction de la déformée δ au fil des cycles de chargement contrôle davantage la contribution des effets du second ordre $P-\delta$ sur la demande en flexion totale dans les colonnes de contreventement. Lorsque le moment secondaire provenant des effets $P-\delta$ s'ajoute au moment primaire provenant des déplacements inter-étage Δ , la demande en flexion est amplifiée et la plastification survient plus rapidement.

CHAPITRE 5 CONCEPTION DES CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES EN ACIER

Les règles de calcul pour la conception des systèmes de reprise des charges latérales en acier sont présentées brièvement au chapitre 2. Au Canada, ces systèmes sont conçus à l'aide du code national du bâtiment canadien ainsi que de la norme canadienne de conception des charpentes métalliques. Ces ouvrages de référence sont utilisés dans le présent chapitre afin d'illustrer le processus itératif de conception des contreventements concentriques utilisés dans ce projet. L'ouvrage de Filiatrault et al. (2013) présente un exemple détaillé du processus itératif de conception d'un cadre contreventé concentrique en acier de type *MD*. Ce processus est illustré à la figure 5.1 et il est repris dans ses grandes lignes tout au long de ce chapitre.

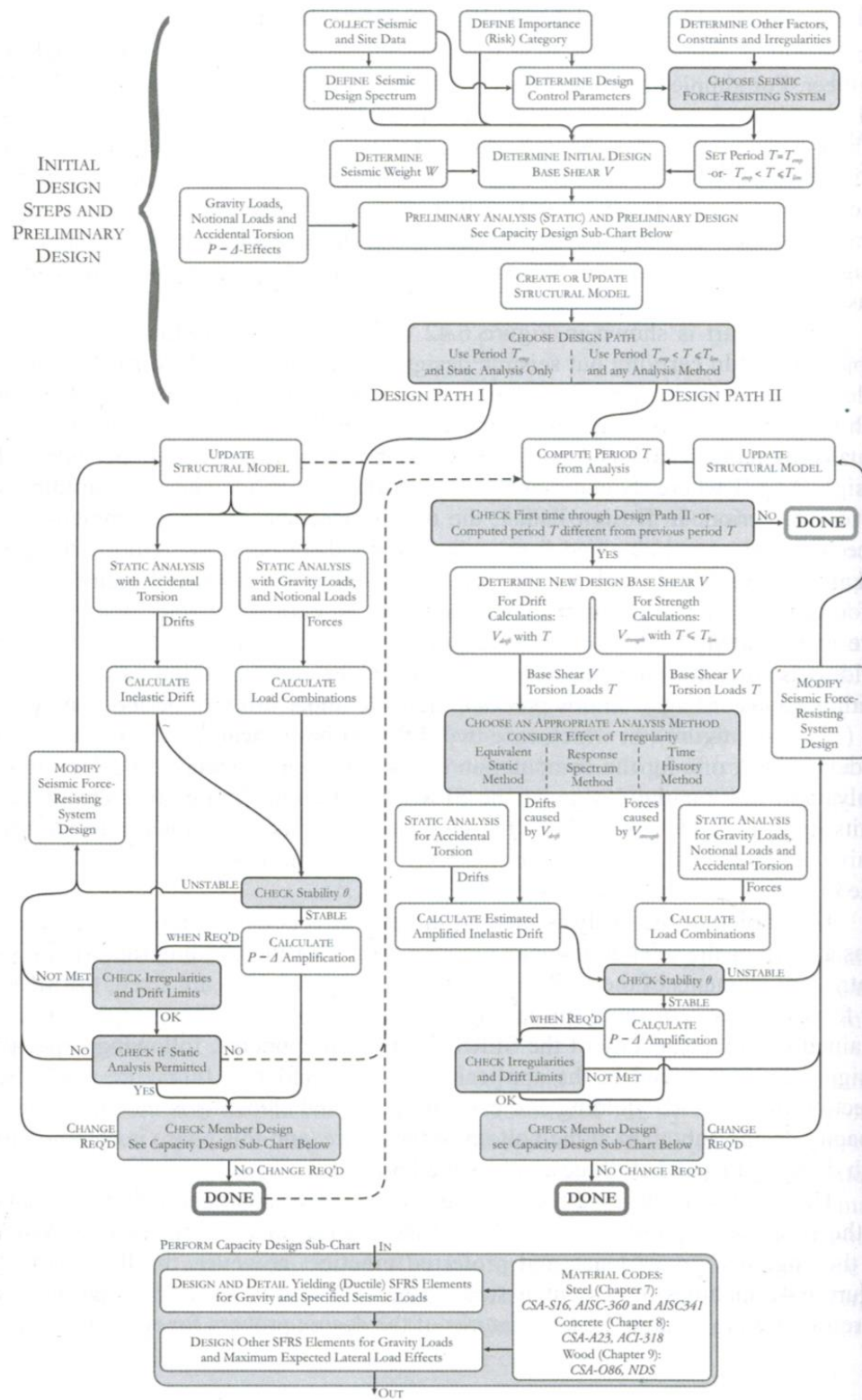


Figure 5.1 : Logigramme de conception parasismique (Filiatrault et al., 2013)

5.1 Hypothèses de dimensionnement

Afin de délimiter le champ d'étude, certaines hypothèses de dimensionnement sont nécessaires. Les hypothèses suivantes sont posées :

- Les charges de vent sont négligées ;
- la torsion accidentelle agissant sur la structure globale est négligée ;
- le coefficient de tenue du matériau est égal à 1,0 de sorte à dimensionner les éléments selon leurs résistances nominales ;
- le facteur de longueur effective K pour une diagonale est établi à 0,45 pour un contreventement en « X » et 0,9 pour un contreventement en « V » ;
- la rigidité des assemblages est négligée dans le calcul de la résistance en compression des poutres ($K = 1,0$) ;
- les poutres sont fléchies selon leur axe fort et le déversement empêché par le tablier métallique formant le plancher ;
- les colonnes sont continues sur toute la hauteur du bâtiment ;
- les colonnes de contreventements sont orientées de façon à subir une flexion en plan selon leur axe faible de sorte qu'il n'y a pas de flambement en flexion-torsion ;
- les étages offrent un support latéral hors-plan adéquat de sorte que le flambement des colonnes survient toujours en plan selon l'axe faible ;
- les colonnes de contreventement sont encastrees à la base alors que les colonnes gravitaires sont articulées ;
- le facteur de longueur effective K pour la conception des colonnes de contreventement est déterminé par une analyse de flambement élastique plutôt que d'être égal à 1,0 tel qu'exigé par la norme CSA S16 ;
- les colonnes de contreventement sont conçues en négligeant les moments de flexion dans l'équation d'interaction ($M_f = 0$).

L'hypothèse de dimensionnement des colonnes de contreventement qui sont considérées encastrees à la base est justifiée par la rigidité des plaques de base et des ancrages installées sur les chantiers.

Par ailleurs, les colonnes de contreventement sont assujetties à d'importantes charges axiales de compression notamment à l'approche du flambement, ce qui permet à la colonne de développer un moment à sa base. Finalement, la grande rigidité provenant d'une condition encastrée à la base de la colonne engendre d'importants moments de flexion qui, combinés à la charge axiale de compression, se traduit en un chargement plus critique pour les colonnes de contreventement.

5.2 Dimensionnement d'un contreventement concentrique

Un bâtiment en acier de trois étages est utilisé afin d'illustrer le processus de dimensionnement des *SRFS* suivant les dispositions des codes de conception au Canada. Le bâtiment étudié est situé à Vancouver, C-B sur un sol de catégorie C. Cet emplacement est choisi en raison de la forte sismicité présente sur la côte ouest canadienne. Vancouver est une zone urbaine densément peuplée où se trouvent beaucoup de bâtiments commerciaux de grande hauteur. Un édifice à bureaux de trois étages a été sélectionné afin d'obtenir la sollicitation la plus critique pour les colonnes de contreventement car des études ont démontré que la probabilité que les diagonales atteignent leurs valeurs de résistance probable de manière simultanée diminue plus le nombre d'étages augmente (Richards, 2009). Des cadres contreventés concentriques à ductilité modérée configurés en « X » sont utilisés pour reprendre les charges sismiques. Dans un premier temps, la méthode des forces statiques équivalentes est utilisée afin d'effectuer un dimensionnement préliminaire des éléments structuraux. Par la suite, le dimensionnement préliminaire est raffiné à l'aide de la méthode d'analyse modale du spectre de réponse qui permet une distribution plus réaliste des efforts dans les éléments structuraux du bâtiment et plusieurs itérations peuvent être nécessaires. Finalement, la conception du *SRFS* est validée dans le domaine inélastique à l'aide d'analyses dynamiques réalisées avec *OpenSees*. Ces analyses permettent également de voir comment les colonnes de contreventement se comportent dans le domaine inélastique sous d'importantes sollicitations sismiques. Les résultats de ces analyses sont présentés au chapitre 7.

5.2.1 Description du bâtiment

Il s'agit d'un édifice à bureaux de trois étages ayant un coefficient de risque parasismique normal. Le bâtiment est symétrique et ne présente pas d'irrégularités, il est situé à Vancouver, C-B sur un sol de catégorie C. Chaque côté est formé de cinq baies dont une baie contreventée à l'aide d'un cadre *CBF-X* de type *MD* situé au centre. Des planchers mixtes formés d'un tablier métallique et

d'une chape de béton constituant un diaphragme rigide en plan à chacun des étages. L'espacement des poutres est de 1,95 m pour les étages 1 à 2 et de 1,22 m au niveau du toit. Des profilés W sont utilisés pour les poutres et les colonnes alors que les diagonales de contreventement sont formées de profilés HSS carrés. Les colonnes de contreventement sont encastrées à la base et sont continues sur toute la hauteur du bâtiment. Les conditions de retenues présentes à chaque étage empêchent le flambement hors-plan de sorte que les colonnes de contreventement ne subissent que de la flexion en plan selon leur axe faible.

La géométrie du bâtiment étudié ainsi que celle du cadre contreventé sont présentées à la figure 5.2. La largeur typique des baies est de 9,75 m alors que celle des baies contreventées est de 8 m. Les murs extérieurs ont une épaisseur de 250 mm de sorte que la superficie du bâtiment est de 2 256 m² et le périmètre est de 190 m. La hauteur du rez-de-chaussée est de 4 m alors que celle des étages typiques est de 3,8 m ce qui donne une hauteur de bâtiment $h_n = 11,6$ m.

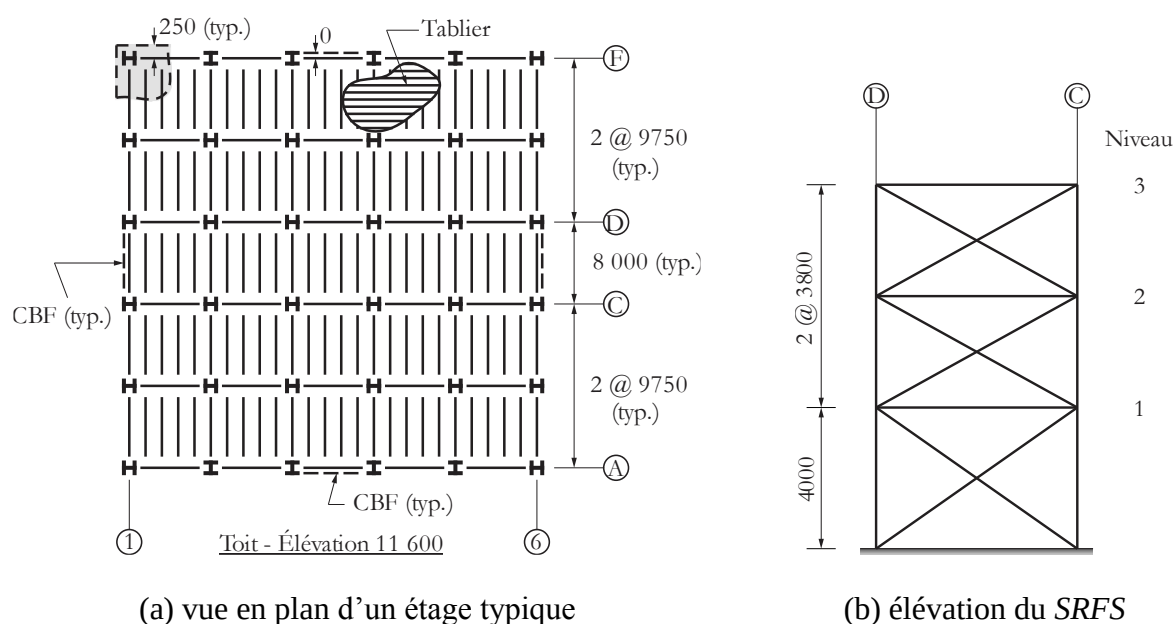


Figure 5.2 : Géométrie du bâtiment étudié

5.2.2 Caractéristiques des matériaux

L'acier utilisé pour l'ensemble des éléments structuraux est de type ASTM A992 dont les limites élastiques et ultimes sont présentées au tableau 5.1. La valeur de la contrainte de plastification probable $R_y F_y$ est donnée uniquement pour les éléments où la plastification est permise.

Tableau 5.1 : Propriétés de l'acier utilisé pour la conception des contreventements

Éléments	F_y (MPa)	F_u (MPa)	$R_y F_y$ [†] (MPa)
Poutres	345	450	-
Diagonales	345	450	460
Colonnes	345	450	-
Goussets	350	450	-

[†] CSA S16 article 27.1.7

Le module de Young E de l'acier est de 200 000 MPa alors que le coefficient de Poisson ν est de 0,3 de sorte que le module de Coulomb donné par l'équation (5.1) est de 76 900 MPa.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.1)$$

Le coefficient de tenue du matériau ϕ utilisé est de 1,0 afin d'obtenir les résistances nominales des éléments structuraux. Cette façon de faire est justifiée par le contexte du projet de recherche qui vise à étudier le comportement et la résistance des colonnes soumises à de la compression-flexion lors d'un séisme. L'utilisation des valeurs nominales permet d'enlever toutes sources possibles de sécurité dans l'évaluation de la résistance et d'observer directement le comportement de l'élément sous sa résistance ultime.

5.2.3 Charges gravitaires

Les charges gravitaires de conception sont données dans le tableau 5.2.

Tableau 5.2 : Charges gravitaires de conception

Charges mortes		Charges vives ou neige	
Matériel	(kPa)	Type	(kPa)
Toit		Toit	
Membrane	0,30	Neige	1,64
Pare-vapeur	0,20		
Charpente	0,35		
Mécanique	<u>0,50</u>		
	1,35		
Planchers		Planchers	
Partitions	1,00	Vive	2,40
Finition	0,20		
Plancher mixte	2,50		
Charpente	0,40		
Mécanique	<u>0,50</u>		
	4,60		
Murs extérieurs revêtement	1,50		-

5.2.4 Période fondamentale empirique

Pour la première itération, la rigidité du bâtiment n'est pas encore connue. Il n'est donc pas possible d'établir la valeur de la période de vibration fondamentale du bâtiment afin de relever l'accélération maximale du sol sur le spectre de réponse. Pour ce faire, le CNBC propose différentes formules empiriques permettant d'évaluer la période fondamentale d'un bâtiment. Pour les ossatures contreventées la période empirique établie par le CNBC est donnée par l'équation (5.2).

$$T_{emp} = 0,025h_n \quad (5.2)$$

où : h_n est la hauteur en mètres

Toutefois, l'accélération spectrale varie de façon inverse avec la période T . Tel qu'illustré sur la figure 2.1 montrant les spectres de réponse pour Vancouver, C-B, on remarque que l'accélération spectrale $S_a(T)$ diminue à mesure que la période T augmente. Puisque le cisaillement à la base de la structure V dépend de l'accélération du sol à la période fondamentale du bâtiment $S(T_a)$, celui-

ci diminue également à mesure que la période T augmente. Le CNBC limite donc la période utilisée dans le calcul du cisaillement à la base des structures en imposant une période limite qui dépend du type de *SRFS* utilisé. Cette limitation provient du fait que les périodes réelles des bâtiments sont généralement plus courtes que les périodes obtenues des modèles structuraux puisque ces derniers ne tiennent pas compte des éléments non-structuraux qui raidissent la structure et font diminuer la période. L'utilisation d'une période trop longue produit des forces sismiques de calcul peu prudentes parce que l'accélération spectrale de calcul diminue en proportion inverse de la période, ce qui entraîne une réduction du cisaillement à la base. Pour les cadres contreventés concentriques en acier, cette limite est établie à $2T_{emp}$.

Pour le bâtiment présent, la hauteur h_n est de 11,6 m ce qui est bien en dessous de la limite de 40 m imposée au tableau 2.2. Pour cette hauteur, la période limite imposée par le CNBC est de 0,58 s.

5.2.5 Méthode des forces statiques équivalentes (CNBC 2015)

La méthode des forces statiques équivalentes permet de ramener l'effet des masses sismiques qui subissent l'accélération du sol lors d'un séisme à une distribution verticale de forces statiques agissant sur toute la hauteur du bâtiment. Afin de calculer le cisaillement maximal à la base de la structure causé par le produit de la masse sismique et de l'accélération du sol il faut connaître l'accélération du sol pour une période correspondant à la période fondamentale de vibration du bâtiment. La méthode des forces statiques équivalentes est basée sur la déformée du mode fondamental de vibration ce qui crée une source d'erreur pour les bâtiments où l'impact des modes supérieurs est important. Toutefois, certaines corrections sont apportées notamment à l'aide du facteur d'amplification M_V permet d'ajuster la force statique équivalente en fonction de l'influence des modes supérieurs et de la force concentrée F_t qui permet de considérer l'influence des modes supérieurs sur la distribution des forces latérales agissant sur la structure.

L'annexe C du CNBC présente les données climatiques et sismiques pour le calcul des bâtiments au Canada. On y retrouve les spectres de réponse sismique utile au calcul du cisaillement à la base de la structure. Ces spectres de réponse doivent être modifiés afin de tenir compte des conditions de sol spécifiques à l'emplacement du bâtiment. Un exemple de calcul du spectre de dimensionnement est présenté à l'Annexe A. Dans le cas présent, aucune correction n'est nécessaire puisque les facteurs de correction sont tous égal à 1,0 pour un sol de catégorie C. Le

spectre de réponse du CNBC 2015 pour un sol de catégorie C situé à Vancouver, C-B reste alors inchangé et ses valeurs sont présentées au tableau 5.3.

Tableau 5.3 : Spectre de dimensionnement pour un sol de catégorie C situé à Vancouver, C-B

T (s)	$S_a(T)$ (g)	$S(T)$ (g)
0,2	0,848	0,848
0,5	0,751	0,751
1,0	0,425	0,425
2,0	0,257	0,257
5,0	0,080	0,080
10,0	0,029	0,029

La méthode des forces statiques équivalentes est applicable dans cet exemple puisque la structure est régulière et que $h_n < 60\text{m}$ et $T_a < 2,0\text{ s}$. Par interpolation, on trouve que l'accélération spectrale maximale est de $0,699\text{ g}$ pour une période de vibration de $0,58\text{ s}$ tel que considérée pour cette itération. De plus, le facteur M_V correspondant au rapport de l'effort tranchant à la base de la méthode des forces statiques équivalentes par celui de la méthode du spectre de réponse obtenu par une superposition SRSS de plusieurs modes, est égal à $1,0$. Le produit $S(T_a)M_V = 0,699\text{ g}$ permet de calculer le cisaillement à la base avec l'équation (5.3).

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{S(T_a)M_V I_E W}{R_d R_o} = \frac{(0,699)(1,0)W}{(3,0)(1,3)} = 0,179W \\
 V_{\min} &= \frac{S(2,0)M_V I_E W}{R_d R_o} = \frac{(0,257)(1,0)W}{(3,0)(1,3)} = 0,066W \\
 V_{\max} &= \frac{\max\left\{\frac{2}{3}S(0,2), S(5,0)\right\} I_E W}{R_d R_o} = \frac{\max\left\{\frac{2}{3}(0,848), (0,751)\right\}(1,0)W}{(3,0)(1,3)} = 0,193W
 \end{aligned} \tag{5.3}$$

La force latérale sismique totale V doit être distribuée de façon à ce qu'une partie F_t soit concentrée au sommet afin de tenir compte de la modification de la distribution des forces latérales due aux effets des modes supérieurs. La force concentrée F_t se calcule à l'aide de l'équation (5.4).

$$\begin{aligned} \text{si } T_a \leq 0,7s &\Rightarrow F_t = 0 \\ \text{si } T_a > 0,7s &\Rightarrow F_t = 0,07 T_a V \leq 0,25V \end{aligned} \quad (5.4)$$

Comme la période est inférieure à 0,7 s la force concentrée $F_t = 0$ kN. Le cisaillement à la base du bâtiment représente donc 17,9% de sa masse sismique W .

$$F_x = (V - F_t) \frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (5.5)$$

où : W_x est le poids sismique au niveau x

h_x est la hauteur du niveau x par rapport à la base

La distribution des forces sismiques latérales se fait conformément à l'équation (5.5). Le calcul du poids sismique ainsi que la distribution des efforts latéraux par la méthode des forces statiques équivalentes pour l'itération 1 sont présentés au tableau 5.4.

Tableau 5.4 : Distribution verticale des forces sismiques – itération 1

Niveau	h_x (m)	W_x (kN)	$W_x h_x$ (kNm)	F_x / V	F_x (kN)	V_x (kN)
3	11,6	4 513	52 345	0,300	1 356	1 356
2	7,8	10 334	80 602	0,462	2 087	3 443
1	4,0	10 362	41 449	0,238	1 073	4 516
Somme	-	25 208	174 396	1,000	4 516	-

5.2.6 Charges fictives et effets $P-\Delta$

Les charges fictives sont établies à 0,5% des charges totales gravitaires pondérées qui sont stabilisées par le *SRFS* conformément à l'article 8.4.1 de la norme CSA S16. Les charges gravitaires sont calculées pour le cas de chargement sismique $1,0D+1,0E+0,5L+0,25S$. Le CNBC reconnaît qu'il est peu probable que tous les planchers d'un bâtiment à plusieurs étages supportent simultanément la totalité de la surcharge vive. Une réduction des charges vives est permise selon l'équation (5.6) pour une surface tributaire excédant 20 m².

$$FR = 0,3 + \sqrt{9,8/A_{TL}} \quad (5.6)$$

où : A_{TL} est la surface tributaire de la surcharge vive en m^2

Tableau 5.5 : Cisaillement inter-étage incluant les charges fictives – itération 1

Niveau	A_{TL} (m^2)	FR	C_f (kN)	N_x (kN)	V_{F+N} (kN)
3	0	1,000	3 971	20	1 376
2	2 256	0,366	16 423	62	3 525
1	4 512	0,347	28 771	62	4 660

Une pratique courante lors de la phase de conception préliminaire est de poser une hypothèse quant aux déplacements de la structure afin d'estimer les facteurs d'amplification U_2 qui tiennent compte des effets $P-\Delta$. Toutefois, dans l'exemple présent, une hypothèse quant aux éléments structuraux est posée (figure 5.3) basée sur l'expérience et les déformations calculées à partir de cette structure permettent de calculer les facteurs d'amplification U_2 .

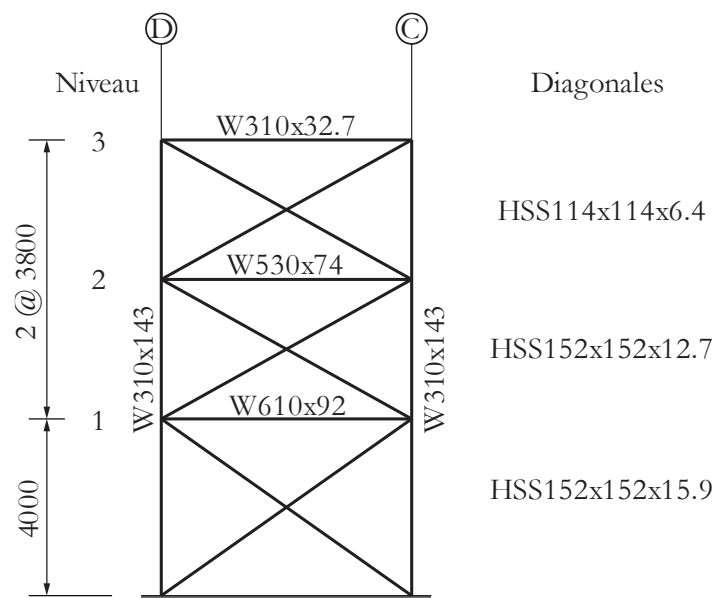


Figure 5.3 : Conception préliminaire des éléments structuraux – itération 1

Les forces latérales présentées au tableau 5.5 sont appliquées sur l'ensemble du bâtiment. Elles doivent être réparties entre les contreventements en fonction de leur emplacement et de leur

rigidité. Comme le bâtiment possède deux cadres contreventés identiques et distribués de façon symétrique dans chaque direction, les forces latérales sont divisées en parts égales. Une simple étude statique du cadre contreventé sous ces charges latérales permet d'obtenir les déplacements à chaque étage.

Tableau 5.6 : Cisaillement inter-étage incluant les effets $P-\Delta$ – itération 1

Niveau	Δ_x (mm)	U_2	$U_2 V_{F+N}$ (kN)
3	10,17	1,023	1 408
2	9,81	1,036	3 652
1	9,59	1,044	4 865

Le facteur d'amplification inélastique U_2 de l'article 27.1.8.2 de la norme CSA S16 et donné par l'équation (2.5) est présenté au tableau 5.6. En principe le commentaire du CNBC stipule qu'il n'est pas nécessaire de tenir compte des effets $P-\Delta$ si le facteur d'amplification U_2 est inférieur à 1,10 toutefois pour les fins de l'exemple ceux-ci sont considérés dans le cas présent. Les forces sismiques latérales sont amplifiées et le produit $U_2 V$ est utilisé afin de dimensionner les éléments ductiles du contreventement.

5.2.7 Vérification de la période fondamentale

La vérification de la période fondamentale du bâtiment peut être effectuée rapidement à l'aide des déplacements calculés au tableau 5.6. La méthode de Rayleigh, basée sur le principe de la conservation de l'énergie, permet d'estimer la période naturelle de vibration d'un bâtiment. Avec cette méthode, il est possible de calculer la période en approximant le premier mode de vibration par les déformations δ_j calculées sous l'effet des charges latérales statiques F_j . La formule de Rayleigh est donnée à l'équation (5.7).

$$T \approx 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N W_j \delta_j^2}{g \sum_{j=1}^N F_j \delta_j}} \quad (5.7)$$

où : W_j est le poids associé au degré de liberté j

F_j est la force appliquée au degré de liberté j

δ_j est le déplacement au degré de liberté j

g est la constante gravitationnelle

Tableau 5.7 : Validation de la période fondamentale à l'aide de la méthode de Rayleigh – itération 1

Niveau	$W_j \delta_j^2$ (kNm ²)	$F_j \delta_j$ (kNm)
3	1,972	20,330
2	1,943	20,844
1	0,476	5,440
Somme	4,391	46,614

Le tableau 5.7 présente le calcul des sommations permettant de résoudre l'équation de Rayleigh. La période obtenue est donnée par l'équation (5.8).

$$T \approx 2\pi \sqrt{\frac{4,39}{(9,81)(46,61)}} = 0,616s \quad (5.8)$$

La période obtenue est de 0,616 s ce qui est au-dessus de la limite permise de 0,58 s, donc le calcul du cisaillement à la base est toujours valide. De plus amples informations concernant cette méthode sont données dans l'ouvrage de Filiatrault et al. (2013)

5.2.8 Analyse modale du spectre de réponse

Une analyse modale du spectre de réponse est réalisée à l'aide du logiciel *SAP2000* afin d'obtenir une distribution plus réaliste des efforts dans les membrures. Pour effectuer cette analyse, les masses sismiques doivent être assignées au modèle et celles-ci sont représentées sous forme de masses concentrées aux étages du contreventement tel que montré à la figure 5.4. Puisque les effets de torsion sont négligés, le cadre contreventé est modélisé en deux dimensions et les masses sismiques sont assignées uniquement dans la direction horizontale.

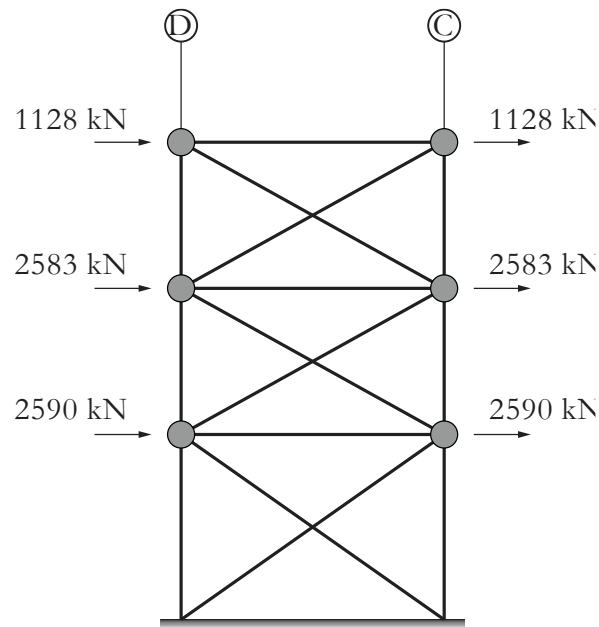


Figure 5.4 : Masses sismiques du modèle numérique

La période du premier mode obtenue de l'analyse spectrale est de 0,618 s ce qui est pratiquement identique à la période obtenue de la méthode de Rayleigh présentée à la section 5.2.7. Cela permet de vérifier que le modèle numérique a été modélisé de façon adéquate et qu'il n'y a pas d'erreur dans la définition des masses.

Le cisaillement élastique à la base obtenu de l'analyse modale V_e est de 14 672 kN. Puisque le bâtiment est situé sur un sol autre que de catégorie F et que la valeur de R_d est supérieure à 1,5, la valeur de calcul du cisaillement élastique dynamique à la base V_{ed} est obtenue en multipliant le cisaillement V_e par le coefficient présenté à l'équation (5.9). Lorsque ce coefficient est supérieur à 1,0, le cisaillement élastique dynamique V_{ed} est égal au cisaillement V_e .

$$\max \left\{ \frac{2}{3} \frac{S(0,2)}{S(T_a)}, \frac{S(0,5)}{S(T_a)} \right\} \leq 1,0 \quad (5.9)$$

Pour cet exemple, la valeur de V_{ed} est égale à la valeur de V_e . Par la suite, on obtient la valeur de calcul du cisaillement inélastique dynamique à la base V_d en multipliant V_{ed} par le coefficient $I_E/R_d R_o$ afin de tenir compte du comportement non-linéaire de la structure. La valeur du cisaillement inélastique dynamique V_d est donnée par l'équation (5.10).

$$V_d = \left(\frac{I_E}{R_d R_o} \right) V_{ed} \quad (5.10)$$

La valeur du cisaillement V_d est de 3 762 kN et le CNBC permet de réduire cette valeur selon l'équation (5.11) pour les structures régulières à l'aide du cisaillement à la base obtenu par la méthode des forces statiques équivalentes V présentée à la section 5.2.5.

$$\text{Structure régulière :} \quad V_d = \left(\frac{I_E}{R_d R_o} \right) V_{ed} \geq 0,8V \quad (5.11)$$

$$\text{Structure irrégulière :} \quad V_d = \left(\frac{I_E}{R_d R_o} \right) V_{ed} \geq V$$

Tout calcul fait, on obtient une valeur $V_d = 3\,672$ kN pour le cas présent. Par ailleurs, le CNBC permet de rationaliser les résultats de l'analyse dynamique à l'aide d'un facteur de calibration FC présenté à l'équation (5.12).

$$FC = \frac{V_d}{V_e} \quad (5.12)$$

Dans cet exemple, le facteur de calibration FC est égal à 0,256. Les résultats corrigés de l'analyse dynamique sont illustrés à la figure 5.5.

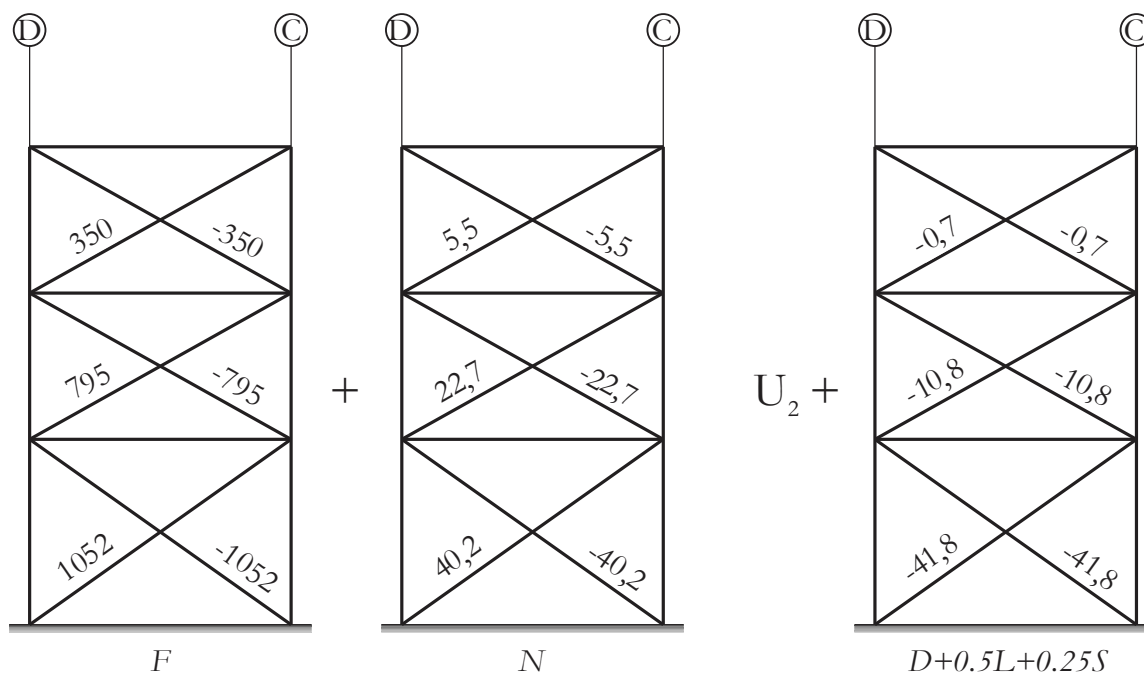


Figure 5.5 : Efforts axiaux (kN) dans les diagonales obtenus de l'analyse modale du spectre de réponse – itération 1

Les déplacements obtenus au terme de l'analyse spectrale sont présentés au tableau 5.8 et permettent de calculer l'amplification des charges latérales pour tenir compte des effets $P-\Delta$. Seules les charges latérales causant les déformations latérales doivent être multipliées par le facteur d'amplification U_2 . Les charges pondérées C_f présentées sont ensuite utilisées afin de dimensionner les diagonales de contreventement.

Tableau 5.8 : Déplacements obtenus de l'analyse modale du spectre de réponse et efforts axiaux de dimensionnement dans les diagonales – itération 1

Niveau	Δ_x (mm)	U_2	$U_2 C_{F+N}$ (kN)	$C_{D+0.5L+0.25S}$ (kN)	C_f (kN)
3	8,46	1,021	362	-0,7	361
2	7,88	1,035	845	-10,8	834
1	7,72	1,043	1 138	-41,8	1 096

5.2.9 Conception des diagonales de contreventement

5.2.9.1 Première itération

Puisque dans les contreventements concentriques en acier, les diagonales sont les éléments ductiles servant à dissiper l'énergie lors d'un séisme, celles-ci doivent être conçues à l'aide de la contrainte de plastification probable $R_y F_y$ conformément à l'article 27.1.7 de la norme CSA S16. Pour des profilés HSS, cette contrainte probable doit être au minimum 460 MPa toutefois la vérification des limites imposées pour l'élancement des parois minces est effectuée avec la limite élastique F_y .

Vérification des limites d'élancement

Tel que mentionné à la section 2.1.2.2, l'élancement KL/r doit être comprise entre 70 et 200 pour les diagonales de contreventement conformément à l'article 27.5.3.1 de la norme CSA S16. La valeur du coefficient de longueur effective K peut être estimée à 0,45 pour des contreventements de type « X » car à ce stade de la conception la dimension des assemblages est encore inconnue. La figure 5.6 démontre cette hypothèse simplificatrice.

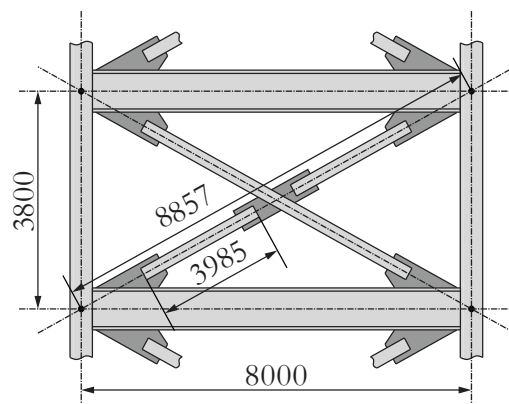


Figure 5.6 : Géométrie des diagonales de contreventement et longueur effective

La figure 5.6 traite le cas de la diagonale au niveau 2 mais cette longueur effective ne tient pas compte de la rigidité des assemblages. Le facteur de 1,2, présent dans l'équation (2.4) de la résistance probable en compression C_u , permet de simuler l'effet de cette rigidité sur la résistance au flambement de la diagonale.

Pour leur part, les limites d'élancement des parois sont données par l'article 27.5.3.2. Pour des profilés HSS carrés, les parois doivent respectées les critères d'élancement d'une section de classe 1 donnés par l'équation (5.13).

$$\begin{aligned} \frac{b_0}{t} &\leq \frac{330}{\sqrt{F_y}} & \text{si} & \quad \frac{KL}{r} \leq 100 \\ \frac{b_0}{t} &\leq \frac{420}{\sqrt{F_y}} & \text{si} & \quad \frac{KL}{r} = 200 \end{aligned} \quad (5.13)$$

où : $b_0 = b - 4t$

Une interpolation linéaire est requise lorsque l'élancement KL/r est compris entre 100 et 200. Le tableau 5.9 présente la vérification des élancements KL/r et des parois minces b_0/t . Les diagonales utilisées pour la vérification sont celles données à la figure 5.3.

Tableau 5.9 : Vérification des limites d'élancement des diagonales – itération 1

Niveau	Section	KL (mm)	r (mm)	KL/r	b_o/t	Limite b_o/t
3	HSS114x114x6.4	3 985	43,9	91	15,3	17,8
2	HSS152x152x12.7	3 985	56,6	70	8,9	17,8
1	HSS152x152x15.9	4 025	55,1	73	6,3	17,8

Vérification des diagonales et résistances probables

Les charges axiales dans les diagonales montrées au tableau 5.8 sont reprises afin de valider le choix des diagonales de la figure 5.3. Ces charges axiales incluent les effets $P-\Delta$ ainsi que celle des charges horizontales fictives. La vérification des sections se fait à l'aide de la résistance à la compression donnée par l'équation (2.9) et les résultats sont donnés au tableau 5.10.

Tableau 5.10 : Dimensionnement des diagonales et résistances probables – itération 1

Niveau	A (mm ²)	C_f (kN)	λ	C_r (kN)	C_f/C_r	λ_{RyFy}	T_u (kN)	C_u (kN)	C'_u (kN)
3	2 480	361	1,200	416	0,869	1,386	1 141	549	228
2	6 280	834	0,931	1 383	0,603	1,075	2 889	1 916	578
1	7 550	1 096	0,966	1 607	0,682	1,115	3 473	2 210	695

En observant le ratio C_f/C_r on remarque que les diagonales choisies ne sont pas sollicitées à leur pleine capacité, elles pourraient être remplacées par des sections plus petites et plus économiques. Par ailleurs, lors de la conception par capacité, la réduction des éléments ductiles entraîne une diminution des valeurs de résistance probable. Cette diminution a un impact sur le niveau de charge à considérer pour le dimensionnement du reste des éléments structuraux et peut se traduire en une réduction appréciable des coûts de construction. Une deuxième itération est requise.

5.2.9.2 Deuxième itération

Connaissant les efforts dans les membrures au terme de l'analyse spectrale réalisée à l'itération 1, il est possible de choisir de nouvelles sections pour les éléments structuraux du contreventement.

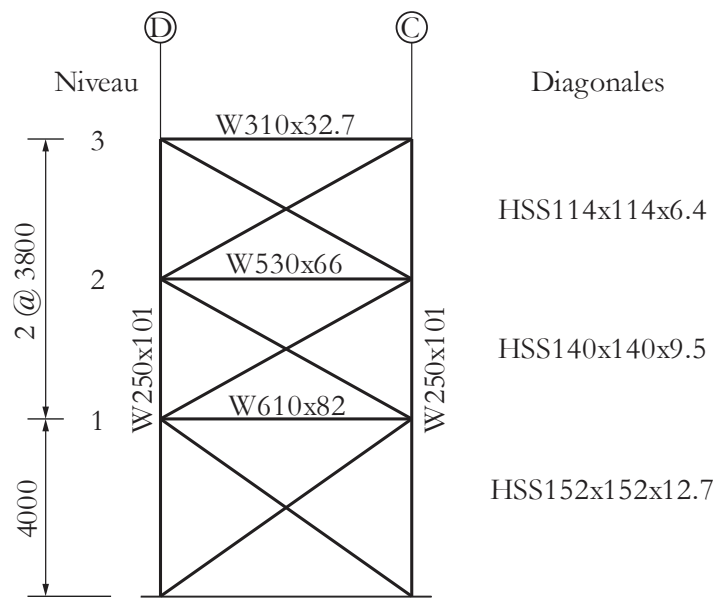


Figure 5.7 : Conception préliminaire des éléments structuraux – itération 2

Le tableau 5.11 présente les résistances en compression des diagonales menant au choix des éléments représentés sur la figure 5.7.

Tableau 5.11 : Choix des diagonales – itération 2

Niveau	Section	A (mm ²)	C_f (kN)	λ	C_r (kN)	C_f/C_r
3	HSS114x114x6.4	2 480	361	1,200	416	0,869
2	HSS140x140x9.5	4 440	834	0,998	915	0,912
1	HSS152x152x12.7	6 280	1 096	0,940	1 370	0,800

On remarque d'après le ratio de sollicitation C_f/C_r que les sections utilisées pour la deuxième itération représentent un choix mieux adapté et par le fait même plus économique. Toutefois, afin d'avoir une représentation plus réaliste des efforts dans les diagonales il est nécessaire de refaire une analyse spectrale à l'aide de ces nouveaux profilés. La figure 5.8 présente les résultats obtenus de l'analyse spectrale pour le cadre contreventé montré à la figure 5.7.

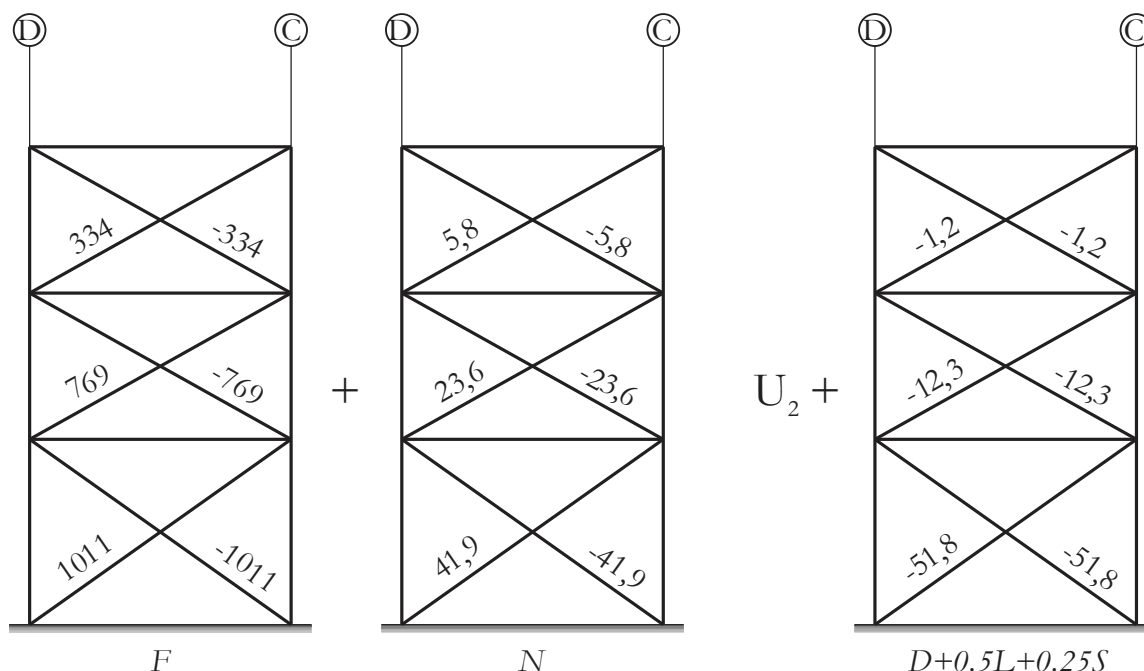


Figure 5.8 : Efforts axiaux (kN) dans les diagonales obtenus de l'analyse modale du spectre de réponse – itération 2

La masse sismique demeure la même que celle de l'itération 1 puisque les dimensions du bâtiment n'ont pas été modifiées. Toutefois, la rigidité latérale du bâtiment de l'itération 2 est plus petite puisque les éléments structuraux du contreventement ont été réduits de sorte que la période du premier mode est maintenant de 0,697 s (méthode de Rayleigh = 0,696 s). Cette période est plus longue que celle de la première itération, donc les efforts sismiques provenant de l'analyse spectrale de l'itération 2 sont diminués. Contrairement à la première itération, les résultats présentés à la figure 5.8 ont été multiplié par le facteur de correction $V_d/V_e = 0,267$ afin de respecter la limite inférieure de $0,8V$ imposée à la valeur du cisaillement dynamique à la base. Par ailleurs, les charges gravitaires provenant de la combinaison $1,0D+0,5L+0,25S$ sont les mêmes que celles de l'itération 1 toutefois la distribution est fonction des rigidités relatives des colonnes et des diagonales. Comme les diagonales ont été modifiées la portion des charges gravitaires transitant dans les diagonales est également modifiée.

Vérification des limites d'élancement

Le tableau 5.12 présente la vérification des limites d'élancement des diagonales de la deuxième itération montrées sur la figure 5.7.

Tableau 5.12 : Vérification des limites d'élancement des diagonales – itération 2

Niveau	Section	KL (mm)	r (mm)	KL/r	b_o/t	Limite b_o/t
3	HSS114x114x6.4	3 985	43,9	91	15,3	17,8
2	HSS140x140x9.5	3 985	52,8	75	11,8	17,8
1	HSS152x152x12.7	4 025	56,6	71	8,9	17,8

Vérification des diagonales et résistances probables

Les charges axiales pondérées dans les diagonales proviennent de l'analyse spectrale montrée à la figure 5.8. Le tableau 5.13 présente la vérification et les résistances probables calculées pour les diagonales présentées à la figure 5.7.

Tableau 5.13 : Dimensionnement des diagonales et résistances probables – itération 2

Niveau	A (mm ²)	C_f (kN)	λ	C_r (kN)	C_f/C_r	λ_{RyFy}	T_u (kN)	C_u (kN)	C'_u (kN)
3	2 480	346	1,200	416	0,833	1,386	1 141	549	228
2	4 440	819	0,998	915	0,895	1,152	2 042	1 251	408
1	6 280	1 055	0,940	1 370	0,770	1,086	2 889	1 895	578

5.2.10 Descente de charges (conception par capacité)

Le principe de la conception par capacité est d'utiliser la résistance probable que peuvent atteindre les éléments ductiles lors d'un événement sismique afin de dimensionner le reste des éléments structuraux dans lesquels la plastification n'est pas permise. De cette manière l'endommagement n'est permis que dans les éléments ductiles aussi appelés *fusibles*. La figure 5.9 illustre le principe de conception par capacité.

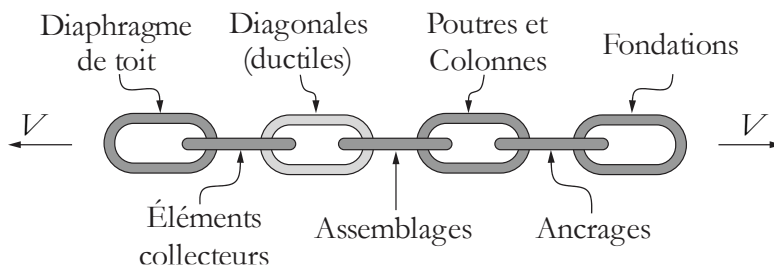


Figure 5.9 : Principe de conception par capacité pour un contreventement concentrique en acier

Chacun des éléments conçus avec le principe de conception par capacité doit être dimensionné selon la combinaison des résistances probables des diagonales la plus critique. Le premier scénario consiste à observer les efforts lorsque les diagonales atteignent leur résistance probable en compression C_u pour la combinaison $T_u + C_u$. Le deuxième scénario survient lorsque les diagonales développent leur résistance probable post-flambement C'_u pour la combinaison $T_u + C'_u$. La figure 5.10 présente le cisaillement inter-étage qui se développe sous ces deux combinaisons de charges.

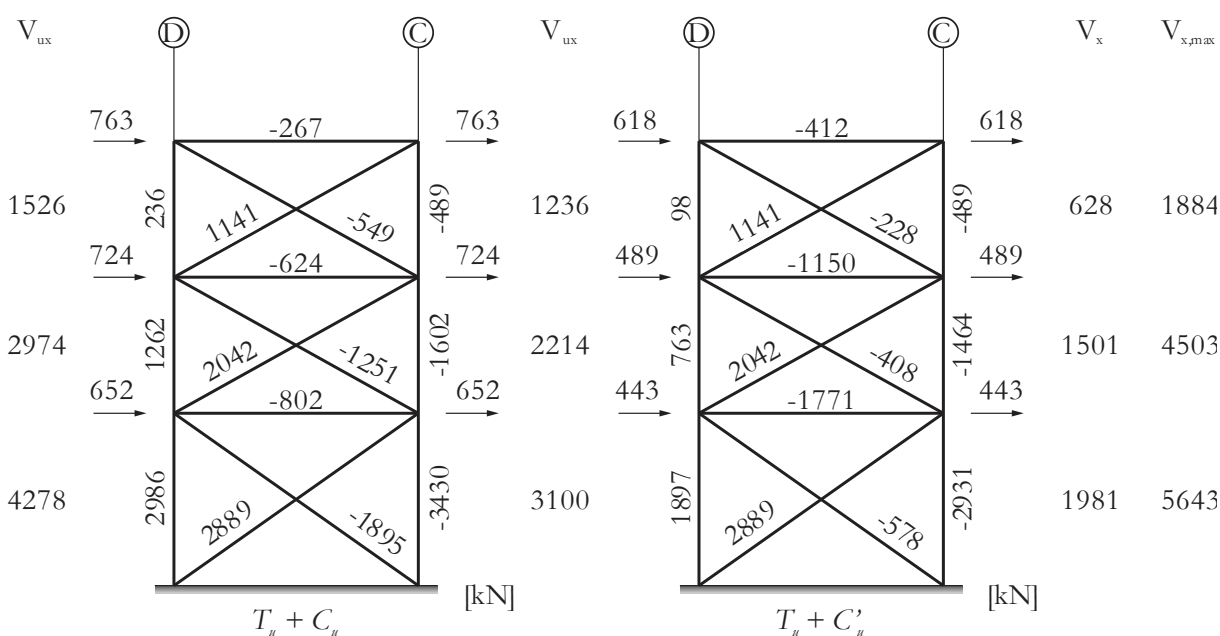


Figure 5.10 : Vérification des forces de cisaillement inter-étage obtenues de la conception par capacité – itération 2

Puisque les valeurs de cisaillement inter-étage sont déterminés à partir de la résistance probable des diagonales de contreventement, il est nécessaire de s'assurer que ces valeurs n'excèdent pas le cisaillement inter-étage élastique déterminé avec $R_d R_o = 1,3$ tel que spécifié par l'article 27.1.2 de la norme CSA S16. Dans cet exemple le cisaillement produit par les résistances probables des

diagonales n'excède pas la valeur maximale. Toutefois, dans le cas où le cisaillement produit par les résistances probables des diagonales excéderait le cisaillement élastique maximal, la valeur de la résistance probable en tension T_u devrait être réduite. D'après les efforts illustrés à la figure 5.10 on remarque que la combinaison $T_u + C_u$ doit être utilisée pour la conception des colonnes alors que la combinaison $T_u + C'_u$ doit être utilisée pour la conception des poutres. Pour leur part, les assemblages sont conçus pour résister à l'effort maximal de traction T_u . La conception des assemblages n'étant pas un des objectifs principaux du projet, ceux-ci servent uniquement à l'élaboration du modèle numérique *OpenSees*. Le dimensionnement ainsi que les hypothèses utilisées sont présentés à la section 0.

5.2.11 Conception des colonnes de contreventement

Les colonnes sont dimensionnées selon les exigences de la norme CSA S16 présentées à la section 2.1.2. Le tableau 5.14 présente les caractéristiques de la colonne W250x101 utilisée dans cet exemple.

Tableau 5.14 : Propriétés de la colonne W250x101 – itération 2

A (mm ²)	d (mm)	b (mm)	t (mm)	w (mm)	r_y (mm)	I_y (10 ⁶ mm ⁴)	Z_y (10 ³ mm ³)
12 800	264	257	19,6	11,9	65,8	55,8	657

Les charges axiales considérées lors du dimensionnement proviennent de la combinaison de charge la plus critique parmi celles présentées au tableau 2.1. Dans cet exemple, l'effort axial maximum provient de la combinaison de charge 1,0D+1,0E+0,5L+0,25S et ces charges sont données dans le tableau 5.15. On note également que les charges axiales dues aux efforts sismiques proviennent de la combinaison la plus critique en occurrence la combinaison $T_u + C_u$.

Tableau 5.15 : Charges de compression axiale pondérée dans les colonnes de contreventement – itération 2

Niveau	$C_{D+0.5L+0.25S}$ (kN)	C_E (kN)	C_f (kN)
3	80	489	569
2	382	1 602	1 984
1	668	3 430	4 098

5.2.11.1 Vérification des limites d'élancement

Les colonnes dans les contreventements concentriques en acier à ductilité modérée *MD* doivent satisfaire les limites de classe 1 ou 2 conformément à l'article 27.5.5.2 de la norme CSA S16. Ces limites ont déjà été discutées à la section 2.1.2.3 et la vérification est présentée au tableau 5.16. À noter que les limites données dans ce tableau correspondent à celles d'une section de classe 1.

Tableau 5.16 : Vérification des limites d'élancement des colonnes – itération 2

Niveau	b_o/t	Limite b_o/t	Classe Semelles	h/w	Limite h/w	Classe Âme	Classe Section
3	6,56	7,81	1	18,89	55,92	1	1
2	6,56	7,81	1	18,89	47,69	1	1
1	6,56	7,81	1	18,89	35,41	1	1

5.2.11.2 Résistance de la colonne W250x101

Résistance en compression

La résistance en compression C_r doit être déterminée afin d'utiliser l'équation d'interaction présentée au chapitre 4. Cette résistance est établie à l'aide de la longueur effective obtenue par une analyse de flambement élastique tel que mentionné dans les hypothèses de conception présentées à la section 5.1. La méthode des rotations (Timoshenko & Gere, 1961) est reprise pour la colonne W250x101 continue sur trois étages et encastrée à la base dont les charges axiales dans chaque étage sont présentées au tableau 5.15.

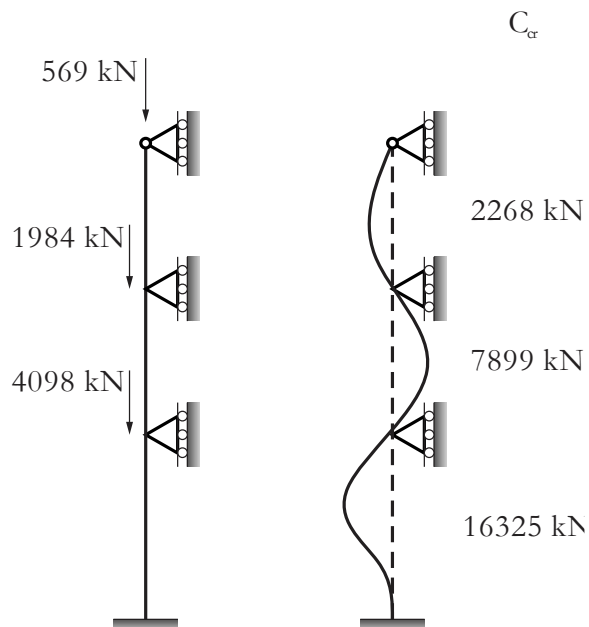


Figure 5.11 : Résultats de l'analyse de flambement élastique – itération 2

La figure 5.11 illustre les résultats de l'analyse de flambement élastique réalisée sur la colonne de l'itération 2 à l'aide du logiciel *SAP2000*. Pour cette colonne le coefficient de longueur effective K pour le premier étage est donné par l'équation (5.14).

$$C_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 (200) (55,8 \times 10^6)}{4000^2} = 6884 \text{ kN} \quad (5.14)$$

$$K = \sqrt{\frac{6884}{16325}} = 0,649$$

Puisque le coefficient de tenue est posé égal à 1,0, la résistance pondérée à la compression C_r est égale à la résistance nominale C_n . Dans le cas présent, cette résistance est donnée par l'équation (5.15).

$$\lambda_y = \frac{(0,649)(4000)}{(65,8)} \sqrt{\frac{(0,345)}{\pi^2(200)}} = 0,522$$

$$C_r = (1,0)(12800)(0,345) \left(1 + 0,522^{2,68}\right)^{-1/1,34} = 3915 \text{ kN} \quad (5.15)$$

Résistance en flexion

Tel que mentionné en début de chapitre, la disposition ainsi que les conditions de retenues des colonnes de contreventement dans ce projet font en sorte que les colonnes sont assujetties à un flambement en plan selon leur axe faible. Il n'y a donc pas de problème de déversement et la résistance en flexion correspond à la résistance d'une section de classe 1 donnée par l'équation (5.16).

$$M_{ry} = \phi Z_y F_y = (1,0)(657)(0,345) = 227 \text{ kNm} \quad (5.16)$$

5.2.11.3 Interaction compression-flexion dans la colonne

Comme le flambement en torsion compression n'est pas possible selon les dispositions des colonnes, il n'est pas nécessaire de vérifier l'article 13.8.2.c de la norme CSA S16. Seulement les vérifications de la résistance de la section (13.8.2.a), la stabilité dans le plan de flexion (13.8.2.b) et l'interaction des moments de flexion sont requises.

Résistance de la section (13.8.2.a)

Il est déjà établi à la section 4.2 que la colonne est contreventée, donc il est possible puisque les colonnes sont encastrées à la base, que celles-ci atteignent la plastification avant le flambement. On s'assure que la section possède la résistance suffisante en vérifiant l'interaction suivante :

$$\frac{C_f}{C_r} + \frac{\beta U_{1y} M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1,0 \quad (5.17)$$

Pour la vérification de la section, la résistance en compression C_r doit être prise égale à la charge de plastification C_y donnée par le produit $\phi A F_y$. Pour sa part, la résistance en flexion M_{ry} est obtenue de l'équation (5.16) puisqu'il n'y pas de déversement possible. Le paramètre β dans l'équation

(5.17) doit être égal à 0,6 alors que le facteur d'amplification du moment U_{1y} est obtenu d'après l'équation (4.4) et ne doit pas être inférieur à 1,0.

Stabilité dans le plan de flexion (13.8.2.b)

L'équation (5.17) est reprise afin de vérifier la stabilité de la colonne dans son plan de flexion. Pour cette vérification, la résistance au flambement C_r est obtenue de l'équation (5.15) en considérant la valeur réelle de l'élancement effectif λ_y . La résistance en flexion M_{ry} demeure identique alors que le paramètre β est calculé à partir de l'équation (5.18).

$$\beta = 0,6 + 0,4\lambda_y \leq 0,85 \quad (5.18)$$

Pour les éléments contreventés, les effets $P-\delta$ sont importants et doivent être pris en compte. Le facteur d'amplification de moment U_{1y} se calcule avec l'équation (4.4) sans avoir de limite inférieure pour cette vérification.

Interaction des moments de flexion

Puisque dans l'équation d'interaction (5.17) le moment M_{fy} est affecté par le facteur d'amplification U_{1y} pouvant dans certains cas être inférieur à 1,0 (courbure double), il est nécessaire de s'assurer que le moment n'excède pas la résistance pondérée en flexion de la pièce. Il faut donc s'assurer que la sollicitation M_{fy} est inférieure à la résistance M_{ry} .

5.2.11.4 Vérification des colonnes de contreventement

Les équations présentées dans la section 5.2.11.3 permettent de considérer l'interaction entre la compression et la flexion d'une pièce soumise à un chargement combiné. Toutefois, tel que mentionné dans les hypothèses en début de chapitre, la sollicitation en flexion est négligée lors de la conception de ces colonnes de contreventement. De ce fait, l'équation d'interaction se réduit au terme de compression axiale C_f/C_r . Comme la résistance au flambement est plus critique que la plastification de la section ($C_n < C_y$) les colonnes sont validées selon l'équation (5.19).

$$\frac{C_f}{C_r} = \frac{4098}{3915} = 1,047 \quad (5.19)$$

D'après cette vérification, la colonne du contreventement devrait subir une instabilité lors des analyses temporelles puisque la sollicitation C_f est supérieure à la résistance C_r . Par ailleurs, plusieurs éléments de sécurité ont été volontairement enlevés lors de la conception afin d'observer le comportement réel de la colonne à l'ultime. Parmi ces éléments de sécurité négligés ou modifiés on note :

- le coefficient de tenue $\phi = 1,0$;
- la sollicitation en flexion $M_f = 0$;
- le coefficient de longueur effective $K < 1,0$; et
- le ratio C_f/C_r légèrement supérieur à 1,0.

Ces éléments constituent un point de départ afin de voir si les colonnes de contreventement sont en mesure de reprendre les sollicitations en flexion qui se développent lors d'un séisme même si elles n'ont pas été conçues en conséquence.

5.2.12 Conception des poutres

La conception des poutres se fait en considérant l'interaction entre les efforts de compression et de flexion provenant des résistances probables des éléments ductiles présentés à la section 5.2.10. Les caractéristiques des poutres sont présentées dans le tableau 5.17.

Tableau 5.17 : Propriétés des poutres – itération 2

Niveau	Section	A (mm ²)	d (mm)	b (mm)	t (mm)	w (mm)	r _x (mm)	I _x (10 ⁶ mm ⁴)	Z _x (10 ³ mm ³)
3	W310x32.7	9 290	254	254	14,2	8,6	125,0	64,9	480
2	W530x66	16 500	318	307	20,6	13,1	205,0	351	1 560
1	W610x82	20 100	328	310	25,1	15,5	231,0	562	2 200

Les charges considérées lors du dimensionnement proviennent de la combinaison de charge la plus critique parmi celles présentées au tableau 2.1. Les efforts maximums surviennent lors de la

combinaison de charge $1,0D+1,0E+0,5L+0,25S$. La combinaison des résistances probables des diagonales donnant les efforts sismiques E maximums est composée des efforts $T_u + C'_u$ et ces charges sont données dans le tableau 5.18.

Tableau 5.18 : Charges pondérées dans les poutres – itération 2

Niveau	C_f (kN)	M_f (kNm)
3	412	69
2	1 150	272
1	1 771	272

5.2.12.1 Vérification des limites d'élancement

Tout comme les colonnes, les poutres doivent être de classes 1 ou 2 afin de retarder l'apparition du voilement local des parois comprimées. La vérification de ces limites est présentée dans le tableau 5.19.

Tableau 5.19 : Vérification des limites d'élancement des poutres – itération 2

Niveau	b_o/t	Limite b_o/t	Classe Semelles	h/w	Limite h/w	Classe Âme	Classe Section
3	4,72	7,81	1	44,00	56,25	1	1
2	7,24	7,81	1	56,60	54,56	2	2
1	6,95	7,81	1	57,34	53,32	2	2

5.2.12.2 Interaction compression-flexion dans les poutres

Tel que mentionné dans les hypothèses en début de chapitre, le déversement des poutres est empêché puisque la semelle comprimée est retenue par le tablier métallique formant le plancher mixte du bâtiment. Puisque la semelle comprimée est retenue, la poutre peut développer sa pleine résistance en flexion M_r , donc seulement les vérifications de la résistance de la section (13.8.2.a), de la stabilité dans le plan de flexion (13.8.2.b) et de l'interaction des moments de flexion sont requises. Les tableaux suivants présentent ces vérifications.

Tableau 5.20 : Vérification de la résistance de la section pour les poutres (13.8.2.a) – itération 2

Niveau	C_f (kN)	C_r (kN)	β	U_1	M_f (kNm)	M_r (kNm)	Interaction
3	412	1 442	0,6	1,26	69	166	0,730
2	1 150	2 895	0,6	1,12	272	538	0,878
1	1 771	3 623	0,6	1,11	272	759	0,828

Tableau 5.21 : Vérification de la stabilité dans le plan de flexion pour les poutres (13.8.2.b) – itération 2

Niveau	C_f (kN)	λ_x	C_r (kN)	β	U_1	M_f (kNm)	M_r (kNm)	Interaction
3	412	0,846	997	0,85	1,26	69	166	0,857
2	1 150	0,516	2 575	0,81	1,12	272	538	0,927
1	1 771	0,458	3 322	0,78	1,11	272	759	0,872

Tableau 5.22 : Vérification de l'interaction des moments pour les poutres – itération 2

Niveau	M_f (kNm)	M_r (kNm)	Interaction
3	69	166	0,414
2	272	538	0,505
1	272	759	0,358

5.2.13 Vérification des déplacements inter-étage

Pour le calcul des déplacements inter-étage, le CNBC permet de réduire la force de cisaillement à la base de la structure en augmentant la limite sur la période T utilisée dans le calcul de la force V . Pour des ossatures contreventées, il est permis d'utiliser la période réelle obtenue du modèle numérique à condition que celle-ci soit inférieure ou égale à 2 s.

Dans l'exemple présent, la période obtenue de l'analyse spectrale de l'itération 2 présentée à la section 5.2.9.2 est de 0,697 s. Cette période est supérieure à la limite permise de $2T_{emp}$ pour le calcul des éléments structuraux mais elle est inférieure à la limite permise de 2 s pour la vérification des déplacements inter-étage. Le cisaillement à la base obtenue à l'aide d'une période de 0,697 s est de 4 021 kN ce qui représente une réduction de 11% par rapport au cisaillement de calcul (4 516 kN) obtenue par une période de $2T_{emp} = 0,580$ s. Le tableau 5.23 présente la distribution des forces sismiques pour la vérification des déplacements inter-étage.

Tableau 5.23 : Distribution verticale des forces sismiques – vérification des déplacements inter-étage

Niveau	h_x (m)	W_x (kN)	$W_x h_x$ (kNm)	F_x / V	F_x (kN)	V_x (kN)
3	11,6	4 513	52 345	0,300	1 207	1 207
2	7,8	10 334	80 602	0,462	1 859	3 066
1	4,0	10 362	41 449	0,238	956	4 021
Somme	-	25 208	174 396	1,000	4 021	

Le déplacement Δ_x de chaque étage est calculé à l'aide des forces sismiques latérales F_x appliquées à chacun des cadres contreventés en fonction de leur rigidité relative. Un calcul statique sous ces charges latérales permet d'obtenir le déplacement en cisaillement ainsi que le déplacement en flexion du cadre contreventé. Ces déplacements correspondent aux déformations élastiques que subit la structure sous une charge de cisaillement V . Toutefois, lors d'un événement sismique, on compte sur la ductilité des matériaux et du *SRFS* afin de dissiper l'énergie. Lorsque ces sollicitations extrêmes amènent la structure dans le domaine inélastique, les déformations augmentent (figure 2.2). Il faut multiplier les déformations élastiques par le produit $R_d R_o$ afin d'obtenir les déformations inélastiques. Ces déformations sont présentées au tableau 5.24.

Tableau 5.24 : Déformations inélastiques – vérification des déplacements inter-étage

Niveau	h_s (m)	Δ_x (mm)	$R_d R_o \Delta_x$ (mm)	$R_d R_o \Delta_x / h_s$ (%)
3	3 800	9,98	38,92	1,02
2	3 800	12,21	47,61	1,25
1	4 000	10,24	39,95	1,00

Conformément à l'article 4.1.8.13 du CNBC, les déformations inter-étage doivent être inférieures à 2,5% pour des bâtiments dont le risque parasismique est de catégorie normale. Cette exigence permet d'évaluer la performance d'un *SRFS* ainsi que le potentiel d'endommagement aux éléments structuraux et non-structuraux. En respectant cette exigence la structure est jugée adéquate.

5.2.14 Conception des colonnes gravitaires

Les charges gravitaires telles que les charges mortes, les charges vives et les charges de neige sont reprises par le système de plancher qui sont ensuite transférées aux poutres secondaires, aux poutres principales et finalement aux colonnes gravitaires. Bien que ces colonnes ne soient pas conçues pour reprendre les charges latérales, certaines études démontrent que celles-ci peuvent contribuer à la rigidité latérale du système. Toutefois, le rôle premier de ces colonnes est d'acheminer les charges verticales jusqu'aux fondations, c'est pourquoi il n'est pas nécessaire que ces colonnes soient encastrées à la base. Pour faciliter la conception et la modélisation, il est possible de regrouper ces colonnes en fonction de leur axe de flexion et de leur aire tributaire. Cela permet de réduire le nombre de colonne à dimensionner et à modéliser dans le modèle numérique tel qu'il est expliqué à la section 6.5.4. Dans le présent exemple, les colonnes gravitaires sont regroupées en différents types de colonnes tels qu'illustré sur la figure 5.12.

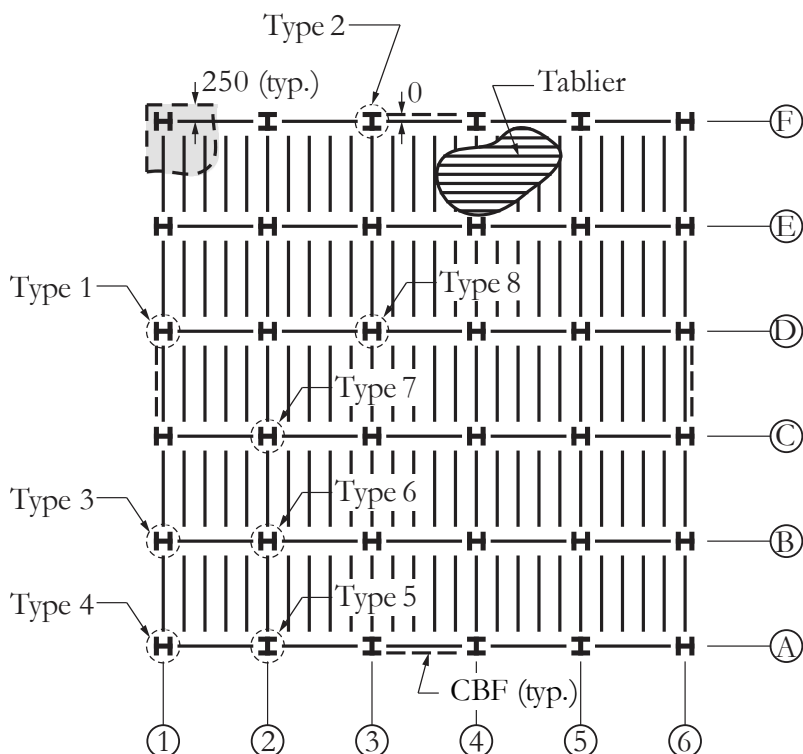


Figure 5.12 : Types de colonnes gravitaires du bâtiment

Les colonnes de type 1 représentent les colonnes du contreventement modélisé au chapitre 6 soit celles du cadre contreventé situé entre les axes C et D. Pour la conception des colonnes de contreventement (types 1 et 2) les charges axiales maximales pondérées proviennent de la combinaison de charges qui fait intervenir les charges sismiques E soit $1,0D+1,0E+0,5L+0,25S$. Le dimensionnement de ces colonnes a déjà été fait à la section 5.2.11. Cependant, pour la conception des colonnes gravitaires (types 3 à 8), les charges axiales maximales pondérées proviennent de la combinaison de charges $1,25D+1,5L+0,5S$. Les charges axiales pondérées C_f présentées dans le tableau 5.25 proviennent du cas de chargement $1,25D+1,5L+0,5S$ et c'est pour cette raison que les colonnes de contreventement (type 1 et 2) présentent un faible pourcentage de sollicitation C_f/C_r car celles-ci ont été dimensionnées précédemment pour la combinaison de charge sismique.

Tableau 5.25 : Sollicitations et résistances axiales des colonnes gravitaires

Type	Section	n	A_t (m ²)	C_f [†] (kN)	C_r (kN)	C_f/C_r
1	W250x101	4	45,48	969	3 174	0,305
2	W250x101	4	45,48	969	3 174	0,305
3	W200x46.1	4	49,97	1 059	1 174	0,902
4	W200x35.9	4	26,27	652	696	0,937
5	W200x46.1	4	49,97	1 059	1 174	0,902
6	W250x67	4	95,06	1 692	1 704	0,993
7	W200x59	8	86,53	1 547	1 521	1,017
8	W250x58	4	78,76	1 415	1 449	0,977

[†] Comprend le facteur de réduction pour la charge vive

À noter que le coefficient de longueur effective utilisé dans l'équation (3.5) pour calculer la résistance C_r de ces colonnes est de $K = 1,0$. On remarque que la résistance C_r de la colonne de type 7 est légèrement inférieure à la sollicitation C_f toutefois cet écart demeure dans les limites acceptables puisqu'elle est inférieure à 2%. Les colonnes sont adéquates puisque leur résistance pondérée C_r excède la sollicitation pondérée C_f .

5.3 Sommaire

Le tableau 5.26 présente l'évolution des principaux paramètres de conception au fil des itérations du processus de dimensionnement des cadres contreventés concentriques en acier.

Tableau 5.26 : Évolution des principaux paramètres de conception et de réponse au cours du processus itératif de conception

Paramètre		Conception préliminaire	Itération 1	Itération 2
Période	T_1 (s)	-	0,617	0,697
	V_e (kN)	-	14 662	13 535
Vérification des résistances	T_a (s)	0,580	0,580	0,580
	$M_v S(T_a)$ (g)	0,699	0,699	0,699
	F_t (kN)	0	0	0
	V (kN)	4 516	4 516	4 516
	V_d (kN)	-	3 760	3 613
	V_d/V_e	-	0,256	0,267
Vérification des déplacements	T_a (s)	0,580	0,617	0,697
	$M_v S(T_a)$ (g)	0,699	0,674	0,622
	F_t (kN)	0	0	0
	V (kN)	4 516	4 359	4 021
	Δ/h_s (%) ¹	1,04	1,36	1,25
Conception	Poids acier (t) ²	28,74	22,50	22,50

¹ Valeur maximale parmi tous les étages

² Comprend seulement le poids des éléments structuraux du *SRFS*

La figure 5.13 présente les sections retenues au terme du processus itératif de dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment présenté au début de ce chapitre. La modélisation de ce bâtiment avec le logiciel *OpenSees* est présentée au chapitre suivant.

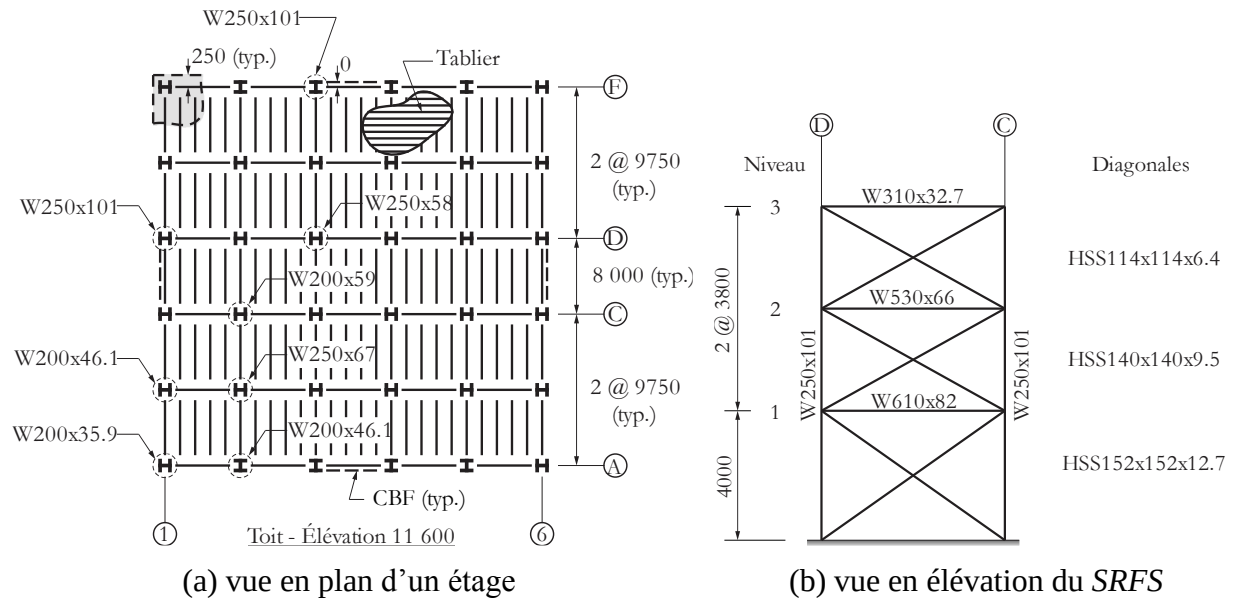


Figure 5.13 : Choix final des éléments structuraux du bâtiment

CHAPITRE 6 MODÉLISATION *OPENSEES* ET CALIBRATION DU MODÈLE

Ce chapitre présente la philosophie de modélisation, les hypothèses ainsi que les différents paramètres utilisés lors de l'élaboration du modèle numérique. Des stratégies de modélisation pouvant optimiser la rapidité de calcul ainsi que des instructions permettant d'adapter le modèle numérique pour la réalisation de simulations hybrides ou pour bénéficier des avantages du traitement en parallèle sont présentées. Le traitement en parallèle permet de tirer profit des multiples cœurs d'un processeur informatique et ainsi diminuer le temps de calcul. De nos jours, les processeurs informatiques sont formés de plusieurs cœurs toutefois le logiciel *OpenSees* n'utilise qu'un seul cœur. Le logiciel *OpenSeesMP* permet de choisir le nombre de cœurs du processeur qui seront sollicités dans le but d'augmenter la capacité et la vitesse de calcul. Cela constitue un avantage notamment lors de la réalisation de simulations hybrides. Puisqu'il existe très peu de documentation sur le sujet, ces instructions ont été recueillies directement auprès des développeurs des logiciels *OpenSees* et *OpenFresco* et ils sont résumés dans ce chapitre.

Les logiciels utilisés dans ce projet sont :

- *OpenSees* (64 bits) version 2.5.0
- *OpenFresco* (64 bits) version 2.7.0
- *Matlab* (64 bits) version R2014b

6.1 Paramétrage du modèle

Bien que la torsion soit négligée dans ce projet et que le cadre contreventé est étudié seulement dans son plan, le modèle numérique est créé en trois dimensions comprenant six degrés de liberté par nœud. La troisième dimension permet d'inclure les défauts de rectitude hors-plan en plus de permettre le flambement des diagonales hors-plan. Le logiciel *OpenSees* n'offre pas d'interface utilisateur, les modèles numériques sont plutôt construits à partir d'un fichier texte écrit à l'aide du langage de programmation *Tcl*. Une des particularités du logiciel *OpenSees* est qu'il ne contient aucune constante préétablie. Toutes les constantes, telles que la constante gravitationnelle g ou le nombre π , utiles à la modélisation doivent être définies manuellement par l'utilisateur. De plus, il

est de la responsabilité de l'utilisateur de s'assurer de la cohérence des unités choisies. Les unités choisies pour le modèle numérique sont présentées au tableau 6.1.

Tableau 6.1 : Unités du modèle numérique *OpenSees*

Temps	Force	Longueur	Angle
seconde	kilo-Newton	millimètre	radian

6.1.1 Type d'éléments

Le logiciel *OpenSees* étant un logiciel libre auquel les utilisateurs peuvent soumettre leurs propres éléments afin qu'ils soient acceptés et ajoutés au code source. Pour cette raison, il existe une multitude d'éléments disponible dans *OpenSees* ce qui peut rendre le choix parfois compliqué. Pour ce projet, les éléments structuraux tels que les poutres, les colonnes et les diagonales sont modélisés à l'aide d'élément *Beam-Column*. Ces éléments permettent d'avoir des sollicitations simultanées en efforts axiaux et de flexion. Par ailleurs, on distingue les éléments *Beam-Column* selon deux groupes en fonction de la plasticité anticipée dans chaque élément. Pour un contreventement concentrique en acier, il est attendu que les poutres demeurent élastiques, donc elles sont modélisées à l'aide d'éléments *Elastic Beam-Column*. La plastification n'est permise que dans les éléments ductiles du cadre contreventé soit dans les diagonales de contreventement. Toutefois, comme ce projet s'attarde à l'étude du comportement des colonnes sous les charges combinées axiales et de flexion, les colonnes sont modélisées de la même façon que les diagonales à l'aide d'éléments *Beam-Column* non-linéaires. Ces éléments non-linéaires permettent la distribution de la plasticité le long des éléments ce qui autorise le développement de rotules plastiques à n'importe quel endroit sur l'élément. Il existe deux principales formulations de plasticité pour les éléments non-linéaires dans *OpenSees*. La première formulation est basée sur les déplacements et ces éléments sont appelés *Displacement-Based Beam-Column* tandis que la deuxième formulation est basée sur les forces et ces éléments sont appelés *Force-Based Beam-Column*.

Sans entrer dans les détails, la formulation basée sur les déplacements utilise une interpolation des déplacements entre les points d'intégration de l'élément. Elle assume des déformations axiales constantes et une distribution linéaire de la courbure. La précision de la réponse ne peut être améliorée que par le raffinement du maillage soit la discrétisation en plusieurs éléments.

La formulation basée sur les forces utilise quant à elle une force axiale constante et une distribution linéaire des moments de flexion le long de l'élément. Les forces internes sont déterminées à partir de l'équilibre des forces sur la section ainsi que des conditions de compatibilité des déformations. Les déformations internes et externes doivent être en équilibre, donc la différence entre ces deux quantités doit être minimisée à chaque itération jusqu'à ce qu'elle rencontre la tolérance spécifiée.

Ces deux types d'élément ne peuvent pas être modélisés de la même manière. Pour les éléments *Displacement-Based Beam-Column*, la précision s'améliore en raffinant le maillage, c'est-à-dire en augmentant le nombre d'éléments. Pour les éléments *Force-Based Beam-Column* la précision s'améliore en augmentant le nombre de points d'intégration, ce qui est préférable au niveau du temps de calcul puisqu'il est possible d'améliorer la précision de la réponse sans pour autant ajouter des éléments au modèle. (Terzic, 2011)

Dans ce projet, tous les éléments non-linéaires du modèle numérique utilisent la formulation basée sur les forces. Les caractéristiques des éléments du modèle sont résumées dans le tableau 6.2.

Tableau 6.2 : Caractéristiques des éléments du modèle numérique

Élément	Type d'élément	Nombre d'éléments	Nombre de points d'intégration	Nombre maximal d'itérations	Tolérance
Poutre	<i>Elastic Beam-Column</i>	6	-	-	-
Diagonale	<i>Force-Based Beam-Column</i>	8	5	20	1×10^{-6}
Colonne	<i>Force-Based Beam-Column</i>	12	5	20	1×10^{-6}

Les forces et les déformations agissant sur la section doivent être intégrées afin de procéder à la vérification de l'équilibre. Tel que mentionné précédemment, il s'agit d'un processus itératif pour lequel les quantités intégrées doivent satisfaire un critère de convergence dans un nombre maximal spécifié d'itérations. Pour ce faire, la quadrature de Gauss-Lobatto est utilisée à l'aide de cinq points d'intégration n_G par élément.

6.1.1.1 Quadrature de Gauss-Lobatto

Lors de l'analyse numérique par éléments finis, il est souvent acceptable et plus efficace en terme de temps de calcul de résoudre les équations de manière approximative en utilisant des techniques d'intégration numérique. La quadrature de Gauss-Lobatto est une technique couramment utilisée et il a été démontré que cette technique donne des résultats exacts pour l'intégration de tout polynôme de degré au plus égal à $2n_G-1$ où n_G est le nombre de points de Gauss utilisé (Bathe, 1996). La quadrature de Gauss-Lobatto permet d'évaluer une intégrale à partir d'une somme de n_G valeurs pondérées par un coefficient w_i . L'emplacement des points d'intégration le long de l'élément ainsi que le poids associé à chaque point d'intégration sont présentés dans le tableau 6.3.

$$\int_{-1}^1 F(r_i) dx \approx \sum_{i=1}^{n_G} w_i F(r_i) \quad (6.1)$$

Tableau 6.3 : Emplacement et poids des points d'intégration pour la quadrature de Gauss-Lobatto ($n_G = 5$)

Points	r_i	w_i
1	-1	$\frac{1}{10}$
2	$-\frac{1}{7}\sqrt{21}$	$\frac{49}{90}$
3	0	$\frac{32}{45}$
4	$\frac{1}{7}\sqrt{21}$	$\frac{49}{90}$
5	1	$\frac{1}{10}$

À noter que la quadrature de Gauss-Lobatto utilise un système de coordonnées naturelles r_i qui varie de -1 à 1 plutôt que de 0 à L tel qu'exprimé dans le système de coordonnées globales. La figure 6.1 illustre ces deux types de système de coordonnées.

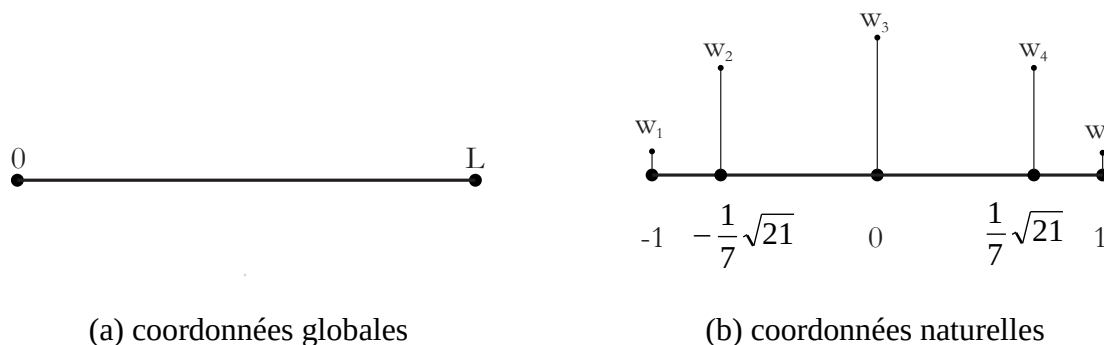


Figure 6.1 : Système de coordonnées globales et naturelles pour la quadrature de Gauss-Lobatto ($n_G = 5$)

6.2 Transformation géométrique

La transformation géométrique permet de faire le lien entre le système d'axes globaux et le système d'axes locaux. Il existe trois types de transformation géométrique dans *OpenSees* :

1. Linéaire ;
2. P-Delta ; et
3. Co-rotationnelle.

Dans une transformation géométrique linéaire, la longueur L et l'angle de rotation θ de l'élément demeurent constants tout au long de l'analyse ce qui donne une matrice de transformation constante. Dans une transformation géométrique P-Delta, des termes représentant l'incrément du déplacement latéral à chaque nœud sont ajoutés à la matrice de transformation ce qui permet d'inclure les effets $P-\Delta$ durant l'analyse. Pour la transformation géométrique co-rotationnelle, la longueur L et l'angle de rotation θ de l'élément sont recalculés à chaque itération de l'analyse ce qui permet de considérer la géométrie exacte de l'élément dans la matrice de transformation. De cette manière, la transformation co-rotationnelle inclue les effets $P-\delta$ en plus d'inclure les effets $P-\Delta$ dans les éléments contrairement à la transformation P-Delta qui n'inclue seulement que les effets $P-\Delta$. Dans le cadre de ce projet, la transformation géométrique co-rotationnelle est utilisée pour l'ensemble des éléments.

Dans le cadre de ce projet, l'axe local y est orienté de façon à représenter une flexion autour de l'axe fort de l'élément alors que l'axe local z est orienté pour représenter une flexion autour de l'axe faible de l'élément. Il n'existe aucune convention quant à l'orientation des axes locaux dans

OpenSees à l'exception de l'axe local longitudinal x . Par défaut, le système d'axes locaux est orienté de sorte que l'axe local x suive la direction établie par la connectivité des éléments. Il revient à l'utilisateur de positionner les axes locaux y et z spécifiant un vecteur parallèle au plan xz local (pointant dans la direction z). Les composantes du vecteur xz doivent être exprimées à l'aide des coordonnées du système d'axes globaux. *OpenSees* peut ensuite déduire l'orientation de l'axe local y par rapport au système d'axes globaux en calculant le produit vectoriel du vecteur dans le plan xz avec celui de l'axe x . La figure 6.2 illustre la méthodologie utilisée pour définir les colonnes de contreventement selon l'axe dans laquelle elles sont fléchies.

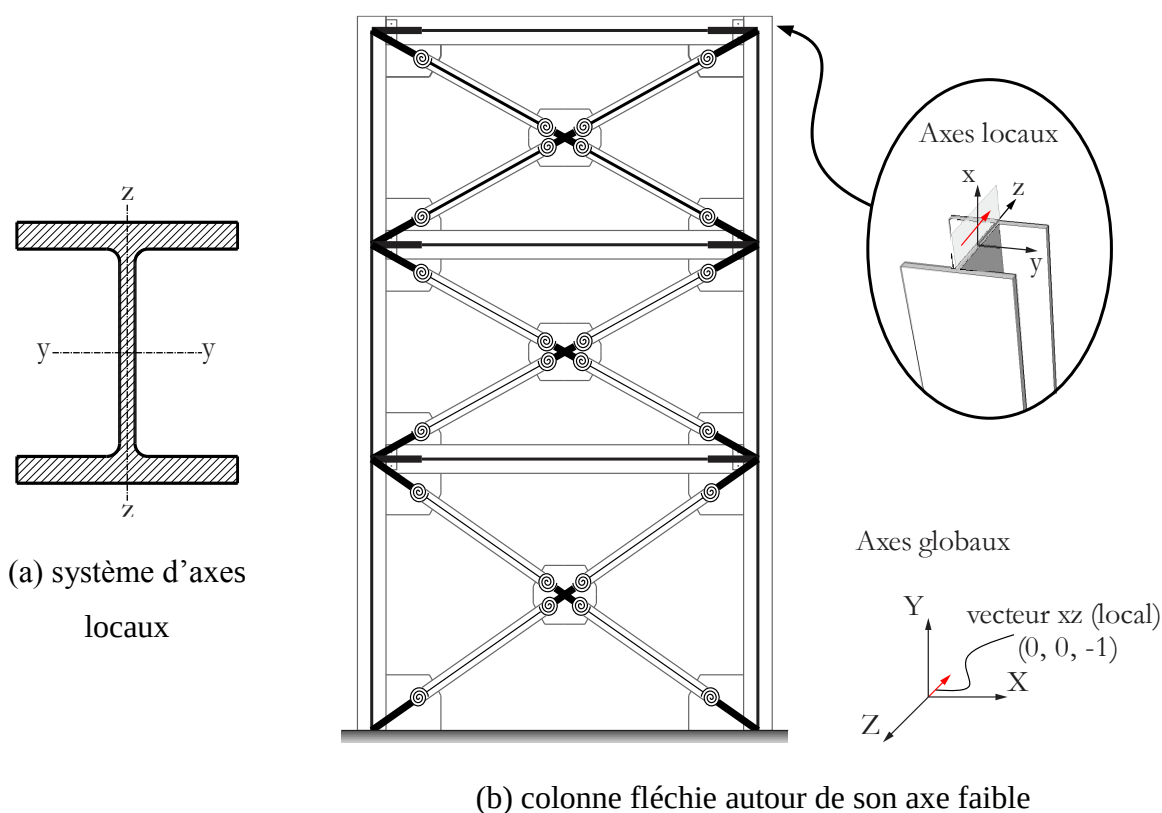


Figure 6.2 : Définition du vecteur de transformation géométrique dans *OpenSees*

Le tableau 6.4 présente les transformations géométriques utilisées pour chaque élément du modèle ainsi que les coordonnées exprimées dans le système d'axes globaux pour décrire l'orientation des systèmes d'axes locaux utilisés.

Tableau 6.4 : Transformation géométrique et coordonnées des vecteurs d'orientation utilisés pour décrire les systèmes d'axes locaux des éléments du modèle numérique dans *OpenSees*

Élément	Transformation géométrique	X	Y	Z
Colonne (axe faible)	Co-rotationnelle	0	0	-1
Colonne (axe fort)	Co-rotationnelle	1	0	0
Poutre	Co-rotationnelle	0	1	0
Diagonale	Co-rotationnelle	0	1	0
Gousset	Co-rotationnelle	0	1	0

6.3 Caractérisation du matériau

L'acier est modélisé à l'aide du matériau hystérétique *Steel02*. Le tableau 6.5 présente les paramètres utilisés pour les différents éléments du modèle numérique. Le matériau hystérétique *Steel02* est utilisé aux endroits où la non-linéarité est anticipée, c'est-à-dire dans les diagonales, dans les assemblages et dans les colonnes. Toutefois, bien que la philosophie de conception par capacité ne permette pas la plastification des colonnes dans les contreventements concentriques en acier, les colonnes sont tout de même modélisées à l'aide du matériau *Steel02* afin de pouvoir étudier leur comportement en régime inélastique à l'approche du flambement sous des charges combinées axiales et de flexion lors d'un séisme.

Tableau 6.5 : Paramètres utilisés pour modéliser le matériau *Steel02* dans *OpenSees*

Paramètre	Poutre	Colonne	Diagonale	Gousset
E (MPa)	200 000	200 000	200 000	200 000
G (MPa)	77 000	77 000	77 000	77 000
F_y (MPa)	345	345	345	350
$R_y F_y$ (MPa)	-	-	460	385
b	-	$2,5 \frac{F_y}{E}$	$2,5 \frac{F_y}{E}$	0,01
R_0	-	30,0	20,0	20,0
cR_1	-	0,925	0,925	0,925
cR_2	-	0,15	0,15	0,15
a_1	-	0,4	0,4	0,0
a_2	-	22,0	22,0	1,0
a_3	-	0,4	0,4	0,0
a_4	-	22,0	22,0	1,0

La figure 6.3 montre le comportement hystérétique du matériel *Steel02* pour les paramètres présentés dans le tableau 6.5.

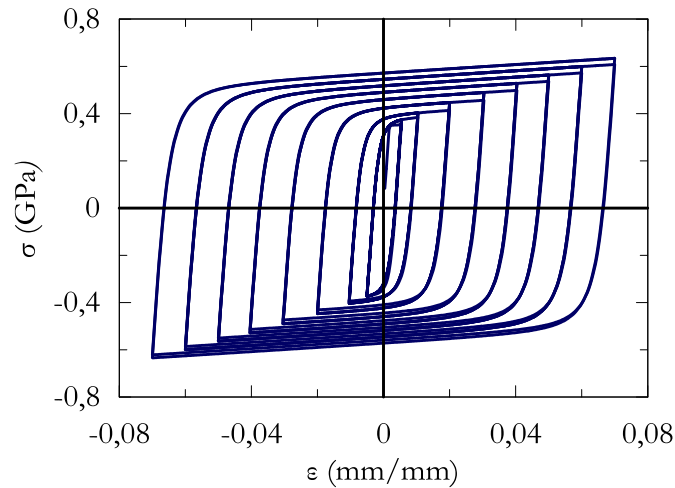


Figure 6.3 : Comportement hystérétique du matériel *Steel02* du logiciel *OpenSees*

6.4 Modélisation des assemblages

Les assemblages sont modélisés dans *OpenSees* à l'aide d'un élément rigide élastique ayant les propriétés de la plaque gousset auquel on ajoute des ressorts en flexion hors-plan et en torsion. Le comportement inélastique de ces ressorts est représenté à l'aide du matériau hystérétique *Steel02* défini à la section précédente. Les propriétés telles que la résistance plastique à la flexion hors-plan M_{pg} , la rigidité flexionnelle C_g et la rigidité en torsion C_{tg} sont calculées à partir de la géométrie de l'assemblage et elles sont attribuées au matériau.

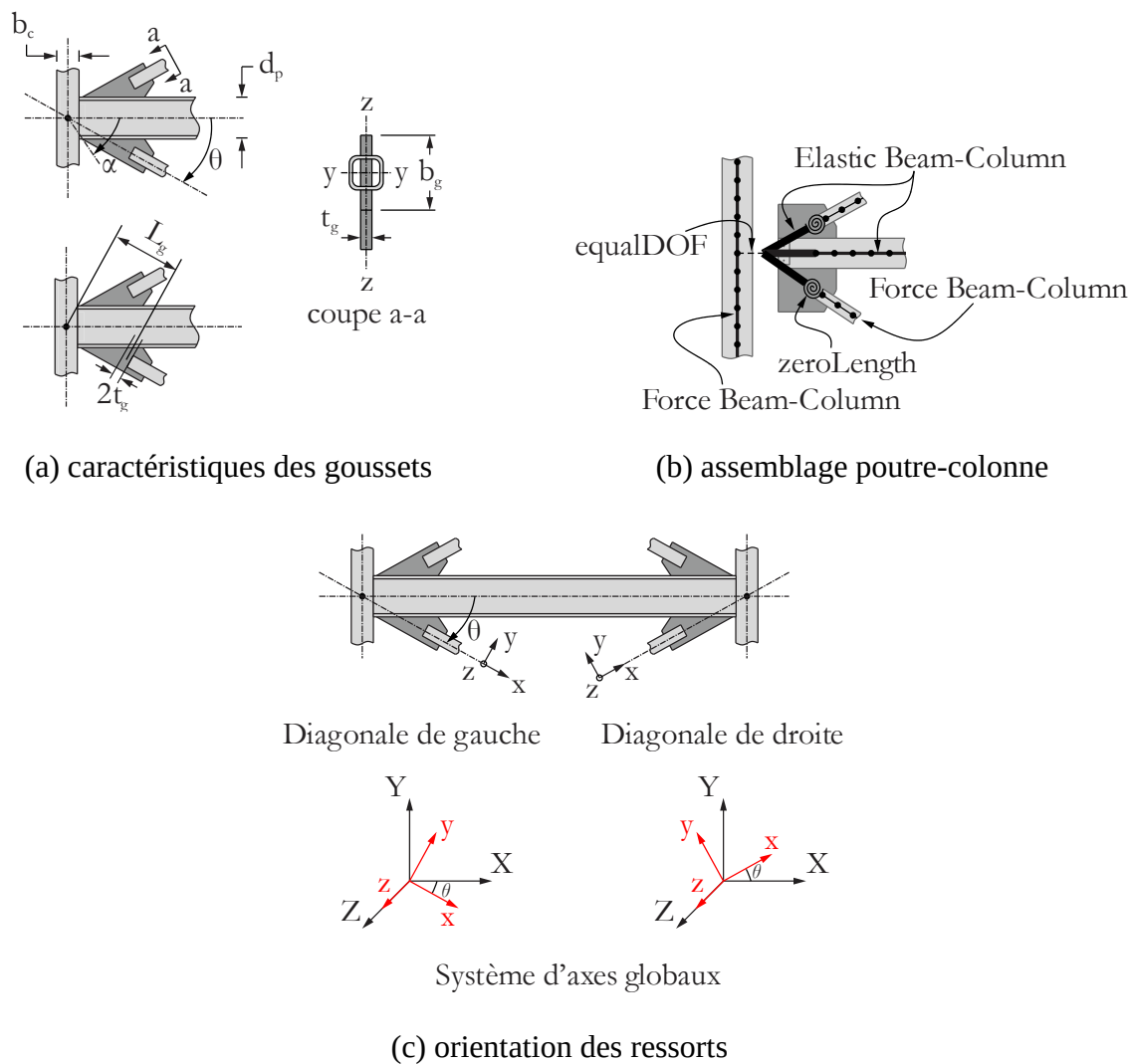


Figure 6.4 : Modélisation des goussets dans *OpenSees*

La détermination de la géométrie des assemblages servant à calculer les propriétés des ressorts est basée sur l'hypothèse suivante :

- La largeur du gousset b_g est deux fois plus grande que celle de la diagonale b_{HS} .

À partir de cette hypothèse, la géométrie est obtenue automatiquement à l'aide de la routine présentée à l'équation (6.2) comprenant les équations de dimensionnement des assemblages.

$$\begin{aligned}
b_g &= 2b_{HSS} \\
t_g &= \frac{T_u}{\phi F_y b_g} \\
M_{pg} &= Z R_y F_y = \frac{b_g t_g^2}{4} R_y F_y \\
C_g &= \frac{EI}{L} = \frac{E b_g t_g^3}{(2t_g)12} \\
C_{tg} &= \frac{GJ}{L} = \frac{G b_g t_g^3}{(2t_g)3}
\end{aligned} \tag{6.2}$$

Connaissant la largeur du gousset b_g il est possible d'obtenir l'épaisseur t_g en vérifiant que la plastification de l'aire brute sous l'effort axial maximal soit la résistance probable en tension T_u de la diagonale. Comme l'assemblage est concentrique, on pose l'hypothèse que celle-ci ne flambera pas sous la résistance probable en compression C_u de la diagonale.

Les propriétés de l'élément rigide élastique représentant le gousset sont basées sur les hypothèses suivantes :

- L'aire de l'élément rigide élastique A_{rigide} est deux fois plus grande que celle de la diagonale A_{HSS} ; et
- Le moment d'inertie de l'élément rigide élastique pour la flexion hors-plan $I_{z,rigide}$ est deux fois plus grand que celui de la diagonale I_{HSS} .

L'équation (6.3) présente le calcul des propriétés de l'élément rigide élastique.

$$\begin{aligned}
A_{rigide} &= 2 A_{HSS} \\
I_{y,rigide} &= \frac{t_g b_g^3}{12} \\
I_{z,rigide} &= 2 I_{HSS} \\
J_{rigide} &= \frac{b_g t_g^3}{3} \\
L_{rigide} &= \begin{cases} \frac{b_g}{2 \tan(\theta)} + \frac{d_p}{2 \sin(\theta)} + t_g & \text{si } \theta \leq \alpha \\ \frac{b_g}{2 \tan(\theta)} + \frac{b_c}{2 \cos(\theta)} + t_g & \text{si } \theta > \alpha \end{cases}
\end{aligned} \tag{6.3}$$

Par la suite, la modélisation de l'élément rigide élastique se fait à l'aide d'un élément *Elastic Beam-Column* auquel on attribue les propriétés suivantes : A , E , G , J , I_y , I_z . La connexion avec la diagonale à l'interface gousset-diagonale se fait à l'aide de ressorts appelés *zeroLength Element* et de contraintes *equalDOF*. Tous les degrés de liberté sont rattachés de manière rigide à l'aide de la contrainte *equalDOF* à l'exception de la flexion hors-plan et de la torsion. Ces dernières sont représentées par des ressorts *zeroLength Element* et permettent le flambement de la diagonale en créant des points charnières aux extrémités de la diagonale (figure 6.4b). Puisque les diagonales sont inclinées par rapport au système d'axes global, l'orientation des ressorts doit être spécifiée. Pour ce faire, les composantes vectorielles de l'axe local x et du vecteur reposant dans le plan local xy (pointant dans la direction y) doivent être définies dans le système de coordonnées globales (figure 6.4c). Il faut mentionner qu'il est important d'utiliser un système d'axes locaux s'apparentant au système d'axes globaux du modèle puisque les assemblages utilisent à la fois des ressorts *zeroLength Element* mais aussi des contraintes *equalDOF* pour rattacher la plaque gousset à la diagonale. Les contraintes *equalDOF* ne peuvent être définies qu'à l'aide du système de coordonnées globales, donc les axes locaux du ressort *zeroLength Element* doivent être compatibles avec le système d'axes globaux. Les composantes utilisées pour chaque diagonale sont présentées dans le tableau 6.6.

Tableau 6.6 : Composantes vectorielles permettant d’orienter les ressorts *zeroLength Element* pour les assemblages des diagonales

Composantes	Diagonale de gauche	Diagonale de droite
x_1	$\cos(\theta)$	$\cos(\theta)$
x_2	$-\sin(\theta)$	$\sin(\theta)$
x_3	0	0
y_{p1}	$\sin(\theta)$	$-\sin(\theta)$
y_{p2}	$\cos(\theta)$	$\cos(\theta)$
y_{p3}	0	0

Les composantes x_1 , x_2 et x_3 représentent les coordonnées globales X , Y , et Z de l’axe local x du ressort représenté en rouge sur la figure 6.4c. Les composantes y_{p1} , y_{p2} et y_{p3} représentent les coordonnées globales X , Y , et Z du vecteur reposant dans le plan local xy . Ces ressorts sont reliés à des éléments rigides élastiques formant la plaque gousset. Puisqu’en réalité les goussets sont soudés à la poutre celle-ci comprend également une partie rigide. Les deux éléments rigides se connectent ensemble de façon rigide afin d’assurer le déplacement uniforme du gousset. Le gousset est ensuite attaché aux colonnes à l’aide d’une contrainte *equalDOF* fixant tous les degrés de liberté à l’exception de la rotation en plan (figure 6.4b).

6.5 Modélisation des colonnes

Les colonnes sont modélisées à l’aide de huit éléments non-linéaires *Force-Based Beam-Column* dans *OpenSees* auxquels sont assignés les défauts de rectitude ainsi que les contraintes résiduelles sur la section. La modélisation des colonnes est divisée en deux groupes comprenant les colonnes de contreventement et les colonnes gravitaires. Ces deux types de colonnes sont modélisés différemment car elles possèdent différentes conditions d’encastrement à la base. Par ailleurs, la discrétisation de la section diffère entre les colonnes de contreventement et les colonnes gravitaires puisque plusieurs colonnes gravitaires sont similaires et partagent les mêmes caractéristiques. Ces colonnes peuvent être regroupées lors de la modélisation afin d’alléger la charge de calcul lors des analyses. Certaines propriétés géométriques peuvent être multipliées par le nombre de colonnes à

représenter et ainsi éviter de modéliser toutes les colonnes. Cette astuce est mise en évidence à la section 6.5.4.

6.5.1 Défauts de rectitude

Les défauts de rectitude peuvent provenir du processus de fabrication, de transport, d'entreposage ou de l'érection des pièces au chantier. Ces effets dénotés δ_0 doivent être pris en compte lors de la modélisation des éléments selon les tolérances spécifiées par les normes de conception. La norme CSA S16 spécifie des tolérances quant à la verticalité des colonnes et les défauts de rectitude. Ceux-ci ne doivent pas excéder une valeur de $L/1000$ où L est la portée de la colonne entre ses deux appuis (CSA, 2014). Dans la modélisation des colonnes, il est important de choisir un nombre d'éléments pair pour représenter les colonnes car cela permet d'avoir un nœud situé au centre de la portée de la colonne auquel on peut assigner l'amplitude maximal du défaut. Par ailleurs, les défauts de rectitude doivent être modélisés en plan et hors-plan afin de représenter le cas le plus critique pour les colonnes. Pour ce projet, les défauts de rectitude sont modélisés dans les deux directions en alternance (figure 6.5) et leur amplitude maximale utilisée est celle spécifiée par la norme CSA S16 pour les colonnes extérieures de bâtiment soit $L/1000$.

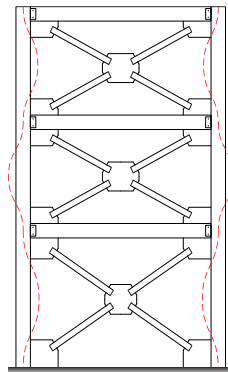


Figure 6.5 : Alternance des défauts de rectitude pour la modélisation des colonnes dans *OpenSees*

6.5.2 Contraintes résiduelles

Les contraintes résiduelles ont été incluses dans le matériau *Steel02* par Lamarche et Tremblay (2008). Le patron de contraintes résiduelles utilisé est celui de Galambos et Ketner (1959) présenté à la figure 6.6.

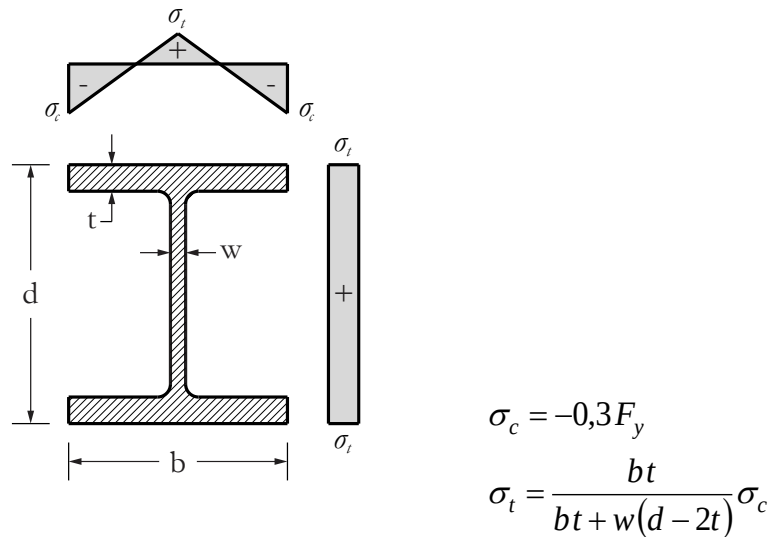


Figure 6.6 : Patron de contraintes résiduelles (Galambos & Ketter, 1959)

Comme la contrainte résiduelle sur l'âme du profilé est constante, un seul matériau est créé et attribué aux fibres de l'âme de la section. Cependant, puisque la contrainte varie sur les semelles du profilé, plusieurs matériaux *Steel02* doivent être créés comprenant tous des valeurs différentes de contraintes initiales. Ceux-ci sont ensuite attribués aux fibres formant les semelles de la section. La contrainte initiale dans le matériau *Steel02* est imposée à l'aide du paramètre *SigInit*.

6.5.3 Colonnes de contreventement

6.5.3.1 Conditions frontières

Bien que la conception des colonnes de contreventement se fasse habituellement en considérant les colonnes comme étant articulées à la base, les conditions réelles d'encastrement au chantier font en sorte que les assemblages sont semi-rigides et ce point a déjà été discuté à la section 3.2.1. Par ailleurs, on a vu à la section 5.2.11 qu'au terme d'une analyse de flambement élastique sur une colonne continue de trois étages, le coefficient de longueur effective est d'environ 0,65. C'est pourquoi lors de la modélisation on considère que les colonnes de contreventement sont encastrees à la base afin d'obtenir un comportement plus représentatif de la réalité. Les colonnes faisant parties du cadre contreventé ont donc tous les degrés de liberté fixés à leur base alors qu'au niveau des étages, seulement la translation, la rotation hors-plan ainsi que la torsion sont bloquées. La colonne est continue sur la totalité de la hauteur du bâtiment.

6.5.3.2 Discrétisation de la section

La section des colonnes de contreventement est divisée en plusieurs fibres afin d'augmenter la précision quant à la distribution des contraintes et des déformations. Les semelles de la section comprennent chacune 400 fibres réparties en 20 tranches longitudinales et transversales. L'âme de la section comprend 200 fibres divisées en 20 tranches longitudinales et 10 tranches transversales. La section complète comprend 1 000 fibres telles qu'illustré à la figure 6.7. Des matériaux *Steel02* comprenant des niveaux différents de contrainte initiale sont associés à chacune des fibres de la section. Pour sa part, la torsion est incluse à l'aide d'un matériau élastique auquel est attribuée la rigidité en torsion GJ de la colonne.

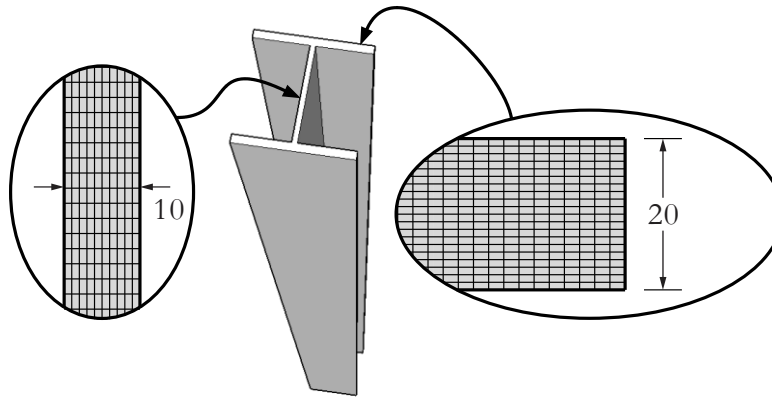


Figure 6.7 : Discrétisation de la section d'une colonne de contreventement dans *OpenSees*

6.5.4 Colonnes gravitaires

6.5.4.1 Conditions frontières

Les colonnes gravitaires possèdent les mêmes conditions frontières aux étages que les colonnes de contreventement. Toutefois la différence se situe à la base des colonnes car celles-ci sont articulées de sorte qu'elles ne contribuent pas de manière significative à la rigidité latérale de la structure. À chaque étage, les colonnes gravitaires sont rattachées au centre de la poutre du cadre contreventé à l'aide d'une contrainte *equalDOF* pour la translation en plan seulement. Les déplacements latéraux subis par les colonnes gravitaires sont gouvernés par la rigidité latérale du contreventement.

6.5.4.2 Discrétisation de la section

La discrétisation de la section des colonnes gravitaires se fait de la même façon que pour les colonnes de contreventement à l'exception que les propriétés géométriques sont multipliées par le nombre de colonnes représentées. Afin de ne pas altérer le comportement global du modèle numérique, la modification des propriétés géométriques des colonnes gravitaires se fait en fonction de l'axe de flexion. Le moment d'inertie et la surface de la section doivent être représentatifs du nombre de colonnes représentées par chaque colonne typique mais il faut faire attention à ne pas surévaluer la rigidité latérale. Cette rigidité est fonction du moment d'inertie sollicité, donc si les colonnes fléchissent autour de leur axe faible, la profondeur de la section d et l'épaisseur des semelles t sont multipliées par le nombre de colonnes représentées alors que si les colonnes fléchissent autour de leur axe fort, la largeur de l'âme w et la largeur des semelles b sont multipliées par le nombre de colonnes représentées. Cela assure une juste caractérisation du moment d'inertie des colonnes gravitaires. La figure 6.8 présente la discrétisation des colonnes gravitaires selon l'axe de flexion dans lequel elles sont sollicitées.

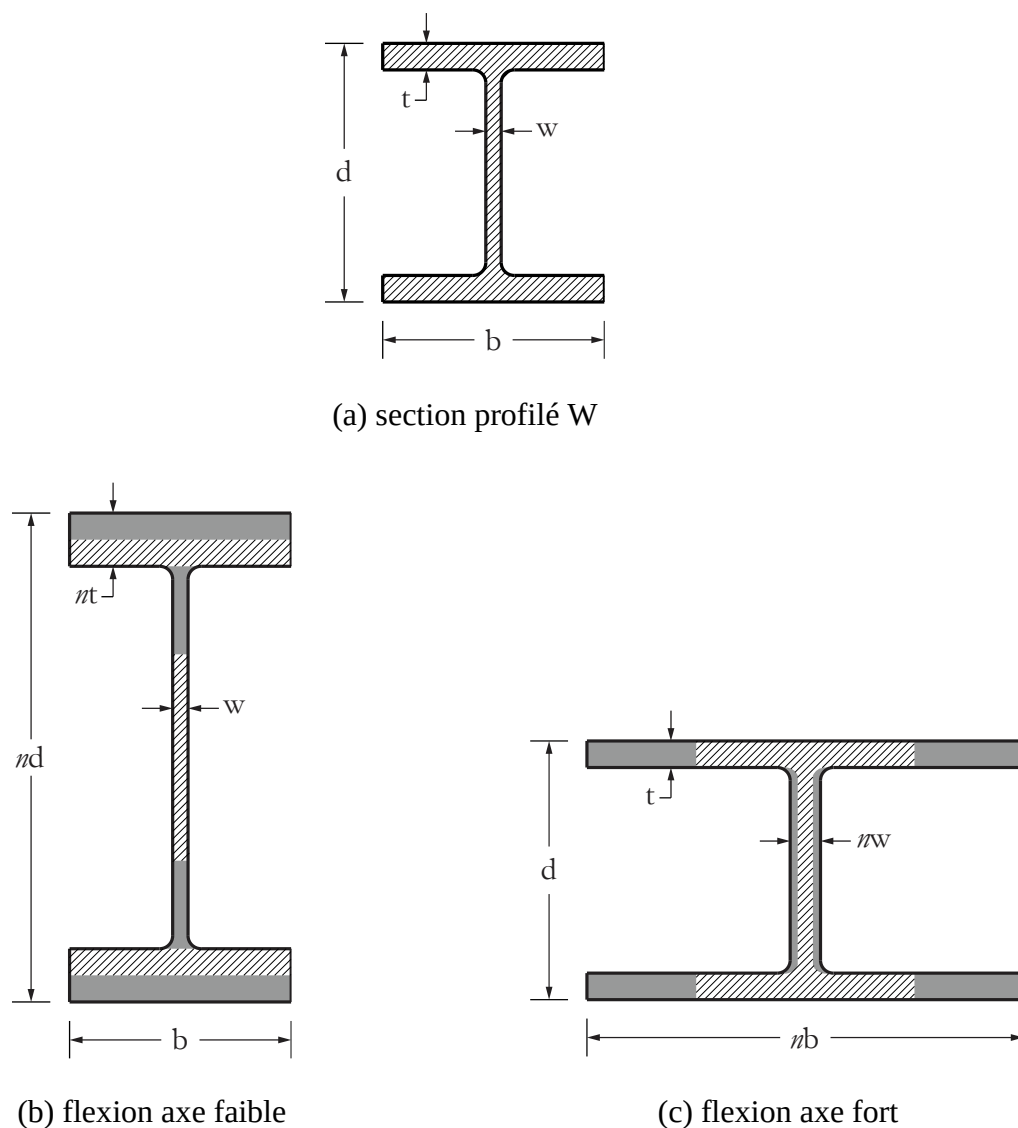


Figure 6.8 : Discretisation de la section d'une colonne gravitaire dans *OpenSees*

6.6 Modélisation des diagonales

Les diagonales sont modélisées à l'aide de douze éléments non-linéaires *Force-Based Beam-Column* dans *OpenSees*. Elles comprennent les défauts de rectitude toutefois aucune valeur de contrainte résiduelle n'est assignée aux fibres de la section tel que discuté à la section 6.6.2. Par ailleurs, il est important de choisir un nombre pair et divisible par quatre de sorte à avoir un nœud au centre de la portée de chaque partie de diagonale dans le cas d'un contreventement de type X. Cela permet d'assigner l'amplitude maximale des défauts de rectitude au centre de la portée de la diagonale.

6.6.1 Défauts de rectitude et calibration de la résistance probable

La résistance probable obtenue des diagonales de contreventement dans le modèle numérique doit être calibrée avec celle obtenue par les équations de la norme CSA S16. Les équations de la norme CSA S16 sont développées de manière empirique afin de simuler la rigidité offerte par les assemblages dans le calcul de la résistance probable des diagonales. Dans le modèle numérique, la rigidité réelle des assemblages modélisés est considérée ce qui rend la résistance probable obtenue plus réaliste. Toutefois, il importe de calibrer le modèle numérique afin d'obtenir des valeurs de résistances probables similaires à celles obtenues par les équations de la norme CSA S16 utilisées lors de la phase de conception. Pour faire varier la résistance probable C_u de la diagonale, l'utilisateur possède deux alternatives. Il peut modifier les rigidités associées au matériau qui est assigné aux ressorts *zeroLength* dans les assemblages ou modifier l'intensité des défauts de rectitude dans les diagonales de contreventement. La résistance probable C_u des diagonales varie proportionnellement avec la rigidité des assemblages à ses extrémités mais inversement proportionnelle à l'amplitude des défauts de rectitude. Lorsque l'amplitude des défauts augmente, la résistance probable C_u décroît.

Comme les propriétés des assemblages sont déterminées à l'aide de la procédure établie à la section 0, il est plus facile d'obtenir la résistance probable souhaitée en faisant varier l'intensité des défauts de rectitude. Pour ce projet, une amplitude de $L/500$ appliquée dans les deux plans de flexion de la diagonale de façon simultanée est utilisée. Cette amplitude donne des résistances probables C_u et C'_u qui s'approchent de celles obtenues par l'équation (2.4). On peut voir au tableau 6.7 la comparaison entre les valeurs de résistance probable pour les diagonales du bâtiment dimensionné au chapitre 5.

Tableau 6.7 : Comparaison des résistances probables obtenues pour les diagonales de contreventement des modèles numériques ($\delta_0 = L/500$)

Section	CSA S16			OpenSees		
	T_u (kN)	C_u (kN)	C'_u (kN)	T_u (kN)	C_u (kN)	C'_u (kN)
HSS114x114x6.4	1 141	549	228	1 157	523	199
HSS140x140x9.5	2 042	1 251	408	2 071	1 232	460
HSS152x152x12.7	2 889	1 895	578	2 895	1 905	715

La différence varie de 0,2% à 1,4% pour la résistance probable en traction T_u et de 0,5% à 5% pour la résistance probable en compression C_u . Selon l'article de Tremblay (2002), l'équation de la résistance probable post-flambement C'_u de la norme CSA S16 est représentative de la résistance en compression obtenue à une ductilité $\delta/\delta_y = 3,0$. Pour cette résistance l'erreur varie de 11,3% à 19,2% car la ductilité joue un rôle important dans la résistance probable post-flambement C'_u .

6.6.2 Contraintes résiduelles

Il existe peu de résultats fiables concernant la mesure des contraintes résiduelles dans les profilés tubulaires puisque la méthodologie pour mesurer ces contraintes est ardue et sujette à plusieurs sources d'erreur. Par ailleurs, lors d'un séisme les diagonales subissent une alternance d'excursions inélastiques en tension et en compression ce qui diminue l'impact des contraintes résiduelles sur le comportement des diagonales. C'est pourquoi les contraintes résiduelles dans les diagonales de contreventement ont été négligées. Toutefois, tel qu'il est mentionné à la section précédente, les résistances probables des diagonales ont été calibrées avec les résultats obtenus par les équations de la norme CSA S16 en ajustant l'amplitude des défauts de rectitude.

6.6.3 Discrétisation de la section

Les diagonales de contreventement formées de profilés tubulaires carrés sont divisées en plusieurs fibres. Les quatre parties droites de la section situées entre les coins arrondis sont divisées en 5 tranches longitudinales et 6 tranches transversales. Les coins arrondis de la section sont divisés en 4 tranches le long de la circonférence et 5 tranches transversales le long du rayon de cercle. Au total, la section des diagonales est discrétisée en 200 fibres (figure 6.9). Un matériau *Steel02*

comprenant les propriétés des diagonales est associé aux fibres de ces sections. Pour sa part, la torsion est incluse à l'aide d'un matériau élastique auquel est attribuée la rigidité en torsion GJ de la diagonale.

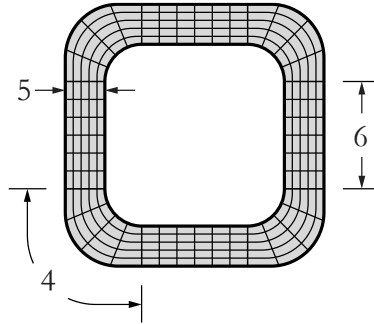


Figure 6.9 : Discrétisation de la section d'une diagonale de contreventement dans *OpenSees*

6.7 Modélisation des poutres

Puisque l'étude du comportement des poutres ne fait pas partie des objectifs de ce projet et qu'aucune plastification n'est attendue dans ces éléments, celles-ci sont modélisées à l'aide d'éléments linéaires *Elastic Beam-Column*. Les poutres sont divisées en six éléments en plus d'avoir une partie rigide élastique à chaque extrémité représentant la plaque gousset des assemblages poutres-diagonales. Il est considéré que l'aile comprimée des poutres est retenue contre le déversement par le système de plancher ce qui assure la stabilité hors-plan des poutres. Pour les contreventements en chevron, la connexion diagonale-poutre se fait au moyen d'une contrainte *equalDOF* fixant tous les degrés de liberté car l'assemblage est rigide entre la plaque gousset et la poutre.

6.8 Paramètres d'analyse

Chaque application de charges dans *OpenSees* se fait au moyen d'une analyse comprenant des algorithmes permettant de gérer la façon dont les contraintes sont traitées, la numérotation des nœuds, le système de résolution d'équations, les algorithmes de résolution, le type d'intégrateur et les tests de convergence. Il est possible de réaliser plusieurs analyses successivement en partant de l'état final de l'analyse précédente. Les charges gravitaires doivent être appliquées en premier de sorte à obtenir la configuration déformée sous les charges de gravité avant de débiter les analyses.

Pour tous les types d'analyse, le gestionnaire de contraintes *Plain* est utilisé. Par ailleurs, la numérotation des nœuds et des degrés de liberté se fait à l'aide de l'algorithme de numérotation *Plain*. Finalement, le système d'équations linéaires et le solveur choisi pour un modèle sans traitement en parallèle est le système *UmfPack* car celui-ci permet de doubler la vitesse d'exécution comparativement au système *SparseGeneral*. Les paramètres d'analyse utilisés dans ce projet sont résumés dans le tableau 6.8.

Tableau 6.8 : Paramètres d'analyse utilisés pour les différents types d'analyses dans *OpenSees*

Type d'analyse	Paramètre	
Tous	<i>OpenSees</i> constraints numberer system <i>OpenSeesSP</i> (traitement en parallèle) constraints numberer system	<i>Plain</i> <i>Plain</i> <i>UmfPack</i> <i>Plain</i> <i>Plain</i> <i>Mumps</i>
Gravitaire	<i>OpenSees</i> algorithm integrator <i>OpenSees</i> (simulation hybride) algorithm integrator	<i>Newton</i> <i>LoadControl</i> <i>Linear</i> <i>LoadControl</i>
Monotone/Cyclique	algorithm integrator	<i>Newton</i> <i>DisplacementControl</i>
Dynamique	<i>OpenSees</i> algorithm integrator <i>OpenSees</i> (simulation hybride) algortihm integrator	<i>Newton</i> <i>Newmark</i> <i>Newton</i> <i>NewmarkHSFixedNumIter</i>

6.8.1 Charges gravitaires

Les charges gravitaires sont appliquées en force contrôlée à l'aide de l'algorithme de *Newton*. Cependant, l'algorithme *Linear* est privilégié pour les simulations hybrides afin d'éviter les erreurs

de convergence qui peuvent devenir problématiques. L'algorithme *Linear* nécessite toutefois beaucoup plus d'incréments que l'algorithme de *Newton* afin d'obtenir une précision de calcul similaire. Pour ce faire, les charges gravitaires sont appliquées en 100 incréments lorsque l'algorithme *Linear* est utilisé alors qu'elles sont appliquées en seulement 10 incréments avec l'algorithme de *Newton*. On note également que l'utilisation de l'algorithme *Linear* ne nécessite aucun test de convergence puisque la charge est appliquée de façon incrémentale. La figure 6.10 montre la différence entre les deux algorithmes pour l'application de la charge gravitaire ainsi que l'influence du nombre d'itérations choisies pour appliquer la charge.

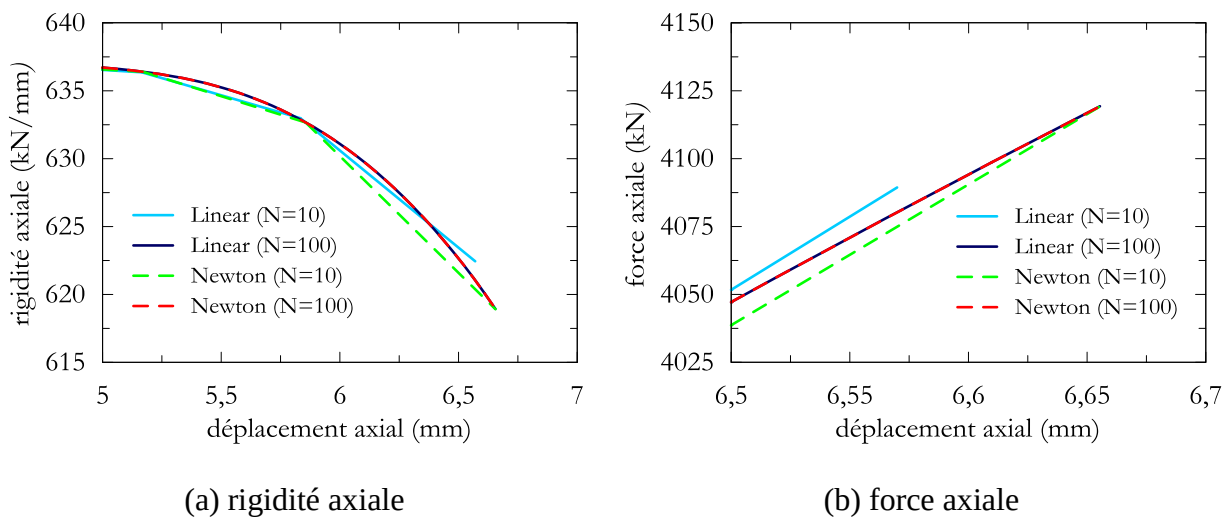


Figure 6.10 : Influence de l'algorithme de résolution et du nombre d'itérations choisi pour appliquer les charges gravitaires dans *OpenSees*

Pour l'algorithme de *Newton*, la rigidité est recalculée à chaque itération ce qui augmente légèrement le temps de calcul d'une itération mais ce désavantage est compensé par le gain majeur en précision. On remarque qu'il est inutile de choisir plus de 10 itérations pour l'algorithme de *Newton* car cela n'affecte pas la précision de la réponse. Par contre, on peut voir qu'il faut environ 100 itérations avec l'algorithme *Linear* pour atteindre le même niveau de précision. L'algorithme *Linear* nécessite donc plus d'itérations mais il a l'avantage d'être stable numériquement lorsque l'incrément de charge est petit.

6.8.2 Analyse cyclique

L'analyse cyclique permet de définir une liste de déplacements cibles à atteindre pour un degré de liberté donné. L'atteinte du déplacement cible est déterminée en regardant le déplacement au nœud

de contrôle qui a été défini. Ce type d'analyse se fait en déplacement contrôlé et avec l'intégrateur de type *DisplacementControl*. Les déplacements sont produits à l'aide de charges arbitraires imposées à la structure. Le calcul de l'équilibre est fait à chacun des nœuds afin de déterminer la force requise permettant d'atteindre le déplacement souhaité. L'algorithme de résolution choisi est celui de *Newton* et la convergence est vérifiée sur les déplacements, les forces et l'énergie. Le nombre d'itérations maximales pour atteindre la convergence est fixé à 10 et la tolérance pour les tests de convergence basés sur les forces et les déplacements est de 1×10^{-3} alors que celle pour le test de convergence basé sur l'énergie est le produit des deux tolérances (forces et déplacements) 1×10^{-6} .

6.8.3 Analyse dynamique

Pour réaliser les analyses dynamiques, les fonctions représentant l'historique des accélérations d'un événement sismique doivent être définies. Pour ce faire, il faut spécifier le degré de liberté dans lequel agit le séisme, le fichier texte contenant les accélérations en fonction du temps ainsi que le facteur d'échelle à appliquer aux accélérations contenues dans le fichier texte. Le facteur d'échelle contient les paramètres suivants :

- la constante gravitationnelle g , puisque les accélérations des enregistrements sismiques sont généralement exprimées en fraction de g ;
- le multiplicateur d'intensité du séisme, permettant de calibrer l'enregistrement sismique avec les exigences du CNBC ; et
- un facteur unitaire (± 1) permettant d'ajuster la direction du séisme.

La méthode de résolution utilisée est la méthode de *Newmark* utilisant les paramètres ($\gamma = 0,25$; $\beta = 0,5$) couramment appelée la méthode de l'accélération moyenne constante (Paultre, 2005). Le test de convergence basé sur l'énergie doit être atteint en 10 itérations maximum et la tolérance est posée à 1×10^{-6} .

6.9 Adaptation aux simulations hybrides

Afin de procéder à une simulation hybride, l'élément numérique qui est remplacé par un spécimen physique en laboratoire doit être retiré du modèle numérique. Seulement les nœuds à ses extrémités sont conservés dans le modèle numérique. Parmi ces nœuds, un de ceux-ci est défini comme nœud

de contrôle qui a pour rôle d'envoyer la commande de déplacement au contrôleur hybride et de recevoir les forces résistantes du spécimen physique au laboratoire. Par ailleurs, les paramètres de l'analyse temporelle doivent être modifiés de sorte que les tests de convergence se font à l'aide d'un nombre prédéterminé d'itérations afin de ne pas ralentir de façon excessive la simulation. Pour ce faire, le test de convergence *FixedNumIter* est utilisé avec l'intégrateur *NewmarkHSFixedNumIter*. De façon générale un nombre de 5 itérations pour le test de convergence offre un bon compromis entre la précision et le temps de calcul.

Pour réaliser une simulation hybride, le modèle doit faire appel au module *OpenFresco* par l'entremise de la commande *loadPackage OpenFresco* et ensuite faire appel au fichier *tcl* comprenant la programmation des éléments expérimentaux de la simulation hybride. Ce fichier comprend la matrice de rigidité initiale du spécimen physique, les points de contrôles, le type d'élément de contrôle ainsi que les transformations de coordonnées entre le modèle numérique et le spécimen physique. Le nœud servant à transmettre les déplacements au contrôleur ainsi que le nœud recevant les forces mesurées y est spécifié dans ce fichier.

6.10 Adaptation au traitement en parallèle

Pour bénéficier des avantages du traitement en parallèle, l'utilisateur a besoin de télécharger et d'installer *OpenSeesSP*. Il faut également installer le logiciel *MPICH* qui permet à l'ordinateur de communiquer entre les différents cœurs du processeur à l'aide de sa mémoire distribuée.

Une fois ces logiciels installés, quelques modifications doivent être apportées au modèle numérique à commencer par le type de système de résolution utilisé. Le système *Mumps* doit être utilisé car cela permet de séparer la résolution des équations à travers les différents cœurs du processeur de calcul. De plus, l'analyse modale permettant de trouver les valeurs propres et les périodes de la structure ainsi que les propriétés d'amortissement doit être située avant la définition des enregistreurs. Cela permet au programme de définir et de garder en mémoire la rigidité initiale de la structure. Dans le cas des simulations hybrides, on doit également définir la partition de l'élément expérimental afin que celui-ci demeure sur l'ordinateur cible *xPC target*. À remarquer que l'enregistreur de données permettant d'enregistrer les composantes des vecteurs propres *Eigen Vector Recorder* cause problème, donc cet enregistreur doit être inactif lorsqu'on utilise le traitement en parallèle.

Finalement, pour lancer l'analyse il suffit de lancer une fenêtre de commande *MS-DOS* et d'inscrire la commande suivante :

- `mpiexec -n 3 openseesSP.exe structure.tcl`

Dans cet exemple le modèle numérique *structure.tcl* est exécuté à l'aide du programme *OpenSeesSP* utilisant le traitement en parallèle à l'aide de trois cœurs (*-n 3*). À noter que pour exécuter *MPICH* à partir d'une fenêtre de commande *MS-DOS* le chemin du logiciel *MPICH* doit avoir été ajouté au chemin du système de l'ordinateur.

6.11 Sommaire

La modélisation numérique est une tâche qui doit être accomplie soigneusement puisque le niveau de détail avec lequel le modèle numérique est conçu a un impact direct sur la précision des résultats. Avant de commencer la modélisation, il est primordial d'avoir une bonne idée du comportement global attendu de la structure afin de bien choisir les types d'éléments et les matériaux pour représenter chacune des composantes de la structure. Par ailleurs, on doit également considérer les objectifs à atteindre afin d'optimiser le modèle numérique. Par exemple, dans le cadre de ce projet, les poutres sont modélisées à l'aide d'éléments demeurant élastiques puisque l'étude de leur comportement ne fait pas partie des objectifs ciblés. L'utilisation d'éléments élastiques pour les poutres permet de réduire le temps de calcul.

Le modèle numérique élaboré dans ce chapitre est présenté à la figure 6.11. Une fois le modèle réalisé dans *OpenSees*, la section des éléments peut être variée en fonction des différentes conceptions élaborées au chapitre 5.

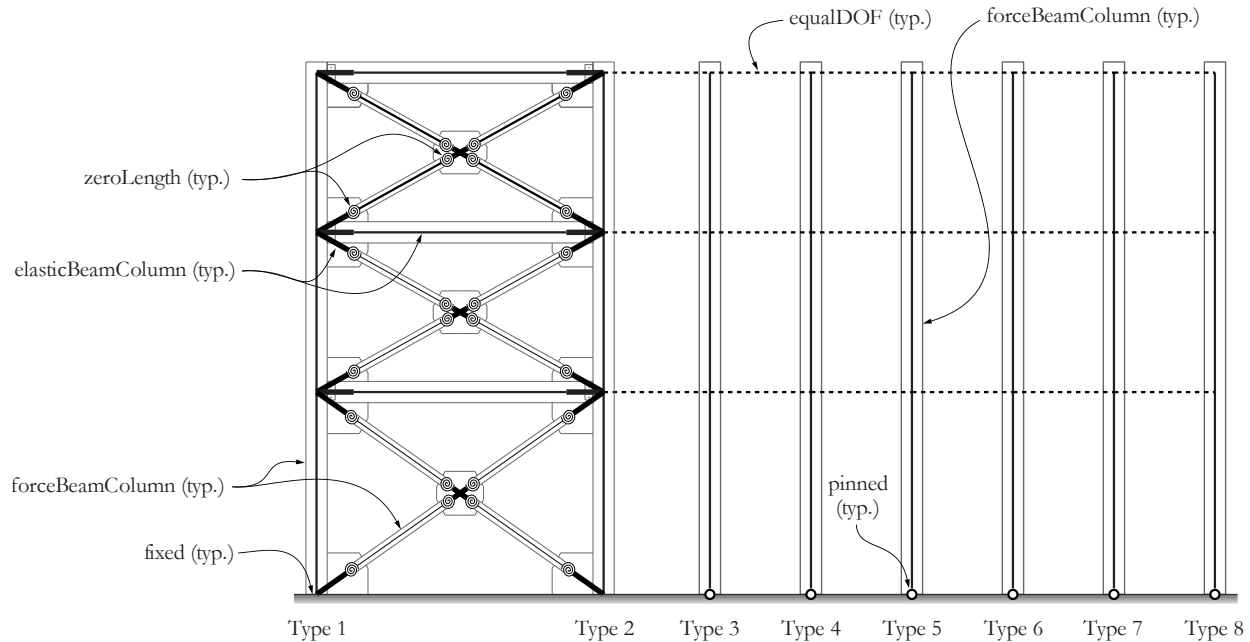


Figure 6.11 : Modèle numérique d'un contreventement concentrique en acier dans *OpenSees*

On peut voir les différents types de colonnes gravitaires tel que présenté à la figure 5.12. Celles-ci sont rattachées au cadre contreventé à l'aide de contraintes *equalDOF* représentées par des lignes pointillées. Cela permet de tenir compte des effets *P-Δ* sur le comportement global de la structure. Puisque les colonnes gravitaires ne sont pas faites pour résister aux charges latérales et qu'elles doivent assurer l'intégrité structurale du bâtiment sous l'effet des charges gravitaires, la plastification de ces éléments n'est pas permise. Cependant, les colonnes gravitaires sont tout de même modélisées à l'aide d'éléments non-linéaires afin de s'assurer que les méthodes de conception actuelles et proposées pour la conception des colonnes de contreventement ne causent pas de plastification. Par ailleurs, puisque leurs conditions d'encastrement réelles sont inconnues, les colonnes gravitaires sont articulées à leur base de sorte que les charges latérales sont entièrement reprises par le cadre contreventé. Cela permet d'obtenir de plus grands déplacements latéraux dans le contreventement et une sollicitation en flexion dans les colonnes de contreventement qui est plus critique. Les cadres contreventés sont formés de poutres, de diagonales, d'assemblages et de colonnes. Les charges latérales frappent la paroi du bâtiment et sont acheminées jusqu'aux cadres contreventés à l'aide du diaphragme de toit et des poutres. Ces éléments sont aussi appelés *éléments collecteurs* tels qu'illustrés à la figure 5.9. Par la suite, les efforts sont repris par les diagonales et ils sont dissipés par l'entremise de déformations inélastiques

tel que discuté à la section 2.2.1. C'est pourquoi les diagonales doivent être modélisées à l'aide d'éléments non-linéaires. Les assemblages semi-rigides aux extrémités de la diagonale permettent à celle-ci de dissiper l'énergie du séisme sous forme de flambement inélastique. Une rotule plastique se développant sur une distance égale à deux fois l'épaisseur de la plaque gousset est une hypothèse de modélisation justifiable de sorte que le reste du gousset est modélisée à l'aide d'un élément élastique (Astaneh-Asl, Cochran, & Sabelli, 2006). Finalement, les colonnes de contreventement sont modélisées à l'aide d'éléments non-linéaires afin de pouvoir capter les effets de plasticité susceptibles de se développer lors d'un événement extrême tel qu'un séisme.

CHAPITRE 7 COMPORTEMENT DES COLONNES DE CONTREVENTEMENT SOUS CHARGEMENT SISMIQUE

Avec le développement technologique des ordinateurs et l'évolution constante des logiciels d'analyse structurale, les analyses non-linéaires sont devenues au cours des dernières années un outil essentiel pour les ingénieurs. Ces analyses permettent de tenir compte des non-linéarités géométriques, telles que l'effet des charges sur la configuration déformée de la structure, mais aussi des non-linéarités des matériaux, telles que la plastification et l'écrouissage de l'acier. Ces effets évoluent en fonction de la charge et doivent être recalculés à chaque pas de temps durant l'analyse.

Ce chapitre traite de l'étude du comportement des colonnes de contreventement sous des charges axiales et de flexion combinées lors d'un séisme. Pour ce faire, des analyses non-linéaires temporelles sont réalisées sur des contreventements concentriques en acier modélisés à l'aide du logiciel *OpenSees*. La méthode de dimensionnement et de modélisation des cadres contreventés a été présentée dans les chapitres précédents.

Tout d'abord, le processus de sélection et de calibration des enregistrements sismiques utilisés pour effectuer les analyses temporelles sur les modèles numériques est présenté brièvement. Par la suite, une étude comparative réalisée à l'aide de contreventements de type « X » et « V » est montrée afin de déterminer l'influence du type de contreventement sur les efforts transmis dans les colonnes de contreventement. Finalement, les résultats des analyses dynamiques sont exposés à l'aide de trois cas particuliers. Les deux premiers cas représentent des contreventements où les colonnes sont sous-dimensionnées par rapport aux exigences de la norme CSA S16 alors que le troisième cas est un cadre contreventé dimensionné selon les dispositions actuelles de la norme.

7.1 Sélection et calibration des enregistrements sismiques

Les analyses temporelles nécessitent l'utilisation d'enregistrements d'événements sismiques qui doivent être sélectionnés et calibrés soigneusement. Ces enregistrements contiennent la magnitude de l'accélération du sol en fonction du temps, mesuré lors d'un séisme. Le processus de sélection et de calibration de ces enregistrements est une étape importante de l'analyse puisque ceux-ci constituent la principale source d'excitation de la structure et influencent grandement les efforts et les déplacements subis par la structure.

Il existe peu d'ouvrages dans la littérature qui présentent une démarche simple et détaillée pour la sélection et la calibration d'enregistrements sismiques. Toutefois, la méthode proposée par Dehghani et Tremblay (2015) offre une alternative efficace aux méthodes traditionnelles et se démarque par ses étapes détaillées ainsi que la faible variabilité de ses résultats. Cette section décrit brièvement le processus de sélection et de calibration des enregistrements sismiques.

7.1.1 Sélection des enregistrements

La sélection des enregistrements sismiques se fait en considérant les éléments suivants :

- la magnitude du séisme ;
- la distance de l'hypocentre ; et
- la catégorie du sol.

On détermine la magnitude et la distance en fonction de leur contribution à l'aléa sismique. Les courbes de désagrégation sont des courbes probabilistes représentant le pourcentage de contribution à l'aléa sismique des séismes en fonction de leur magnitude et de leur distance pour différents niveaux d'accélération spectrale. Ces courbes sont établies pour une probabilité de dépassement égale à 2% dans 50 ans soit une période de récurrence de 1/2500 ans conformément aux exigences du CNBC. La courbe de désagrégation illustrée à la figure 7.1 permet d'identifier le couple magnitude-distance ayant la plus forte contribution à l'aléa sismique pour l'accélération spectrale S_a à une période de 0,2 s sur le spectre de réponse de Vancouver, C-B.

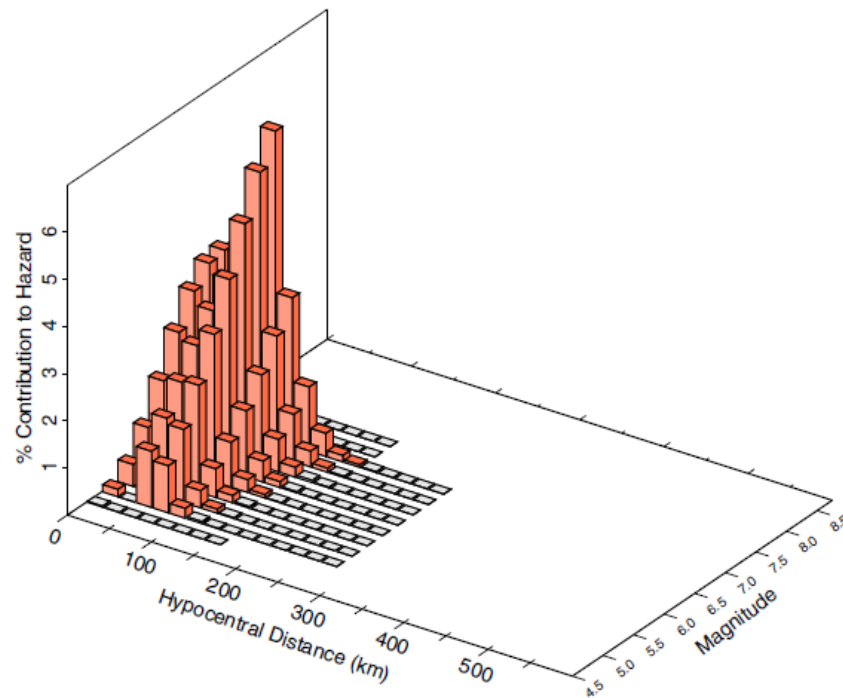


Figure 7.1 : Courbe de désagrégation pour Vancouver, C-B, pour l'accélération spectrale $S_a(0,2)$

La vitesse de propagation des ondes sismiques V_{s30} dans les premiers 30 mètres sous la surface permet de tenir compte de la catégorie de sol puisque cette vitesse varie en fonction du type de sol dans lequel les ondes se propagent. Les enregistrements sismiques sont sélectionnés de sorte à couvrir l'ensemble du spectre de réponse, c'est-à-dire que le couple magnitude-distance contribuant le plus à l'aléa sismique doit être relevé pour les périodes du spectre de réponse allant de 0,2 s à 5,0 s. Le choix des enregistrements sismiques est ensuite fait en s'assurant que l'ensemble des enregistrements choisis couvrent toutes les combinaisons magnitude-distance dominantes pour le site et la catégorie de sol étudié.

Il est possible de raffiner cette sélection en calculant certains paramètres du signal sismique représentant les trois principales catégories suivantes :

1. l'amplitude (l'intensité) du signal ;
2. le contenu fréquentiel du signal ; et
3. la durée des fortes secousses.

Le paramètre présentant la plus forte corrélation avec les autres paramètres de sa catégorie est appelé le meilleur estimateur. Les enregistrements sismiques sont ensuite classés selon l'écart entre la valeur de leur meilleur estimateur et la valeur moyenne pour l'ensemble des enregistrements retenus. Le meilleur enregistrement est celui qui présente l'écart le plus faible.

Les enregistrements sismiques peuvent être choisis à partir de bases de données telles que celle du *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (Acheta, 2013). Cette base de données regroupe des milliers d'enregistrements sismiques provenant de stations de mesure à travers le monde. Ces stations sont équipées d'instruments de mesure permettant d'enregistrer l'accélération du sol en fonction du temps selon trois axes. Chaque séisme est monitoré de sorte à produire un enregistrement d'accélération en fonction du temps pour chacune des directions horizontales orientées de façon orthogonale ainsi que pour la direction verticale.

7.1.2 Calibration des enregistrements

Il existe deux méthodes très connues pour la calibration des enregistrements sismiques :

Première méthode (Calibration à l'aide de la période fondamentale)

La première méthode vise à déterminer le facteur d'échelle SF qui permet d'obtenir, pour la période fondamentale de la structure, la même valeur d'accélération spectrale donnée par le spectre correspondant à l'enregistrement sismique et celui du CNBC pour le site étudié. C'est-à-dire qu'à la période fondamentale T_1 , l'accélération spectrale de l'enregistrement multipliée par le facteur d'échelle SF est égale à l'accélération spectrale cible tel qu'illustrée à la figure 7.2.

$$SF_{MFP} = \frac{S_a^{cible}(T_1)}{S_a^{enregistrement}(T_1)} \quad (7.1)$$

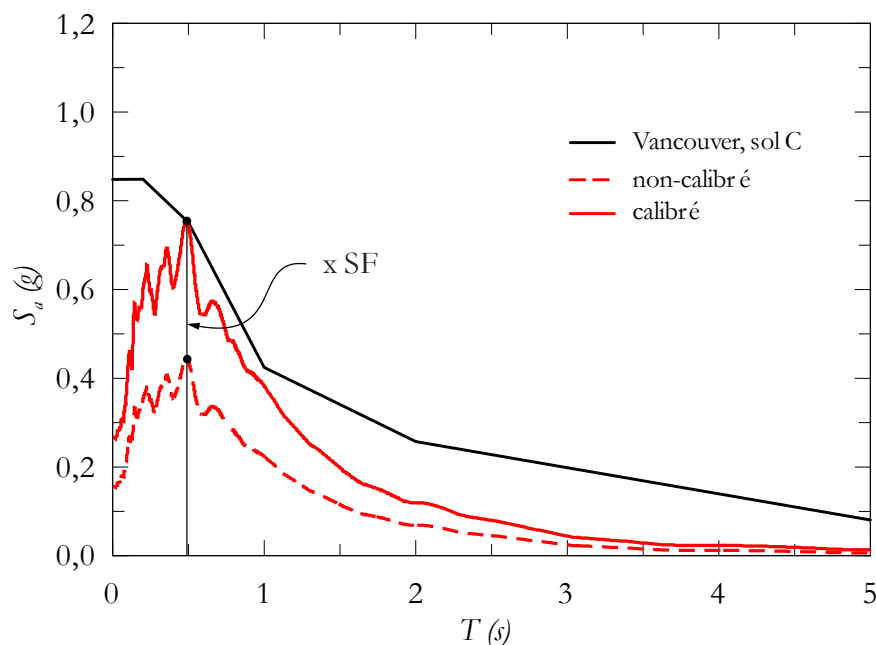


Figure 7.2 : Calibration du spectre de réponse à l'aide de la période fondamentale de la structure

Deuxième méthode (Calibration à l'aide des aires équivalentes)

La deuxième méthode consiste à trouver le facteur d'échelle qui permet d'obtenir, pour une plage de périodes allant de $0,2T_1$ (modes supérieurs) à $1,5T_1$ (périodes allongées, plastification), des aires égales sous la courbe de l'accélération spectrale cible et celle de l'enregistrement sismique. La figure 7.3 illustre cette méthode.

$$SF_{ASE} = \frac{\sum_{0,2T_1}^{1,5T_1} S_a^{cible}(T)}{\sum_{0,2T_1}^{1,5T_1} S_a^{enregistrement}(T)} \quad (7.2)$$

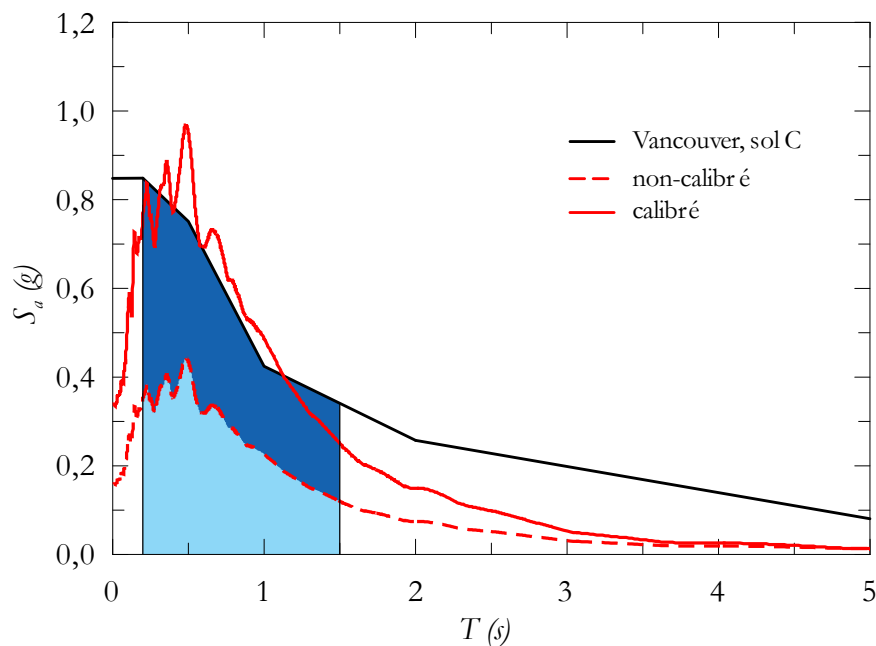


Figure 7.3 : Calibration du spectre de réponse à l'aide de l'aire sous la courbe

Troisième méthode (Dehghani & Tremblay, 2015)

Une troisième méthode est proposée par Dehghani et Tremblay (2015) dans laquelle le facteur d'échelle SF est établi selon le type de moyenne mobile choisie parmi celles présentées à l'équation (7.3). Le facteur d'échelle est la plus petite des moyennes mobiles. À noter qu'une distinction doit être faite lors de la calibration d'enregistrements sismiques ayant un contenu élevé en hautes fréquences et ceux ayant un contenu riche en basses fréquences. Les analyses démontrent que cette méthode mène à des résultats stables ayant une faible variabilité.

Moyenne mobile arithmétique :

$$\frac{1}{n_{T_i}} \sum \frac{S_a^{cible}(T_i)}{S_a^{enregistrement}(T_i)}$$

Moyenne mobile géométrique :

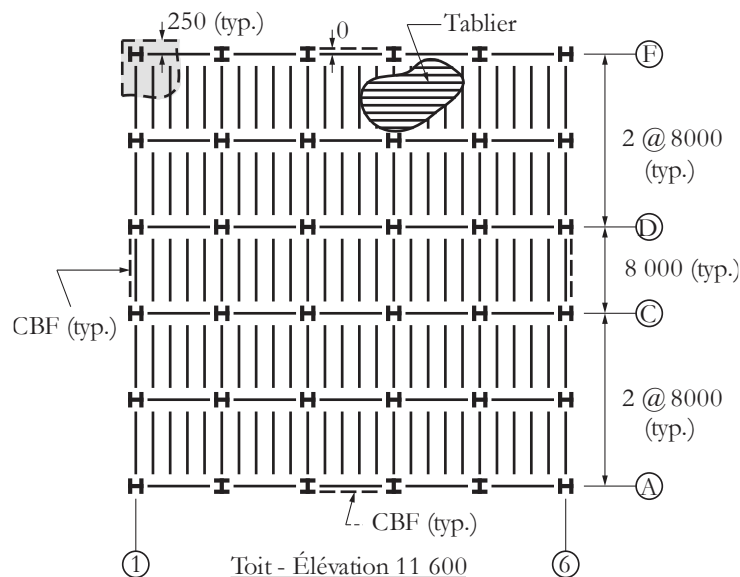
(7.3)

$$\exp \left[\frac{1}{n_{T_i}} \sum \ln \left(\frac{S_a^{cible}(T_i)}{S_a^{enregistrement}(T_i)} \right) \right]$$

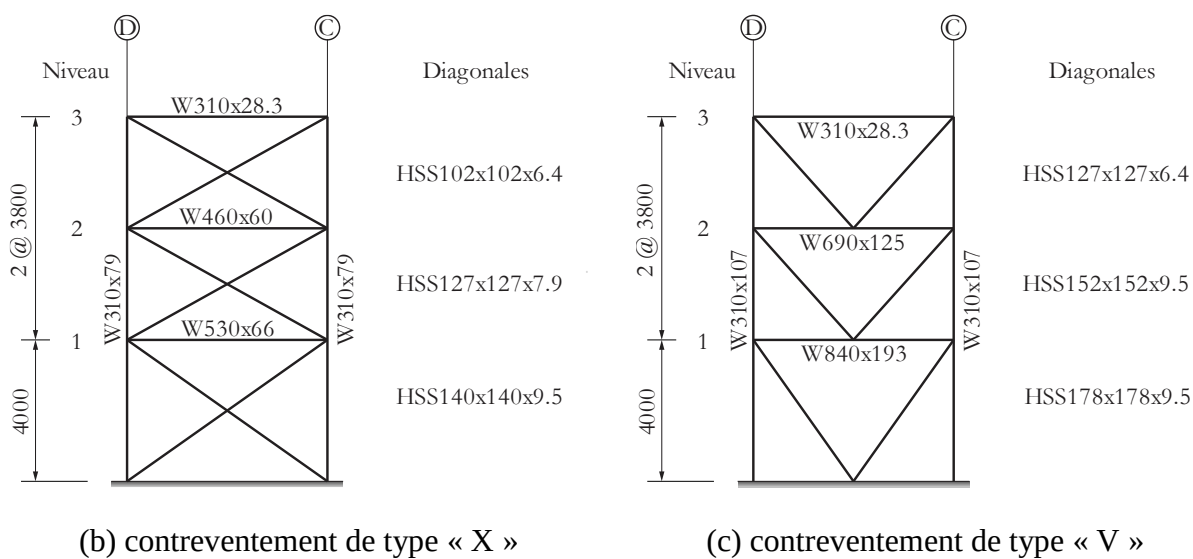
7.2 Influence du type de contreventement

L'un des objectifs de ce projet est de déterminer l'influence du type de contreventement sur le comportement et les efforts induits dans les colonnes. L'étude est limitée aux contreventements concentriques configurés en « X » et en « V » de trois étages situé à Vancouver, C-B sur un sol de catégorie C afin de déterminer la configuration qui entraîne la combinaison d'efforts axiaux et de flexion la plus critique dans les colonnes.

Les contreventements sont dimensionnés de sorte à ne pas tenir compte des marges de sécurité induites par l'utilisation du coefficient de tenue $\phi = 0,9$, du coefficient de longueur effective $K = 1,0$ ainsi que de la sollicitation minimale en flexion de 20% M_p exigée par la norme CSA S16. Les deux types de cadres contreventés sont dimensionnés en considérant un coefficient de tenue $\phi = 1,0$, un coefficient de longueur effective K basé sur une analyse de flambement élastique des colonnes continues ainsi qu'une sollicitation en flexion nulle ($M_f = 0$) dans les colonnes. Le bâtiment ainsi que les contreventements étudiés sont présentés à la figure 7.4.



(a) bâtiment étudié



(b) contreventement de type « X »

(c) contreventement de type « V »

Figure 7.4 : Bâtiment à l'étude pour déterminer l'influence du type de contreventement sur les colonnes de contreventement

Les enregistrements sismiques utilisés pour effectuer les analyses temporelles sont sélectionnés pour une catégorie de sol C situé à Vancouver, C-B. Au total 30 enregistrements sismiques sont choisis et calibrés à l'aide de la méthode proposée par Dehghani et Tremblay (2015). Ceux-ci sont présentés dans le tableau 7.1.

Tableau 7.1 : Événements sismiques choisis pour effectuer les analyses temporelles – Vancouver, C-B sur un sol de catégorie C

No PEER	Composante (°)	Événement	Magnitude (M _w)	Distance (km)	V _{s30} (m/s)	SF
57	21	San Fernando, 1971	6,61	22,63	450,28	1,622
57	291	San Fernando, 1971	6,61	22,63	450,28	1,381
78	120	San Fernando, 1971	6,61	28,99	452,86	2,961
79	0	San Fernando, 1971	6,61	25,47	415,13	3,984
79	90	San Fernando, 1971	6,61	25,47	415,13	2,912
164	147	Imperial Valley, 1979	6,53	15,19	471,53	1,940
164	237	Imperial Valley, 1979	6,53	15,19	471,53	1,749
739	250	Loma Prieta, 1989	6,93	20,26	488,77	1,397
739	340	Loma Prieta, 1989	6,93	20,26	488,77	1,353
740	340	Loma Prieta, 1989	6,93	20,26	488,77	4,702
741	0	Loma Prieta, 1989	6,93	10,72	476,54	0,563
741	90	Loma Prieta, 1989	6,93	10,72	476,54	0,626
755	195	Loma Prieta, 1989	6,93	20,34	561,43	2,241
769	0	Loma Prieta, 1989	6,93	18,33	663,31	2,792
801	225	Loma Prieta, 1989	6,93	14,69	671,77	1,425
801	315	Loma Prieta, 1989	6,93	14,69	671,77	1,596
811	0	Loma Prieta, 1989	6,93	17,47	388,33	0,909
957	60	Northridge, 1994	6,69	16,88	581,93	2,970
963	90	Northridge, 1994	6,69	20,72	450,28	0,676
986	195	Northridge, 1994	6,69	22,50	416,58	1,809
989	70	Northridge, 1994	6,69	20,45	740,05	1,467
1006	90	Northridge, 1994	6,69	22,49	398,42	1,589
1012	180	Northridge, 1994	6,69	19,07	706,22	1,154
1012	270	Northridge, 1994	6,69	19,07	706,22	1,150
1016	90	Northridge, 1994	6,69	18,50	411,55	2,113
1016	180	Northridge, 1994	6,69	18,50	411,55	2,681
1078	0	Northridge, 1994	6,69	16,74	715,12	1,419
1080	0	Northridge, 1994	6,69	13,42	557,42	0,561
1080	90	Northridge, 1994	6,69	13,42	557,42	0,587
1083	170	Northridge, 1994	6,69	13,35	402,16	2,483

Ces enregistrements sismiques doivent être ensuite convertis en spectre de réponse afin de pouvoir déterminer leur facteur de calibration. La figure 7.5 montre le spectre de réponse calibré de chacun des enregistrements sismiques du tableau 7.1 ainsi que la moyenne des spectres calibrés et le spectre cible du CNBC pour un sol de catégorie C situé à Vancouver, C-B.

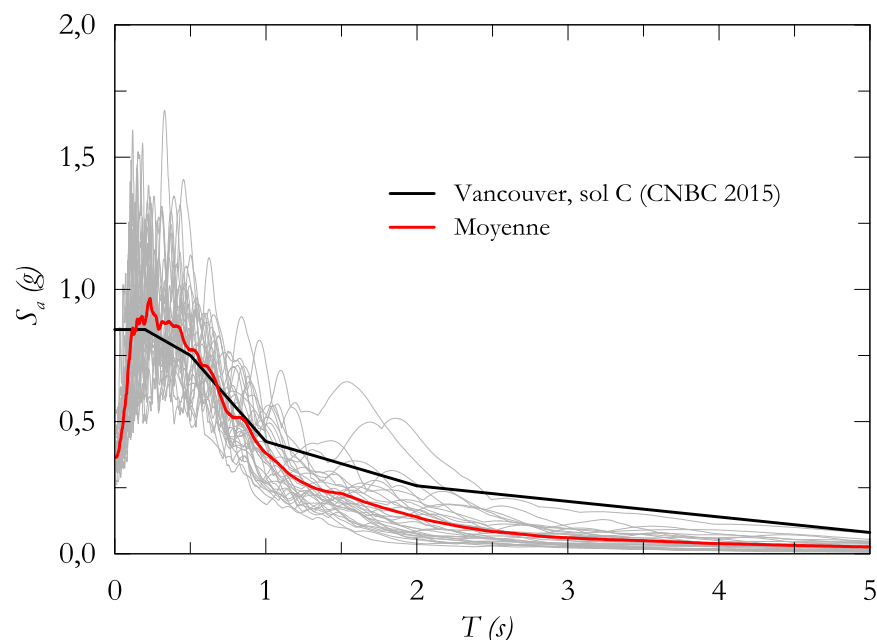


Figure 7.5 : Spectres de réponse des enregistrements sismiques calibrés en du spectre du CNBC pour Vancouver, C-B sur un sol de catégorie C

Les deux types de *SRFS* présentés à la figure 7.4 sont équivalents en matière de résistance latérale. Toutefois, la disposition et la grosseur des éléments ductiles reprenant les charges latérales sont différentes pour ces deux types de contreventements ce qui influence les efforts et les déplacements que subit la structure.

Dans un premier temps, les deux types de contreventement sont soumis à une analyse statique qui consiste à pousser la structure latéralement à l'aide d'un chargement monotone par incréments de déplacement. La figure 7.6 montre la variation du cisaillement à la base en fonction du déplacement au toit. La valeur du cisaillement à la base est normalisée par rapport à la valeur obtenue de l'analyse spectrale lors de la phase conceptuelle alors que le déplacement au toit est normalisé par la hauteur totale du bâtiment h_b . Le ratio $V/V_{conception}$ représente la sur-résistance du *SRFS* qui provient de l'écrouissage de l'acier ainsi que de l'écart entre l'effort de dimensionnement des éléments ductiles et leurs résistances probables. En raison du choix limité pour les profilés tubulaires carrés, il se peut qu'il y est une différence pouvant aller jusqu'à 20% entre la demande C_f et la capacité C_r des diagonales en compression. Comme les diagonales sont sélectionnées à l'aide de leur résistance en compression C_r , cet écart devient plus significatif lorsqu'on compare l'effort de dimensionnement C_f avec la résistance probable en compression C_u . Pour ces deux types

de contreventement, la valeur de cisaillement à la base de la structure obtenue de l'analyse statique est environ 1,9 fois plus grande que la valeur de conception. Dans les deux types de contreventement, l'analyse révèle que le mécanisme de défaillance est le flambement des colonnes. On remarque que celui-ci survient lorsque le déplacement latéral atteint 1% de la hauteur totale du bâtiment h_b pour le contreventement de type « X » et 2% pour le contreventement de type « V ». Cette observation ne peut être généralisée car pour le contreventement de type « X », la demande inélastique s'est principalement concentrée au premier étage dans l'analyse ce qui a entraîné une forte demande en rotation au sommet de la colonne du premier étage (la plus chargée axialement) à partir de 1% h_b . Pour le contreventement de type « V », la demande inélastique était située aux étages supérieurs sollicitant moins la colonne au premier étage en matière de rotation, donc le flambement est survenu à un déplacement latéral plus grand.

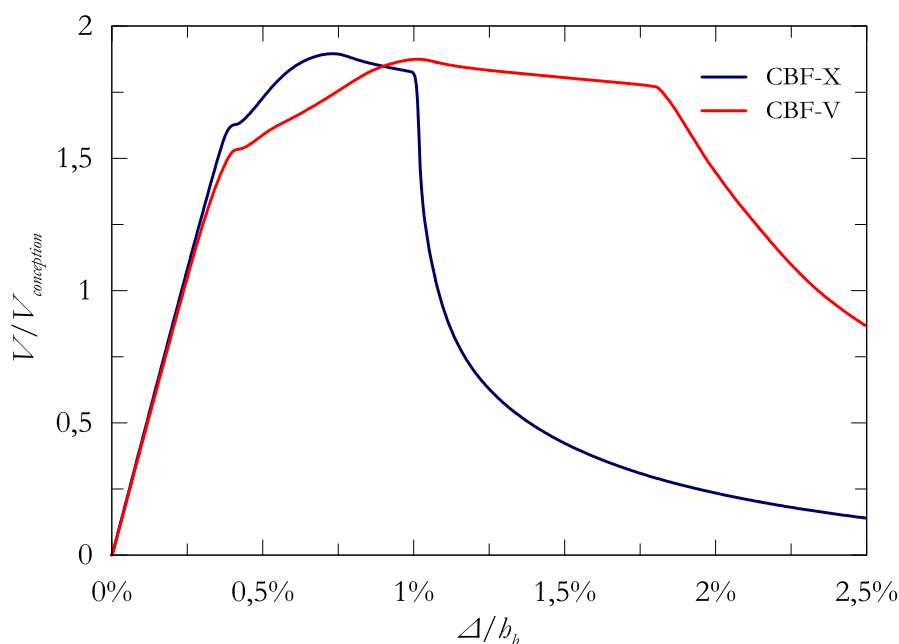


Figure 7.6 : Cisaillement à la base normalisé obtenu de l'analyse statique

Par ailleurs, on remarque le changement dans la rigidité latérale du contreventement de type « V » puisque la pente s'adoucit avant d'atteindre la valeur maximale. Cela est causé par l'effet des forces débalancées agissant sur les poutres. Lors de l'analyse statique par déplacements latéraux incrémentaux, les diagonales se plastifient graduellement jusqu'à l'atteinte de leurs résistances probables T_u et C_u . La différence importante qui existe entre ces deux valeurs crée une force débalancée appliquée au centre de la poutre dans un contreventement de type « V ». En se

déformant sous l'effet de la force débalancée, la poutre induit une flexibilité dans le système qui diminue la rigidité latérale du cadre contreventé de type « V ». Cette force débalancée transmise à la poutre se traduit également en effort axial de traction dans les colonnes de contreventement. Dans l'analyse de la figure 7.6, l'effort de traction dans les colonnes induit par la force débalancée dans la poutre a atteint jusqu'à 13,7% de la charge axiale de dimensionnement C_f des colonnes.

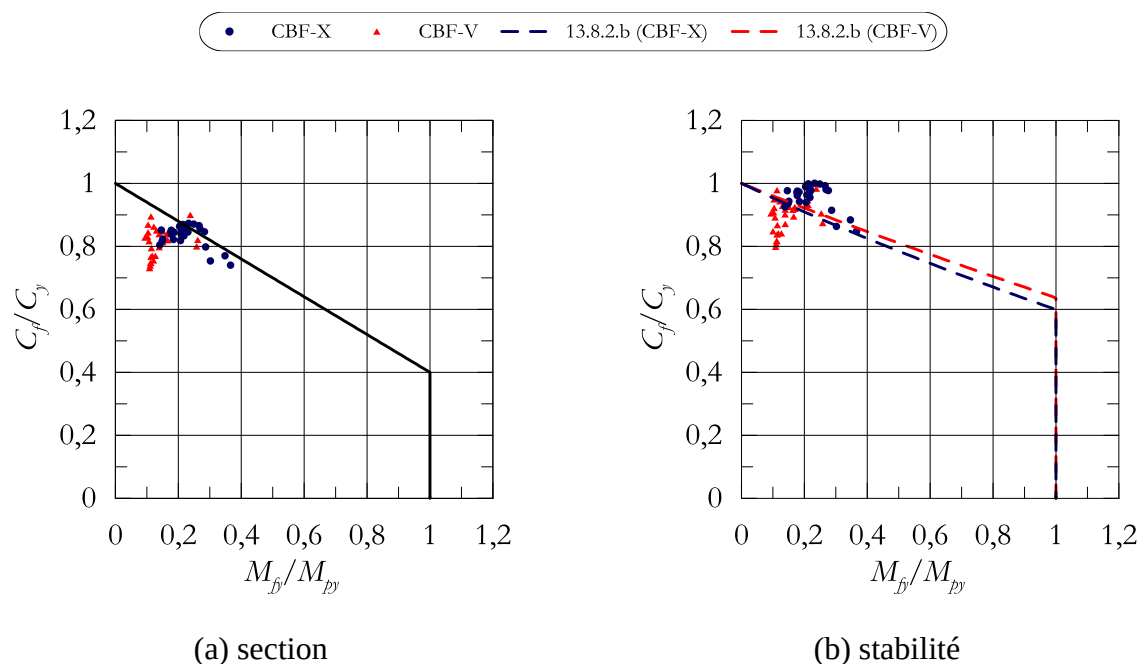


Figure 7.7 : Courbes d'interaction d'efforts axiaux et de flexion dans les colonnes de contreventement

Les deux types de contreventement présentés à la figure 7.4 sont soumis à des analyses non-linéaires temporelles à l'aide des enregistrements sismiques présentés au tableau 7.1. Pour chacune des analyses, la combinaison d'effort axial et de flexion la plus critique dans les colonnes de contreventement est relevée. Dans la figure 7.7a, ces combinaisons sont comparées à l'équation d'interaction de la norme CSA S16 pour la vérification de la résistance de la section. On remarque principalement que les colonnes dans les contreventements de type « X » et « V » sont davantage sollicitées axialement qu'en flexion puisque les points représentant l'interaction la plus critique se situent plus près de l'axe des efforts axiaux C_f . Par ailleurs, les colonnes dans les contreventements de type « X » excèdent plus fréquemment l'interaction vérifiant la résistance de la section que celles provenant des contreventements de type « V ». Dans la figure 7.7b, les résultats sont comparés à l'équation d'interaction de la norme CSA S16 pour la vérification de la stabilité des

pièces comprimées-fléchies. Cette courbe varie en fonction de la colonne étudiée puisque le facteur d'amplification du moment U_1 permettant de tenir compte des effets $P-\delta$ fait interagir la charge d'Euler qui elle dépend du moment d'inertie de la pièce. Cela explique pourquoi il y a une courbe d'interaction par type de contreventement illustrée sur la figure 7.7b car les colonnes sont différentes pour chacun des cadres. Les colonnes dans les contreventements de type « X » présentent des valeurs d'interaction plus élevées que celles dans les contreventements de type « V » en matière de stabilité sous l'effet des charges combinées axiales et de flexion.

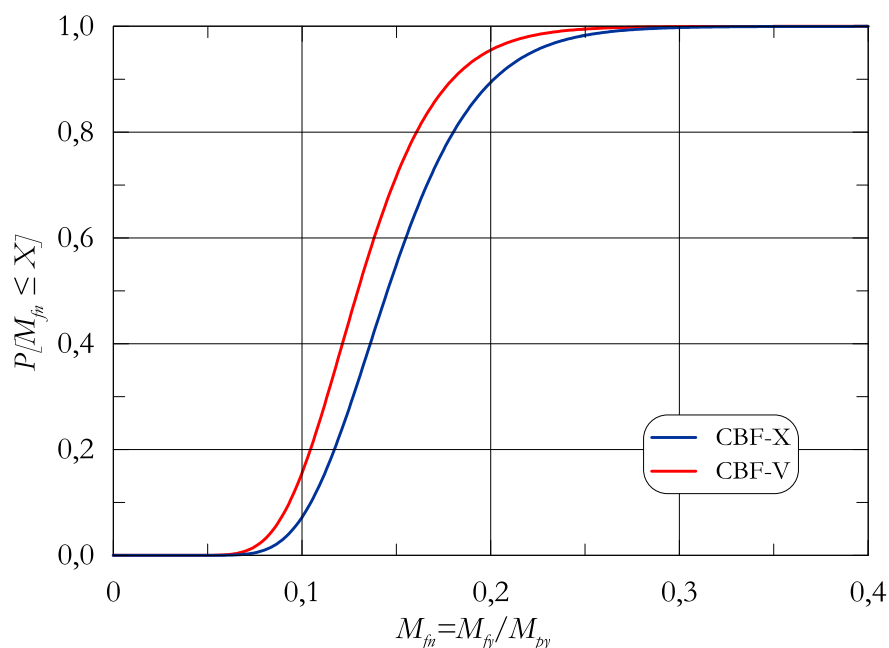


Figure 7.8 : Distribution log-normale du moment de flexion normalisé dans les colonnes de contreventement lorsque l'effort axial est supérieur à 70% de C_y

La figure 7.8 représente une distribution statistique des moments de flexion dans les colonnes de contreventements obtenus à l'aide des analyses non-linéaires temporelles pour chaque type de contreventement. Les moments de flexion sont normalisés par la résistance plastique en flexion des colonnes autour de leur axe faible M_{py} . Par ailleurs, les moments de flexion sont considérés en valeur absolue puisque leur direction n'a pas d'impact sur la résistance des colonnes. C'est pour cette raison qu'une loi log-normale est utilisée pour représenter la distribution statistique des résultats. Il faut noter que la rigidité des colonnes augmente lorsque celles-ci sont sollicitées en traction, ce qui fait augmenter la valeur des moments de flexion. Afin d'être représentatif des conditions pouvant affecter la résistance à la plastification et au flambement des colonnes,

seulement les moments de flexion atteints lorsque la charge axiale de compression est supérieure à 70% de la charge de plastification C_y dans les colonnes sont inclus dans la distribution statistique de la figure 7.8.

L'axe des ordonnées de la figure 7.8 représente la probabilité que la sollicitation en flexion $M_{fn} = M_{fy}/M_{py}$ correspondante sur l'axe des abscisses ne soit pas dépassée. Par exemple, pour un contreventement de type « X », le moment de flexion M_{fy} est inférieur à 20% M_{py} dans 88% du temps. Pour un contreventement de type « V », le moment de flexion M_{fy} est inférieur à 20% M_{py} dans 96% du temps. Cette figure permet de constater que les analyses effectuées avec des contreventements de type « X » présentent une demande en flexion plus importante dans les colonnes de contreventement lorsque la charge axiale de compression est supérieure à 70% de la charge de plastification C_y . On peut également remarquer cette observation sur la figure 7.7 puisque les points représentant les résultats des contreventements de type « X » sont situés plus à droite que ceux représentant les contreventements de type « V ». C'est-à-dire que les moments de flexion sont plus grands dans les contreventements de type « X ».

Finalement, les colonnes de ces deux types de contreventement ont été dimensionnées de sorte que l'effort axial C_f n'excède pas la résistance axiale nominale C_n de la colonne. Or durant les analyses numériques, le ratio de charge axial C_f/C_n atteint dans les contreventements de type « V » est inférieur à celui atteint dans les contreventements de type « X ». Cela peut être observé dans le tableau 7.2.

Tableau 7.2 : Ratio de l'effort axial C_f/C_n dans les colonnes de contreventement de type « X » et « V »

Type de contreventement	Ratio C_f/C_n dans les colonnes de contreventement		
	moyenne	écart-type	84 ^{ième} percentile
CBF « X »	0,959	0,039	0,991
CBF « V »	0,894	0,050	0,936

7.3 Étude du comportement sismique des colonnes de contreventement

Il est démontré à la section précédente que pour un bâtiment en acier de trois étages situé à Vancouver, C-B sur un sol de catégorie C, les contreventements de type « X » constituent une configuration plus critique pour le chargement des colonnes que les contreventements de type « V ». Dans cette section, l'étude du comportement et de la stabilité des colonnes de contreventement sous une sollicitation combinée d'efforts axiaux et de flexion lors d'un séisme est réalisée à l'aide de contreventements de type « X ». Pour évaluer le comportement sismique des colonnes de contreventement et observer l'influence des critères de conception de la norme CSA S16, trois contreventements de type « X » sont dimensionnés. Le ratio d'interaction des efforts axiaux et de flexion est varié en faisant varier la grosseur des colonnes utilisées dans les contreventements.

Cas 1 : colonne sous-dimensionnée avec interaction de 1,05

Le premier cas est présenté à la figure 7.9 et consiste à utiliser le cadre contreventé dimensionné au chapitre 5 pour lequel les colonnes présentent un sous-dimensionnement de 5%. Le cadre contreventé est conçu en utilisant un coefficient de tenue du matériau ϕ égal à 1,0. De plus, le coefficient de longueur effective K utilisé dans le calcul de la résistance au flambement des colonnes est obtenu d'une analyse de flambement élastique ($K = 0,649$) ce qui permet de considérer la continuité des colonnes. Finalement, la flexion des colonnes est négligée ($M_f = 0$) et l'équation d'interaction se réduit au terme de charge axiale $C_f/C_n = 1,05$.

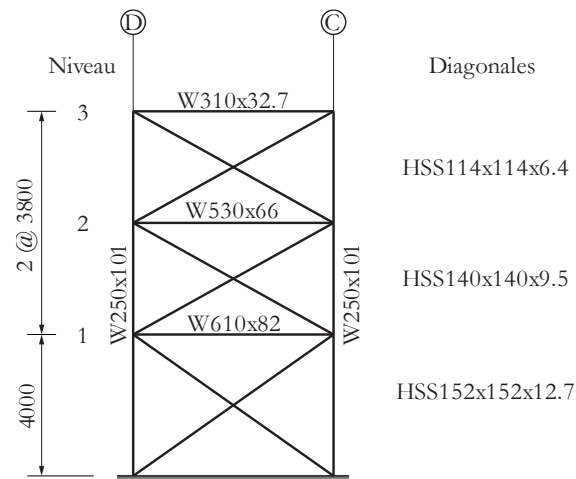


Figure 7.9 : Contreventement de type « X » (cas 1)

Cas 2 : colonne sous-dimensionnée avec interaction de 1,0

Le deuxième cas est présenté à la figure 7.10a pour lequel les colonnes sont dimensionnées selon les mêmes paramètres que pour le cas 1 à l'exception que l'équation d'interaction $C_f/C_n = 1,0$ ce qui rend les colonnes un peu plus robustes. Par ailleurs, la résistance axiale nominale C_n est obtenue à l'aide d'un coefficient de longueur effective $K = 0,654$ provenant d'une analyse de flambement élastique. Aucune demande en flexion dans les colonnes n'est considérée lors de la conception des colonnes ($M_f = 0$).

Cas 3 : colonne dimensionnée selon les exigences de la norme CSA S16

Le troisième cas, présenté à la figure 7.10b, est dimensionné selon les dispositions de la norme CSA S16 en vigueur. C'est-à-dire que les contreventements sont conçus avec un coefficient de tenue $\phi = 0,9$, que les colonnes sont conçues avec un coefficient de longueur effective $K = 1,0$ et une demande en flexion $M_f = 20\% M_p$ et que l'équation d'interaction n'excède pas 1,00.

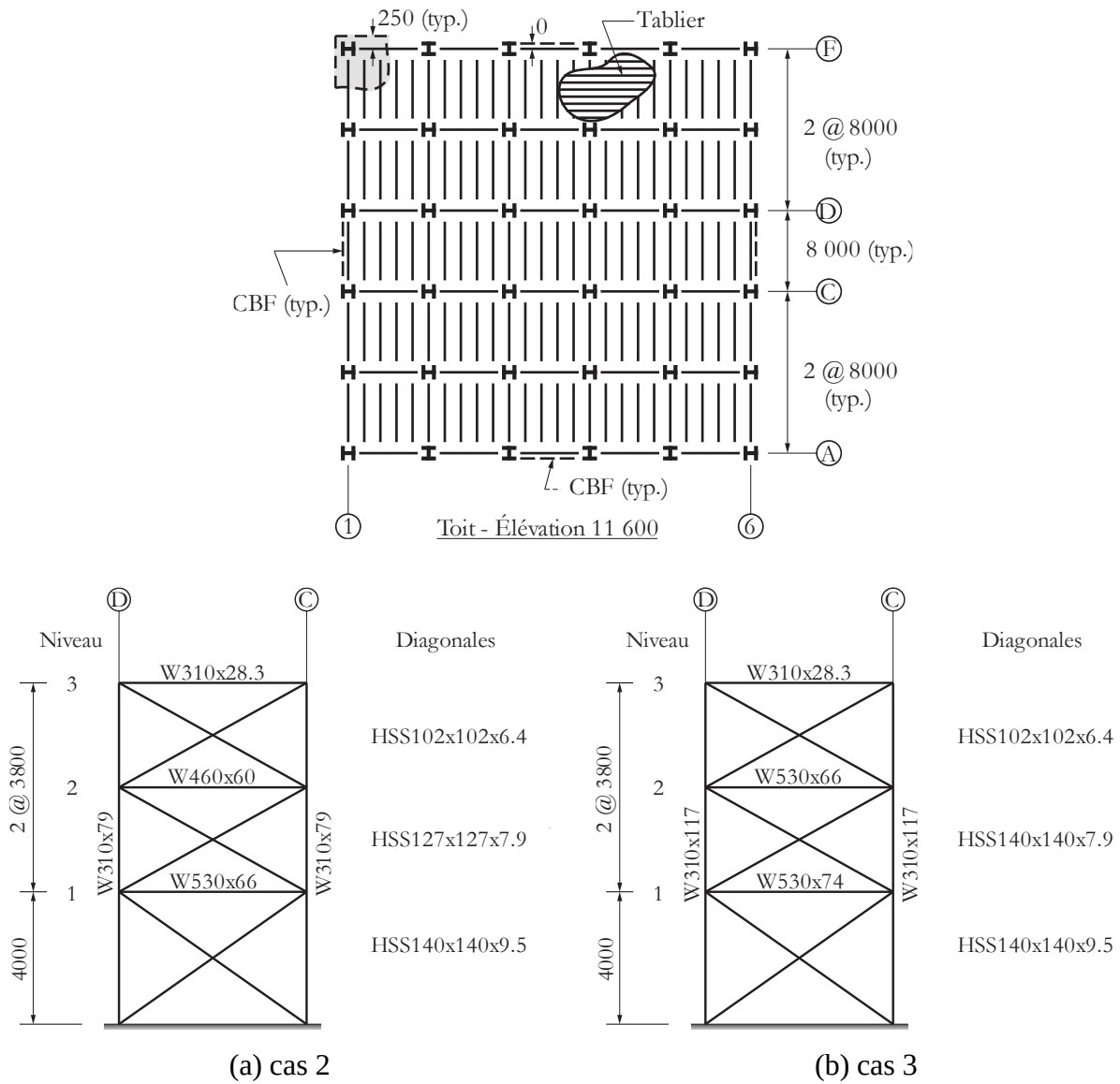


Figure 7.10 : Contreventement de type « X » (cas 2 et 3)

Le tableau 7.3 résume les principaux paramètres de conception pour les trois cas à l'étude.

Tableau 7.3 : Résumé des paramètres pour les trois cas à l'étude

Cas	1	2	3
ϕ	1,0	1,0	0,9
Colonne	W250x101	W310x79	W310x117
M_f	0	0	$0,2M_p$
C_y (kN)	4 416	3 485	4 658
C_n (kN)	3 915	3 040	3 704
Interaction	1,05	1,00	1,00

7.3.1 Résultats des analyses dynamiques

Pour chacune des trois conceptions, la structure est modélisée numériquement et analysée à l'aide des 30 enregistrements sismiques calibrés présentés au tableau 7.1. Les résultats de ces analyses sont présentés au tableau 7.4 pour lequel les valeurs médianes sont montrées pour chaque cas. À noter que les cas où l'effondrement de la structure est survenu ont été retirés du calcul des valeurs médianes afin d'éviter de surestimer les moments de flexion et les déplacements inter-étages.

Tableau 7.4 : Résultats des analyses dynamiques réalisées sur les contreventements de type « X » (84^{ième} percentile)

Cas	1	2	3
Effondrement	11/30	0/30	0/30
$(C_f/C_n)_{max}$	1,0236	1,003	0,7859
M_f/M_p à $(C_f/C_n)_{max}$	0,1967	0,2255	0,3525
$(\Delta_1/h_1)_{max}$	0,0091	0,0127	0,0174

D'après les hypothèses utilisées ainsi que les exigences requises par la norme CSA S16 en matière de conception sismique des colonnes dans les contreventements concentriques en acier, il est prévisible que le contreventement du cas 1 subisse un effondrement puisque les colonnes sont conçues avec un ratio d'efforts axiaux $C_f/C_n = 1,05$. Suite aux analyses, on note que la structure du cas 1 s'est effondrée lors de 11 des 30 analyses réalisées, ce qui représente une probabilité

d'effondrement de 36,7%. On remarque également que la charge axiale atteinte dans les colonnes de contreventement des cas 1 et 2 s'approchent davantage de la valeur de résistance nominale C_n que pour le cas 3 en raison des hypothèses de conception. En effet, les colonnes du cas 3 sont dimensionnées à l'aide d'un coefficient de longueur effective $K = 1,0$, ce qui réduit leur capacité axiale. Toutefois, pour les cas 1 et 2, les moments de flexion développés dans les colonnes sont faibles puisque la charge axiale mobilise la majorité de la rigidité de la colonne. Par ailleurs, on observe que la magnitude du moment de flexion dans la colonne varie proportionnellement avec le déplacement inter-étage.

Il est intéressant de remarquer la différence entre les résultats des cas 2 et 3 pour lesquels aucun effondrement n'a été observé. Ces deux cas ont été dimensionnés en considérant une interaction de 1,00, toutefois les colonnes du cas 2 n'ont pas été dimensionnées pour tenir compte des moments de flexion. Cette hypothèse transparaît dans le ratio de la charge axiale pondérée C_f sur la résistance nominale au flambement C_n puisque celui-ci est plus élevé pour les colonnes du cas 2 car les colonnes ont été conçues sans tenir compte des moments de flexion. Cela laisse peu de place pour le développement des moments de flexion alors que les colonnes du cas 3 peuvent développer de plus grands moments de flexion en raison de leur plus faible sollicitation axiale.

Les résultats de l'analyse non-linéaire temporelle réalisée pour le séisme de San Fernando (1971) à l'aide de l'enregistrement sismique No. 79 (orientation 0°) sont présentés dans les sections suivantes pour les trois conceptions étudiées. Cet enregistrement sismique et les résultats obtenus sont représentatifs du comportement observé dans les colonnes de contreventement pour l'ensemble des analyses où l'effondrement de la structure est survenu.

7.3.2 Résultats des analyses pour le cas 1

Pour le cas 1, le cadre contreventé a été dimensionné au chapitre 5 et il est illustré à la figure 7.9. La conception des colonnes de ce contreventement fait appel aux hypothèses de dimensionnement suivantes :

- le coefficient de tenue du matériau est égal à 1,0 de sorte à dimensionner les éléments selon leurs résistances nominales ;
- les colonnes sont continues sur toute la hauteur du bâtiment ;

- les colonnes de contreventements sont orientées de façon à subir une flexion en plan selon leur axe faible de sorte qu'il n'y a pas de flambement en flexion-torsion ;
- les étages offrent un support latéral hors-plan adéquat de sorte que le flambement des colonnes survient toujours en plan selon l'axe faible ;
- les colonnes de contreventement sont encastrees à la base ;
- le facteur de longueur effective K pour la conception des colonnes de contreventement est déterminé par une analyse de flambement élastique plutôt que d'être égal à 1,0 tel qu'exigé par la norme CSA S16 ;
- les colonnes de contreventement sont conçues en négligeant les moments de flexion dans l'équation d'interaction ($M_f = 0$) ; et
- le ratio des efforts axiaux C_f/C_n est égal à 1,05.

La figure 7.11 présente les courbes enveloppes de la déformée et du diagramme des moments de flexion de l'instant a jusqu'à l'instant c pour les colonnes situées au premier étage du cadre contreventé. Les courbes a , b et c représentent respectivement :

- courbe a : l'instant où la charge axiale dans la colonne qui subit le flambement passe par 0 lors du cycle de chargement menant au flambement de la colonne ;
- courbe b : l'instant où le moment à l'une des extrémités de la colonne critique s'inverse de direction pour accommoder l'équilibre des efforts internes de la colonne ; et
- courbe c : l'instant où survient le flambement de la colonne.

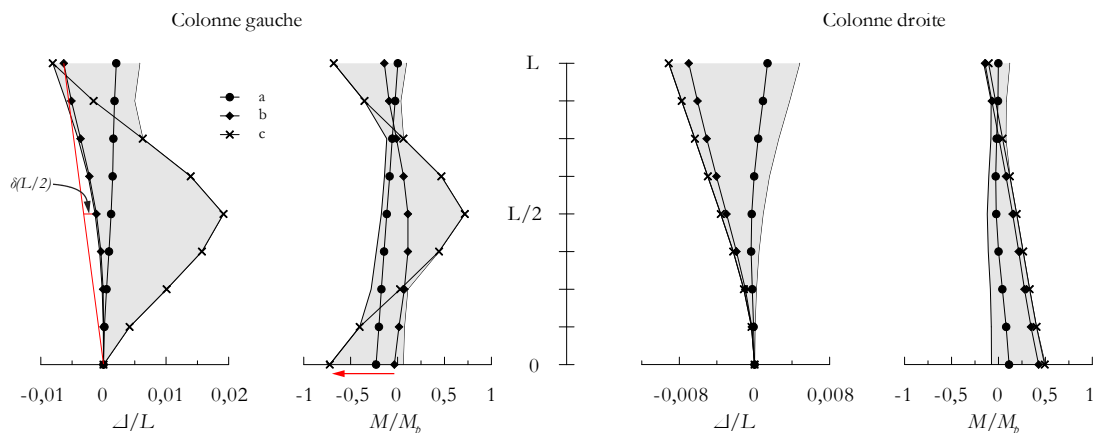


Figure 7.11 : Instantanés et courbes enveloppes de la déformée et du diagramme des moments de flexion pour les colonnes du premier étage

Pour cette analyse, on peut voir que le flambement survient dans la colonne de gauche puisqu'elle subit une grande déformation au moment du flambement (courbe c) comparativement à la colonne de droite. Tel que discuté au chapitre 4, la déformée qu'adopte la colonne au moment où le flambement survient est dictée par la direction de la déformée locale à la mi-hauteur $\delta(L/2)$ au début du cycle de chargement en compression qui mène au flambement. Sur la figure de la déformée de la colonne de gauche, on peut voir de quel côté se situe la déformée locale à la mi-hauteur en reliant les extrémités la courbe b. La colonne est déformée vers l'intérieur du contreventement et cette configuration déformée est amplifiée lorsque la charge axiale augmente. Lorsque survient le flambement, cette déformée s'accroît sans cesse jusqu'à l'effondrement de la structure ou jusqu'à ce que le séisme change de direction et que la charge axiale diminue.

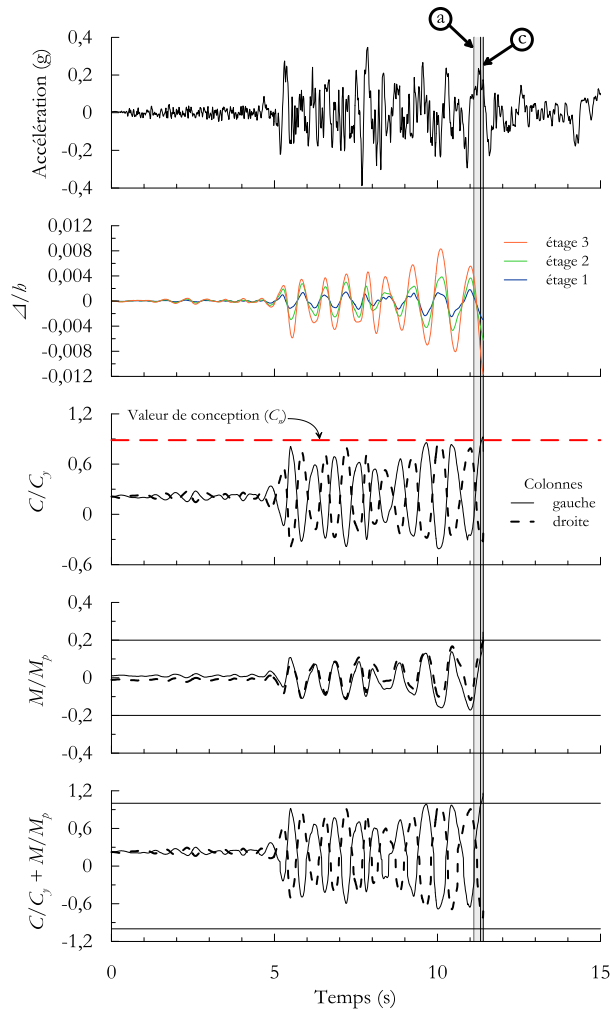
De plus, on observe également que les moments de flexion dans la colonne de gauche s'approchent de la capacité plastique en flexion M_p alors que ceux de la colonne de droite restent dans le domaine élastique. La relation montrée au chapitre 3 entre les moments de flexion et la courbure permet de localiser les points d'inflexion dans la déformée des colonnes à partir des diagrammes de moments. On remarque sur le diagramme des moments de flexion de la colonne de gauche que celle-ci se déforme en courbure double lors de son passage par la charge axiale $C = 0$ (courbe a) puisque la courbe croise l'axe vertical $M = 0$ qu'une seule fois, donc il n'y a qu'un seul point d'inflexion. Lorsque la charge axiale augmente, la colonne poursuit sa déformation selon une déformée en courbure double jusqu'à ce que la combinaison d'effort axial C et de déformée locale à la mi-hauteur $\delta(L/2)$ devienne trop importante (courbe b). À cet instant, le moment de flexion à

l'extrémité de la colonne qui se trouve de même signe que le moment à la mi-hauteur de la colonne doit s'ajuster afin de maintenir l'équilibre des efforts internes et externes agissant sur la colonne. Dans le cas présent, on peut voir que le moment situé à la base de la colonne change de direction alors que son amplitude se met à diminuer pour permettre à la colonne de retarder la formation d'une rotule plastique à la mi-hauteur. C'est donc dire que les moments de flexion, peu importe leur amplitude, s'adaptent en fonction de la plastification et la formation d'une rotule plastique à la mi-hauteur de la colonne.

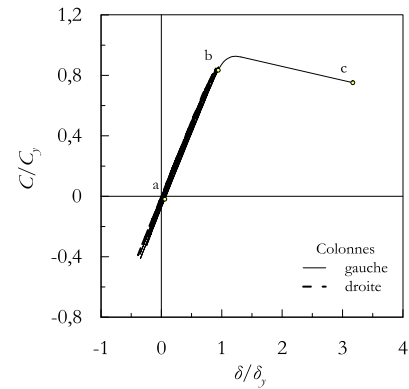
Dans tous les cas étudiés, les moments de flexion aux extrémités se sont ajustés afin de retarder la plastification qui s'était amorcée à la mi-hauteur de la colonne. En s'adaptant, les moments aux extrémités travaillent dans la même direction (même signe algébrique) de sorte qu'un deuxième point d'inflexion apparaît dans la déformée de la colonne. Ce nouveau point d'inflexion réduit la longueur effective ce qui augmente la résistance au flambement de la colonne.

La colonne étant retenue latéralement par les diagonales de contreventement, il faut au minimum la formation de trois rotules plastiques pour atteindre le flambement. Les analyses ont montré, tel qu'observé à la figure 7.11, que la formation de la rotule plastique à la mi-hauteur de la colonne survient toujours en premier. Cela entraîne par la suite l'adaptation des moments de flexion aux extrémités de la colonne qui finissent éventuellement par plastifier afin de créer le mécanisme de défaillance complet soit le flambement de la colonne.

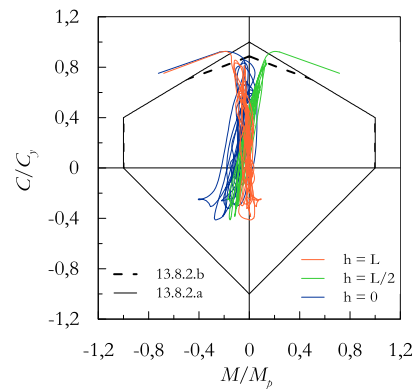
La figure 7.12 présente les résultats numériques en fonction du temps, la réponse axiale hystérétique des colonnes du premier étage ainsi que l'interaction des efforts axiaux et de flexion dans la colonne qui subit le flambement pour le cadre contreventé du cas 1.



(a) réponses temporelles



(b) réponse axiale hystérétique



(c) courbe d'interaction

Figure 7.12 : Résultats de l'analyse non-linéaire temporelle pour le cadre contreventé du cas 1

Sur la figure 7.12a, on peut voir trois lignes verticales de haut en bas qui sont situées dans une zone ombragée. Ces lignes représentent respectivement les instants décrits plus haut par les courbes *a*, *b* et *c*. On peut voir que les poussées soutenues de l'accélération du sol, aussi appelées impulsions, créent des déplacements inter-étages de signe opposé. Cela correspond à la théorie puisque les déplacements que subit la structure proviennent des forces d'inertie qui agissent dans la direction opposée à celle du mouvement du sol, on parle alors de forces effectives dues à un tremblement de terre (Paultre, 2005). Par ailleurs, on observe que le flambement survient dans la colonne de gauche puisque cette colonne est comprimée au moment où l'analyse s'arrête et que la structure s'effondre. Cela correspond bien au déplacement latéral négatif que subit la structure car cela entraîne de la compression dans la colonne de gauche et de la traction dans la celle de droite. La charge axiale au

moment du flambement atteint la valeur de résistance nominale au flambement C_n utilisée en conception. De plus, on observe la variation des moments de flexion à la mi-hauteur qui provient de la différence entre les déplacements inter-étages. Ces moments se trouvent en dessous de 20% M_p lors de l'analyse ce qui implique que la colonne flambe majoritairement en raison de la forte charge axiale qu'elle supporte et qu'elle est en mesure d'accommoder les efforts de flexion malgré cette charge axiale. Par ailleurs, l'interaction des efforts axiaux C et de flexion M pour la vérification de la section est tracée pour la section située à la mi-hauteur de la colonne en fonction du temps afin d'observer l'évolution de la plastification au cours du séisme ainsi que la formation possible d'une rotule plastique. Cette interaction est moins restrictive que celle utilisée pour la vérification de la stabilité de la pièce puisqu'elle utilise la résistance axiale à la plastification de la section C_y contrairement à l'interaction de stabilité qui utilise la résistance axiale au flambement C_n . Toutefois, bien qu'il est démontré à la figure 7.11 que la formation d'une rotule plastique à la mi-hauteur de la colonne initie le mécanisme de défaillance menant au flambement, il est possible que la section à la mi-hauteur plastifie sans toutefois que des rotules se forment aux extrémités de la colonne. Cela dépend de l'interaction entre la charge axiale et le moment de flexion aux extrémités et sera discuté au chapitre 8.

Par ailleurs, on observe sur la figure 7.12b que la colonne demeure parfaitement élastique pour tous les cycles qui précèdent le flambement. Cependant, on remarque que la colonne commence à plastifier à l'instant b , soit lorsque le moment situé à l'extrémité de la colonne change de direction. Cela correspond au début de la formation d'une rotule plastique à la mi-hauteur de la colonne. À ce moment, la rigidité axiale de la colonne diminue ce qui se traduit par un adoucissement de la pente et mène éventuellement au flambement.

Finalement, on peut voir sur la figure 7.12c, l'interaction des efforts pour les sections situés au bas, au milieu et au sommet de la colonne qui subit le flambement. Cette figure permet de constater, d'une part, que le moment de flexion dans la colonne est plus grand lorsque celle-ci est en traction puisque la colonne est plus rigide. D'autre part, elle permet de voir que le moment de flexion situé à la base de la colonne se trouve près de l'axe vertical et qu'il s'adapte en changeant de direction à l'approche du flambement lorsque la charge axiale C devient importante. Cette redistribution des moments de flexion dans la colonne permet de retarder le flambement en réduisant la longueur effective et en différant la formation d'une rotule plastique à la mi-hauteur de la colonne.

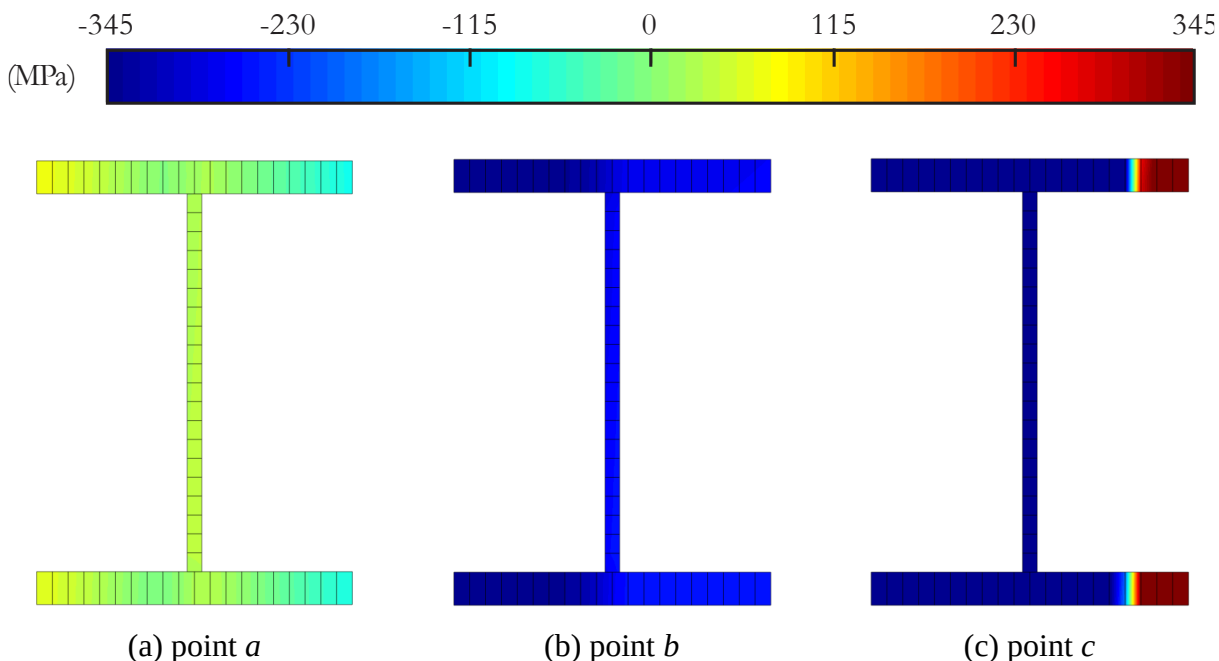


Figure 7.13 : Contraintes sur la section située à la mi-hauteur de la colonne critique pour les points *a*, *b* et *c* de la figure 7.12b

La figure 7.13 montre les contraintes sur la section située à la mi-hauteur de la colonne durant l'analyse. Initialement, les contraintes sur la section sont celles déterminées par le patron de contraintes résiduelles utilisé. Toutefois, plusieurs cycles de chargement ont eu lieu à l'instant où est situé le point *a* (figure 7.13a) ce qui explique pourquoi un côté de la section est en traction alors que l'autre est en compression. L'emplacement des contraintes de traction et de compression est établi en fonction du moment causé par le défaut local à la mi-hauteur de la colonne $\delta(L/2)$. Lorsque la charge axiale augmente (figure 7.13b), la section subit une contrainte uniforme de compression qui s'additionne aux contraintes de flexion déjà présentes. Si la charge axiale continue d'augmenter, la section finit par plastifier et elle ne peut plus résister à la combinaison d'efforts axiaux et de flexion. L'effort axial que peut reprendre la section diminue puisque le moment de flexion engendré par le déplacement local δ devient trop important. On peut voir sur la figure 7.13c que la section est complètement plastifiée avec une partie en traction et une partie en compression afin de résister au moment de flexion.

7.3.3 Résultats des analyses pour le cas 2

Pour le cas 2, le cadre contreventé est illustré à la figure 7.10a. Cette conception fait appel aux hypothèses de dimensionnement suivantes pour les colonnes :

- le coefficient de tenue du matériau est égal à 1,0 de sorte à dimensionner les éléments selon leurs résistances nominales ;
- les colonnes sont continues sur toute la hauteur du bâtiment ;
- les colonnes de contreventements sont orientées de façon à subir une flexion en plan selon leur axe faible de sorte qu'il n'y a pas de flambement en flexion-torsion ;
- les étages offrent un support latéral hors-plan adéquat de sorte que le flambement des colonnes survient toujours en plan selon l'axe faible ;
- les colonnes de contreventement sont encastrées à la base ;
- le facteur de longueur effective K pour la conception des colonnes de contreventement est déterminé par une analyse de flambement élastique plutôt que d'être égal à 1,0 tel qu'exigé par la norme CSA S16 ;
- les colonnes de contreventement sont conçues en négligeant les moments de flexion dans l'équation d'interaction ($M_f = 0$) ; et
- le ratio des efforts axiaux C_f/C_n est égal à 1,0.

La figure 7.14 présente les courbes enveloppes de la déformée et du diagramme des moments de flexion pour les colonnes situées au premier étage du cadre contreventé.

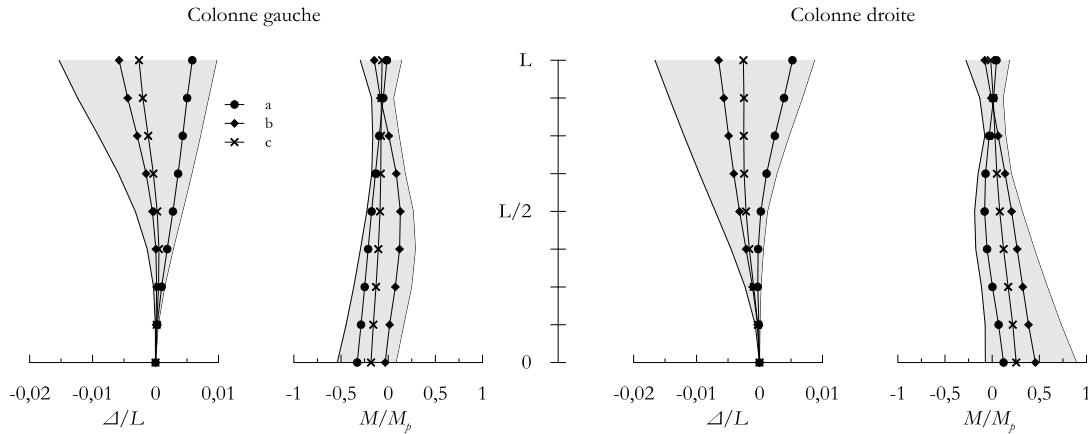


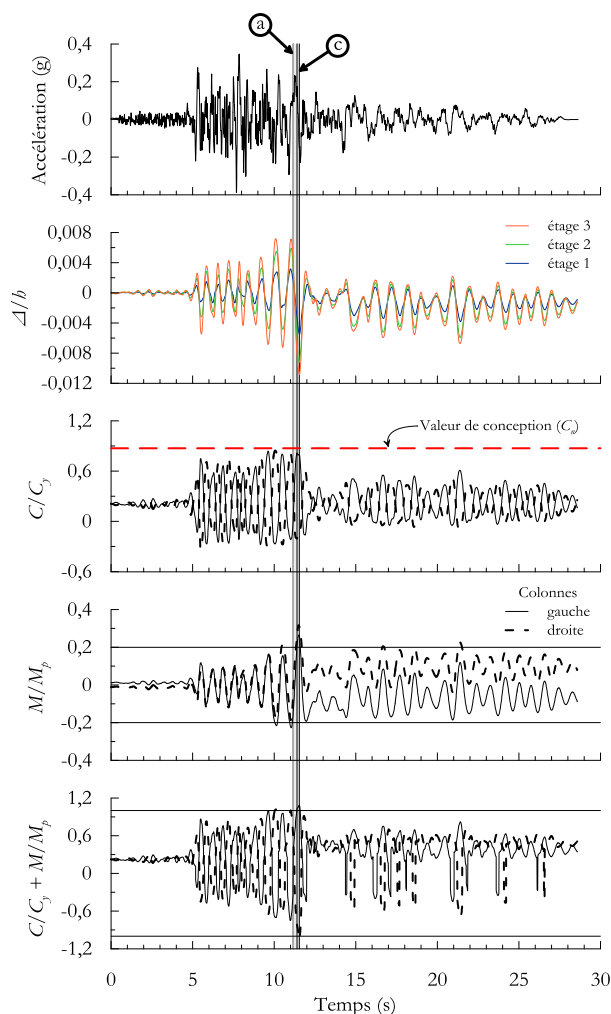
Figure 7.14 : Instantanés et courbes enveloppes de la déformée et du diagramme des moments de flexion pour les colonnes du premier étage

D'après cette figure, on remarque d'emblée la symétrie entre les courbes enveloppes de la déformée et du diagramme des moments de flexion des deux colonnes ce qui signifie que la colonne de gauche affiche un comportement similaire à celle de droite. La structure ne s'est pas effondrée durant cette analyse alors les courbes *a*, *b* et *c* ont été remplacées par les suivantes :

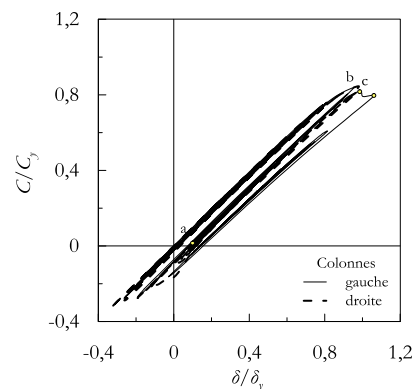
- courbe *a* : l'instant où la charge axiale dans la colonne de gauche passe par 0 lors du cycle de chargement menant à l'atteinte de la déformée axiale maximale ;
- courbe *b* : l'instant où la charge axiale dans la colonne de gauche atteint son maximum lors du cycle de chargement menant à l'atteinte de la déformée axiale maximale ; et
- courbe *c* : l'instant où survient la déformée axiale maximale dans la colonne de gauche.

Ces courbes ont été relevées à partir des données de la colonne de gauche puisqu'il s'agit de la colonne qui subit le flambement lors de l'analyse de la structure du cas 1.

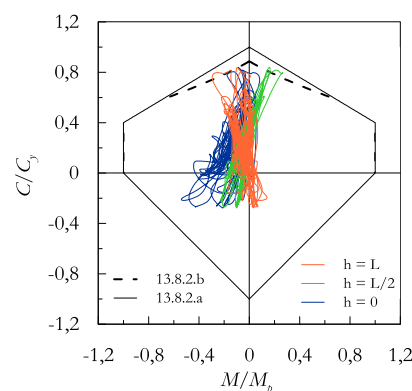
La figure 7.15 présente les résultats numériques de la structure en fonction du temps, la réponse axiale hystérétique des colonnes du premier étage ainsi que l'interaction des efforts axiaux et de flexion lorsque les instants *a*, *b* et *c* sont rencontrés par la colonne de gauche soit celle qui a subi le flambement lors de l'analyse de la structure du cas 1.



(a) réponses temporelles



(b) réponse axiale hystérétique



(c) courbe d'interaction

Figure 7.15 : Résultats de l'analyse non-linéaire temporelle pour le cadre contreventé du cas 2

D'après cette figure, on peut voir que les colonnes subissent une légère plastification sans toutefois perdre leur intégrité structurale.

D'après la figure 7.15a, on peut voir que la structure survit au séisme sans subir de déplacement inter-étage excessif. Ceux-ci atteignent des valeurs maximales situées entre $-0,011 h$ et $0,0075 h$ alors que le déplacement résiduel à la fin du séisme est de $0,002 h$ où h est la hauteur du bâtiment. On remarque également que la charge axiale dans les colonnes atteint la résistance au flambement C_n considérée en conception sans toutefois flamber dans l'analyse numérique. De plus, on peut voir que la valeur du moment de flexion atteint et parfois même excède $20\% M_p$ sans toutefois flamber. La combinaison d'effort axial et de moment de flexion situé à la mi-hauteur de la colonne en

fonction du temps montre que la colonne est venue près du flambement durant le séisme puisque l'interaction a atteint 1,0 à plusieurs reprises sans pour autant afficher une perte d'intégrité structurale dans les colonnes. Sur la figure 7.15b, on peut observer ce qui ressemble à de la plastification dans les colonnes puisque le déplacement axial augmente alors que la charge axiale diminue. Toutefois la rigidité axiale de la colonne n'est qu'à peine modifiée après cette légère plastification puisque la pente reste sensiblement inchangée ce qui permet de croire que la colonne ne subit pas de plastification significative et que son intégrité structurale n'est pas en jeu.

La figure 7.16 illustre l'accélération du sol ainsi que les déplacements inter-étages que subit la structure au moment où surviennent la charge axiale maximale et la plastification dans la colonne de gauche.

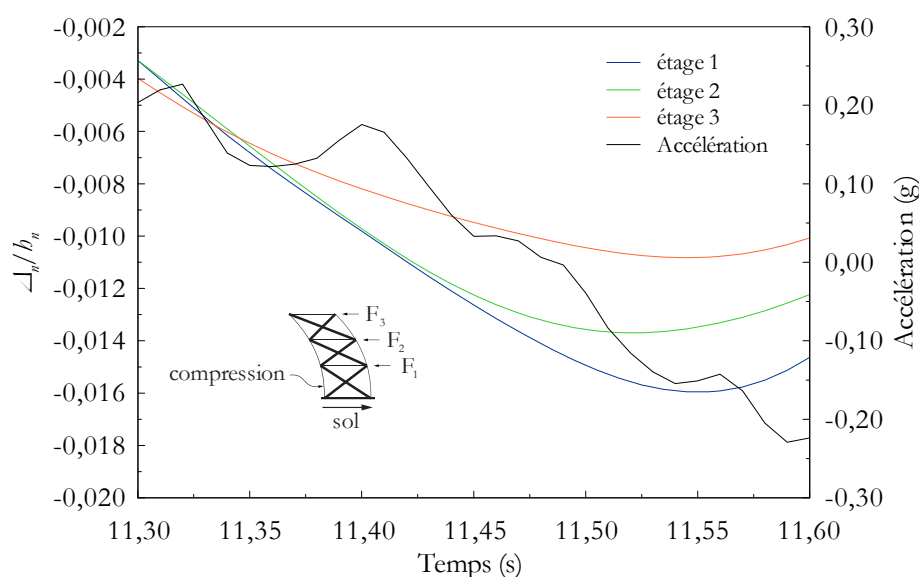


Figure 7.16 : Accélération du sol et déplacements inter-étages de la structure

L'accélération du sol durant un séisme engendre un déplacement du sol et des fondations du bâtiment qui à leur tour induisent des forces d'inertie sur la structure dans la direction opposée. Ces forces d'inertie, aussi appelées forces sismiques, sont obtenues par le produit de la masse sismique du bâtiment et de l'accélération absolue des planchers de la structure et ils induisent des efforts axiaux et de flexion dans les colonnes de contreventement. Lorsque l'amplitude de l'accélération du sol diminue, le sol continue son déplacement dans la même direction tout en subissant une décélération. Éventuellement, si la décélération est maintenue suffisamment longtemps, le mouvement du sol change de direction de même que les forces d'inertie. Sur la figure

7.16, on peut voir qu'une variation instantanée dans l'accélération du sol ne se traduit pas forcément en une variation instantanée du déplacement inter-étage. Toutefois, lorsque la variation de l'accélération est soutenue, les déplacements inter-étages de la structure finissent par changer de direction. Cependant, les efforts dans les éléments structuraux du contreventement prennent un certain temps avant de réagir aux changements de direction des déplacements et des forces sismiques en fonction de la rigidité du système structural.

La figure 7.17 permet de comprendre la relation entre les déplacements inter-étage de la structure, la charge axiale ainsi que le déplacement axial dans les colonnes.

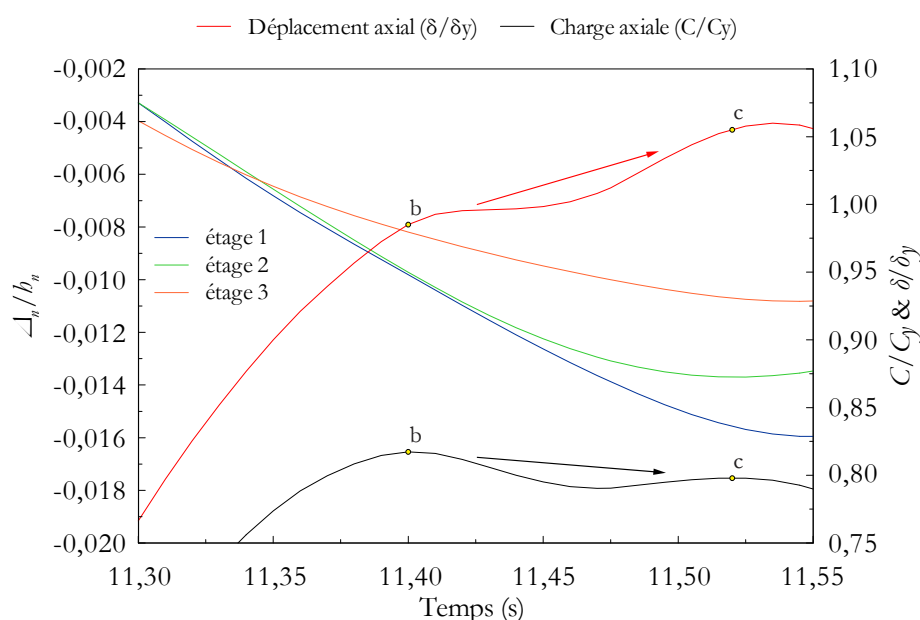


Figure 7.17 : Relation entre les déplacements inter-étage de la structure, la charge axiale et le déplacement axial dans la colonne de gauche

Sur la figure 7.17, les déplacements latéraux sont normalisés par la hauteur allant de la base de la structure jusqu'au plancher de l'étage étudié. Cela permet d'obtenir une échelle similaire pour chacun des étages et permet de voir l'effet des modes supérieurs sur la réponse de la structure. Selon la convention de signes utilisée, un déplacement inter-étage positif engendre des efforts de traction dans la colonne de gauche et des efforts de compression dans la colonne de droite. Dans le cas présent, la structure subit une augmentation négative des déplacements inter-étages relativement similaire sur tous les étages de la structure qui se traduit par une augmentation de la charge axiale de compression dans la colonne de gauche jusqu'au point *b*. On peut voir qu'au point

b , la charge axiale atteint la valeur maximale de $0,817 C_y$ alors que la déformation axiale est de $0,985 \delta_y$. Par la suite, les déplacements se concentrent principalement dans le premier et le deuxième étage alors que le déplacement du troisième étage tend à se stabiliser. Cela fait en sorte que la charge axiale dans la colonne de gauche diminue légèrement. Toutefois, bien que la charge axiale dans la colonne diminue, le déplacement axial reste inchangé puisque la colonne est toujours en compression. C'est pourquoi on observe un plateau entre les points b et c sur la courbe du déplacement axial. Le seul moyen de réduire le déplacement axial serait d'avoir un effort de traction dans la colonne.

Finalement, on peut voir sur la figure 7.15c que le moment situé à la base de la colonne suit l'axe vertical C/C_y ce qui veut dire que l'amplitude du moment de flexion à la base demeure faible lorsque la colonne est chargée en compression. Lorsque la charge axiale de compression augmente, le moment à la base s'adapte en changeant de direction pour aider la colonne à résister au flambement de sorte que la colonne peut atteindre la résistance au flambement C_n tout en ayant la présence de moment de flexion de l'ordre de $20\% M_p$.

7.3.4 Résultats des analyses pour le cas 3

Pour le cas 3, le cadre contreventé est illustré à la figure 7.10b. Cette conception est faite en respectant les exigences actuelles de la norme CSA S16 pour la conception sismique des colonnes dans les contreventements concentriques en acier telles que :

- le coefficient de tenue du matériau est égal à 0,9 de sorte à dimensionner les éléments selon leurs résistances pondérées ;
- les colonnes sont continues sur toute la hauteur du bâtiment ;
- les colonnes de contreventements sont orientées de façon à subir une flexion en plan selon leur axe faible de sorte qu'il n'y a pas de flambement en flexion-torsion ;
- les étages offrent un support latéral hors-plan adéquat de sorte que le flambement des colonnes survient toujours en plan selon l'axe faible ;
- les colonnes de contreventement sont encastrees à la base ;
- le facteur de longueur effective K pour la conception des colonnes de contreventement est égal à 1,0 ;

- les colonnes de contreventement sont conçues en considérant une demande en flexion dans l'équation d'interaction égale à 20% M_p ; et
- l'interaction des efforts axiaux et de flexion est égale à 1,0.

La figure 7.18 présente les courbes enveloppes de la déformée et du diagramme des moments de flexion pour les colonnes situées au premier étage du cadre contreventé.

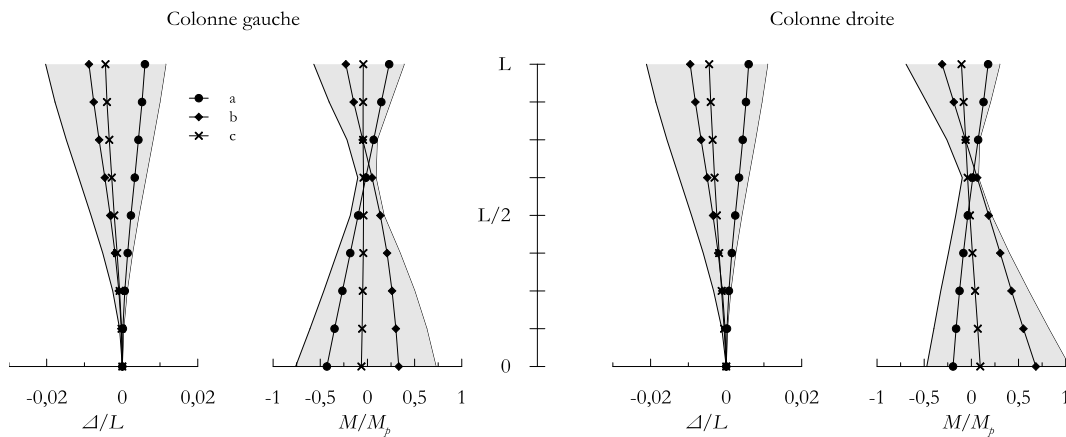


Figure 7.18 : Instantanés et courbes enveloppes de la déformée et du diagramme des moments de flexion pour les colonnes du premier étage

Les courbes *a*, *b*, et *c* ont la même signification que celles présentées au cas 2. Les colonnes du rez-de-chaussée, montrées à la figure 7.18, présentent un comportement similaire. Les déplacements latéraux au sommet oscillent entre -2% et 2% de la hauteur de la colonne. Par ailleurs les colonnes sont fléchies selon une courbure double pour laquelle le moment à la base est plus grand que le moment au sommet en raison de la plus grande rigidité fournie par l'encastrement au pied de la colonne.

La figure 7.19 présente les résultats de l'analyse non-linéaire temporelle réalisée sur le cadre contreventé du cas 3, conçu selon les exigences actuelles de conception parasismique de la norme CSA S16.

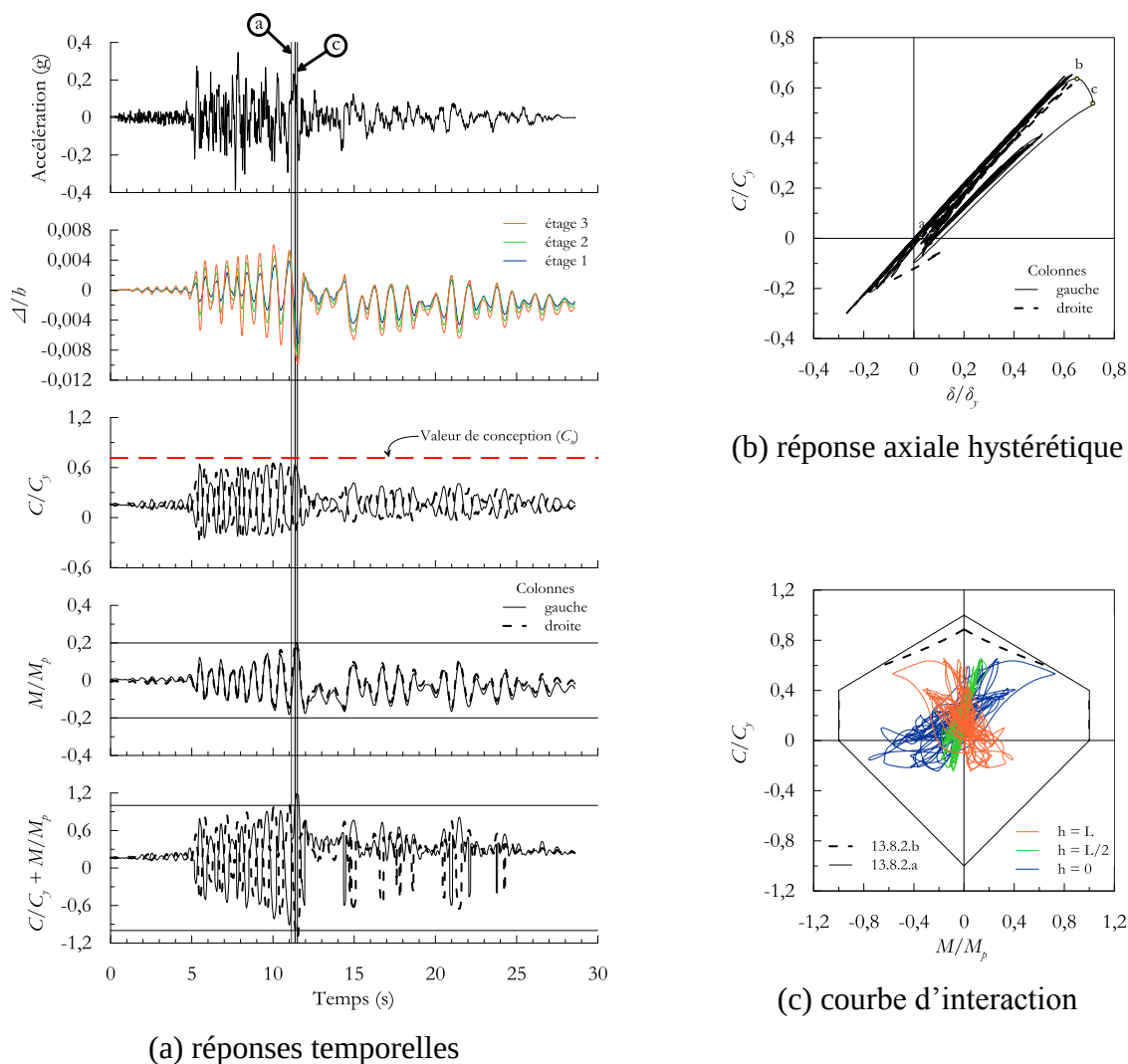


Figure 7.19 : Résultats de l'analyse non-linéaire temporelle pour le cadre contreventé du cas 3

On peut voir sur la figure 7.19a que la charge axiale dans les colonnes demeure sous la résistance au flambement C_n tout au long du séisme puisque la résistance des colonnes considérée lors du dimensionnement est réduite de 10% par l'entremise du coefficient de tenue $\phi = 0,9$. Le fait d'abaisser la résistance au flambement des colonnes lors de la phase conceptuelle entraîne une augmentation de la dimension des profilés requis. C'est donc dire que pour les mêmes diagonales, l'utilisation du facteur ϕ nécessite de plus grosses colonnes. Comme l'effort axial C dans les colonnes est limité par la combinaison des efforts $T_u + C_u$ dans les diagonales (conception par capacité), le pourcentage de sollicitation C/C_y sera plus faible pour les colonnes dimensionnées en considération du facteur ϕ car la résistance C_y varie en fonction de la grosseur de la colonne. De plus, on remarque que le moment de flexion dans les colonnes se situe toujours entre $\pm 20\% M_p$.

Bien qu'aucun effondrement n'ait été observé pour l'ensemble des analyses temporelles, certaines colonnes ont subi de la plastification. Lors de cette analyse, le moment de flexion maximal dans la colonne de gauche est survenu alors que la charge axiale de compression était élevée ce qui a engendré une interaction de 1,26 pour la vérification de la plastification de la section. Cette interaction est calculée pour la section qui se trouve à la mi-hauteur de la colonne soit l'endroit où la formation de la première rotule plastique est attendue. Contrairement aux résultats du cas 2, on peut voir sur la figure 7.19b une légère plastification dans la colonne de gauche. Dans le cas présent, la diminution de la charge axiale et l'augmentation du déplacement axial entre les points *b* et *c* est dû à la plastification de la colonne. Sur la figure 7.19c, on remarque que la charge axiale normalisée C/C_y reste relativement faible comparativement au deux cas précédents en raison des exigences très strictes pour le dimensionnement des colonnes tel qu'expliqué précédemment. Toutefois, on peut voir que les extrémités de la colonne sont fortement sollicitées en flexion lors des excursions en tension, ce qui après plusieurs cycles, entraîne la plastification des sections situées aux extrémités. Lorsque la colonne revient en compression après plusieurs cycles, on peut observer une diminution de l'effort axial alors que les moments aux extrémités continuent d'augmenter. Cela signifie que les extrémités de la colonne ont commencées à se plastifier.

7.4 Sommaire

Des enregistrements sismiques obtenus de la base de données du *PEER* ont été calibrés selon la méthode proposée par Dehghani et Tremblay (2015) et utilisés dans les analyses temporelles réalisées sur le modèle numérique de contreventement dans *OpenSees*.

Par ailleurs, les études réalisées sur des contreventements concentriques en acier de type « X » et « V » ont révélées que l'interaction des efforts axiaux et de flexion dans les colonnes de contreventement est plus critique pour le cas d'un contreventement de type « X ». On note également que lorsque la charge axiale est supérieure ou égale à 70% de la charge de plastification C_y , la demande en flexion dans les colonnes est plus importante dans les colonnes de contreventement de type « X ». Cela est en parti causé par la force débalancée dans les poutres des contreventements de type « V » qui soulagent l'effort de compression axiale dans la colonne comprimée.

Des analyses non-linéaires temporelles ont été réalisées sur des cadres contreventés de type « X » pour lesquels les colonnes ont été conçues selon trois façons différentes. Pour la première conception, les colonnes sont sous-dimensionnées et conçues en négligeant les moments de flexion ($M_f = 0$) de sorte que l'interaction se réduit à C_f/C_r est égale à 1,05. Les résultats des analyses non-linéaires temporelles révèlent que la structure s'effondre en raison du flambement des colonnes dans 36,7% des cas. Le flambement survient selon une déformée en triple courbure après la formation d'une rotule plastique située à la mi-hauteur de la colonne. Peu importe la valeur des moments aux extrémités, ceux-ci s'adaptent afin de maintenir l'équilibre des efforts internes et des sollicitations externes sur la colonne. Pour la deuxième conception, les hypothèses de conception demeurent les mêmes à l'exception que le ratio C_f/C_r est limité à 1,0. Aucun effondrement ne survient lors des analyses non-linéaires temporelles. Pour la troisième conception, les exigences actuelles de la norme CSA S16 sont utilisées. Comme les colonnes sont dimensionnées pour reprendre les efforts combinés axiaux et de flexion, les colonnes atteignent de plus grands déplacements latéraux et subissent par le fait même de plus grandes demandes en flexion. Comme les colonnes sont doublement encastrees, elles se déforment en courbure double ce qui maintient le moment à la mi-hauteur relativement faible par rapport aux moments d'extrémités. Après plusieurs cycles de chargement, les extrémités de la colonne commencent à plastifier sans que la colonne ne flambe puisque la charge axiale n'a pas aussi élevée sous la combinaison $T_u + C_u$ dans les diagonales après quelques cycles de chargement qu'elle le serait sous la combinaison $T_u + C_u$ au début du séisme. Tout comme pour le deuxième cas, aucune colonne n'a flambé en suivant les règles de calcul établies par la norme CSA S16. Toutefois, les résultats obtenus lors des analyses réalisées sur la deuxième conception permettent de croire que le dimensionnement actuel des colonnes doit être révisé.

Le chapitre 8 traite des raisons expliquant pourquoi les colonnes dans les contreventements concentriques en acier sont en mesure de résister aux sollicitations combinées d'efforts axiaux et de flexion lors d'un séisme sans avoir été dimensionnées pour résister aux moments de flexion. L'équation d'interaction ainsi que les exigences de conception actuelles sont révisées afin d'être améliorées et une nouvelle méthode de conception pour ces colonnes est proposée.

CHAPITRE 8 MÉTHODE DE CONCEPTION PROPOSÉE POUR LES COLONNES DE CONTREVENTEMENT CONCENTRIQUE EN ACIER

Les résultats présentés dans les chapitres précédents permettent de mieux comprendre le comportement des colonnes sous les efforts combinés axiaux et de flexion induits lors d'un séisme. Parmi les connaissances acquises, on note que le flambement des colonnes dans les contreventements en acier s'amorce lorsqu'il y a formation d'une rotule plastique à la mi-hauteur de la colonne. À mesure qu'augmente le moment de flexion à la mi-hauteur de la colonne due aux effets $P-\delta$, les moments aux extrémités s'adaptent afin de maintenir l'équilibre des forces internes et des sollicitations externes.

Les analyses démontrent qu'à l'instant où le flambement se produit, la déformée de la colonne suit une courbure triple, c'est-à-dire qu'il y a deux points d'inflexion dans la déformée. Cela diminue la longueur effective sur laquelle le flambement se développe et augmente la résistance au flambement de la colonne. La prédiction du flambement des colonnes comprimées-fléchies dans les contreventements étudiés ne dépend plus de l'équation d'interaction vérifiant la stabilité de la pièce (13.8.2.b, CSA S16) mais plutôt de l'équation d'interaction permettant de vérifier la plastification de la section (13.8.2.a, CSA S16) à l'endroit où la première rotule plastique est anticipée. Toutefois, l'évaluation de cette équation d'interaction est difficile puisqu'elle nécessite de déterminer l'amplitude du moment de flexion situé à cet endroit. Dans les exigences actuelles de la norme CSA S16, le moment de flexion situé à la section critique le long de la colonne est estimé en appliquant le facteur d'amplification ω_1 à la sollicitation en flexion $M_f = 0,2M_p$. Cependant, le facteur d'amplification ω_1 a été développé pour une pièce élastique fléchie en simple ou en double courbure seulement et non pour une pièce se déformant en courbure triple. Puisque les colonnes suivent une déformée en courbure triple, une valeur de coefficient de longueur effective K inférieure à 1,0 pourrait vraisemblablement mieux caractériser la résistance au flambement des colonnes de contreventement. En utilisant une valeur de coefficient K plus près de la réalité, la résistance axiale au flambement C_r calculée à partir de l'équation (2.9) serait augmentée. Par contre, afin d'utiliser un coefficient K inférieur à 1,0, il est nécessaire de valider le comportement de la colonne à l'approche du flambement afin de voir si une modification de l'exposant n dans l'équation (3.5) est requise. Cette modification permettrait de tenir compte de

l'amplitude réelle des défauts de rectitude ainsi que de l'état des contraintes sur la section au moment du flambement.

Tout d'abord, ce chapitre discute brièvement de la problématique causée par l'utilisation de l'équation d'interaction actuelle de la norme CSA S16 à la lumière des résultats obtenus dans les chapitres précédents ainsi que quelques alternatives envisagées pour contourner ce problème. Par la suite, une nouvelle méthode de conception pour les colonnes de contreventement est proposée suite aux observations et aux résultats obtenus dans les chapitres précédents. Des analyses numériques sont réalisées sur des colonnes conçues à l'aide de la nouvelle méthode de conception proposée afin d'observer la performance de la méthode proposée et de la comparer aux exigences actuelles de la norme CSA S16.

8.1 Problématique liée à l'utilisation du coefficient d'uniformisation du moment ω_1

Il a été démontré à la section 2.1.2.6 que le coefficient d'uniformisation du moment ω_1 , tel qu'il est défini dans la norme CSA S16, permet de ne considérer que les déformées en courbure simple ou double. Or tel que montré à la figure 8.1, il n'est pas possible de bien représenter l'amplification du moment due à une déformée en courbure triple ayant deux points d'inflexion telle qu'obtenues dans les analyses présentées au chapitre 7.

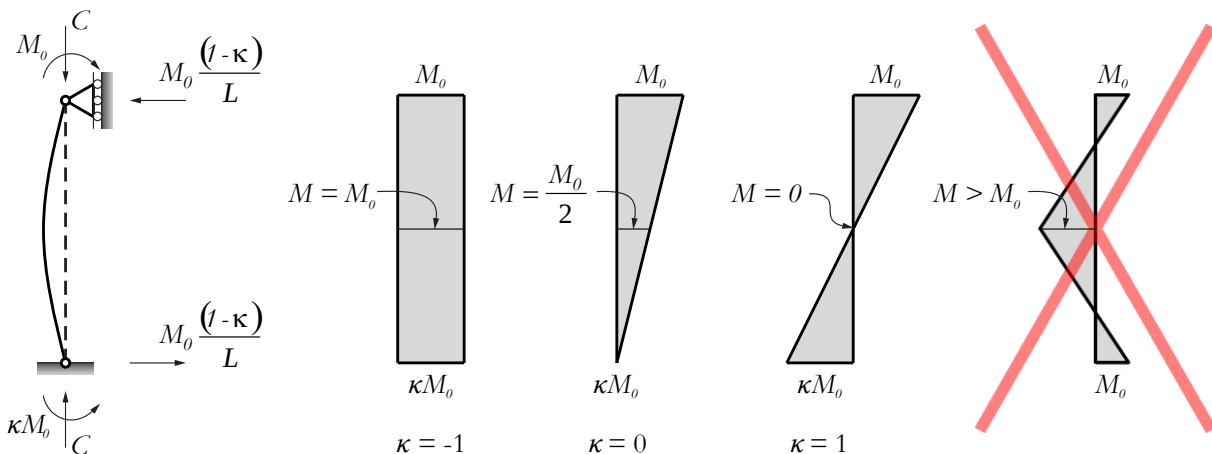


Figure 8.1 : Diagrammes des moments pour un gradient de flexion variant de -1 à 1

Dans la réalité, on s'approche davantage d'une condition encastree à la base des colonnes à cause des raisons énumérées à la fin de la section 5.1. Cette condition d'encastrement à la base amène les

colonnes à se déformer selon une courbure triple lors du flambement de sorte que le moment maximal survient à la mi-hauteur de la colonne. Le moment à la mi-hauteur est souvent plus élevé que le moment aux extrémités ce qui entraîne la plastification et la formation d'une rotule plastique. Il est donc nécessaire de développer une méthode de conception pour les colonnes de contreventement permettant de représenter la déformée et les conditions de retenues réelles observées lors des analyses numériques.

8.1.1 Modification du coefficient d'uniformisation du moment ω_1

La section 2.1.2.6 présente le modèle de base ainsi que les hypothèses qui ont permis de déterminer l'expression du facteur d'amplification du moment U_1 et du coefficient d'uniformisation du moment ω_1 utilisés par la norme CSA S16. Ces facteurs ont été développés pour des pièces simples et élastiques qui subissent une déformée en courbure simple ou double seulement. Cela semble indiquer qu'une simple modification de l'expression du coefficient d'uniformisation ω_1 pourrait permettre de tenir compte des conditions de retenues ainsi que de la déformée réelle des colonnes observées lors des analyses numériques. Il suffit simplement de modifier les hypothèses initiales du problème de base en forçant la déformée en courbure triple par l'entremise d'une charge transversale appliquée à la mi-hauteur de la colonne. Toutefois cette solution signifie qu'il faudrait connaître l'amplitude de la force transversale agissant à la mi-hauteur de la colonne afin de déterminer la valeur du coefficient d'uniformisation ω_1 . Cela ne règle pas la problématique puisque dans la réalité, il n'y a pas de force transversale appliquée le long de la travée de la colonne. L'allure de la déformée dépend du défaut de rectitude initial δ_0 et des déplacements latéraux Δ relatifs entre les deux appuis qui influence la magnitude de la déformée locale δ le long de la colonne. L'effort axial agissant sur la configuration déformée de la colonne ainsi que les conditions de retenues aux extrémités, contribuent à l'obtention d'une déformée en courbure triple. Puisque cette avenue n'est pas envisageable, une autre alternative est d'obtenir le coefficient d'uniformisation ω_1 à partir d'analyses numériques *OpenSees*. Il s'agit de prendre une colonne simplement appuyée, telle qu'illustrée à la figure 8.1, pour laquelle des moments de flexion sont appliqués à chacune des extrémités. Par la suite, un déplacement axial est appliqué graduellement jusqu'à l'obtention du flambement de la colonne. À l'aide de la charge axiale de flambement et du moment de flexion maximal atteint durant l'analyse, il est possible d'isoler la valeur du coefficient d'uniformisation ω_1 dans l'équation d'interaction de la façon suivante :

$$\omega_1 = \left(1 - \frac{C_{f,\max}}{C_n}\right) \left(1 - \frac{C_{f,\max}}{C_e}\right) \frac{M_p}{\beta M_{f,\max}} \quad (8.1)$$

Toutefois, un problème survient avec l'utilisation de cette méthode lorsque la colonne est fléchie autrement qu'en courbure simple. Lorsque la colonne est fléchie en courbure double ou triple, des points d'inflexion dans la déformée apparaissent ce qui signifie que la longueur effective sur laquelle se développe le flambement diminue. Lorsque tel est le cas, la charge maximale $C_{f,\max}$ que peut atteindre la colonne avant de flamber augmente de sorte que le rapport entre la charge maximale et la charge d'Euler $C_{f,\max}/C_e$ devient plus grand que 1. Cela mène à des valeurs de coefficient d'uniformisation ω_1 inférieures à 0, ce qui est insensé.

8.2 Alternatives étudiées pour la conception des colonnes de contreventements

Ce projet de recherche a permis de constater le comportement réel et les modes de flambement des colonnes dans les contreventements concentriques en acier lors d'un séisme. Les analyses numériques effectuées montrent que la rupture des colonnes n'est pas due aux moments de flexion imposés par les déplacements inter-étages correspondant à une déformée en double courbure classique. La rupture se produit plutôt par flambement sous l'effet de la charge axiale maximum prévue induite par les charges de gravité et les efforts provenant des diagonales. Ce flambement se produit selon un mode similaire à celui observé lors du flambement d'une colonne encastree à ses deux extrémités. Ce phénomène se produit même si la colonne est fléchie en courbure double dans les instants qui précèdent l'augmentation de la charge axiale puisque la distribution des moments se modifie sous l'effet de la charge axiale croissante pour s'approcher de la distribution des moments observés à l'amorce et durant le flambement d'une colonne doublement encastree. Sur la base de ces observations, une modification de l'approche de conception des colonnes est proposée de sorte qu'on se limiterait à vérifier que la colonne peut résister à la charge maximale en tirant avantage des conditions de retenue présentes ($K = 0,6$ à $0,7$), sans égards aux moments de flexion pouvant se développer avant que la charge axiale n'atteigne la valeur maximum prévue.

Les résultats des analyses numériques révèlent également que l'équation d'interaction vérifiant la stabilité de la pièce ne prédit pas adéquatement le flambement puisque les colonnes peuvent continuer à prendre les charges axiales et de flexion au-delà de la limite imposée par l'équation

d'interaction de la norme CSA S16. On doit plutôt viser à prévenir la formation d'une rotule plastique en limitant la plastification de la section de la colonne à l'aide de l'équation d'interaction vérifiant la résistance de la section. Pour faire bon usage de l'équation d'interaction de la norme, il faut connaître la valeur du moment de flexion maximal qui se développe le long de la colonne afin de pouvoir vérifier la résistance de la section à cet endroit. Dans les exigences actuelles de la norme, l'équation d'interaction est évaluée en utilisant une sollicitation en flexion $M_f = 0,2M_p$. Cette sollicitation est ensuite amplifiée à l'aide des paramètres U_1 et ω_1 afin d'obtenir le moment de flexion maximal le long de la colonne. Toutefois, il est démontré à la section 8.1 que le facteur d'amplification U_1 n'est pas représentatif de la réalité puisque ce dernier a été développé pour une membrure simple dans le domaine élastique. C'est-à-dire qu'il ne considère pas l'effet de la continuité des colonnes, ni la plastification du matériau. Tel que vu au chapitre 3, ces deux conditions affectent le comportement et la résistance au flambement des colonnes. De plus, la section précédente met en évidence les hypothèses et les raisons expliquant pourquoi le coefficient d'uniformisation du moment ω_1 n'est pas bien adapté pour les pièces fléchies en courbure triple dans le domaine inélastique. L'expression utilisée par la norme pour calculer le facteur ω_1 ne considère pas l'influence de la charge axiale appliquée sur la pièce en plus de n'être développé que pour les pièces déformées en courbure simple ou double. Comme il n'est pas possible de trouver la valeur du moment de flexion maximal agissant le long de la colonne en amplifiant les moments d'extrémités, deux alternatives peuvent être utilisées pour contourner ce problème.

8.2.1 Première alternative

Pour la première alternative, la résistance de la section peut être déterminée à l'aide de l'équation d'interaction, telle que requis par les exigences actuelles de la norme CSA S16, en utilisant une valeur de demande en flexion maximale $M_{f,max}$ dans les colonnes basée sur des statistiques obtenues des analyses numériques. Cela éviterait l'utilisation du facteur d'amplification U_1 et du coefficient d'uniformisation du moment ω_1 qui ne sont pas appropriés pour les colonnes se déformant en courbure triple telles qu'observées dans les contreventements concentriques en acier.

8.2.2 Deuxième alternative

La deuxième alternative tire avantage du comportement des colonnes observé dans les analyses numériques présentées au chapitre 7 qui démontrent que les colonnes de contreventement flambent

davantage en raison de la charge axiale élevée qu'en raison des moments de flexion (Figure 7.12c). Dans ces conditions, la résistance au flambement est davantage influencée par la longueur effective de flambement KL que par le moment de flexion M_f . La résistance de la section peut alors être déterminée en ne considérant uniquement que le terme de la charge axiale C_f/C_r dans l'équation d'interaction (2.8). Par contre, puisque la déformée de la colonne est reliée aux moments fléchissants, l'influence de la flexion dans la colonne doit être prise en compte dans le calcul de la résistance axiale C_r par l'entremise de l'exposant n afin de représenter la perte de résistance due à la déformée en flexion observée au moment du flambement. De plus, l'influence de la continuité des colonnes et de la longueur effective de flambement sont prises en compte à l'aide d'un coefficient de longueur effective K inférieur à 1,0.

Compte tenu de la grande variabilité des paramètres influençant la détermination de l'amplitude du moment de flexion dans la colonne, la deuxième alternative est privilégiée dans ce projet. La section qui suit présente le cheminement menant à l'élaboration de la méthode de conception proposée pour les colonnes dans les contreventements concentriques en acier.

8.3 Méthode de conception proposée pour les colonnes de contreventement

La méthode de conception proposée pour les colonnes de contreventement ne fait appel qu'au terme de charge axiale dans l'équation d'interaction (2.8), c'est-à-dire que les colonnes sont conçues qu'avec l'aide de la résistance axiale C_r . Le retrait des termes de flexion dans la conception des colonnes de contreventement est motivé par les résultats numériques présentés au chapitre 7 ainsi que par l'étude du coefficient d'uniformisation des moments ω_1 qui démontre que l'amplification des moments fléchissants par le facteur U_1 n'est pas adéquate lorsque les colonnes se déforment selon une courbure triple. Cependant, certaines modifications sont apportées au calcul de la résistance axiale C_r afin de tenir compte du comportement réel des colonnes observé lors des analyses numériques réalisées sur des cadres contreventés concentriques en acier. Deux modifications apportées à l'équation (2.9) de la résistance axiale C_r sont initialement étudiées :

- La réduction du coefficient de longueur effective K ; et
- la modification de l'exposant n .

Premièrement, la réduction du coefficient de longueur effective K permet une représentation plus réaliste des conditions d'encastrement aux extrémités des colonnes. Les analyses numériques présentées au chapitre 7 montrent que l'encastrement à la base des colonnes engendre la formation d'un deuxième point d'inflexion dans la déformée de la colonne ce qui réduit la longueur effective sur laquelle se développe le flambement et augmente la résistance de la colonne.

Deuxièmement, l'influence des moments de flexion sur la résistance au flambement de la colonne est représentée par la modification de l'exposant n dans l'équation (2.9) de la résistance axiale. Dans les exigences actuelles de la norme CSA S16, l'exposant n est évalué à 1,34 pour des profilés laminés afin de tenir compte de la réduction de la résistance axiale C_r due aux contraintes résiduelles σ_r sur la section et aux défauts de rectitudes δ_0 . La tolérance sur l'amplitude du défaut de rectitude δ_0 d'une colonne de contreventement est établie à $L/1000$ selon les articles 28.6.4 et 29.3.3. La modification de l'exposant n permet de tenir compte de l'amplitude de la déformée locale δ observée au moment où le flambement survient. Cette déformée δ est influencée par l'historique des déplacements de la colonne lors d'un séisme, par la charge axiale ainsi que par les moments de flexion agissant le long de la colonne.

Pour obtenir une bonne estimation des paramètres K et n , plusieurs analyses numériques ont été réalisées avec *OpenSees* dans lesquelles les colonnes ont subi un flambement. Les résultats ont ensuite été recueillis afin de générer des moyennes statistiques permettant d'établir des valeurs de référence pour la méthode de conception proposée. Le bâtiment présenté au chapitre 5 est repris pour réaliser les analyses numériques. Toutefois, pour obtenir le flambement des colonnes dans les analyses, diverses modifications affectant la résistance au flambement des colonnes ont été apportées à tour de rôle :

- les charges gravitaires ont été augmentées ;
- la hauteur des colonnes de contreventement a été augmentée ; et
- les colonnes de contreventement ont été remplacées par des colonnes plus petites.

Le but de ces modifications était d'obtenir plusieurs résultats d'analyses numériques dans lesquelles les colonnes subissent le flambement. Ces modifications permettent également d'obtenir différents types de flambement. D'une part, en augmentant la charge gravitaire supportée par la colonne, on obtient un flambement qui survient à un niveau de charge axiale élevé et de faibles moments de flexion. D'autre part, en augmentant la hauteur des colonnes, celle-ci devient plus

élancée et plus encline à de grands déplacements latéraux. On obtient un flambement qui se produit avec une plus grande demande en flexion et une charge axiale plus faible. Finalement, l'utilisation d'une section de colonne plus petite que requise par le processus de conception permet de réduire de façon simultanée la résistance axiale et de flexion de la colonne.

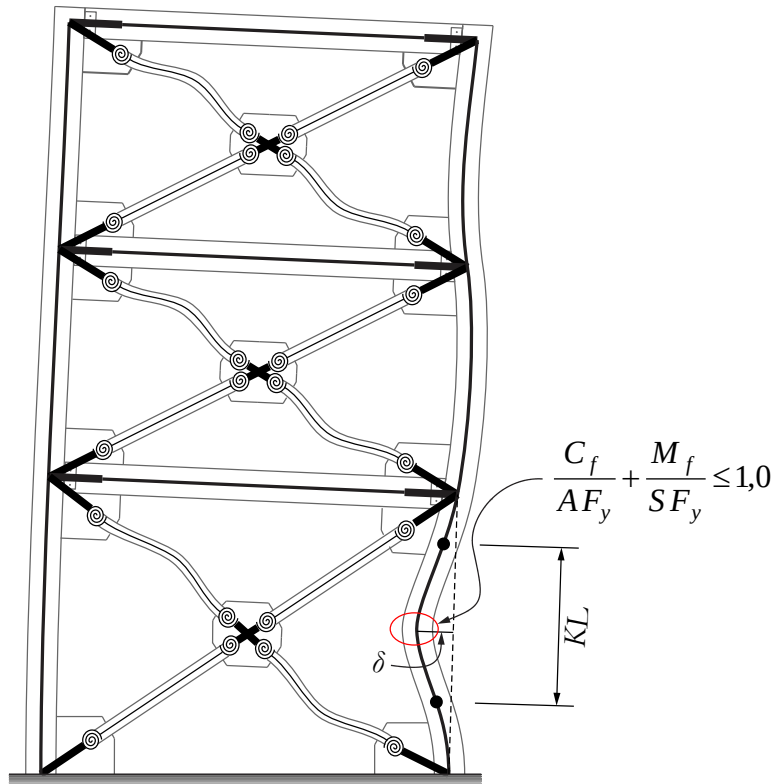


Figure 8.2 : Paramètres étudiés pour l'élaboration de la méthode de conception des colonnes de contreventement

Une fois ces analyses effectuées dans *OpenSees*, les paramètres montrés à la figure 8.2, soit le coefficient de longueur effective K , la valeur de la déformée locale à la mi-hauteur de la colonne δ et le niveau de charge axiale C_f sont extraits pour chacun des trois cas suivants :

- a) lorsque l'équation d'interaction (8.2) vérifiant la plastification de la section à la mi-hauteur de la colonne atteint 1,0 pour la première fois durant l'analyse ;
- b) lorsque l'équation d'interaction (8.2) vérifiant la plastification de la section à la mi-hauteur de la colonne atteint 1,0 lors du cycle de chargement menant au flambement de la colonne ;
et
- c) lorsque la charge axiale est maximale, soit au moment où le flambement survient.

$$\frac{C_f}{A F_y} + \frac{M_f}{S F_y} \leq 1,0 \quad (8.2)$$

où : C_f est la charge axiale dans la colonne

M_f est le moment de flexion à la mi-hauteur de la colonne

A est l'aire de la section de la colonne

S est le module de section selon l'axe de flexion de la colonne

F_y est la limite élastique de l'acier

Pour chaque cas, les paramètres présentés à la figure 8.2 sont enregistrés de même que la valeur de la déformée locale δ lorsque la charge axiale est nulle ($C_f = 0$) pour chacun des cycles de chargement auquel survient les cas énumérés ci-dessus. Cela permet d'établir une relation entre la valeur de δ_0 utilisée par la norme CSA S16 dans l'évaluation de la résistance axiale C_r et la valeur réelle observée à l'aube du flambement de la colonne lors d'un séisme. La déformée locale δ anticipée lors d'un séisme est plus grande que le défaut de rectitude initial δ_0 utilisé dans les calculs, ce qui réduit la résistance axiale C_r de la colonne. Toutefois, cet effet pénalisant est compensé par l'utilisation d'un coefficient de longueur effective K inférieur à 1,0 ainsi que le retrait du terme de flexion dans l'équation d'interaction. Les résultats obtenus des analyses numériques *OpenSees* sont présentés dans le tableau 8.1. Dans ce tableau, les efforts axiaux C_f sont normalisés par la résistance nominale de la colonne C_n calculée avec un exposant $n = 1,34$.

Tableau 8.1 : Valeurs moyennes et écart-types obtenus des analyses numériques *OpenSees*

Cas		K	C_f/C_n	$\delta_{(C_f=0)}$	δ
a	moyenne	0,698	0,955	L/1 359	L/362
	écart-type	$\pm 0,054$	$\pm 0,028$	$\pm L/294$	$\pm L/30$
b	moyenne	0,685	0,950	L/1 197	L/339
	écart-type	$\pm 0,056$	$\pm 0,034$	$\pm L/422$	$\pm L/46$
c	moyenne	0,580	1,047	L/1 197	L/171
	écart-type	$\pm 0,013$	$\pm 0,012$	$\pm L/422$	$\pm L/18$

D'après les résultats recueillis, on note que le coefficient de longueur effective K oscille entre 0,685 et 0,700 lors des cycles précédant le flambement alors qu'au moment où le flambement survient, celui-ci vaut en moyenne 0,580. On remarque également que l'amplitude de la déformée à la mi-hauteur de la colonne se trouve entre $L/339$ et $L/362$ pour les cas A et B soit lorsque la section se plastifie. Une fois la valeur moyenne de la déformée à la mi-hauteur de la colonne au moment du flambement obtenue, des analyses sont menées à l'aide d'*OpenSees* dans le but de générer des valeurs de résistance axiale C_r en fonction de l'élancement effectif λ telles que montrées au chapitre 3. Une courbe de résistance des colonnes en fonction de l'élancement effectif λ est produite, suite aux analyses *OpenSees*, en étudiant le flambement d'une colonne simple pour laquelle le défaut de rectitude initial est de $L/350$. Cela correspond à la déformée moyenne des cas A et B observée lorsque la section située à la mi-hauteur de la colonne se plastifie dans les analyses numériques. Finalement, l'exposant n dans l'équation (2.9) de la résistance axiale C_r est ajusté de sorte à obtenir une bonne corrélation avec les résultats obtenus d'*OpenSees*.

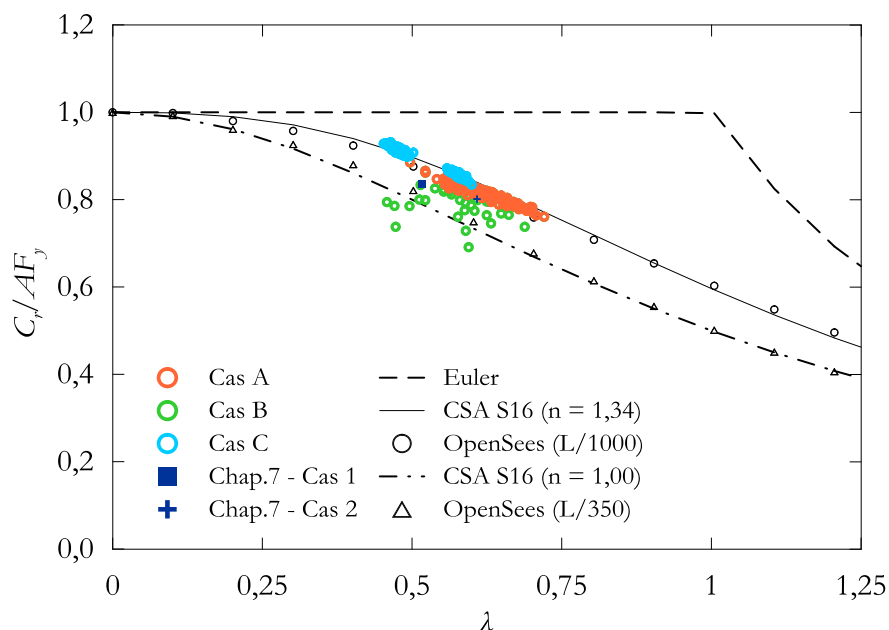


Figure 8.3 : Charge axiale normalisée en fonction de l'élancement effectif λ

La figure 8.3 montre les résultats obtenus des analyses numériques *OpenSees* pour les colonnes qui subissent un flambement. La charge axiale maximale atteinte à l'instant du flambement est normalisée par la charge axiale de plastification $C_y = A F_y$ et les points sont placés sur la figure en fonction de l'élancement effectif λ calculé avec le coefficient de longueur effective réelle, observé au moment où la charge axiale maximale est atteinte. D'après cette figure, on remarque que l'exposant n de l'équation (2.9) doit prendre la valeur $n = 1,00$ afin que la résistance corresponde à celle obtenue d'*OpenSees* pour une pièce dont l'amplitude du défaut initial est de $L/350$. C'est donc dire que le calcul de la résistance axiale C_r devrait être fait avec un exposant n prenant la valeur de 1,00 afin d'obtenir des résistances représentatives de la déformée observée dans la colonne au moment du flambement. Par contre, on observe également qu'au moment où la première plastification survient (cas A), la charge axiale atteinte correspond à la résistance prédite par l'équation (2.9) et les exigences actuelles de la norme CSA S16. De plus, on peut voir les points représentant le cas B. Le cas B représente essentiellement les mêmes conditions que le cas A à l'exception qu'il détermine l'instant où survient la plastification de la section dans le dernier cycle de chargement menant au flambement de la colonne. On peut voir que pour les résultats du cas B, la résistance est légèrement inférieure en raison des déformations accumulées à la suite des multiples cycles de chargement subis. Pour sa part, le cas C représente la charge axiale maximale

atteinte dans la colonne durant l'analyse. Cela correspond à la charge de flambement de la colonne et on remarque que pour ces valeurs, l'élancement effectif λ est réduit en raison de l'apparition d'un second point d'inflexion dans la déformée réduisant la longueur effective KL . On remarque qu'en utilisant l'élancement effectif λ calculé avec la valeur appropriée pour le coefficient de longueur effective K , l'équation (2.9) employée avec les paramètres actuels de la norme CSA S16 prédit bien la résistance au flambement des colonnes.

Ces observations permettent d'élaborer une méthode adéquate pour la conception des colonnes de contreventement. Cette méthode est élaborée de façon progressive à l'aide des constatations faites suite aux résultats des analyses. Les méthodes étudiées sont présentées dans les sous-sections qui suivent.

8.3.1 Résultats des analyses dynamiques pour la méthode de conception proposée avec $K = 0,7$ et $n = 1,00$

Comme la résistance axiale doit être déterminée de sorte à éviter le flambement des colonnes, on vise à éviter la formation d'une rotule plastique à la mi-hauteur de la colonne en empêchant la plastification de la section à cet endroit. Pour ce faire, la résistance axiale C_r est limitée à une valeur inférieure en utilisant un exposant $n = 1,00$. Cela permet de représenter l'influence de la déformée d'amplitude $L/350$ observée lors du flambement des colonnes dans les analyses numériques sur la résistance au flambement C_r . Pour procéder aux analyses numériques, le bâtiment présenté à la figure 8.4 est dimensionné à l'aide de la méthode de conception présentée au chapitre 5 alors que la résistance axiale des colonnes de contreventement est calculée avec un coefficient de longueur effective $K = 0,7$ et un exposant $n = 1,00$. La valeur du coefficient K provient des résultats des cas A et B présentés au tableau 8.1 alors que la valeur de l'exposant n provient des résultats des analyses *OpenSees* montrés à la figure 8.3.

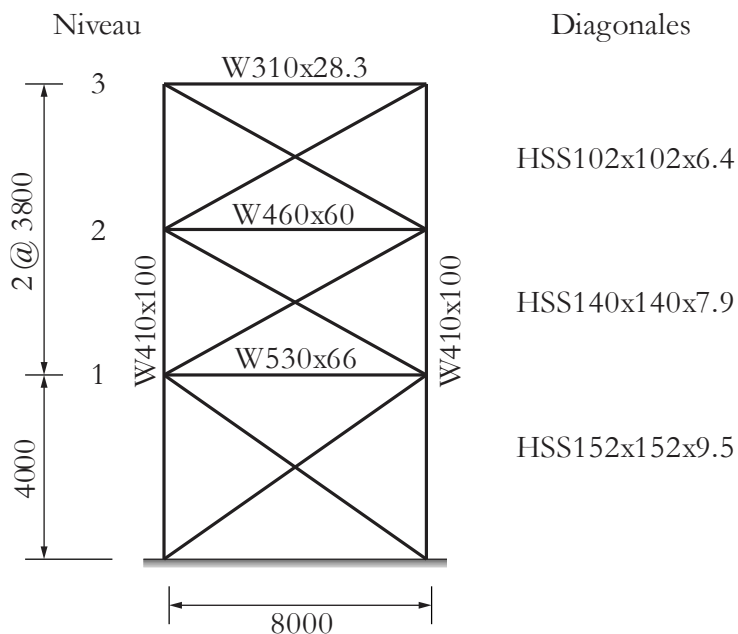


Figure 8.4 : Éléments structuraux du cadre contreventé dimensionné avec $K = 0,7$ et $n = 1,00$

Afin de comparer les résistances avec les valeurs obtenues des analyses numériques, le coefficient de tenue du matériau ϕ est posé égal à 1,0 dans l'équation de la résistance C_r . On parle alors de résistance axiale nominale ($C_r = \phi C_n$) puisque la résistance n'est pas pondérée. Les propriétés de la colonne utilisée sont présentées dans le tableau 8.2.

Tableau 8.2 : Propriétés de la colonne W410x100

Colonne	L (mm)	A (mm ²)	r_y (mm)	I_y (10 ⁶ mm ⁴)	AF_y (kN)
W410x100	4 000	12 600	62,5	49,5	4 347

Pour une colonne W410x100 de 4 m, la résistance axiale nominale C_n calculée avec un coefficient de longueur effective $K = 0,7$ et un exposant $n = 1,00$ vaut :

$$C_n = AF_y \left(1 + \left[\frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \right]^{2n} \right)^{-1/n}$$

$$C_n = \frac{(12600)(0,345)}{\left(1 + \left[\frac{(0,7)(4000)}{62,5} \sqrt{\frac{0,345}{\pi^2 (200)}} \right]^2 \right)} = 3218 \text{ kN} \quad (8.3)$$

La résistance axiale calculée avec la méthode de conception proposée est de 3 218 kN, ce qui correspond à 74% de la charge de plastification AF_y de la colonne.

Pour le calcul de la résistance axiale permise par les exigences actuelles de la norme CSA S16, il faut tenir compte des efforts combinés axiaux et de flexion dans la colonne par l'entremise de l'équation d'interaction (2.8). Comme le moment de flexion est difficile à évaluer, la norme de conception exige de considérer une demande pondérée M_f égale à 20% du moment plastique M_p de la colonne. Il est possible d'obtenir la résistance axiale permise en isolant la valeur de la sollicitation axiale pondérée C_f dans l'équation d'interaction lorsque celle-ci vaut 1,0. L'équation d'interaction pour une pièce comprimée et fléchie autour de son axe faible seulement se pose comme ceci :

$$\frac{C_f}{C_n} + \frac{\beta U_{1y} M_{fy}}{M_{py}} \leq 1,0$$

$$\frac{C_f}{C_n} + \frac{\beta \omega_{1y} M_{fy}}{\left(1 - \frac{C_f}{C_{ey}} \right) M_{py}} \leq 1,0 \quad (8.4)$$

$$\frac{C_f}{3006} + \frac{(0,85)(0,4)(0,20)}{\left(1 - \frac{C_f}{6107} \right)} \leq 1,0$$

$$\Rightarrow C_f \leq 2645 \text{ kN}$$

Les paramètres de cette équation ont déjà été amplement discutés au début du chapitre 8, c'est pourquoi les valeurs de chacun des paramètres sont données sans plus de détails. À noter toutefois que le calcul de la résistance C_r s'est fait avec un coefficient de longueur effective $K = 1,0$ et un exposant $n = 1,34$ tel qu'exigé par la norme CSA S16. Rappelons que le coefficient de tenue du matériau ϕ est égal à 1,0 afin de pouvoir comparer les valeurs nominales avec celles obtenues par

les modèles numériques. La charge axiale maximale permise avant que la colonne ne subisse le flambement selon l'équation d'interaction de la norme CSA S16 est de 2 645 kN, ce qui correspond à 60,9% de la charge de plastification AF_y de la colonne.

8.3.1.1 Analyse dynamique

Le modèle numérique du bâtiment présenté à la figure 8.4 est soumis à une analyse non-linéaire temporelle dans *OpenSees* afin de voir si cette nouvelle méthode de conception est en mesure de prédire adéquatement le flambement des colonnes comprimées-fléchies dans les cadres contreventés. L'enregistrement sismique utilisé pour cette analyse numérique est le même que celui qui a été présenté à la section 7.3.1 soit l'enregistrement sismique No. 79 (orientation 0°) du séisme de San Fernando (1971). Sur la figure 8.5, on peut voir la réponse axiale hystérétique des colonnes ainsi que le diagramme d'interaction entre les efforts axiaux et de flexion pour une des colonnes de contreventement.

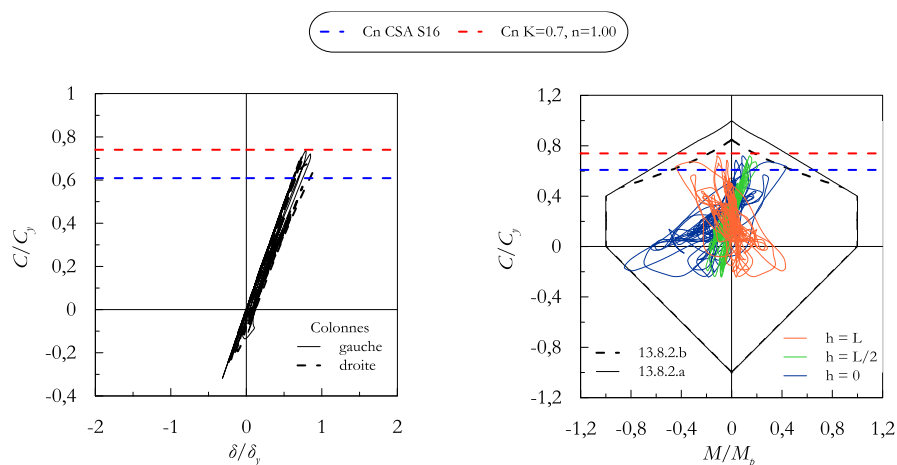


Figure 8.5 : Résultats des analyses temporelles et résistances anticipées ($R_y F_y = 460$ MPa)

La résistance nominale au flambement prédite par les exigences actuelles de la norme CSA S16 ainsi que celle prédite par la méthode de conception proposée en début de section sont illustrées sur la figure 8.5. Ces colonnes n'ont pas subi de flambement ce qui est conforme aux résultats anticipés puisque la méthode de conception proposée vise à prédire la résistance des colonnes de sorte à éviter le flambement. Toutefois, en n'obtenant pas le flambement des colonnes, il devient impossible d'identifier si la méthode proposée prédit adéquatement la résistance au flambement des colonnes puisqu'on ne voit pas à quel niveau de charge axiale le flambement survient. Pour obtenir cette information, la contrainte élastique probable des diagonales de contreventement $R_y F_y$

est augmentée de sorte à transmettre plus d'effort dans les colonnes de contreventement sans pour autant changer le dimensionnement et les propriétés modales du bâtiment.

8.3.1.2 Analyse dynamique avec contrainte probable $R_y F_y$ augmentée

Les résultats présentés à la figure 8.6 montrent le cadre contreventé de la figure 8.4 pour lequel la contrainte probable $R_y F_y$ dans les diagonales du modèle numérique a été volontairement doublée de 460 MPa à 920 MPa. De cette façon, les diagonales de contreventement peuvent transmettre plus d'efforts avant de plastifier ou de flamber ce qui permet de transmettre une plus grande charge axiale aux colonnes sans affecter les propriétés modales du contreventement et devoir refaire une nouvelle conception. En transmettant des efforts axiaux plus importants, on obtient le flambement des colonnes et on peut observer le degré de précision avec lequel la méthode de conception proposée est en mesure de prédire la charge axiale où survient le flambement. Cependant, cela favorise les flambements qui surviennent à un niveau de charge axiale élevé et de faibles moments dans les colonnes.

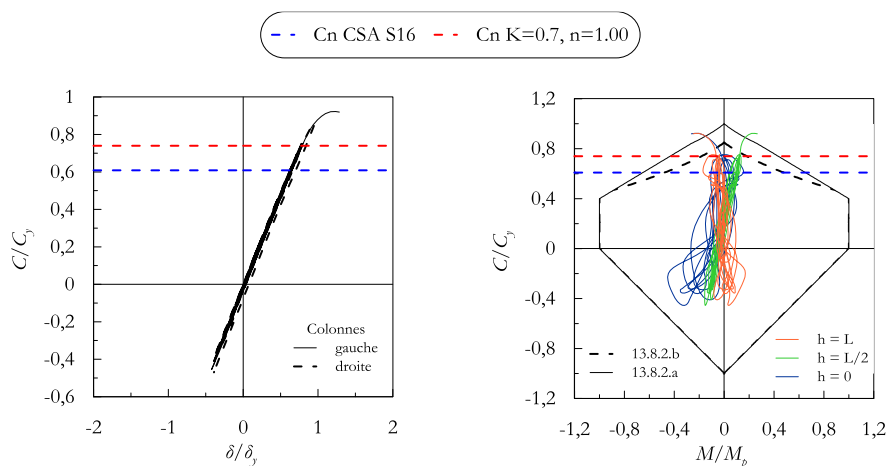


Figure 8.6 : Résultats des analyses temporelles et résistances anticipées ($R_y F_y = 920$ MPa)

Tel qu'anticipé, on peut voir sur la figure 8.6 que les colonnes atteignent le flambement. Toutefois, on remarque que le calcul proposé pour prédire la résistance au flambement des colonnes est encore trop conservateur puisque celles-ci ont flambé à une valeur largement supérieure à celle prévue. La résistance nominale prévue des colonnes était de 3 218 kN alors que celles-ci ont atteintes 3 748 kN ce qui représente une erreur relative de 14,1%.

La méthode doit être modifiée afin prédire adéquatement la charge axiale pour laquelle les colonnes subissent le flambement. Rappelons que l'exposant $n = 1,34$ prescrit par la norme CSA S16, représente une déformée d'amplitude $L/1000$ ainsi qu'un patron de contraintes résiduelles similaire à celui présenté à la figure 2.16. Ces hypothèses peuvent être vérifiées à l'aide des résultats numériques plutôt que d'utiliser l'amplitude de la déformée locale δ au moment du flambement afin de déterminer la valeur de l'exposant n dans le calcul de la résistance axiale. Par ailleurs, il a été démontré à la section 3.5.2 que le logiciel *OpenSees* permet de prédire adéquatement la résistance au flambement d'une colonne simple. Pour une pièce encastree à chacune de ses extrémités, le coefficient de longueur effective obtenu est conforme à la valeur théorique de $K = 0,5$. Lors de cette analyse, le défaut de rectitude initial est de $\delta_0 = L/1000$ et la déformée locale au centre de la colonne δ s'accroît avec l'augmentation du déplacement axial. Au moment où le flambement survient, la déformée locale δ à la mi-hauteur de la colonne est bien au-delà du défaut initial d'amplitude $L/1000$. L'état d'équilibre des contraintes¹ sur la section est également différent du patron de contraintes résiduelles initiales en raison des variations de contraintes dues au chargement cyclique ainsi qu'à la plastification due aux excursions inélastiques. Pourtant, la résistance obtenue de l'analyse *OpenSees* correspond à celle calculée par l'équation (3.5) avec un exposant $n = 1,34$. Cela implique que l'exposant n tient compte du fait que la déformée locale δ à la mi-hauteur de la colonne augmentera à l'approche du flambement et que l'état d'équilibre des contraintes sera différent.

Comme la modification de la valeur de l'exposant n ne semble pas être une méthode de conception adéquate, il devient pertinent d'étudier les valeurs que prennent la déformée locale δ ainsi que l'état d'équilibre des contraintes sur la section située à la mi-hauteur de la colonne à différents moments durant l'analyse. Par la suite, ces valeurs sont comparées avec les valeurs ayant menés à l'utilisation de l'exposant $n = 1,34$ actuellement prescrit par la norme CSA S16, c'est-à-dire une déformée au centre de la colonne d'amplitude $L/1000$ ainsi qu'une distribution des contraintes sur la section tel qu'illustré à la figure 2.16. On doit également observer la valeur du coefficient de longueur effective lorsque le flambement de la colonne se produit afin d'obtenir une représentation réaliste de la longueur sur laquelle le flambement se développe.

¹ L'état d'équilibre des contraintes fait référence aux contraintes obtenues de l'équation (8.5)

C'est donc dire que la déformée locale δ et l'état d'équilibre des contraintes sur la section située à la mi-hauteur de la colonne doivent être observées lorsque la charge axiale passe par 0 soit avant le chargement en compression de la colonne. Tandis que pour obtenir la longueur réelle sur laquelle se développe le flambement de la colonne, le coefficient de longueur effective K doit être mesuré au moment où le flambement survient. L'évolution de ces paramètres peut être observée en étudiant ceux-ci pour les niveaux de charge axiale suivants :

1. lorsque la charge axiale atteint la valeur maximale en tension ($P = T_{max}$) ;
2. lorsque la charge axiale passe par 0 ($P = 0$) ;
3. lorsque la section située à la mi-hauteur de la colonne se plastifie ($C_f/AF_y + M_f/SF_y = 1,0$) ;
4. lorsque la charge axiale atteint la valeur maximale en compression ($P = C_{max}$) ; et
5. lorsque la charge axiale diminue de 10% après avoir passée le flambement ($P = 0,9C_{max}$).

La figure 8.7 montre où se situent ces niveaux de charge sur la courbe hystérétique de la colonne de gauche dans l'analyse montrée à la figure 8.6 puisqu'il s'agit de la colonne qui subit le flambement durant l'analyse. Il n'est toutefois pas possible de représenter l'instant 5, soit lorsque la charge axiale diminue de 10% après l'atteinte de la charge axiale maximale en compression, car l'analyse numérique s'est arrêtée avant d'atteindre ce point.

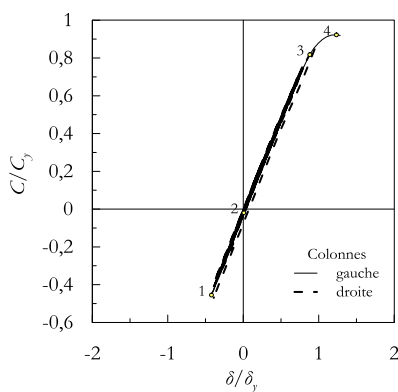


Figure 8.7 : Niveaux de charge axiale pour lesquelles l'état d'équilibre des contraintes ainsi que les paramètres δ , K sont étudiés

Avant de présenter les résultats il est important de montrer comment sont calculés les paramètres étudiés. La déformée locale située à la mi-hauteur de la colonne est calculée de la façon suivante :

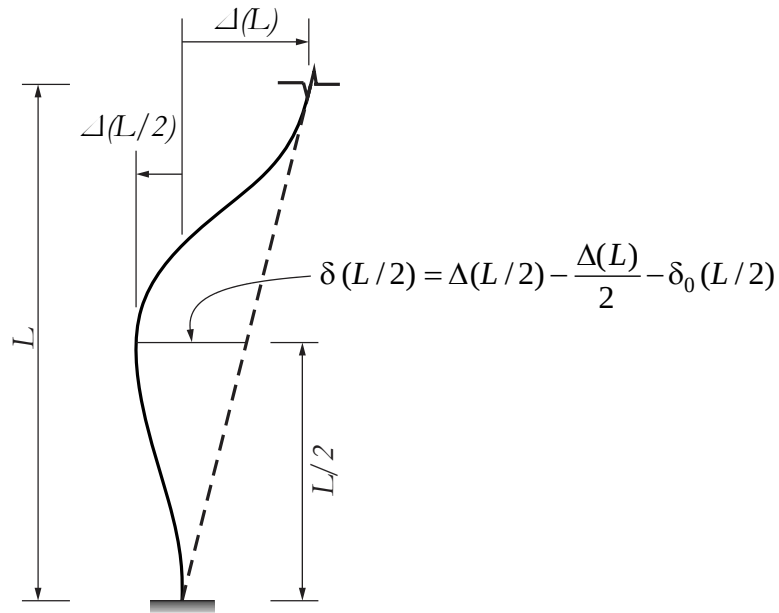


Figure 8.8 : Calcul de la déformée locale δ située à la mi-hauteur de la colonne

Dans cette expression, les imperfections initiales, aussi appelées les défauts de rectitudes δ_0 , doivent être prises en compte afin d'obtenir la déformation réelle que subit la colonne.

Le calcul du coefficient de longueur effective a déjà été présenté à la section 3.2.2, il s'agit de la distance séparant les points d'inflexion dans la déformée ou encore les endroits où le moment de flexion est nul. La figure 8.9 montre un exemple pour lequel le coefficient de longueur effective est de $K = 0,5$.

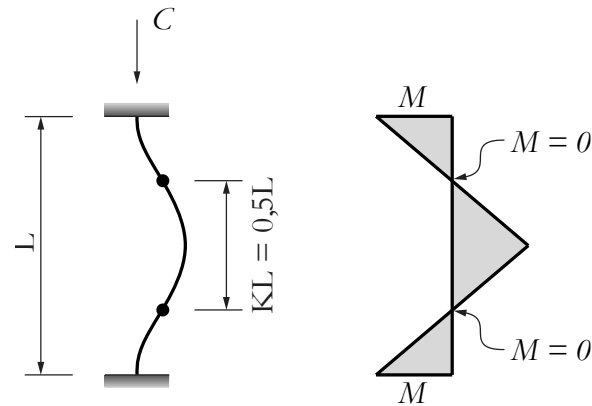
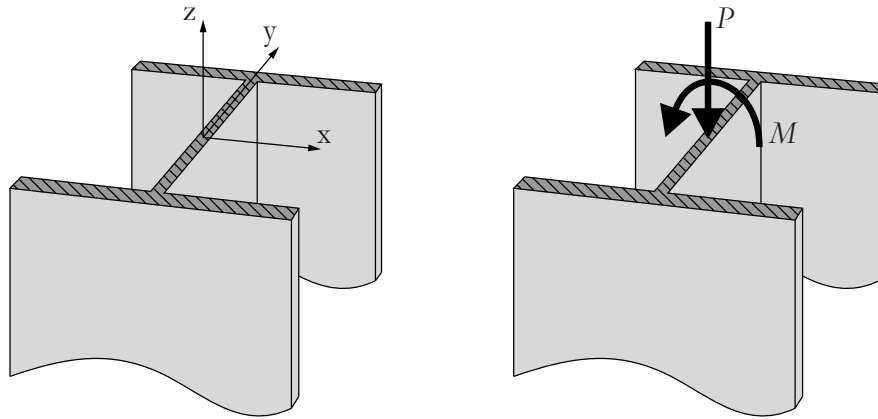
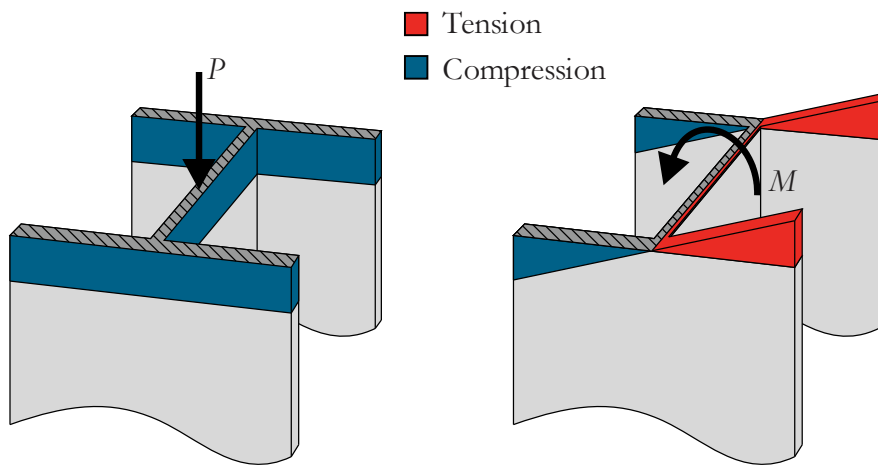


Figure 8.9 : Exemple du calcul du coefficient de longueur effective pour une colonne doublement encastree ($K = 0,5$)

Pour calculer la magnitude des contraintes résultant de l'état d'équilibre des contraintes sur la section à tout moment durant l'analyse, il faut connaître la valeur des contraintes totales σ_t appliquées sur la section et ensuite retirer l'apport provenant de la contrainte normale ($\sigma_n = P/A$) ainsi que des contraintes de flexion ($\sigma_f = My/I$). La figure 8.10 illustre l'effet des contraintes sur la section engendrées par l'effort axial P et de flexion M séparément :



(a) application simultanée d'efforts combinés axiaux et de flexion



(b) diagramme des contraintes dues aux efforts axiaux et de flexion sur la section

Figure 8.10 : Effet des contraintes normales et de flexions appliquées sur une section

L'état d'équilibre des contraintes à l'instant t située au point (x,y,z) sur la pièce est donné par l'expression suivante :

$$\sigma_i(x, y, z, t) = \sigma_t(x, y, z, t) - \frac{P(t)}{A} - \frac{M_x(z, t)y}{I_x} - \frac{M_y(z, t)x}{I_y} \quad (8.5)$$

où : $\sigma_i(x, y, z, t)$ est la contrainte d'équilibre au point (x, y) sur la section située à la hauteur z de la colonne à l'instant t durant l'analyse

$\sigma_t(x, y, z, t)$ est la contrainte totale au point (x, y) sur la section située à la hauteur z de la colonne à l'instant t durant l'analyse

$P(t)$ est l'effort axial appliqué sur la colonne à l'instant t

A est l'aire de la section

$M_x(z, t)$ et $M_y(z, t)$ sont les moments de flexion autour des axes locaux x et y respectivement agissant sur la section située à la hauteur z de la colonne à l'instant t

I_x et I_y sont les moments d'inertie par rapport aux axes locaux x et y respectivement

À noter que l'équation (8.5) n'est valide seulement qu'en domaine élastique puisque lorsque la section commence à se plastifier, l'aire A de la section ainsi que les moments d'inertie I_x et I_y perdent de leur efficacité.

Les valeurs des paramètres pour l'instant 1, correspondant au moment où la charge axiale dans la colonne atteint le maximum en tension ($P = T_{max}$), sont présentées à la figure 8.11.

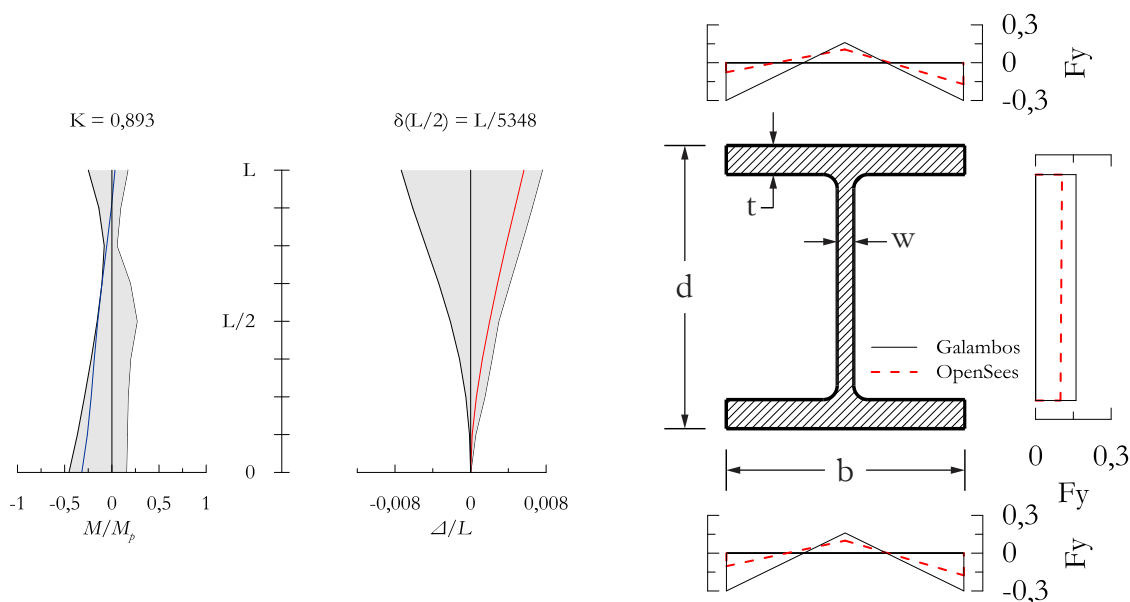


Figure 8.11 : Coefficient de longueur effective K , déformée locale δ et état d'équilibre des contraintes σ_i à l'instant 1

Les courbes enveloppes sont présentées pour le diagramme des moments fléchissants et de la déformée présentés sur la figure 8.11. D'après ces diagrammes, on peut voir qu'à cet instant, il n'y a qu'un seul point d'inflexion dans la déformée situé à une distance de $0,893L$ de la base de la colonne. Cela correspond à une déformation en courbure double puisque la colonne en tension subit un déplacement latéral à son sommet et qu'elle est encastree à la base et semi-encastree au sommet. L'amplitude de la déformée locale δ est de $L/5348$ ce qui est pratiquement droit puisque la colonne est en traction ce qui réduit l'amplitude des défauts de rectitudes. Finalement, on remarque qu'après avoir retiré les contraintes sur la section dues à l'effort axial et de flexion, l'amplitude des contraintes provenant de l'état d'équilibre des contraintes sont inférieures à celle du patron de départ utilisé soit celui proposé par Galambos et Ketter (1959). Cela est dû aux quelques cycles de grands déplacements qui plastifient légèrement la section et contribuent à atténuer l'impact des contraintes résiduelles.

Les valeurs que prennent les paramètres à l'instant 2, correspondant au moment où la charge axiale dans la colonne est nulle ($P = 0$), sont présentées à la figure 8.12.

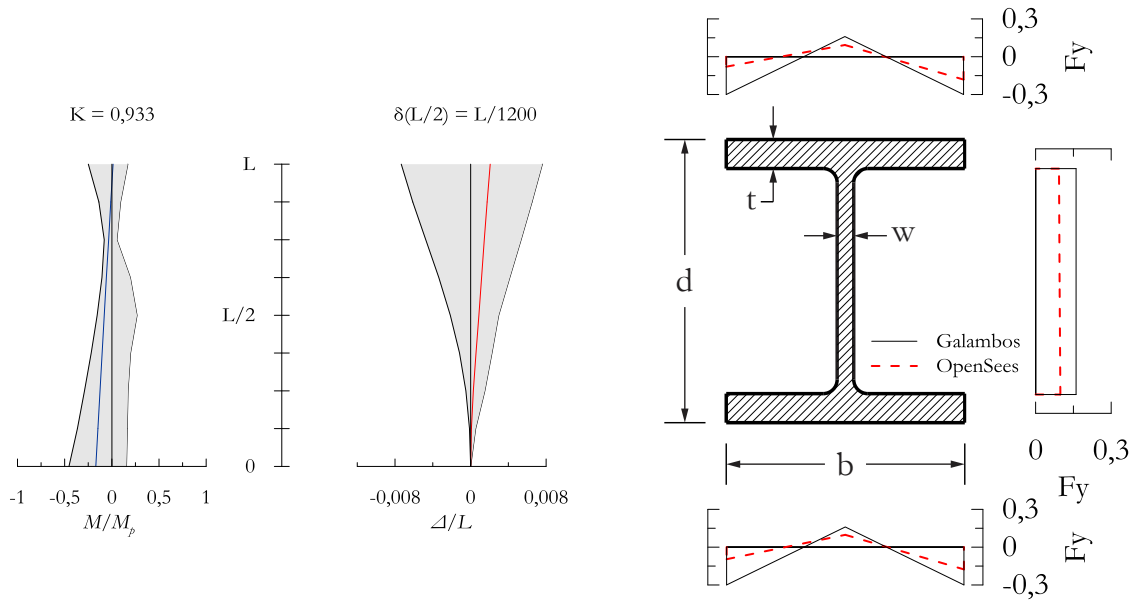


Figure 8.12 : Coefficient de longueur effective K , déformée locale δ et état d'équilibre des contraintes σ_i à l'instant 2

On peut voir sur la figure 8.12 que lorsque la charge axiale est nulle, la longueur effective couvre pratiquement toute la longueur de la colonne en raison de l'encastrement à la base et de la condition semi-rigide au sommet de la colonne ainsi que du léger déplacement latéral au sommet. Par ailleurs, on remarque que l'amplitude de la déformée locale δ située à la mi-hauteur de la colonne est de $L/1200$ ce qui est légèrement moins critique que la tolérance de $L/1000$ permise par la norme CSA S16. De plus, l'état d'équilibre des contraintes observé au moment où la charge axiale est nulle est considérablement inférieur aux contraintes résiduelles de départ provenant du patron proposé par Galambos et Ketter (1959). Ces deux éléments engendrent une augmentation de la résistance au flambement de la colonne.

Les valeurs que prennent les paramètres à l'instant 3, correspondant au moment où la section située à la mi-hauteur de la colonne est plastifiée, sont présentées à la figure 8.13.

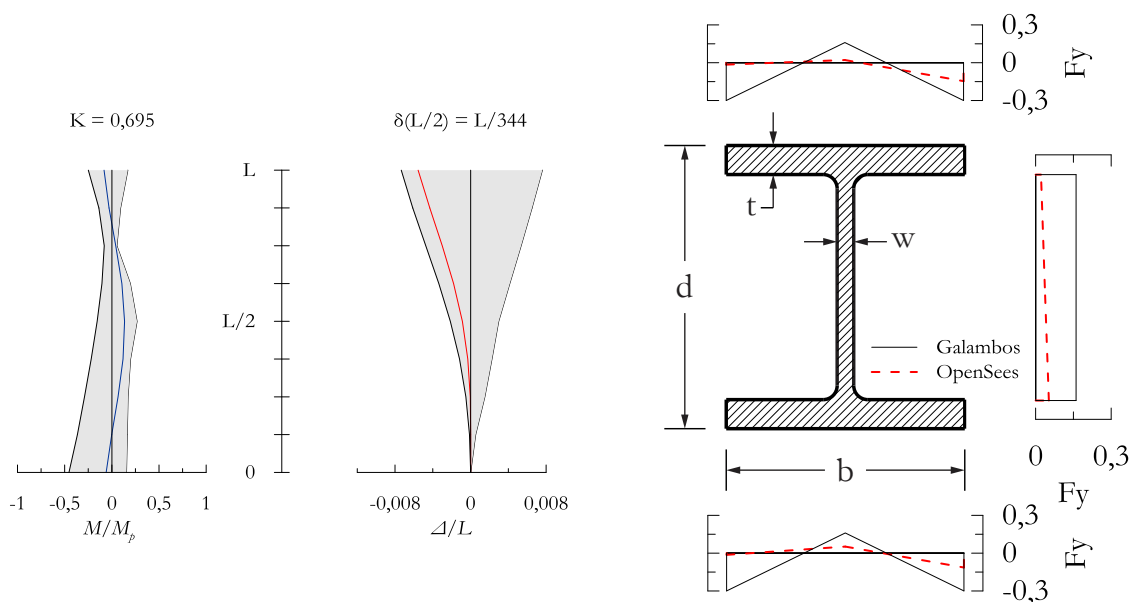


Figure 8.13 : Coefficient de longueur effective K , déformée locale δ et état d'équilibre des contraintes σ_i à l'instant 3

Au moment où l'interaction des efforts axiaux et de flexion atteint 1,0 dans la section située à la mi-hauteur de la colonne, la section est plastifiée. Or on peut voir sur la figure 8.13 l'apparition d'un second point d'inflexion dans la déformée avec l'augmentation de la charge axiale. Ce nouveau point d'inflexion vient réduire la longueur effective sur laquelle le flambement est susceptible de se développer et augmente ainsi la résistance au flambement de la colonne. On peut voir, sur la figure 8.7, qu'à ce point la colonne n'est toujours pas flambée. Le coefficient de longueur effective K est passé de 0.933 lorsque la charge axiale est nulle à 0,695 à l'approche du flambement. À ce stade, l'équation (8.5) permettant de calculer l'état d'équilibre des contraintes sur la section ne tient plus la route en raison de la plastification de la section.

Les valeurs que prennent les paramètres à l'instant 4, correspondant au moment où la charge axiale dans la colonne atteint le maximum en compression ($P = C_{max}$), sont présentées à la figure 8.14.

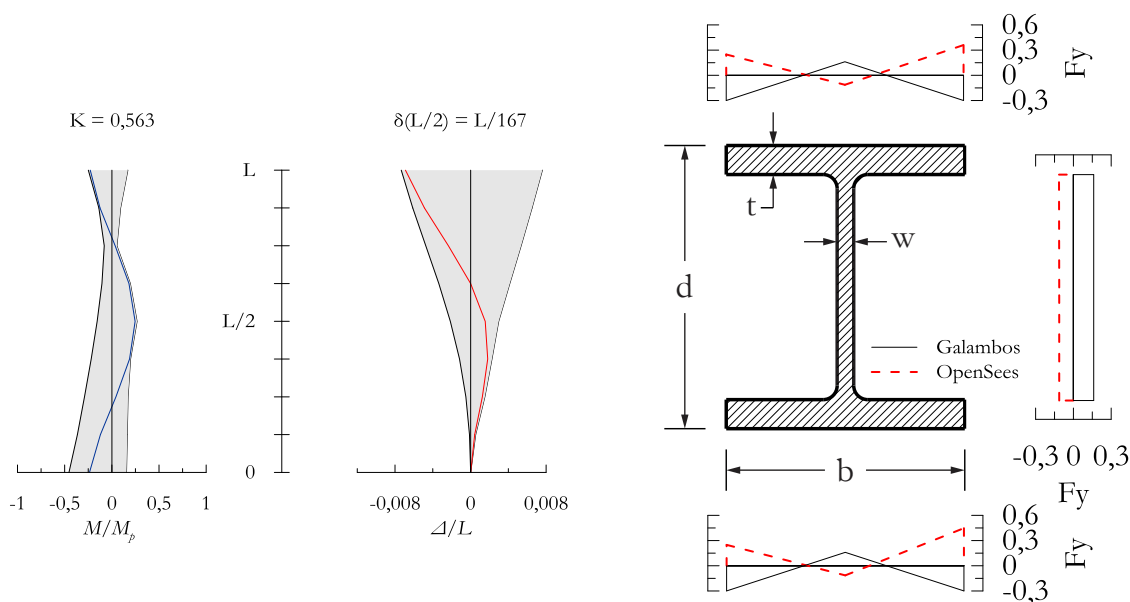


Figure 8.14 : Coefficient de longueur effective K , déformée locale δ et état d'équilibre des contraintes σ_i à l'instant 4

La figure 8.14 montre le diagramme des moments de flexion au moment où le flambement survient. On peut voir que la longueur effective est de $0,563L$ ce qui entraîne une augmentation considérable de la résistance au flambement de la colonne. En effet, les exigences actuelles de la norme CSA S16 requièrent de concevoir les colonnes de contreventement avec un coefficient de longueur effective $K = 1,0$ alors qu'en réalité celui-ci est largement inférieur. Cela est causé en partie par la continuité des éléments ainsi qu'au mode de déformation de la colonne. On peut voir une fois de plus que l'équation (8.5) donne des résultats erronés puisqu'à ce stade, la section située à la mi-hauteur de la colonne est largement plastifiée.

En résumé, il a été remarqué que les contraintes provenant de l'état d'équilibre des contraintes sur la section située à la mi-hauteur de la colonne sont faibles et subissent peu de variations au cours des cycles de chargement menant au flambement puisque les moments de flexion dans cette zone demeurent relativement faibles jusqu'à ce que la charge axiale de compression augmente et que la plastification débute. Par ailleurs, les analyses *OpenSees* révèlent que les défauts de rectitudes initiaux sont modifiés à la suite de cycles de grands déplacements inter-étages. Cependant, lorsque la charge axiale dans la colonne passe de la traction vers la compression en passant par 0, l'amplitude moyenne de la déformée locale à la mi-hauteur de la colonne δ est de $L/1200$. Comme

l'exposant n actuellement utilisé par la norme CSA S16 permet de représenter une amplitude de $L/1000$, la méthode de conception proposée est modifiée à nouveau de sorte à utiliser un exposant $n = 1,34$, qui semble approprié pour représenter les conditions initiales de chargement des colonnes. De plus, en se référant au tableau 8.1, on note que la valeur moyenne des coefficients de longueur effective K au moment où le flambement survient est de 0,580. L'analyse numérique réalisée dans cette section démontre quant à elle que le coefficient K est égal à 0,563 au moment du flambement. Le coefficient de longueur effective K est donc modifié afin de tenir compte de la longueur réelle sur laquelle se développe le flambement lors des analyses numériques inélastiques. Le coefficient K est réduit à 0,6 pour les colonnes encastrees à la base et les résultats sont présentés à la section suivante.

8.3.2 Résultats des analyses dynamiques pour la méthode de conception proposée avec $K = 0,6$ et $n = 1,34$

Les analyses numériques montrées dans cette section illustrent le comportement des colonnes lors du flambement. Les analyses où les colonnes n'ont pas flambé ont été refaites à l'aide d'une contrainte élastique probable $R_y F_y = 920$ MPa dans les diagonales de contreventement afin d'obtenir le flambement des colonnes. De cette manière, il est possible de comparer le niveau de charge axiale auquel est survenu le flambement avec la résistance au flambement prédite par la nouvelle méthode de conception proposée.

La figure 8.15 reprend les résultats de l'analyse numérique présentée à la figure 8.6 toutefois la résistance axiale nominale des colonnes C_n calculée avec $K = 0,6$ et $n = 1,34$ a été ajoutée à la figure. Les éléments structuraux de ce cadre contreventé ont déjà été présentés à la figure 8.4.

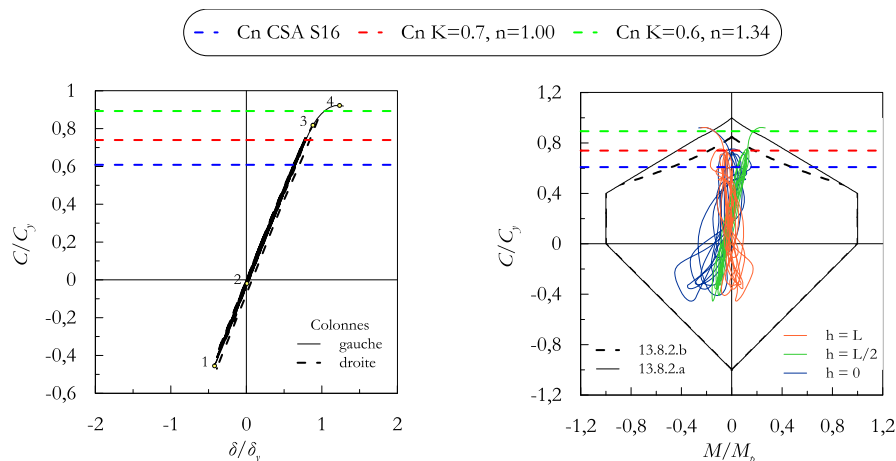


Figure 8.15 : Résultats de l'analyse temporelle et résistances anticipées ($R_y F_y = 920$ MPa)

La charge axiale maximale de compression atteinte durant l'analyse est de 4 012 kN. La résistance prédite par les exigences actuelles de la norme CSA S16 est de 2 645 kN alors que celle calculée avec un coefficient $K = 0,7$ et un exposant $n = 1,00$ est de 3 218 kN. La résistance proposée dans cette section, calculée avec un coefficient $K = 0,6$ et un exposant $n = 1,34$, est de 3 885 kN.

Le tableau 8.3 présente un résumé des résistances calculées avec les différentes approches ainsi que l'écart entre la résistance prédite par les équations et celle obtenue lors de l'analyse.

Tableau 8.3 : Comparaison des méthodes proposées pour le calcul de la résistance au flambement des colonnes de contreventement

Méthode	K	n	C_n (kN)	Écart (%)
CSA S16	1,0	1,34	2 645	34,1
$K = 0,7 - n = 1,00$	0,7	1,00	3 218	19,8
$K = 0,6 - n = 1,34$	0,6	1,34	3 885	3,17

Dans ce tableau, la résistance de la norme CSA S16 est déterminée à l'aide de l'équation d'interaction (2.8) alors que les autres résistances sont déterminées uniquement à partir du terme de charge axiale C_f/C_r . Ce ratio doit être inférieur ou égal à 1,0 afin que la colonne soit jugée adéquate. Dans ce ratio, la résistance axiale nominale C_r est calculée à partir de l'équation (2.9) pour laquelle les paramètres K et n sont modifiés. Il convient de rappeler qu'afin de comparer les

valeurs calculées de résistance avec les résultats des analyses numériques, le coefficient de tenue du matériau ϕ a été retiré de l'équation (2.9) afin d'obtenir la résistance nominale C_n .

Afin d'observer l'efficacité de la méthode de conception proposée pour le dimensionnement des colonnes de contreventement, d'autres bâtiments sont conçus sur différents types de sol et analysés à l'aide de différents enregistrements sismiques. Au total, quatre études de cas comprenant des bâtiments dont les colonnes sont encastrées à la base sont présentés dans ce chapitre alors qu'un bâtiment comprenant des colonnes articulées à la base est présenté brièvement afin d'observer l'influence des conditions de retenues sur la résistance au flambement des colonnes.

8.3.2.1 Première étude de cas

La première étude de cas consiste à dimensionner, selon la méthode de conception présentée au chapitre 5, un bâtiment situé à Vancouver, C-B sur un sol de catégorie C. Toutefois, la façon de concevoir les colonnes de contreventement est modifiée de sorte que la résistance nominale des colonnes est calculée avec $K = 0,6$ et $n = 1,34$. Les valeurs du coefficient de longueur effective K et de l'exposant n proviennent des observations réalisées à la section 8.3.1. Les éléments structuraux du cadre contreventé du bâtiment sont présentés à la figure 8.16.

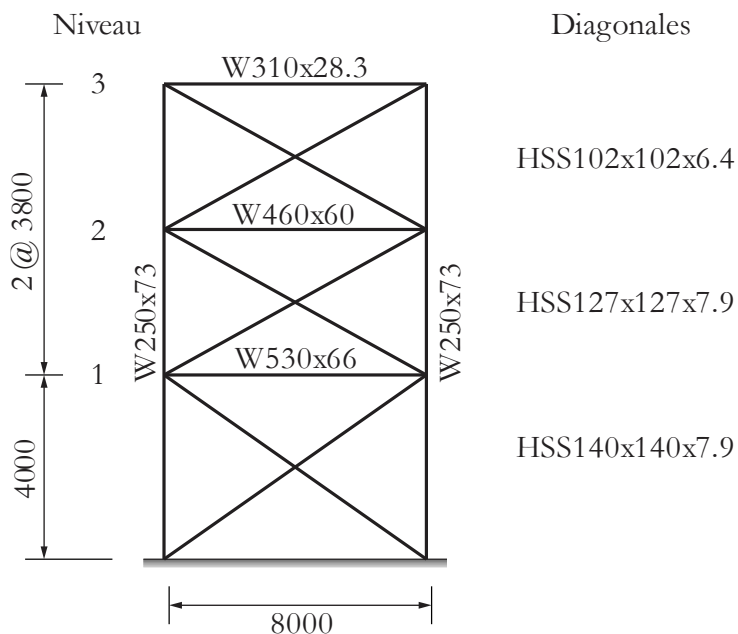


Figure 8.16 : Étude de cas 1 - Éléments structuraux du cadre contreventé dimensionné avec $K = 0,6$ et $n = 1,34$

Dans cette première étude de cas, le modèle numérique est soumis à l'enregistrement sismique No. 79 (orientation 0°) du séisme de San Fernando (1971). La figure 8.17 montre les résultats de l'analyse numérique. Sur cette figure, on peut voir la comparaison entre la résistance au flambement prédite par les différentes méthodes de conception.

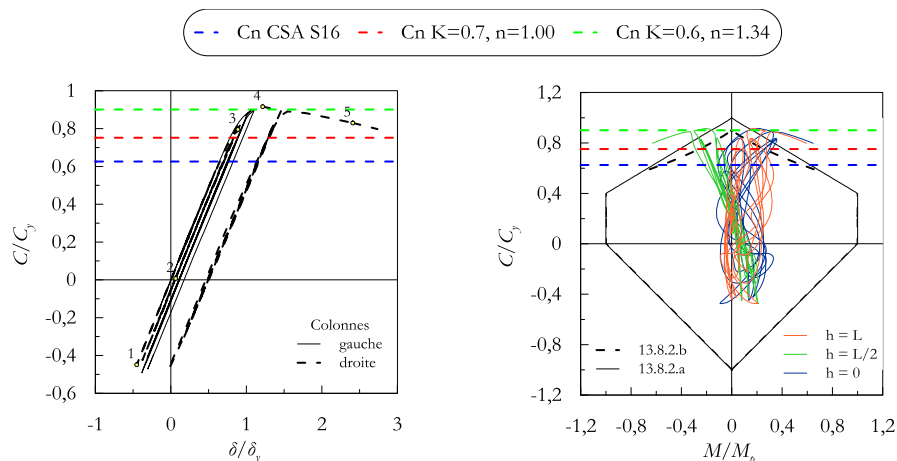


Figure 8.17 : Résultats de l'analyse temporelle et résistances anticipées selon les différentes méthodes de conception

Durant cette analyse, la charge axiale maximale atteinte en compression est de 2 938 kN. La résistance prédite par les exigences actuelles de la norme CSA S16 est de 2 005 kN, celle calculée avec un coefficient $K = 0,7$ et un exposant $n = 1,00$ est de 2 411 kN tandis que la résistance calculée avec un coefficient $K = 0,6$ et un exposant $n = 1,34$ est de 2 889 kN.

Le tableau 8.4 présente un résumé des résistances calculées avec les différentes approches ainsi que l'écart entre la résistance prédite par les équations et celle obtenue lors de l'analyse.

Tableau 8.4 : Comparaison des méthodes proposées pour le calcul de la résistance au flambement des colonnes de contreventement

Méthode	K	n	C_n (kN)	Écart (%)
CSA S16	1,0	1,34	2 005	31,8
$K = 0,7 - n = 1,00$	0,7	1,00	2 411	17,9
$K = 0,6 - n = 1,34$	0,6	1,34	2 889	1,67

Les valeurs des paramètres K et δ pour chacun des instants présentés à la section 8.3.1.2 sont résumés dans le tableau 8.5.

Tableau 8.5 : Valeurs des paramètres K et δ pour différents instants durant l'analyse

Instant	1	2	3	4	5
K	1,0	0,833	0,750	0,568	0,533
$\delta(L/2)$	$L/4237$	$L/1004$	$L/337$	$L/182$	$L/61$

On remarque qu'au début du chargement en compression (instant 2), l'amplitude de la déformée locale δ située à la mi-hauteur de la colonne est de $L/1004$ ce qui correspond à la tolérance de la norme CSA S16 qui a servi à déterminer la valeur de l'exposant n égale à 1,34. Par ailleurs, on note qu'au moment du flambement (instant 4), le coefficient de longueur effective K est de 0,568.

8.3.2.2 Deuxième étude de cas

Dans la deuxième étude de cas, on reprend le bâtiment dimensionné au chapitre 5 et présenté à la figure 5.13. Ce bâtiment est situé à Vancouver, C-B sur un sol de catégorie C. Les colonnes de contreventement de ce bâtiment n'ont pas été dimensionnées selon la méthode proposée dans cette section toutefois il est possible d'observer si elle offre une meilleure prédiction de la résistance au flambement. Le modèle numérique de ce bâtiment est soumis à l'enregistrement sismique No. 769 (orientation 0°) du séisme de Loma Prieta (1989). La figure 8.18 montre les résultats de l'analyse numérique. Sur cette figure, on peut voir la comparaison entre la résistance au flambement prédite par les différentes méthodes de conception.

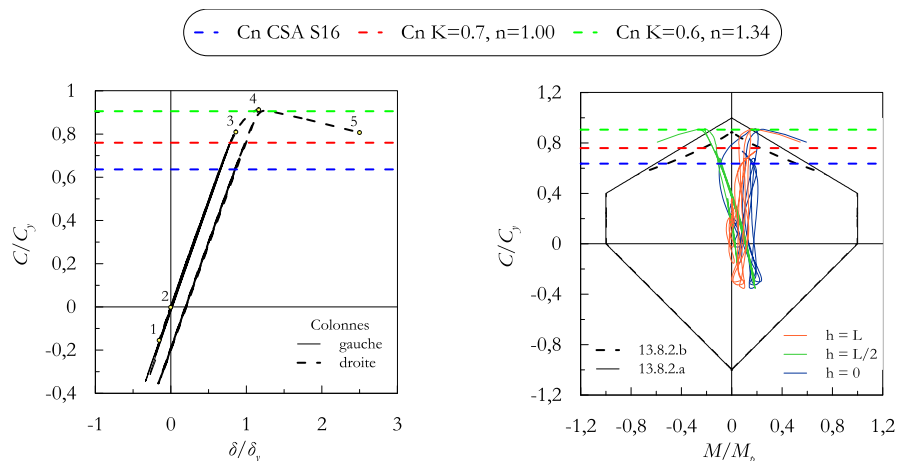


Figure 8.18 : Résultats de l'analyse temporelle et résistances anticipées selon les différentes méthodes de conception

Durant cette analyse, la charge axiale maximale atteinte en compression est de 4 033 kN. La résistance prédite par les exigences actuelles de la norme CSA S16 est de 2 810 kN, celle calculée avec un coefficient $K = 0,7$ et un exposant $n = 1,00$ est de 3 354 kN tandis que la résistance calculée avec un coefficient $K = 0,6$ et un exposant $n = 1,34$ est de 4 000 kN.

Le tableau 8.6 présente un résumé des résistances calculées avec les différentes approches ainsi que l'écart entre la résistance prédite par les équations et celle obtenue lors de l'analyse.

Tableau 8.6 : Comparaison des méthodes proposées pour le calcul de la résistance au flambement des colonnes de contreventement

Méthode	K	n	C_n (kN)	Écart (%)
CSA S16	1,0	1,34	2 810	30,3
$K = 0,7 - n = 1,00$	0,7	1,00	3 354	16,8
$K = 0,6 - n = 1,34$	0,6	1,34	4 000	0,82

Les valeurs des paramètres K et δ pour chacun des instants présentés à la section 8.3.1.2 sont résumés dans le tableau 8.7.

Tableau 8.7 : Valeurs des paramètres K et δ pour différents instants durant l'analyse

Instant	1	2	3	4	5
K	1,0	0,775	0,788	0,603	0,540
$\delta(L/2)$	$L/1673$	$L/1361$	$L/364$	$L/182$	$L/54$

8.3.2.3 Troisième étude de cas

Dans la troisième étude de cas, un bâtiment situé à Vancouver, C-B sur un sol de catégorie E est conçu à l'aide de la méthode de conception proposée, utilisant un coefficient de longueur effective $K = 0,6$ et un exposant $n = 1,34$ pour calculer la résistance au flambement des colonnes de contreventement. Les éléments structuraux du cadre contreventé du bâtiment sont présentés à la figure 8.19.

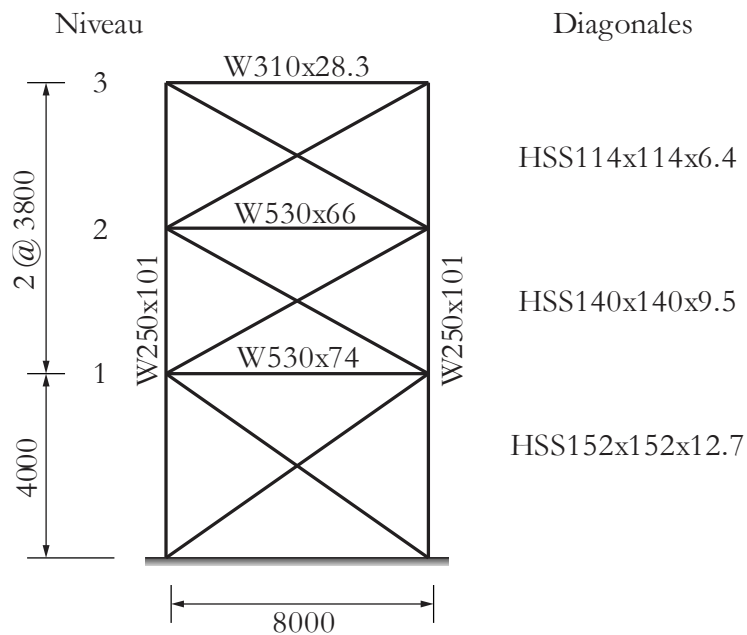


Figure 8.19 : Étude de cas 3 - Éléments structuraux du cadre contreventé dimensionné avec $K = 0,6$ et $n = 1,34$

La figure 8.20 montre les résultats de l'analyse numérique. Sur cette figure, on peut voir la comparaison entre la résistance au flambement prédite par les différentes méthodes de conception.

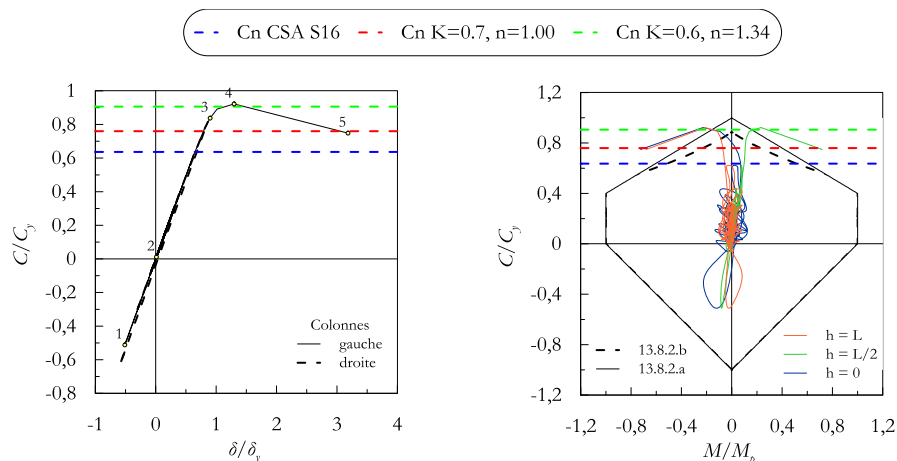


Figure 8.20 : Résultats de l'analyse temporelle et résistances anticipées selon les différentes méthodes de conception

Durant cette analyse, la charge axiale maximale atteinte en compression est de 4 072 kN. La résistance prédite par les exigences actuelles de la norme CSA S16 est de 2 810 kN, celle calculée avec un coefficient $K = 0,7$ et un exposant $n = 1,00$ est de 3 354 kN tandis que la résistance calculée avec un coefficient $K = 0,6$ et un exposant $n = 1,34$ est de 4 000 kN.

Le tableau 8.8 présente un résumé des résistances calculées avec les différentes approches ainsi que l'écart entre la résistance prédite par les équations et celle obtenue lors de l'analyse.

Tableau 8.8 : Comparaison des méthodes proposées pour le calcul de la résistance au flambement des colonnes de contreventement

Méthode	K	n	C_n (kN)	Écart (%)
CSA S16	1,0	1,34	2 810	31,0
$K = 0,7 - n = 1,00$	0,7	1,00	3 354	17,6
$K = 0,6 - n = 1,34$	0,6	1,34	4 000	1,77

Les valeurs des paramètres K et δ pour chacun des instants présentés à la section 8.3.1.2 sont résumés dans le tableau 8.9.

Tableau 8.9 : Valeurs des paramètres K et δ pour différents instants durant l'analyse

Instant	1	2	3	4	5
K	1,0	0,5	0,708	0,553	0,525
$\delta(L/2)$	$L/4089$	$L/1000$	$L/379$	$L/159$	$L/41$

8.3.2.4 Quatrième étude de cas

La quatrième étude de cas reprend le bâtiment situé à Vancouver, C-B sur un sol de catégorie E, présenté à la figure 8.19. Toutefois, l'analyse numérique est effectuée à l'aide d'un enregistrement sismique différent. La figure 8.21 montre les résultats de l'analyse numérique. Sur cette figure, on peut voir la comparaison entre la résistance au flambement prédite par les différentes méthodes de conception.

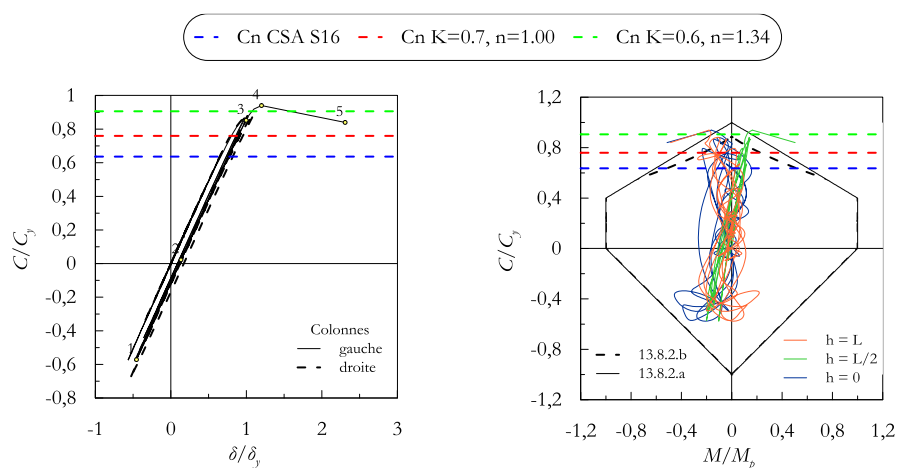


Figure 8.21 : Résultats de l'analyse temporelle et résistances anticipées selon les différentes méthodes de conception

Durant cette analyse, la charge axiale maximale atteinte en compression est de 4 152 kN. La résistance prédite par les exigences actuelles de la norme CSA S16 est de 2 810 kN, celle calculée avec un coefficient $K = 0,7$ et un exposant $n = 1,00$ est de 3 354 kN tandis que la résistance calculée avec un coefficient $K = 0,6$ et un exposant $n = 1,34$ est de 4 000 kN.

Le tableau 8.10 présente un résumé des résistances calculées avec les différentes approches ainsi que l'écart entre la résistance prédite par les équations et celle obtenue lors de l'analyse.

Tableau 8.10 : Comparaison des méthodes proposées pour le calcul de la résistance au flambement des colonnes de contreventement

Méthode	K	n	C_n (kN)	Écart (%)
CSA S16	1,0	1,34	2 810	32,3
$K = 0,7 - n = 1,00$	0,7	1,00	3 354	19,2
$K = 0,6 - n = 1,34$	0,6	1,34	4 000	3,64

Les valeurs des paramètres K et δ pour chacun des instants présentés à la section 8.3.1.2 sont résumés dans le tableau 8.11.

Tableau 8.11 : Valeurs des paramètres K et δ pour différents instants durant l'analyse

Instant	1	2	3	4	5
K	1,0	1,0	0,608	0,543	0,528
$\delta(L/2)$	$L/1470$	$L/475$	$L/314$	$L/220$	$L/65$

8.4 Influence de la condition articulée à la base de la colonne

La méthode de conception proposée au cours de ce chapitre pour le dimensionnement des colonnes de contreventement a été développée en étudiant des colonnes encastrées à la base. Tel que mentionné à la section 3.3, les conditions de retenues réelles des colonnes sont plutôt semi-rigides, c'est-à-dire qu'il existe une certaine flexibilité présente dans les assemblages aux extrémités de la colonne. Afin d'en observer l'influence, le cas d'une colonne de contreventement étant parfaitement articulée à sa base est étudié dans cette section.

Le cadre contreventé utilisé au cas 2 de la section 7.3 est repris afin d'observer si l'effet d'une rotule parfaite à la base de la colonne engendre ou non le flambement de la colonne. Les éléments structuraux du cadre sont illustrés à la figure 7.10a. Lors de l'analyse numérique présentée à la figure 7.15 on a pu remarquer que la colonne n'a pas subi de flambement lorsque celle-ci est encastrée à la base. L'objectif de cette section est de regarder l'influence d'un changement dans les conditions de retenues à la base de la colonne sur la résistance au flambement. Pour ce faire, aucun

des paramètres n'a été modifié entre les deux analyses à l'exception de l'encastrement à la base de la colonne qui est remplacé par une rotule parfaite.

La figure 8.22 montre les résultats de l'analyse numérique. Sur cette figure, on peut voir la comparaison entre la résistance au flambement prédite par les différentes méthodes de conception. Pour ces méthodes de conception, la valeur du coefficient de longueur effective K a été modifiée afin de refléter la longueur effective réelle observée lors des analyses numériques pour lesquelles les colonnes sont articulées à la base et continues aux étages supérieurs.

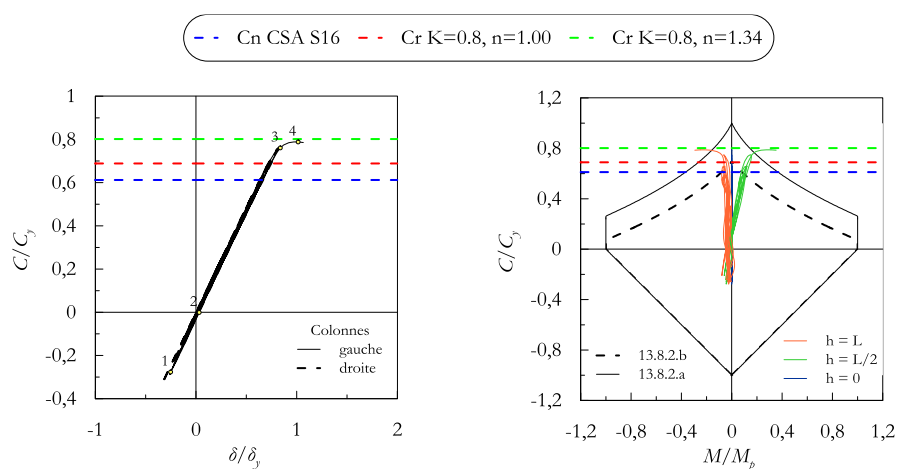


Figure 8.22 : Résultats de l'analyse temporelle et résistances anticipées selon les différentes méthodes de conception

Comparativement aux résultats de la section 7.3.3 où la colonne encastree à la base ne flambe pas, les résultats de la figure 8.22 démontrent que la colonne atteint le flambement lorsque celle-ci est articulée à la base. Durant cette analyse, la charge axiale maximale atteinte en compression est de 2 748 kN. La résistance prédite par les exigences actuelles de la norme CSA S16 est de 2 134 kN, celle calculée avec un coefficient $K = 0,8$ et un exposant $n = 1,00$ est de 2 402 kN tandis que la résistance calculée avec un coefficient $K = 0,8$ et un exposant $n = 1,34$ est de 2 795 kN.

Le tableau 8.12 présente un résumé des résistances calculées avec les différentes approches ainsi que l'écart entre la résistance prédite par les équations et celle obtenue lors de l'analyse.

Tableau 8.12 : Comparaison des méthodes proposées pour le calcul de la résistance au flambement des colonnes de contreventement

Méthode	K	n	C_n (kN)	Écart (%)
CSA S16	1,0	1,34	2 134	22,3
$K = 0,8 - n = 1,00$	0,8	1,00	2 402	12,6
$K = 0,8 - n = 1,34$	0,8	1,34	2 795	1,71

Les valeurs des paramètres pour l'instant 1, correspondant au moment où la charge axiale dans la colonne atteint le maximum en tension ($P = T_{max}$), sont présentées à la figure 8.23.

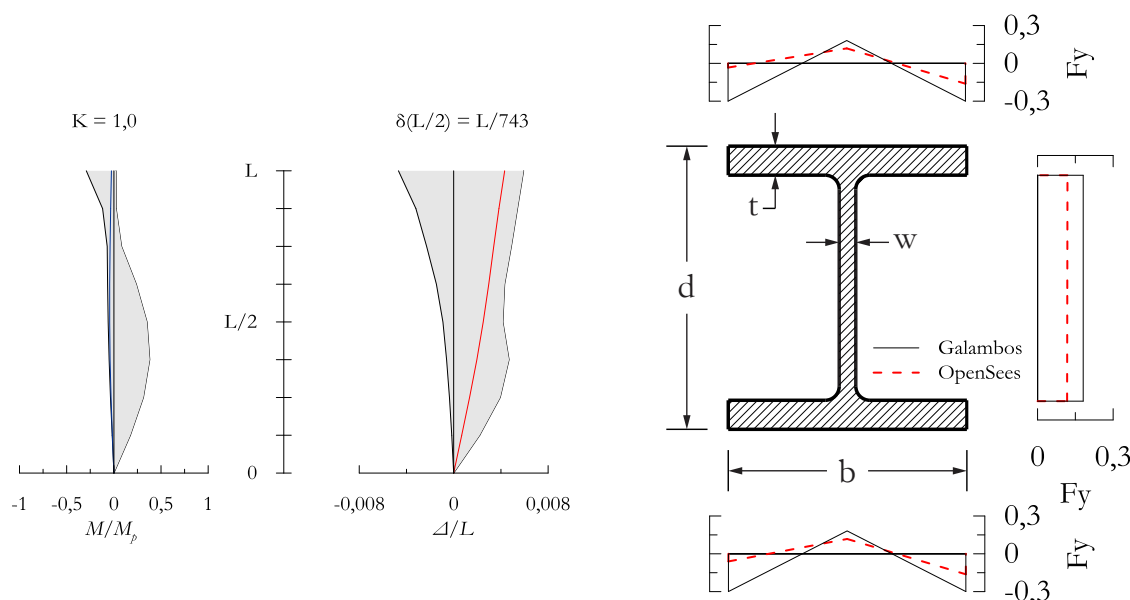


Figure 8.23 : Coefficient de longueur effective K , déformée locale δ et état d'équilibre des contraintes σ_i à l'instant 1 pour le cas articulé

On peut voir sur la figure 8.23 que le coefficient de longueur effective $K = 1,0$ en raison de la présence de la rotule à la base de la colonne. Puisque le moment à la base est toujours nul et que la colonne n'est pas en compression, il n'y a aucun point d'inflexion dans la déformée de la colonne. On remarque également que l'amplitude de la déformée locale δ située à la mi-hauteur de la colonne est de $L/743$. Cela excède les tolérances de la norme CSA S16 et pourrait signifier une résistance légèrement plus faible que celle prédite en utilisant un exposant $n = 1,34$ dans l'équation (2.9).

Toutefois, en regardant l'état d'équilibre des contraintes sur la section située à la mi-hauteur de la colonne, on remarque que l'amplitude des contraintes est inférieure à celles estimées au départ à partir du patron des contraintes résiduelles de Galambos et Ketter (1959)

Les valeurs que prennent les paramètres à l'instant 2, correspondant au moment où la charge axiale dans la colonne est nulle ($P = 0$), sont présentées à la figure 8.24.

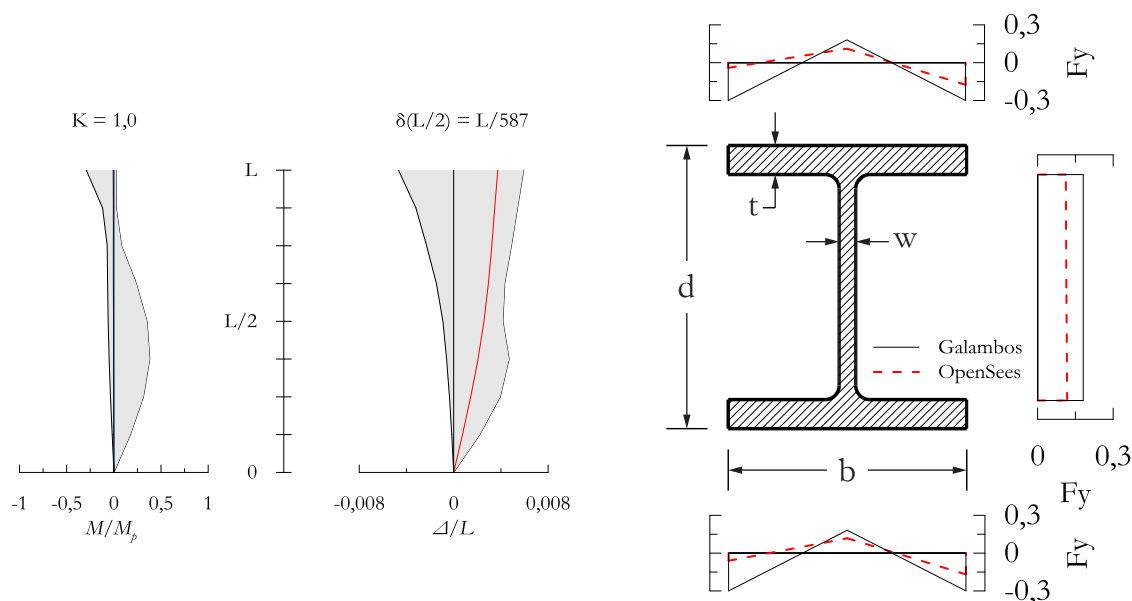


Figure 8.24 : Coefficient de longueur effective K , déformée locale δ et état d'équilibre des contraintes σ_i à l'instant 2 pour le cas articulé

Lorsque la charge axiale dans la colonne est nulle, il n'y a aucun point d'inflexion dans la déformée de la colonne et le coefficient de longueur effective $K = 1,0$. À cet instant, l'amplitude de la déformée locale δ située à la mi-hauteur de la colonne est de $L/587$ ce qui est près du double de l'amplitude du défaut de rectitude initial δ_0 permis par la norme CSA S16. Toutefois, on remarque une fois de plus que l'état d'équilibre des contraintes sur la section de la colonne située à la mi-hauteur est moins critique que la distribution assumée au début de l'analyse. La distribution des contraintes n'a que peu variée par rapport à l'instant 1 en raison des faibles moments de flexion qui se développent à la mi-hauteur de la colonne avant que la charge axiale n'augmente de façon significative.

Les valeurs que prennent les paramètres à l'instant 3, correspondant au moment où l'équation d'interaction permettant de vérifier la plastification de la section située à la mi-hauteur de la colonne atteint 1,0, sont présentées à la figure 8.25.

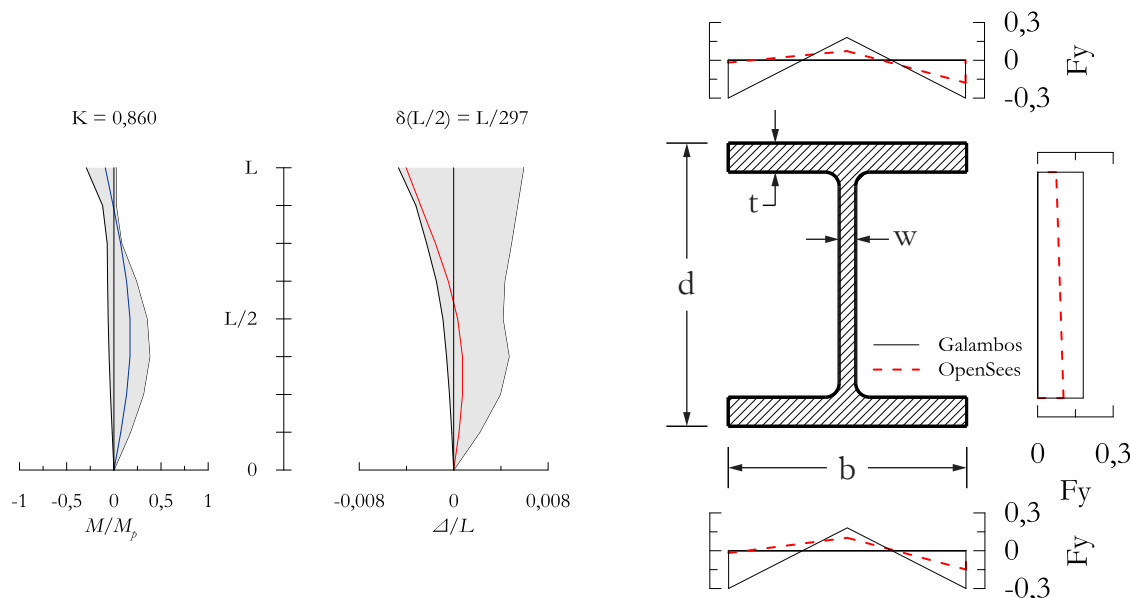


Figure 8.25 : Coefficient de longueur effective K , déformée locale δ et état d'équilibre des contraintes σ_i à l'instant 3 pour le cas articulé

Au moment où la section de la colonne commence à se plastifier, le coefficient de longueur effective K diminue en raison de l'apparition graduelle d'un premier point d'inflexion dans la déformée. La colonne initialement en courbure simple se déforme maintenant en courbure double en raison de la rigidité flexionnelle provenant de la continuité des étages supérieurs. C'est-à-dire que lorsque la colonne commence à se plastifier à la mi-hauteur, un moment de flexion de signe opposé se développe au sommet de la colonne grâce à la rigidité flexionnelle disponible de l'étage adjacent. À cet instant de l'analyse, le coefficient de longueur effective $K = 0,860$ alors que l'amplitude de la déformée locale δ située à la mi-hauteur de la colonne est de $L/297$. L'état d'équilibre des contraintes sur la section est moins critique que les contraintes résiduelles initiales.

Les valeurs que prennent les paramètres à l'instant 4, correspondant au moment où la charge axiale dans la colonne atteint le maximum en compression ($P = C_{max}$), sont présentées à la figure 8.26.

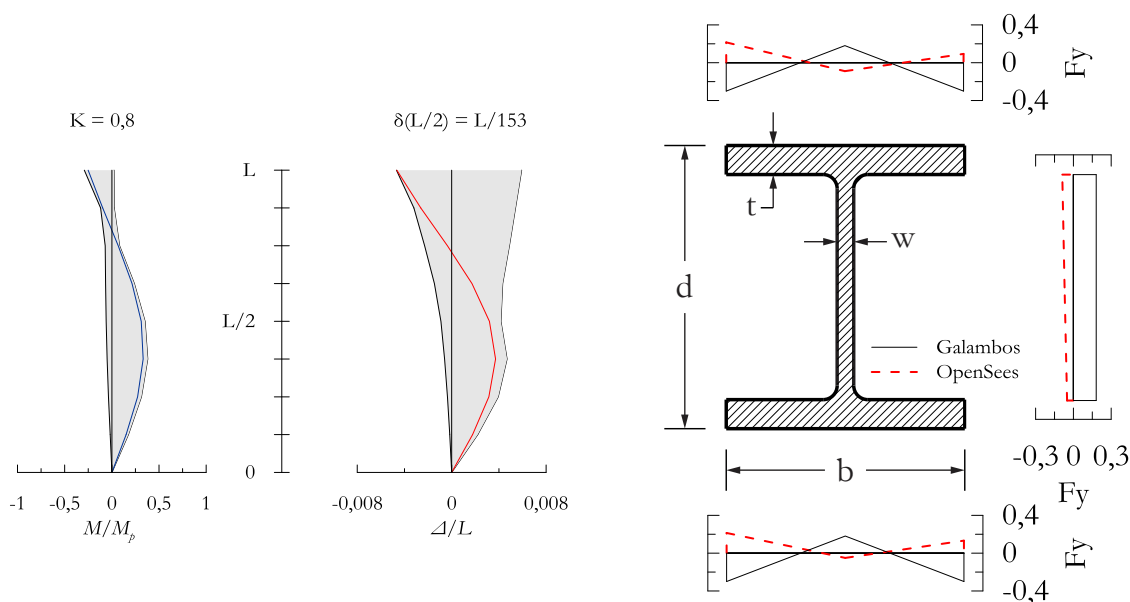


Figure 8.26 : Coefficient de longueur effective K , déformée locale δ et état d'équilibre des contraintes σ_i à l'instant 4 pour le cas articulé

On retrouve à l'instant 4 les conditions dans lesquelles la colonne subit le flambement. À cet instant, le coefficient de longueur effective $K = 0,8$ alors que l'amplitude de la déformée locale δ située à la mi-hauteur de la colonne est de $L/153$.

En résumé, le changement dans les conditions de retenues à la base de la colonne influence sur la résistance au flambement. Au chapitre 7, la colonne encastree à la base n'a pas subi le flambement et elle a résistée à la durée totale du séisme. Dans la présente section, la colonne de contreventement faisant partie du même cadre contreventé a été analysée dans les mêmes conditions que celle du chapitre 7 à l'exception de l'encastrement à la base qui a été changé pour une rotule. Cette rotule située à la base de la colonne augmente la longueur effective sur laquelle le flambement se développe et réduit la résistance au flambement de la colonne. Or dans de telles conditions, la méthode de conception proposée à la section 8.3 doit être modifiée afin de tenir compte de cette longueur effective différente. C'est pourquoi, basé sur les données recueillies lors des analyses numériques, le coefficient de longueur effective K doit être augmenté à 0,8 lors du calcul de la résistance au flambement d'une colonne articulée à sa base. Cela permet une représentation plus réaliste des conditions observées lors du flambement de ces colonnes.

8.5 Sommaire

Les analyses numériques réalisées au cours de ce projet de recherche ont permis de mettre en lumière le comportement des colonnes lorsque le flambement survient. Le comportement de ces colonnes a été étudié pour des conditions de retenues aux extrémités plus près de la réalité, c'est-à-dire qu'un encastrement est considéré à la base de la colonne de même que l'effet de continuité des éléments entre les étages. Cela a permis de prendre connaissance de l'ajustement des moments de flexion dans la colonne durant le séisme. Les moments de flexion sont bien présents dans la colonne, toutefois la colonne passe de courbure double à courbure triple en raison d'un des moments situé à l'extrémité qui change de direction. Ce changement de direction dans le moment survient après la plastification de la section à la mi-hauteur de la colonne et introduit éventuellement un deuxième point d'inflexion dans la déformée de la colonne permettant ainsi de réduire la longueur sur laquelle le flambement se développe. La colonne est capable de résister à certaines déformations en flexion puisque la déformée suit une courbure triple. Cette déformée nécessite plus d'énergie de déformation avant d'atteindre la plastification ce qui permet d'augmenter la résistance au flambement des colonnes de contreventement.

Ce chapitre illustre également la problématique liée à l'utilisation du facteur d'amplification des moments de flexion U_1 dans l'équation d'interaction de la norme CSA S16 lorsque les colonnes présentent un mode de flambement en courbure triple. On a vu à la section 2.1.2.6 que l'expression simplifiée proposée par Austin pour calculer le coefficient d'uniformisation du moment ω_1 dans la norme CSA S16 n'est valide que pour des pièces suivant une déformée en courbure simple ou double. Ces déformées représentent la vaste majorité des cas rencontrés en théorie. Toutefois, lorsque l'on considère les conditions de retenues réelles des colonnes à leurs extrémités, on s'aperçoit que la déformée au moment du flambement suit une déformée en courbure triple pour laquelle l'expression de Austin n'est pas adaptée. Deux alternatives ont été présentées afin d'apporter une modification du coefficient d'uniformisation du moment ω_1 mais sans succès. Cette avenue a donc été abandonnée au profit de la nouvelle méthode de conception proposée.

La méthode de conception retenue pour les colonnes de contreventement consiste à dimensionner les colonnes sans égards aux moments de flexion qui s'y développent. La résistance au flambement de la colonne est déterminée par l'équation (2.9) dans laquelle le coefficient de longueur effective est posé à $K = 0,6$ alors que l'exposant n représentant l'effet des défauts de rectitude et des

contraintes résiduelles reste inchangé soit $n = 1,34$. Ces valeurs ont été déterminées à l'aide des résultats présentés à la section 8.3.2. On remarque dans ces analyses que de façon générale les conditions initiales de la colonne sont conformes aux hypothèses qui sont actuellement utilisées par la norme CSA S16. Le maintien de la valeur de l'exposant n égal à 1,34 est justifié par le fait que l'amplitude moyenne du défaut de rectitude ainsi que l'état d'équilibre des contraintes sur la section sont égaux ou moins critiques que ce qui est utilisé actuellement par la norme CSA S16. La valeur que prend le coefficient de longueur effective K provient de la distance entre les points d'inflexion dans la déformée observée lors des analyses numériques au moment où le flambement de la colonne survient. Cette distance représente la longueur réelle sur laquelle se développe le flambement de la colonne. Dans la majorité des cas étudiés, cette valeur est légèrement inférieure à 0,6. Par ailleurs, la colonne doit plastifier afin d'atteindre le mode de flambement en courbure triple observé lors des analyses numériques. Lorsque la section se plastifie, des rotules plastiques se créent et la pièce subit d'importantes rotations inélastiques qui tendent à se concentrer dans ces zones. Ces rotations inélastiques peuvent entraîner le voilement local des parois de la colonne. Afin de se prémunir contre ce mode de défaillance, la méthode de conception proposée pour les colonnes de contreventement exige que les colonnes soient de classe 1.

Finalement, pour les quatre études de cas analysés sur des colonnes encastrees à la base, la prédiction de la résistance au flambement de la colonne selon les exigences actuelles de la norme CSA S16 présente un pourcentage d'erreur moyen de 31,4% alors que la résistance prédite par la méthode de conception proposée présente un pourcentage d'erreur moyen de 1,98% du côté de la sécurité. Concevoir les colonnes de contreventement uniquement en limitant la charge axiale C_f à l'aide de la résistance axiale C_r calculée de l'équation (2.9) avec un coefficient de longueur effective $K = 0,6$ et un exposant $n = 1,34$ permettrait de réduire les coûts de construction en diminuant la grosseur des colonnes requises tout en s'assurant de demeurer du côté conservateur et sécuritaire. Toutefois, une attention particulière doit être portée pour les colonnes dont les conditions de retenues à la base ne permettent pas un encastrement suffisant. La section 8.4 montre que lorsque la colonne est articulée à sa base, la résistance au flambement est diminuée et une modification de coefficient de longueur effective doit être apportée à la méthode de conception proposée dans ce chapitre. Le coefficient de longueur effective K doit être augmenté à 0,8 afin de tenir compte de l'augmentation de la longueur de flambement due à la base articulée.

CHAPITRE 9 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

9.1 Résumé de la problématique

Les colonnes dans les contreventements concentriques en acier permettent d'acheminer les efforts latéraux de vent et de séismes jusqu'aux fondations du bâtiment. Ces éléments doivent être conçus de sorte à résister aux combinaisons d'efforts axiaux et de flexion qui s'y développent. Toutefois, la demande en flexion utilisée dans l'équation d'interaction pour le dimensionnement des colonnes de contreventement ne provient pas de la sollicitation réelle mais elle est plutôt établie par la norme CSA S16 en fonction de la grosseur des colonnes. La demande pondérée en flexion à considérer dans les colonnes de contreventement est égal à 20% de la résistance plastique en flexion M_p de la colonne. Des analyses numériques montrent que les colonnes de contreventement sont en mesure de résister à ces demandes en flexion sans nécessairement avoir été conçues en considérant l'interaction des efforts axiaux et de flexion.

L'un des objectifs premiers de ce projet de recherche était de déterminer si la flexion doit être considérée lors de la conception des colonnes dans les contreventements concentriques en acier. Pour ce faire, une revue exhaustive des critères de conception actuellement en vigueur a été réalisée afin de bien comprendre et identifier les variables influençant la résistance au flambement des colonnes de contreventement. Par la suite, des modèles numériques ont été élaborés et validés à l'aide de modèles simples dont les résultats théoriques étaient connus. Par la suite, des analyses non-linéaires temporelles ont été menées sur des cadres contreventés dans *OpenSees* afin d'observer et de comprendre le comportement et les modes de flambement des colonnes soumises à diverses conditions de chargement et d'encastrement. Finalement, une méthode de conception plus représentative des conditions réelles de flambement observées lors des analyses numériques a été proposée. Ces mesures permettront éventuellement de réduire les coûts de construction reliés aux systèmes de reprise des charges latérales tout en assurant un comportement sismique sécuritaire pour la structure et ses usagers.

9.2 Observations et conclusions

Les travaux réalisés dans le cadre de ce projet de recherche ont permis d'approfondir nos connaissances en matière de flambement des colonnes dans les cadres contreventés en acier.

Plusieurs observations ont été notées à l'aide des résultats obtenus des analyses numériques. D'après ces observations, les constats suivants ont été posés :

- Le logiciel d'éléments finis *OpenSees* est capable de prédire de façon adéquate et précise la résistance au flambement en flexion d'une colonne soumise à des efforts combinés axiaux et de flexion de même que son comportement post-flambement. Le logiciel ne permet pas de tenir compte du voilement local et de prédire, pour un poteau fléchi autour de l'axe fort, le flambement en flexion-torsion.
- Pour la plage d'élanement effectif λ rencontrée en pratique, les colonnes sont assujetties au flambement inélastique et leur résistance en compression doit tenir compte de la rigidité flexionnelle EI , de l'élanement KL/r , de la limite élastique F_y , des contraintes résiduelles σ_r ainsi que des défauts de rectitude δ_0 .
- La continuité des éléments permet d'augmenter la résistance au flambement des colonnes de contreventement en utilisant la rigidité flexionnelle disponible provenant des travées adjacentes dont la hauteur est moins élevée ou l'effort de compression est moins élevé.
- Les effets du second ordre $P-\delta$ sont d'une grande importance pour les pièces dites contreventées telles que les colonnes dans les cadres contreventés.
- La séquence de chargement influence le comportement des colonnes et leur résistance au flambement en raison de la redistribution des moments qui se produit dans la colonne. Lorsque les moments de flexion sont appliqués en premier et sont suivis par un effort axial croissant produisant le flambement, la colonne est en mesure de développer sa pleine résistance au flambement. À l'inverse, lorsque la charge axiale est appliquée en premier et que les moments de flexion sont appliqués par la suite jusqu'au flambement, la résistance au flambement de la colonne dépend directement de l'interaction de ces deux efforts. Pour les contreventements étudiés dans ce projet, seule la première séquence a été observée dans les analyses sismiques. Les conclusions qui suivent ne sont applicables qu'à cette première séquence.
- Les colonnes présentent toutes sans exception une déformée en triple courbure lorsque le flambement survient. Cela est causé par l'encastrement présent à la base des colonnes de contreventement. Puisque la colonne est continue et encastree à sa base, des moments de

flexion se développent à chacune des extrémités de sorte à s'opposer au moment de flexion qui se crée à la mi-hauteur de la colonne en raison des effets $P-\delta$ importants.

- Les études réalisées sur des contreventements concentriques en acier de type « X » et « V » ont révélé que l'interaction des efforts axiaux et de flexion dans les colonnes de contreventement est plus critique pour le cas d'un contreventement de type « X ». Cela est en partie causé par la force débalancée dans les poutres des contreventements de type « V » qui agit vers le haut et réduit l'effort de compression axial dans la colonne comprimée.
- Bien que l'effort tranchant dans la colonne varie durant le séisme, celui-ci demeure constant sur toute la longueur de la colonne puisqu'il n'y a pas de charge externe agissant en travée de la colonne. Dans ce cas, les moments de flexion doivent s'adapter afin de reprendre les sollicitations externes provenant des diagonales, des déplacements inter-étages inégaux ainsi que des effets du second ordre $P-\Delta$ et $P-\delta$. Il a été démontré que dans de telles conditions, le facteur d'amplification des moments U_1 et le coefficient d'uniformisation des moments ω_1 ne sont pas bien adaptés et mènent à une estimation de la résistance au flambement des colonnes trop conservatrice.
- Les analyses ont révélé que le facteur d'amplification des moments U_1 et le coefficient d'uniformisation des moments ω_1 utilisés dans l'équation d'interaction actuelle de la norme CSA S16 ne sont représentatifs que pour des pièces déformées en courbure simple ou double.
- En raison des conditions de retenues réelles de la colonne, celle-ci est capable de résister à certaines déformations en flexion puisque la déformée suit une courbure triple. Cette déformée nécessite plus d'énergie de déformation avant d'atteindre la plastification et le flambement de la colonne ce qui permet d'augmenter la résistance au flambement des colonnes de contreventement.
- Les colonnes de contreventements soumises à des efforts combinés axiaux et de flexion peuvent être dimensionnées en ne considérant seulement que le terme d'effort axial sans égard à l'interaction entre l'effort axial et les moments de flexion. Par ailleurs, le coefficient de longueur effective peut être réduit de façon à obtenir une estimation plus précise de la résistance au flambement des colonnes.

- Pour des colonnes encastrées à leur base, le coefficient de longueur effective K obtenu lors des analyses numériques est de 0,6. Pour les colonnes articulées à leur base, les analyses limitées réalisées dans cette étude indiquent qu'une valeur de 0,8 pourrait être utilisée ; des analyses supplémentaires sont cependant requises pour valider cette valeur. Ces deux conditions représentent les cas limites puisqu'en réalité les conditions de retenues à la base des colonnes sont semi-rigides en fonction du détail d'assemblage et de la flexibilité des fondations.

9.3 Limitations et recommandations pour des recherches futures

Ce projet de recherche permet de mieux comprendre le comportement des colonnes de contreventement soumises à un effort de compression combiné à des moments de flexion. Toutefois, l'application des observations et des conclusions présentées dans ce chapitre sont sujettes à certaines limitations :

- les analyses se sont limitées à des bâtiments de trois étages situés à Vancouver, C-B sur des sols de catégories C et E ;
- les effets du voilement local ne sont pas inclus dans les analyses numériques réalisées à l'aide du logiciel *OpenSees* ;
- les colonnes de contreventement étudiées sont fléchies uniquement selon leur axe faible ;
- les colonnes étaient considérées comme parfaitement encastrées à leur base ;
- la séquence de chargement étudiée pour développer la méthode de conception est celle où le flambement se produit sous l'effet d'une charge axiale croissante et non celle où le flambement se produit suite à des moments de flexion croissants.

Il existe d'autres types de contreventements en acier pour lesquels le comportement des colonnes peut être différent ce qui pourrait avoir un impact sur les conclusions de cette recherche. On note également que les efforts dans les colonnes peuvent être influencés par le nombre d'étage du bâtiment ainsi que le type de sol sur lequel il est construit. Par ailleurs, les colonnes étudiées dans ce projet sont des colonnes parfaitement encastrées à leur base. Une seule analyse a été réalisée sur un contreventement avec des colonnes articulées à leur base. Ces conditions représentent les cas limites théoriques et ne peuvent être rencontrées en pratique. Ainsi des travaux futurs sont requis

afin d'observer l'influence d'un encastrement semi-rigide à la base des colonnes de contreventement.

Des recherches futures devraient porter sur les aspects suivants :

- des analyses sur des bâtiments de plus grande hauteur devraient être réalisées afin d'étudier le comportement des colonnes dans des bâtiments plus élevés ;
- des analyses numériques devraient être effectuées en faisant varier les conditions de retenue à la base des colonnes afin d'observer l'influence de ces conditions sur les modes de flambement et la résistance des colonnes. L'effet d'un encastrement semi-rigide à la base des colonnes, représentant les conditions réalistes pour des colonnes de contreventement, devrait être étudié à l'aide d'un ressort à la base des colonnes dans les modèles numériques ;
- des analyses à l'aide de colonnes fléchies autour de leur axe fort devraient être réalisées afin d'observer le comportement des colonnes lors de flambement en flexion-torsion ;
- des analyses réalisées à l'aide d'un logiciel par éléments finis pouvant tenir compte des effets de voilement local des parois devraient être effectuées dans le but de quantifier la demande en rotation inélastique dans les colonnes. Cela permettrait de valider l'utilisation possible de pièces de classe 1 ou 2 dans la méthode de conception proposée au chapitre 8 ;
- des études devraient être menées sur des cadres contreventés de types différents afin de voir si les mêmes conclusions peuvent être établies concernant la résistance des colonnes de contreventement ; et
- bien que cette situation n'ait pas été observée lors de cette étude, des analyses devraient être réalisées pour le cas où des moments importants surviennent en même temps qu'une charge axiale importante soutenue.

BIBLIOGRAPHIE

- Acheta, T. D. (2013). *PEER NGA-West2 Database* (Rapport n° PEER 2013/03). Tiré de http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2013/webPEER-2013-03-Ancheta.pdf
- Agüero, A., Izvernari, C., & Tremblay, R. (2007). Modeling of the seismic response of concentrically braced steel frames using the OpenSees analysis environment. *Journal of Advanced Steel Construction*.
- AISC. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Norme AISC ANSI/AISC 341-10. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction. doi:10.1201/b11248-8
- ASCE. (2014). *ASCE/SEI 41-13 : Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- Astaneh-Asl, A., Cochran, M. L., & Sabelli, R. (2006). *Seismic Detailing of Gusset Plates for Special Concentrically Braced Frames*. Structural Steel Educational Council.
- Auger, K. (2017). *Conception parasismique des systèmes de reprise de charges latérales composés de contreventements en treillis à multiples segments combinés aux poteaux gravitaires*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- Bathe, K.-J. (1996). *Finite Element Procedures*. United States: Prentice-Hall.
- Beaulieu, D., Picard, A., Tremblay, R., Grondin, G., & Massicotte, B. (2003). *Calcul des charpentes d'acier* (2^e éd. vol. 1): Institut canadien de la construction en acier.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures* (2^e éd.): McGraw-Hill.
- Cheong-Siat-Moy, F. (1986). K-Factor Paradox. *Journal of Structural Engineering*, 112(8), 1747-1760. doi:10.1061/(asce)0733-9445(1986)112:8(1747)
- CISC. (2011). *Handbook of steel construction* (10^e éd.). Markham, ON: Canadian Institute of Steel Construction.
- CNRC. (2005). *Guide de l'utilisateur - CNB 2005 : Commentaires sur le calcul des structures (Partie 4 de la division B)*. Conseil national de recherches du Canada Ottawa, ON.
- CNRC. (2010). *Code National du Bâtiment 2010 - Canada*. Conseil national de recherches du Canada Ottawa, ON: Canadian National Research Council.

- Craig Jr., R. R. (2000). *Mechanics of materials* (2^e éd.). Danvers, MA, United States: John Wiley & Sons.
- CSA. (2014). *CSA S16-14, Design of Steel Structures*. Mississauga, ON: Canadian Standards Association.
- CSI. (2011). *SAP2000 Ultimate (Version 15.0.0)* [Logiciel]. Berkeley, CA: Computers and Structures, Inc.
- Dehghani, M., & Tremblay, R. (2015). Robust Period-Independent Ground Motion Selection and Scaling for Effective Seismic Design and Assessment. *Journal of Earthquake Engineering*, 20(2), 185-218. doi:10.1080/13632469.2015.1051635
- Filiatrault, A., Tremblay, R., Christopoulos, C., Folz, B., & Pettinga, D. (2013). *Elements of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (3^e éd.). Canada: Presses Internationales Polytechnique.
- Filippou, F. C., Popov, E. P., & Bertero, V. V. (1983). *Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints*. University of California, Berkeley: Earthquake Engineering Research Center.
- Galambos, T. V., & Ketter, R. L. (1959). Columns under combined bending and thrust. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 85(2), 1-30.
- Imanpour, A. (2015). *Seismic response and design of steel multi-tiered concentrically braced frames*. (École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- Kennedy, D. J. L. (1984). Limit States Design of Steel Structures in Canada. *Journal of Structural Engineering*, 110(2), 275-290. doi:10.1061/(asce)0733-9445(1984)110:2(275)
- Kim, H. K. (2011). *Development and implementation of advanced control methods for hybrid simulation*. (University of California, Berkeley). (3616138)
- Lamarche, C.-P., & Tremblay, R. (2008). *Accounting for residual stresses in the seismic stability of nonlinear beam-column elements with cross-section fiber discretization*. Communication présentée à 2008 Annual Stability Conference, Nashville, TN.
- Lamarche, C.-P., & Tremblay, R. (2011). Seismically induced cyclic buckling of steel columns including residual-stress and strain-rate effects. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(9), 1401-1410. doi:10.1016/j.jcsr.2010.10.008
- MathWorks. (2015). *MATLAB (Version R2015b)* [Logiciel].

- McKenna, F., & Fenves, G. L. (2004). Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*. Tiré de <http://opensees.berkeley.edu/>
- Menegotto, M., & Pinto, P. E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. *IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen*, 13, 9. doi:10.5169/seals-13741
- Mitchell, D., Tremblay, R., Karacabeyli, E., Paultre, P., Saatcioglu, M., & Anderson, D. L. (2003). Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(2), 308-327. doi:10.1139/102-111
- Newell, J. D., & Uang, C.-M. (2008). Cyclic Behavior of Steel Wide-Flange Columns Subjected to Large Drift. *Journal of Structural Engineering*, 134(8), 1334-1342. doi:10.1061/(asce)0733-9445(2008)134:8(1334)
- Paultre, P. (2005). *Dynamique des structures*. Mayenne, France: Hermes.
- Richards, P. W. (2009). Seismic Column Demands in Ductile Braced Frames. *Journal of Structural Engineering*, 135(1), 33-41. doi:10.1061/(asce)0733-9445(2009)135:1(33)
- Sabelli, R. (2000). *Research on improving the design and analysis of earthquake-resistant steel-braced frames* (Rapport n° PF2000-9). Earthquake Engineering Research Institute.
- Schellenberg, A., Kim, H. K., Takahashi, Y., Fenves, G. L., & Mahin, S. A. (2009). Open Framework for Experimental Setup and Control (OpenFresco). *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*. Tiré de <http://openfresco.berkeley.edu/>
- Schellenberg, A., Mahin, S. A., & Fenves, G. L. (2009). *Advanced Implementation of Hybrid Simulation* (Rapport n° PEER 2009/104). University of California, Berkeley.
- Schmidt, B. J., & Bartlett, F. M. (2002). Review of resistance factor for steel: data collection. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 29(1), 98-108. doi:10.1139/101-081
- Terzic, V. (2011). *Force-based Element vs. Displacement-based Element* [Présentation PowerPoint]. University of California, Berkeley. Tiré de http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Force-based_Element_vs._Displacement-based_Element,_Dec_2011

- Timoshenko, S. P., & Gere, J. M. (1961). *Theory of elastic stability* (2^e éd.). Mineola, New York: Dover Publications, Inc.
- Tremblay, R. (2000). Influence of brace slenderness on the seismic response of concentrically braced steel frames. *STESSA 2000: Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*.
- Tremblay, R. (2002). Inelastic seismic response of steel bracing members. *Journal of Constructional Steel Research*, 58(5-8), 665-701. doi:10.1016/s0143-974x(01)00104-3
- Tremblay, R. (2011). *Calcul avancé des charpentes d'acier : Calcul plastique*. Notes de cours.
- Uriz, P., & Mahin, S. (2004). *Seismic performance assessment of concentrically braced steel frames*. Communication présentée à 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada.
- Yura, J. A. (1971). Effective length of columns in unbraced frames. 8(2), 37-42.

ANNEXE A EXEMPLE DE CALCUL DU SPECTRE DE DIMENSIONNEMENT (CNBC 2015)

Cette annexe présente un exemple de calcul du spectre de dimensionnement à partir du spectre de réponse donné à l'annexe C du CNBC 2015.

Les calculs sont faits pour un bâtiment situé à Vancouver, C-B sur un sol de catégorie E. La période fondamentale du bâtiment est de 0,58 s et le risque parasismique de l'ouvrage est normal. Le *SRFS* utilisé est une ossature contreventée.

Tableau A.1 : Caractéristiques du *SRFS*

Emplacement	Vancouver, C-B
Catégorie	E
<i>SRFS</i>	CBF-X
Période	0,58 s

Le spectre de risque uniforme pour Vancouver, C-B est tiré de l'annexe C du CNBC 2015 et il est donné dans le Tableau A.2.

Tableau A.2 : Spectre de risque uniforme pour Vancouver, C-B

<i>T</i> (s)	<i>S_a(T)</i> (g)
PGA	0,369
0,2	0,848
0,5	0,751
1,0	0,425
2,0	0,257
5,0	0,080

Les facteurs de correction à apporter au spectre de réponse dépendent de la valeur de PGA_{ref} qui est donnée par l'équation (A.1).

$$\begin{aligned}
 \text{si } \frac{S_a(0,2)}{PGA} < 2,0 &\Rightarrow PGA_{ref} = 0,8 PGA \\
 \text{si } \frac{S_a(0,2)}{PGA} \geq 2,0 &\Rightarrow PGA_{ref} = PGA
 \end{aligned}
 \tag{A.1}$$

Dans cet exemple, $PGA_{ref} = 0,369$. Les facteurs de correction du CNBC 2015, aussi appelés facteurs de fondation, sont présentés dans les tableaux suivants. Ces facteurs varient en fonction de la catégorie de sol ainsi que de la valeur de PGA_{ref} .

Tableau A.3 : Facteurs de fondation pour $T_a = 0,2$ s

PGA_{ref}	A	B	C	D	E
0,1	0,66	0,74	1,00	1,24	1,64
0,2	0,71	0,80	1,00	1,09	1,24
0,3	0,74	0,84	1,00	1,00	1,05
0,4	0,77	0,86	1,00	0,94	0,93
0,5	0,79	0,88	1,00	0,90	0,85

Tableau A.4 : Facteurs de fondation pour $T_a = 0,5$ s

PGA_{ref}	A	B	C	D	E
0,1	0,46	0,58	1,00	1,47	2,47
0,2	0,48	0,59	1,00	1,30	1,80
0,3	0,48	0,60	1,00	1,20	1,48
0,4	0,49	0,61	1,00	1,14	1,30
0,5	0,49	0,61	1,00	1,10	1,17

Tableau A.5 : Facteurs de fondation pour $T_a = 1,0$ s

PGA_{ref}	A	B	C	D	E
0,1	0,41	0,53	1,00	1,55	2,81
0,2	0,41	0,53	1,00	1,39	2,08
0,3	0,41	0,53	1,00	1,31	1,74
0,4	0,41	0,53	1,00	1,25	1,53
0,5	0,41	0,53	1,00	1,21	1,39

Tableau A.6 : Facteurs de fondation pour $T_a = 2,0$ s

PGA_{ref}	A	B	C	D	E
0,1	0,40	0,52	1,00	1,57	2,90
0,2	0,40	0,52	1,00	1,44	2,24
0,3	0,40	0,52	1,00	1,36	1,92
0,4	0,40	0,52	1,00	1,31	1,72
0,5	0,40	0,52	1,00	1,27	1,58

Tableau A.7 : Facteurs de fondation pour $T_a = 5,0$ s

PGA_{ref}	A	B	C	D	E
0,1	0,39	0,51	1,00	1,58	2,93
0,2	0,39	0,51	1,00	1,48	2,40
0,3	0,39	0,51	1,00	1,41	2,14
0,4	0,39	0,51	1,00	1,37	1,96
0,5	0,39	0,51	1,00	1,34	1,84

Tableau A.8 : Facteurs de fondation pour $T_a = 10,0$ s

PGA_{ref}	A	B	C	D	E
0,1	0,44	0,56	1,00	1,49	2,52
0,2	0,44	0,56	1,00	1,41	2,18
0,3	0,44	0,56	1,00	1,37	2,00
0,4	0,44	0,56	1,00	1,34	1,88
0,5	0,44	0,56	1,00	1,31	1,79

Après interpolation linéaire pour un sol de catégorie E ayant une valeur de $PGA_{ref} = 0,369$ on obtient les facteurs de correction présentés au Tableau A.9.

Tableau A.9 : Facteurs de correction et spectre de dimensionnement pour Vancouver, C-B sur un sol de catégorie C

T (s)	$S_a(T)$ (g)	F	Formule	$S(T)$ (g)
PGA	0,369	0,967	$\max \begin{cases} F(0,2) S_a(0,2) \\ F(0,5) S_a(0,5) \end{cases}$	1,018
0,2	0,848	0,967	$\max \begin{cases} F(0,2) S_a(0,2) \\ F(0,5) S_a(0,5) \end{cases}$	1,018
0,5	0,751	1,356	$F(0,5) S_a(0,5)$	1,018
1,0	0,425	1,595	$F(1,0) S_a(1,0)$	0,677
2,0	0,257	1,782	$F(2,0) S_a(2,0)$	0,458
5,0	0,080	2,016	$F(5,0) S_a(5,0)$	0,162
10,0	0,029	1,917	$F(10,0) S_a(10,0)$	0,055

Par la suite le ratio spectral est utilisé afin de déterminer la valeur du coefficient M_V tenant compte de l'effet des modes supérieurs sur le cisaillement à la base. Ce ratio est donné par l'équation (A.2).

$$SR = \frac{S(0,2)}{S(5,0)} = \frac{1,018}{0,162} = 6,28 \quad (\text{A.2})$$

Le ratio spectral est une mesure de la sismicité de la région, un ratio inférieur à 8,0 correspond typiquement aux régions de l'ouest canadien alors qu'un ratio supérieur à 8,0 correspond aux régions de l'est du Canada. Les valeurs que peuvent prendre le facteur de correction M_V sont données au Tableau A.10.

Tableau A.10 : Facteur de correction pour les modes supérieurs M_V

SR	SRFS	M_V $T_a \leq 1,0$	M_V $T_a = 2,0$	M_V $T_a \geq 4,0$
< 8,0	Ossature résistante aux moments	1,0	1,0	1,0
	Murs couplés	1,0	1,0	1,0
	Ossature contreventée	1,0	1,0	1,0
	Murs de refend	1,0	1,2	1,6
	Autres	1,0	1,2	1,2
$\geq 8,0$	Ossature résistante aux moments	1,0	1,2	1,2
	Murs couplés	1,0	1,2	1,2
	Ossature contreventée	1,0	1,5	1,5
	Murs de refend	1,0	2,2	3,0
	Autres	1,0	2,2	2,2

Le CNBC est clair à l'effet que l'interpolation pour obtenir le facteur de correction M_V doit être faite sur le produit $S(T_a)M_V$. Pour une ossature contreventée ayant une période de 0,58 s aucune interpolation n'est requise puisque M_V est toujours égal à 1,0 lorsque la période est inférieure à 1,0 s.

En interpolant linéairement les données du Tableau A.9 pour une période de bâtiment de 0,58 s on trouve que la valeur $S(T_a)M_V$ est de 0,964 g.

ANNEXE B VALIDATION DE LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE DANS *OPENSEES*

Cette annexe contient les vérifications effectuées sur différents éléments modélisés numériquement dans *OpenSees*. Les résistances probables des diagonales, la rigidité des assemblages, la charge critique de flambement inélastique des colonnes ainsi que le modèle numérique présenté au chapitre 6 font partis des éléments validés.

B.1 Vérification des diagonales

La vérification de la modélisation des diagonales dans *OpenSees* est faite à l'aide d'un profilé tubulaire HSS127x127x7.9 dont les propriétés sont présentées dans le Tableau B.1.

Tableau B.1 : Propriétés du profilé HSS127x127x7.9

<i>b</i> (mm)	<i>t</i> (mm)	<i>A</i> (mm²)	<i>I</i> (10⁶ mm⁴)	<i>r</i> (mm)
127	7,39	3 390	7,91	48,3

B.1.1 Vérification des propriétés géométriques

Une première vérification est faite pour valider qu'il n'y a pas d'erreur dans la discrétisation de la section et que les propriétés géométriques de la section (*A*, *I* et *r*) reflètent la réalité. Dans un premier temps, un modèle simple comprenant une diagonale de section HSS127x127x7.9 simplement appuyée est soumis à un effort de traction tel qu'illustré à la Figure B.1.

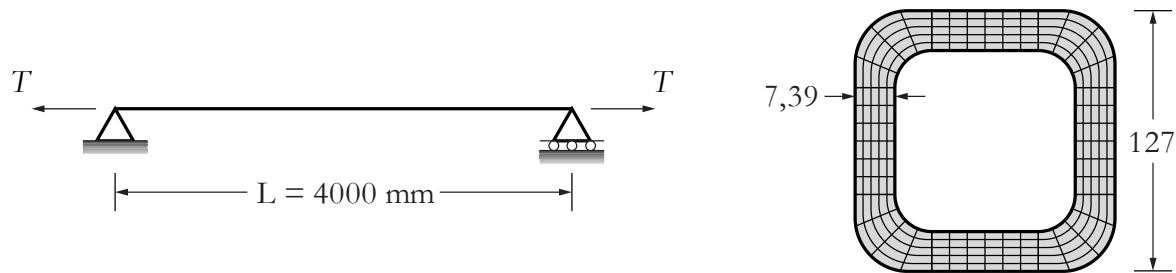


Figure B.1 : Validation de l'aire de la section d'un profilé HSS127x127x7.9 modélisé dans *OpenSees*

Le déplacement obtenu est de 5,95 mm pour un effort de traction de 1 000 kN. En se servant de la rigidité axiale du profilé tubulaire il est possible d'obtenir l'aire de la section à partir de l'équation (B.1).

$$A = \frac{T L}{E \Delta} = \frac{(1000)(4000)}{(200)(5,95)} = 3361 \text{ mm}^2 \quad (\text{B.1})$$

L'aire obtenue est de 3 361 mm² ce qui représente une erreur d'environ 1% par rapport à la valeur du Tableau B.1. Dans un second temps, l'inertie du profilé est vérifiée à l'aide d'une charge transversale concentrée appliquée au centre de la portée tel qu'illustrée à la Figure B.2.

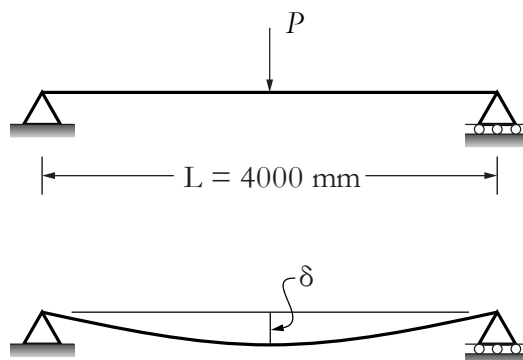


Figure B.2 : Vérification du module d'inertie d'un profilé HSS127x127x7.0 dans *OpenSees*

On obtient un déplacement δ de 8,69 mm pour une charge appliquée $P = 10$ kN. L'inertie du profilé peut être calculée à l'aide de l'équation (B.2).

$$I = \frac{P L^3}{48 E \Delta} = \frac{(10)(4000)^3}{48(200)(8,69)} = 7,67 \times 10^6 \text{ mm}^4 \quad (\text{B.2})$$

Le module d'inertie obtenu est de $7,67 \times 10^6 \text{ mm}^4$ ce qui représente une erreur de 3% par rapport à la valeur du Tableau B.1.

Finalement, le rayon de giration r est obtenu par l'équation (B.3) et représente une erreur de 1% par rapport à la valeur théorique.

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{7,67 \times 10^6}{3361}} = 47,8 \text{ mm} \quad (\text{B.3})$$

B.1.2 Vérification des résistances probables

Pour valider les résistances probables du profilé tubulaire HSS127x127x7.9, deux modèles *OpenSees* ayant la même amplitude de défaut de rectitude $\delta_0 = L/500$ sont étudiés. La Figure B.3 présente ces deux modèles dans lesquels les conditions d'encastrement sont variées de sorte que les résistances probables en compression sont obtenues pour une longueur effective $KL = 4\,000 \text{ mm}$ et $KL = 2\,000 \text{ mm}$. Dans les deux cas la résistance probable en traction T_u est la même.

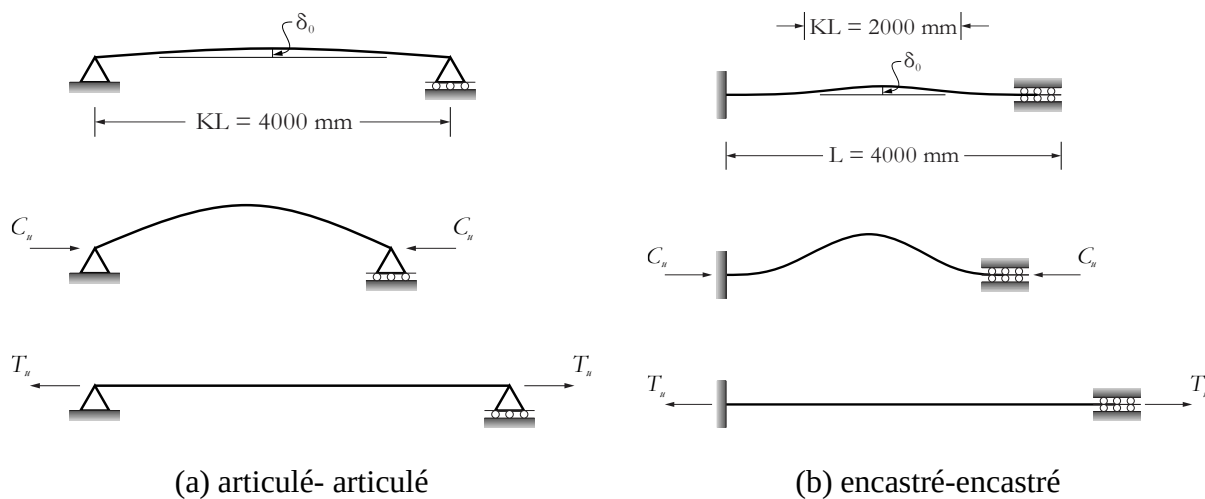


Figure B.3 : Modèle *OpenSees* pour l'étude de la résistance probable d'un profilé HSS127x127x7.9

L'équation (2.4) est utilisée pour calculer les résistances probables selon la norme CSA S16. La comparaison des résultats pour le modèle de la Figure B.3a ayant une longueur effective $KL = 4\,000 \text{ mm}$ est présentée au Tableau B.2.

Tableau B.2 : Comparaison des résistances probables obtenues pour un profilé tubulaire HSS127x127x7.9 ($KL = 4\,000$ mm)

CSA S16			OpenSees		
T_u (kN)	C_u (kN)	C'_u (kN)	T_u (kN)	C_u (kN)	C'_u (kN)
1 559	709	312	1 546	751	309

L'écart entre les valeurs de résistance probables en traction T_u provient de la différence entre l'aire de la section théorique et celle obtenue suite à la discrétisation de la section dans *OpenSees*. Pour le calcul de la résistance probable en compression C_u selon l'équation de la norme CSA S16 le facteur de 1,2 n'est pas inclus car celui-ci permet de tenir compte de la rigidité des assemblages sur la longueur effective de flambement KL . Dans cette vérification, la longueur effective KL est connue puisque les extrémités de l'élément sont articulées. L'écart entre les résistances probables en compression provient du fait que l'équation de la norme CSA S16 inclut les défauts de rectitude alors que ceux-ci ne sont pas modélisés pour les profilés tubulaires dans *OpenSees* tel qu'expliqué à la section 6.6.2.

La comparaison des résultats pour le modèle de la Figure B.3b ayant une longueur effective $KL = 2\,000$ mm est présentée au Tableau B.3.

Tableau B.3 : Comparaison des résistances probables obtenues pour un profilé tubulaire HSS127x127x7.9 ($KL = 2\,000$ mm)

CSA S16			OpenSees		
T_u (kN)	C_u (kN)	C'_u (kN)	T_u (kN)	C_u (kN)	C'_u (kN)
1 559	1 288	312	1 546	1 337	686

Tel que mentionné à la section 6.6.1, la ductilité joue un rôle important dans la détermination de la résistance probable post-flambement C'_u . On remarque que l'écart entre les valeurs de C'_u de la norme CSA S16 et d'*OpenSees* pour le modèle ayant une longueur effective $KL = 2\,000$ mm est supérieur à celui obtenu du modèle précédent avec $KL = 4\,000$ mm. Cela provient du fait que la ductilité diminue proportionnellement à l'élancement effectif λ et que celui-ci est plus petit pour le

modèle ayant une longueur effective de 2 000 mm. En étant moins ductile, l'écart entre les valeurs de résistance probable C'_u est plus significatif.

B.2 Comportement des assemblages

Telle que présentée à la section 0, la détermination des propriétés des assemblages est le résultat d'une procédure automatisée en fonction de la géométrie du cadre contreventé, de la dimension des éléments ainsi que de certaines hypothèses. La présente section permet de vérifier le comportement des assemblages lors d'excursions répétées en traction et en compression des diagonales.

Pour l'exemple du cadre contreventé dimensionné au chapitre 5, le gousset supérieur des diagonales du deuxième étage a une rigidité de 1 251 kNm/rad et un moment plastique de 14,45 kNm pour la flexion hors-plan. La Figure B.4 montre la force enregistrée dans le ressort en fonction de la rotation hors-plan.

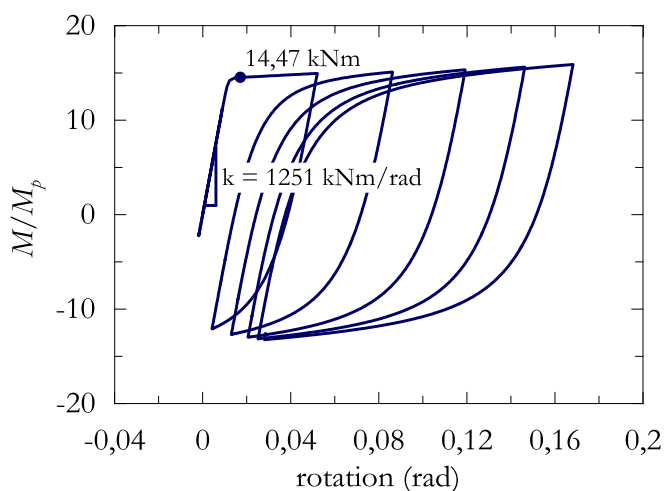


Figure B.4 : Moment de flexion en fonction de la rotation dans les goussets aux extrémités des diagonales

D'après les résultats de la Figure B.4 on peut voir que la rigidité ainsi que la résistance des goussets du modèle numérique correspondent exactement aux valeurs calculées lors de la conception. Par ailleurs, on peut voir l'effet des chargements répétés qui tend à faire augmenter légèrement la résistance en raison de l'écrouissage de l'acier. On remarque également qu'à chaque fois que le moment de flexion change de signe, l'atteinte du plateau plastique survient plus rapidement en raison des effets de Bauschinger (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

B.3 Charge critique de flambement des poteaux de contreventement

La capacité du logiciel *OpenSees* à prédire la charge critique de flambement pour une colonne isolée a déjà été validée au chapitre 3. La présente section permet de comparer la résistance à la compression offerte par les colonnes du modèle numérique faisant partie du cadre contreventé à la résistance considérée lors de la conception. La charge critique de flambement est déterminée à partir d'un chargement monotone en déplacement contrôlé appliqué dans la direction axiale des colonnes. La Figure B.5 illustre le protocole de chargement appliqué à la structure.

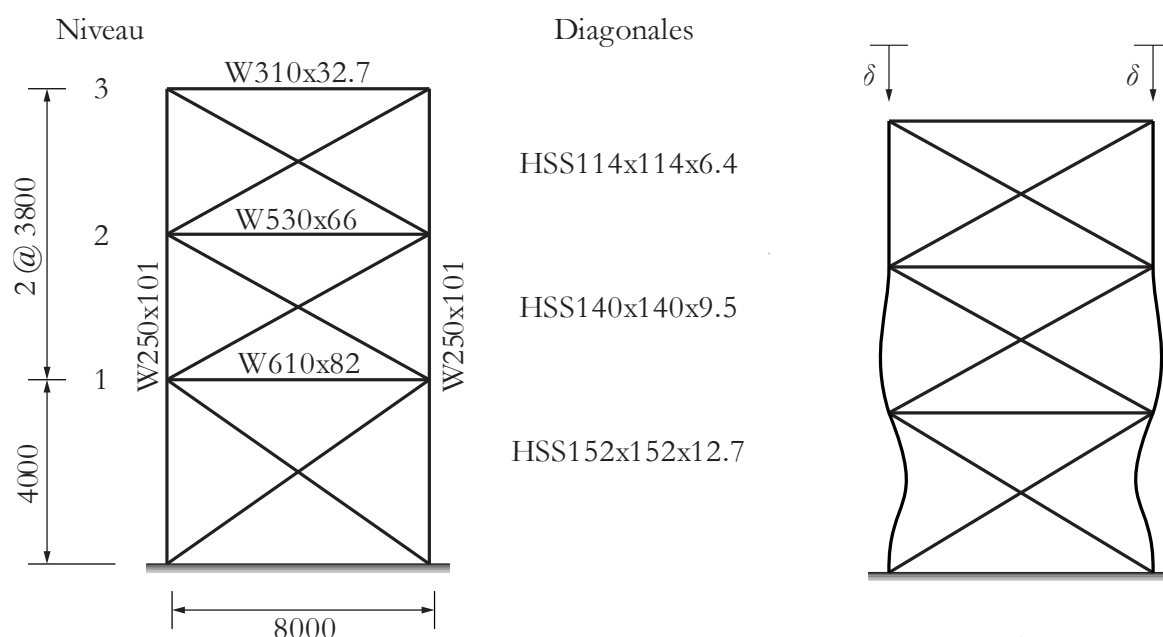


Figure B.5 : Protocole de chargement pour la vérification de la charge critique de flambement des colonnes

La résistance à la charge axiale considérée lors de la conception pour les colonnes du cadre contreventé présenté à la Figure B.5 a été donnée à la section 0. Le coefficient de longueur effective de flambement obtenu au terme d'une analyse de flambement élastique pour cette colonne est de $K = 0,649$ en considérant la continuité des éléments ainsi que la distribution des charges axiales. Dans ces conditions la résistance axiale est de 3 915 kN pour la colonne W250x101. La Figure B.6 montre l'évolution de la charge axiale en fonction du déplacement axial dans une des colonnes du cadre contreventé de la Figure B.5.

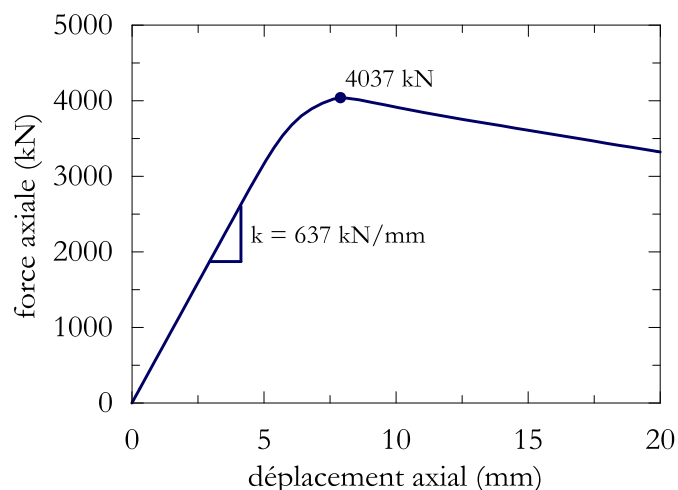


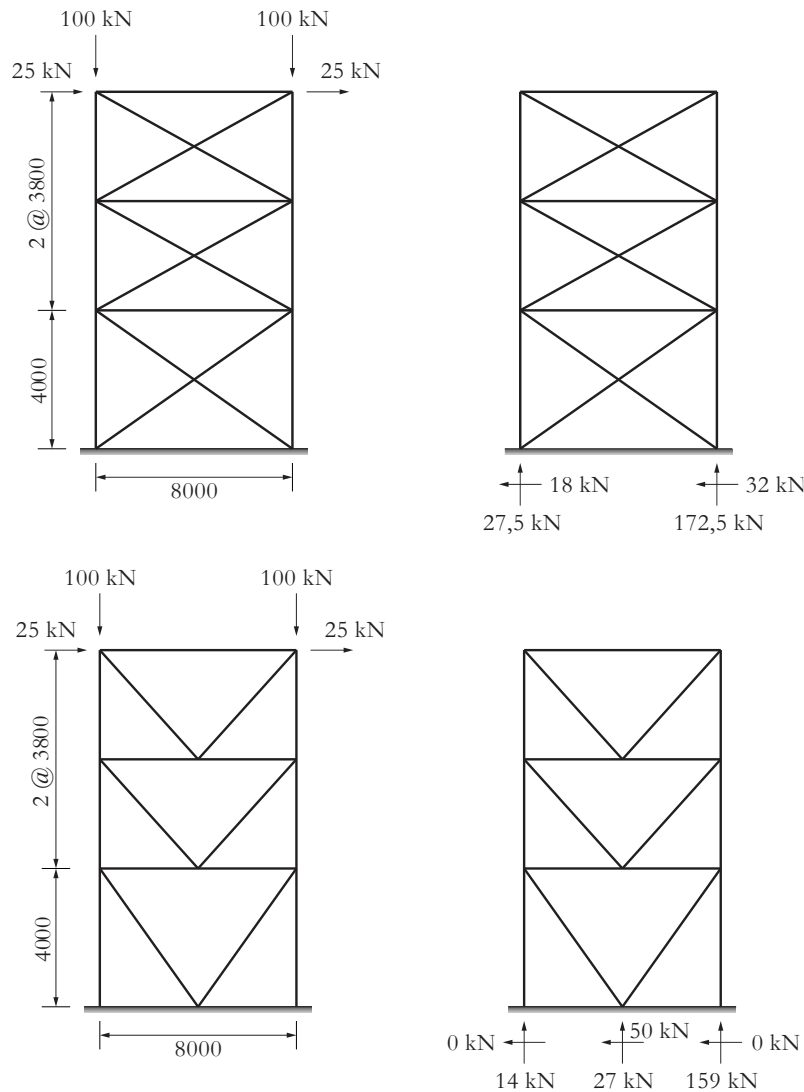
Figure B.6 : Force axiale en fonction du déplacement axiale dans les colonnes de contreventement

D'après cette figure on peut voir tout d'abord que la rigidité axiale est très proche de la valeur théorique de 640 kN/mm pour un profilé W250x101 ayant une distance de 4 m entre ses appuis latéraux. Cette légère différence provient de l'influence des défauts de rectitude sur la rigidité axiale EA/L de la pièce. On remarque également que la charge critique de flambement est de 4 037 kN soit environ 3% plus grande que la charge obtenue d'une analyse de flambement élastique (3 915 kN).

Il est démontré à la section 3.6 que la longueur de flambement est plus petite dans le cas d'une analyse de flambement inélastique lorsque la travée adjacente est plus rigide. Dans le cas présent, la portion critique de la colonne se situe au premier étage puisque c'est l'endroit où la charge axiale est maximale. Comme la colonne est continue sur toute la hauteur, cela implique que le produit EI est le même pour tous les étages, donc la rigidité flexionnelle EI/L de la travée adjacente (deuxième étage) est supérieure à celle de la travée critique du premier étage puisqu'elle est plus courte. Étant plus rigide, une partie de la rigidité flexionnelle du deuxième étage est mobilisée pour aider la portion critique (premier étage) à résister au flambement ce qui augmente la valeur de la charge critique.

B.4 Réactions du modèle

Pour vérifier que les réactions du modèle numérique sont en équilibre avec les sollicitations externes, les charges illustrées sur la Figure B.7a sont appliquées à la structure. La Figure B.7b montre les réactions obtenues par le modèle *OpenSees*.



(a) forces externes appliquées

(b) réactions

Figure B.7 : Validation des réactions du modèle numérique *OpenSees*

Les efforts externes appliqués sur la structure sont en équilibre avec les efforts internes développés dans les éléments structuraux. Ces efforts internes sont répartis en fonction de la rigidité de chacun

des éléments et produisent des réactions aux appuis. On remarque sur la Figure B.7b que les forces externes sont en équilibre avec les réactions du modèle.

B.5 Vérification de la rigidité et des propriétés modales

La période fondamentale d'un bâtiment peut se calculer à l'aide de l'équation (B.4). D'après cette équation, on peut voir que la période du bâtiment dépend de la masse et de la rigidité. La vérification des périodes est donc un bon moyen de valider le modèle numérique.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (\text{B.4})$$

où : T est la période du bâtiment

m est la masse sismique

k est la rigidité

ω est la fréquence angulaire

Le bâtiment conçu au chapitre 5 (Figure B.8a) est repris ici afin de vérifier que les propriétés modales obtenues des modèles numériques *SAP2000* et *OpenSees* sont adéquates. En posant l'hypothèse que les planchers et les poutres forment un diaphragme rigide et que les colonnes sont rigides axialement, la structure ne possède qu'un seul mode de déformation en cisaillement. Cela facilite l'analyse et permet l'utilisation d'un modèle simplifié appelé *bâtiment en cisaillement* illustré à la Figure B.8b. Toutefois, la rigidité du modèle simplifié face aux charges latérales est surestimée puisque les degrés de liberté en rotation sont négligés. Les périodes obtenues à l'aide du *bâtiment en cisaillement* sont plus faibles que les périodes réelles (Paultre, 2005). Néanmoins, l'utilisation de cette méthode permet d'obtenir un ordre de grandeur satisfaisant sur la réponse modale de la structure.

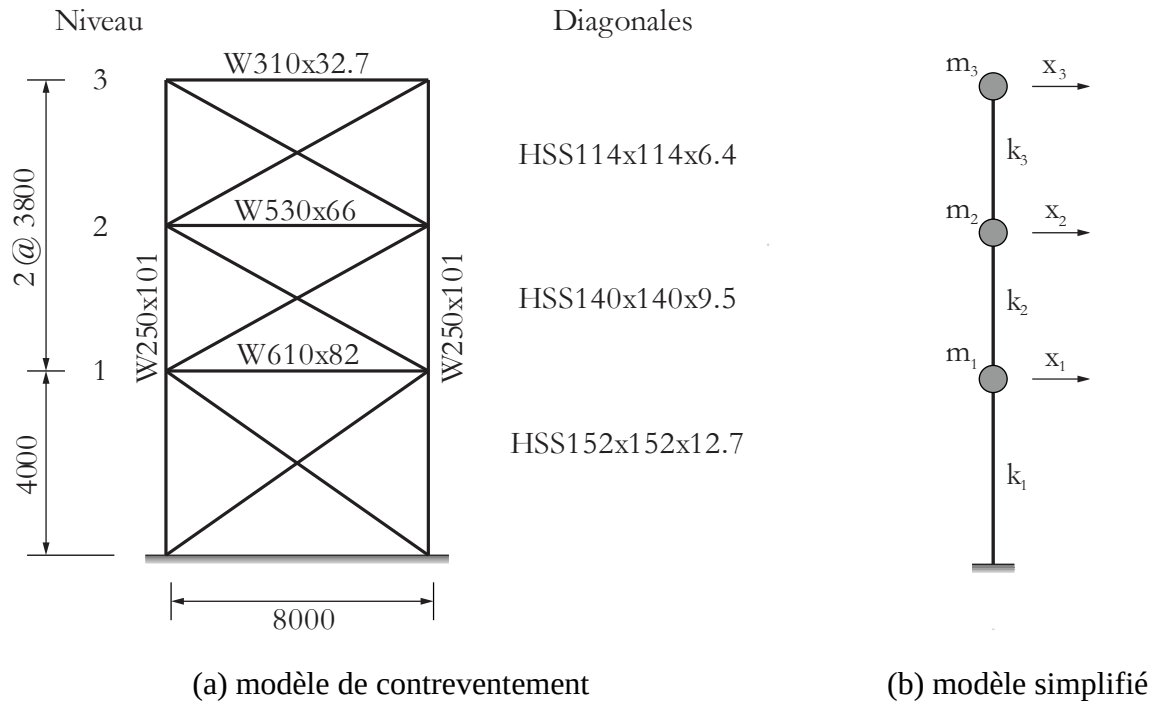


Figure B.8 : Idéalisation d'une structure à l'aide d'un modèle de bâtiment en cisaillement

B.5.1 Calcul des vecteurs et des valeurs propres

Le calcul des valeurs et des vecteurs propres se fait en solutionnant les équations (B.5) et (B.6). La première équation est appelée *équation caractéristique* du système. Les racines λ_j de cette équation sont les valeurs propres du système et sont aussi appelées *pulsations propres*. Elles permettent de trouver les fréquences angulaires de chacun des modes de vibration de la structure. La deuxième équation permet de trouver les vecteurs propres ϕ_j associés à chacune des valeurs propres λ_j . Ces vecteurs déterminent la forme des modes de vibrations du système.

$$\det(\mathbf{K} - \lambda \mathbf{M}) = 0$$

$$\lambda_j = \omega_j^2 \quad (\text{B.5})$$

$$[\mathbf{K} - \omega_j^2 \mathbf{M}] \phi_j = 0 \quad (\text{B.6})$$

Pour résoudre cette équation il faut déterminer la matrice de masse $\mathbf{M}$ ainsi que la matrice de rigidité $\mathbf{K}$. Ces matrices sont présentées sous leur forme générale à l'équation (B.7) pour la structure simplifiée de la Figure B.8b.

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}$$

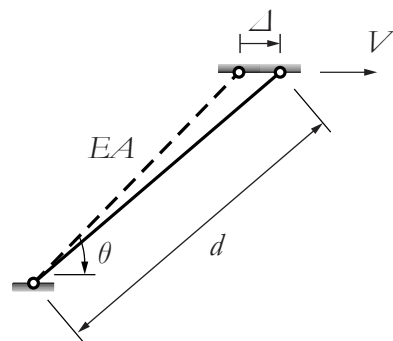
$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \quad (\text{B.7})$$

Les masses sismiques ainsi que les coefficients de rigidité sont présentés dans le Tableau B.4. Le calcul des coefficients de rigidité se fait à l'aide de la géométrie de la structure ainsi que de la dimension des éléments qui reprennent les charges latérales.

Tableau B.4 : Masses et coefficients de rigidité du modèle simplifié

Niveau	W (kN)	m (kN-s ² /mm)	A (mm ²)	d (mm)	θ (rad)	k (kN/mm)
3	4 513	0,2300	2 480	8 857	0,4434	91,39
2	10 334	0,5267	4 440	8 857	0,4434	163,61
1	10 362	0,5281	6 280	8 944	0,4636	224,68

Un exemple de calcul pour la masse m_2 et le coefficient de rigidité k_2 au niveau 2 est donné à l'équation (B.8). Comme il s'agit d'un contreventement de type « X », la rigidité latérale obtenue d'une diagonale doit être multipliée par deux afin de représenter la rigidité totale d'un étage. Par ailleurs, comme le bâtiment est composé de deux contreventements identiques disposés de façon symétrique (figure 5.2), la masse sismique reprise par le modèle simplifié est la moitié de la masse totale de cet étage.



$$k = \frac{EA}{d} \cos^2(\theta) \quad (\text{B.8})$$

$$m_2 = \frac{W_2}{2g} = \frac{10334}{(2)(9810)} = 0,5267 \frac{kNs^2}{mm}$$

$$k_2 = 2 \frac{EA_2}{d_2} \cos^2(\theta_2) = 2 \frac{(200)(4440)}{(8857)} \cos^2(0,4434) = 163,6 \frac{kN}{mm}$$

La résolution des équations (B.5) et (B.6) mène à la détermination des valeurs propres λ_j ainsi que des vecteurs propres ϕ_j du système. La Figure B.9 illustre les résultats à l'aide du modèle simplifié.

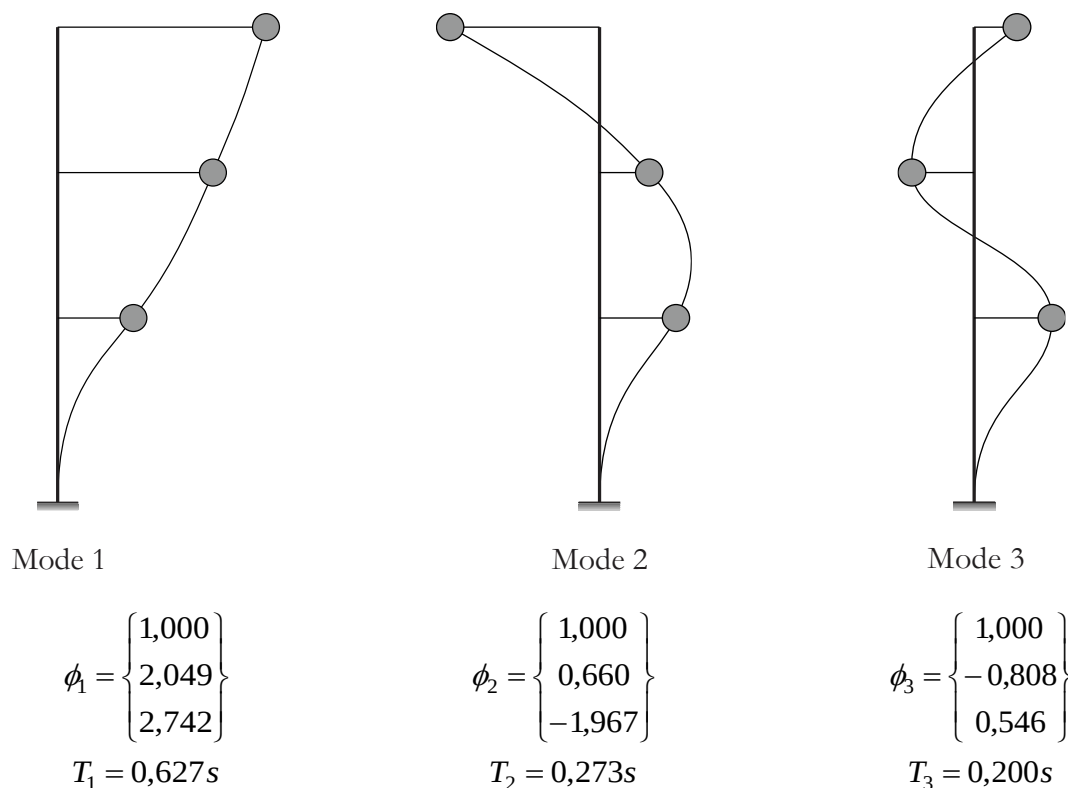


Figure B.9 : Modes de vibration obtenus de l'analyse du modèle simplifié

La comparaison entre les résultats obtenus du modèle simplifié et des modèles numérique est présentée dans le Tableau B.5. Tel qu'attendu, les périodes du modèle simplifié sont plus courtes en raison de l'hypothèse négligeant les degrés de libertés en rotation du système. Toutefois, l'ordre de grandeur des réponses est comparable. En bloquant les déformations axiales dans les colonnes pour le modèle numérique analysé à l'aide de *SAP2000* on s'aperçoit au Tableau B.6 que les résultats se rapprochent ce qui permet de conclure que le modèle numérique est adéquat.

Tableau B.5 : Comparaison des périodes et des modes de vibration

Mode	Modèle simplifié		SAP2000		OpenSees	
	T (s)	ϕ	T (s)	ϕ	T (s)	ϕ
1	0,627	$\begin{Bmatrix} 1,000 \\ 2,049 \\ 2,742 \end{Bmatrix}$	0,697	$\begin{Bmatrix} 1,000 \\ 2,214 \\ 3,197 \end{Bmatrix}$	0,668	$\begin{Bmatrix} 1,000 \\ 2,200 \\ 3,212 \end{Bmatrix}$
2	0,273	$\begin{Bmatrix} 1,000 \\ 0,660 \\ -1,967 \end{Bmatrix}$	0,283	$\begin{Bmatrix} 1,000 \\ 0,681 \\ -1,798 \end{Bmatrix}$	0,271	$\begin{Bmatrix} 1,000 \\ 0,698 \\ -1,810 \end{Bmatrix}$
3	0,200	$\begin{Bmatrix} 1,000 \\ -0,808 \\ 0,546 \end{Bmatrix}$	0,200	$\begin{Bmatrix} 1,000 \\ -0,814 \\ 0,572 \end{Bmatrix}$	0,188	$\begin{Bmatrix} 1,000 \\ -0,809 \\ 0,554 \end{Bmatrix}$

Tableau B.6 : Comparaison des périodes et des modes de vibration – rotation bloquée

Mode	Modèle simplifié		SAP2000	
	T (s)	ϕ	T (s)	ϕ
1	0,627	$\begin{Bmatrix} 1,000 \\ 2,049 \\ 2,742 \end{Bmatrix}$	0,628	$\begin{Bmatrix} 1,000 \\ 2,046 \\ 2,742 \end{Bmatrix}$
2	0,273	$\begin{Bmatrix} 1,000 \\ 0,660 \\ -1,967 \end{Bmatrix}$	0,273	$\begin{Bmatrix} 1,000 \\ 0,651 \\ -1,950 \end{Bmatrix}$
3	0,200	$\begin{Bmatrix} 1,000 \\ -0,808 \\ 0,546 \end{Bmatrix}$	0,200	$\begin{Bmatrix} 1,000 \\ -0,816 \\ 0,555 \end{Bmatrix}$

B.5.2 Calcul du facteur de participation de la masse

Il est possible de calculer le facteur de participation de la masse Γ_j pour chacun des modes de vibration à l'aide de l'équation (B.9). Dans cette équation le vecteur $\mathbf{r}$ est un vecteur dont chaque élément est égal à l'unité. La comparaison des résultats obtenus pour les différents modèles est présentée au Tableau B.7.

$$\Gamma_j = \frac{\phi_j^T \mathbf{M} \mathbf{r}}{\phi_j^T \mathbf{M} \phi_j} \quad (\text{B.9})$$

Tableau B.7 : Comparaison des facteurs de masse participante

Mode	Modèle simplifié	SAP2000	OpenSees
1	0,8724	0,8413	0,8402
2	0,0847	0,1150	0,1164
3	0,0430	0,0436	0,0435

Tel qu'attendu, la masse participative du premier mode est plus importante pour le modèle simplifié car celui-ci ne considère que les déformations en cisaillement ce qui correspond à la déformée du mode fondamental.

ANNEXE C ESSAIS EXPÉRIMENTAUX ET SIMULATIONS HYBRIDES

Dans le cadre de ce projet de recherche, des essais en laboratoire ont été réalisés sur des colonnes en acier soumises à des chargements combinés axiaux et de flexion à l'aide du *MDHTS* présenté à la section 2.4.1.2. Ces essais s'inscrivent dans le cadre d'un programme expérimental de recherche visant à analyser la stabilité dynamique des colonnes d'acier soumises à des chargements sismiques. Au départ, ces essais devaient servir à la calibration des modèles numériques *OpenSees*. Toutefois, des problèmes liés à la friction dans le système ont compliqué le traitement des résultats ainsi que la réalisation d'essais hybrides. Puisqu'il existe peu de laboratoire munit de ce type d'équipement les ressources techniques disponibles en matière de dépannage étaient très limitées. Pour ce faire, nous avons dû travailler de près avec les fabricants de la compagnie MTS ainsi que les ingénieurs de UC Berkeley afin d'élaborer des solutions permettant de réduire la friction dans le système et de contrôler les impacts liés à la présence de friction dans le système.

Des essais ont été réalisés par Karl Auger (Auger, 2017) sur une colonne W250x101 de 4 m sous des protocoles de chargements monotones et cycliques. Cet ouvrage présente également une description exhaustive du programme expérimental, des spécimens d'acier, du matériau ainsi que des instruments de mesures utilisés. L'essai présenté dans cette annexe constitue la suite du programme expérimental alors que la colonne d'acier est soumise à un protocole de chargement sismique. Ce protocole de chargement a été déterminé à partir des déplacements provenant d'une analyse dynamique réalisée sur un cadre contreventé dans *OpenSees*. On présente, dans les sections suivantes, le protocole de chargement, la comparaison des résultats numériques et expérimentaux, les problèmes rencontrés ainsi que des pistes de solutions pour les essais expérimentaux à venir.

C.1 Essai quasi-statique

L'essai appelé quasi-statique consiste à remplacer les forces d'inertie générées par un séisme sur une structure par des forces statiques équivalentes. Ces forces statiques proviennent des vérins hydrauliques attachés au mur de réaction du laboratoire. Ce type d'essai permet d'obtenir des informations quant à la résistance, la rigidité et la ductilité d'une composante structurale durant un séisme. Ce type d'essai peut être interrompu à tout moment afin d'évaluer l'état du spécimen au cours de l'essai. Toutefois, un désavantage de ce type d'essai est l'incertitude quant à la capacité

du spécimen à dissiper l'énergie du séisme puisque les effets dus à la vitesse de déformation ne peuvent être prises en compte. De plus amples informations sont données dans l'ouvrage de Filiatrault et al. (2013)

C.1.1 Caractéristiques du spécimen étudié

La colonne étudiée est un profilé W250x101 de 4 mètres de hauteur fait d'acier conforme à la norme ASTM A992. Des essais de traction réalisés sur des coupons ont révélés que la limite élastique de l'acier des colonnes testées en laboratoire est de 398,9 MPa. Le Tableau C.1 présente les propriétés géométriques réelles mesurées en laboratoire ainsi que nominales provenant de la banque de données de l'AISC.

Tableau C.1 : Propriétés géométriques et résistances nominales du spécimen étudié

	A (mm²)	I_y (x10⁶ mm⁴)	r_y (mm)	Z_y (x10³ mm³)	P_y[†] (kN)	M_{py}[†] (kNm)
AISC	12 800	55,8	65,8	657	5 106	262,0
Spécimen	13 036	55,8	65,4	663	5 200	264,5

[†] Résistances calculées avec $F_y = 398,9$ MPa

Une analyse de flambement élastique menée sur la colonne continue de trois étages a permis d'établir la valeur du coefficient de longueur effective. Celui-ci s'évalue à 0,65 puisque la colonne est encastree à sa base. Dans ces conditions, la résistance nominale au flambement P_n de la colonne est donnée par :

$$P_n = A F_y \left(1 + \left[\frac{K L}{r_y} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \right]^{2n} \right)^{-1/n} \quad (\text{C.1})$$

En combinant l'équation (C.1) avec les propriétés du Tableau C.1 pour une valeur $K = 0,65$, la résistance nominale au flambement du spécimen est de 4 492 kN.

Le défaut de rectitude initial mesuré sur la colonne testé en laboratoire est présenté sur la Figure C.1.

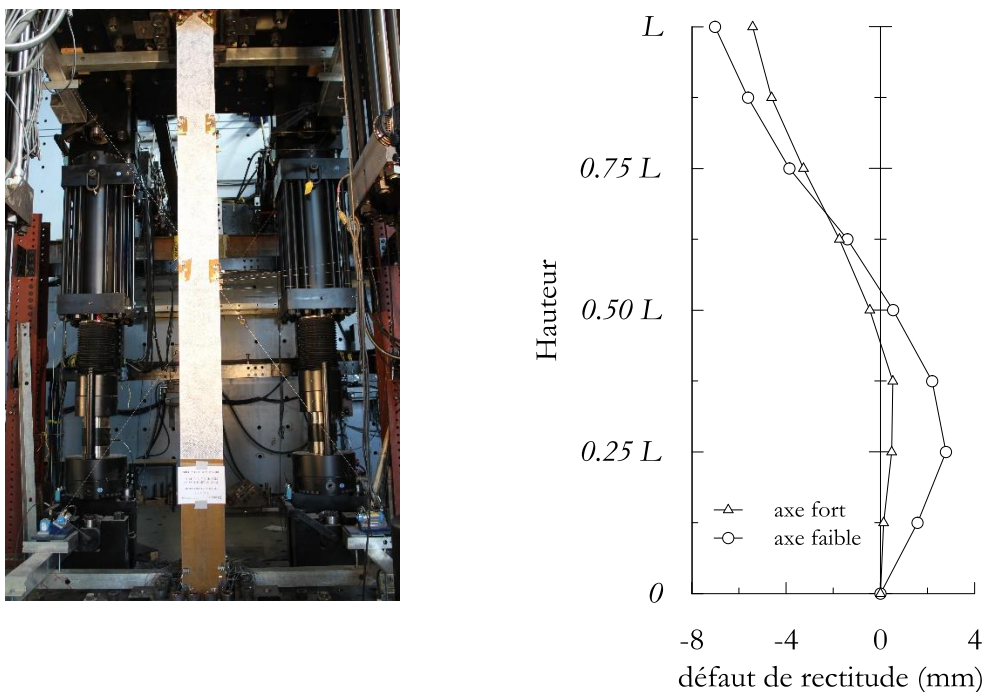


Figure C.1 : Imperfections initiales mesurées sur le spécimen testé en laboratoire

Ces défauts respectent le critère de verticalité établie à l'article 29.3.3 de la norme CSA S16 toutefois ils ne respectent pas le critère d'aplomb de l'article 28.6.4 puisque le décalage entre les appuis latéraux est supérieur à $L/1000$. Cette excentricité au sommet engendre une demande en flexion additionnelle dans la colonne lors de l'application de la charge axiale. Toutefois, dépendamment de la direction des déplacements latéraux appliqués au sommet de la colonne lors de l'analyse, il se peut que la flexion engendrée par cette excentricité s'oppose au moment de flexion provenant des déplacements latéraux du protocole de chargement. Cela pourrait influencer de façon bénéfique la résistance au flambement de la colonne.

C.1.2 Protocole de chargement

Le but de cet essai est de calibrer le modèle numérique *OpenSees* élaboré au chapitre 6. Il est donc nécessaire d'obtenir une caractéristique unique, propre à la colonne étudiée, afin de pouvoir juger de la fiabilité du modèle numérique. La résistance au flambement de la colonne est une caractéristique qui permet la comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques. Une analyse dynamique réalisée sur un modèle de contreventement concentrique en acier dans *OpenSees* a permis d'enregistrer les déplacements au sommet de la colonne du premier étage lors

du séisme. Cet historique de déplacements est ensuite appliqué au spécimen physique en laboratoire afin d'enregistrer la réponse sismique telle que les forces et les déplacements. Toutefois, comme la colonne a subi le flambement dans l'analyse numérique servant à établir le protocole de chargement, d'importants déplacements ont été enregistrés au moment où le flambement est survenu dans le modèle numérique. Ces déplacements peuvent avoir une influence significative sur la réponse du spécimen physique et engendrer le flambement prématuré de la colonne. Afin d'éviter ce problème, la décision a été prise d'empêcher la rotation en plan des colonnes lors de l'analyse numérique de sorte à ne pas forcer le flambement de la colonne. Cela mène à un protocole de chargement en laboratoire qui ne fait intervenir que le déplacement axial ainsi que la translation latérale en plan du sommet de la colonne. La Figure C.2 illustre les conditions de retenues et les degrés de liberté utilisés lors de l'essai en laboratoire.

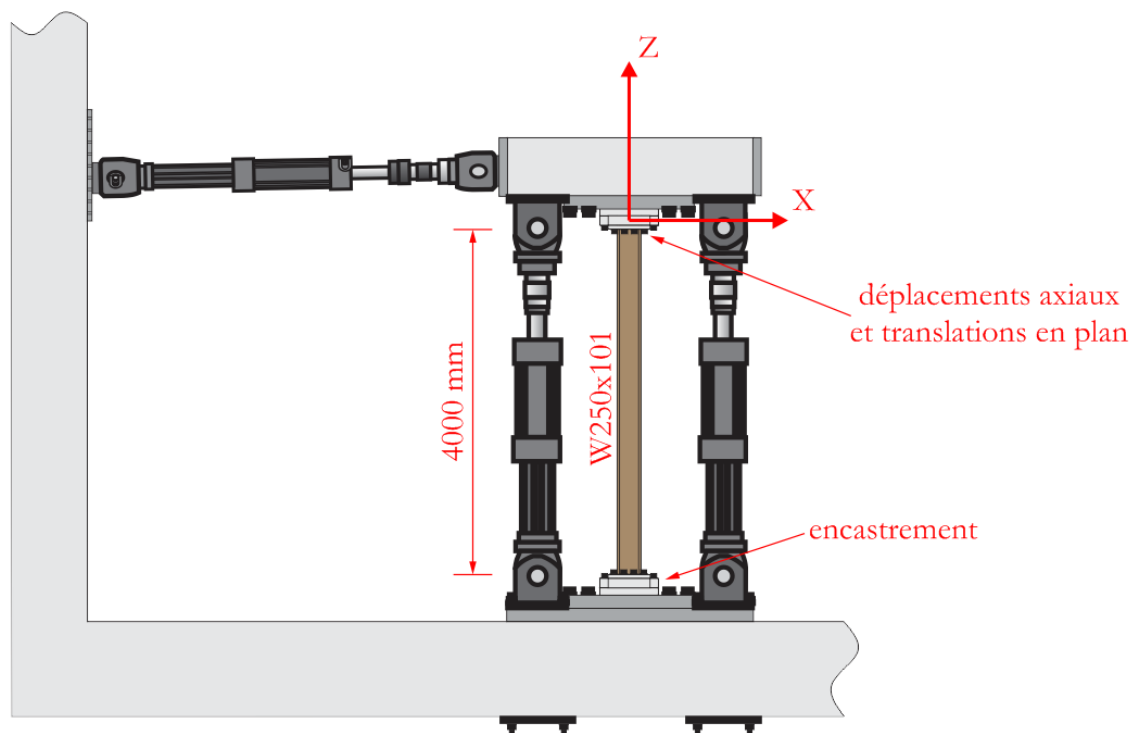


Figure C.2 : Conditions de retenues et degrés de liberté de l'essai en laboratoire

Le protocole de chargement obtenu de l'analyse dynamique est présenté à la Figure C.3 pour chacun des degrés de liberté considéré durant l'essai.

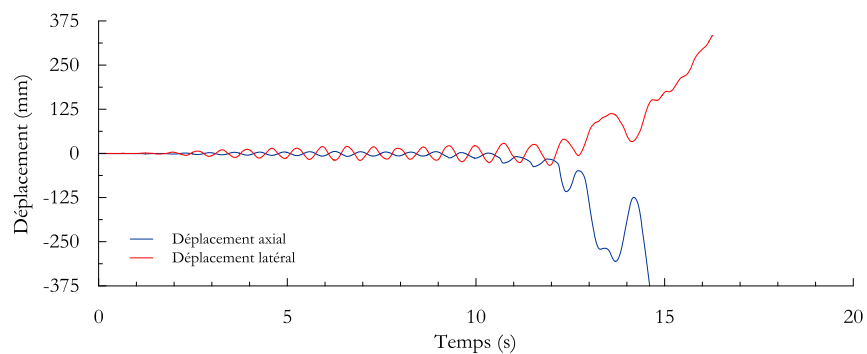


Figure C.3 : Protocole de chargement de l'essai quasi-statique

C.1.3 Comparaison des résultats

La Figure C.4 montre la déformée de la colonne à la fin de l'analyse numérique ainsi qu'à la fin de l'essai en laboratoire. On peut voir la déformée en courbure triple de la colonne telle qu'observée dans les analyses numériques présentées dans ce mémoire.

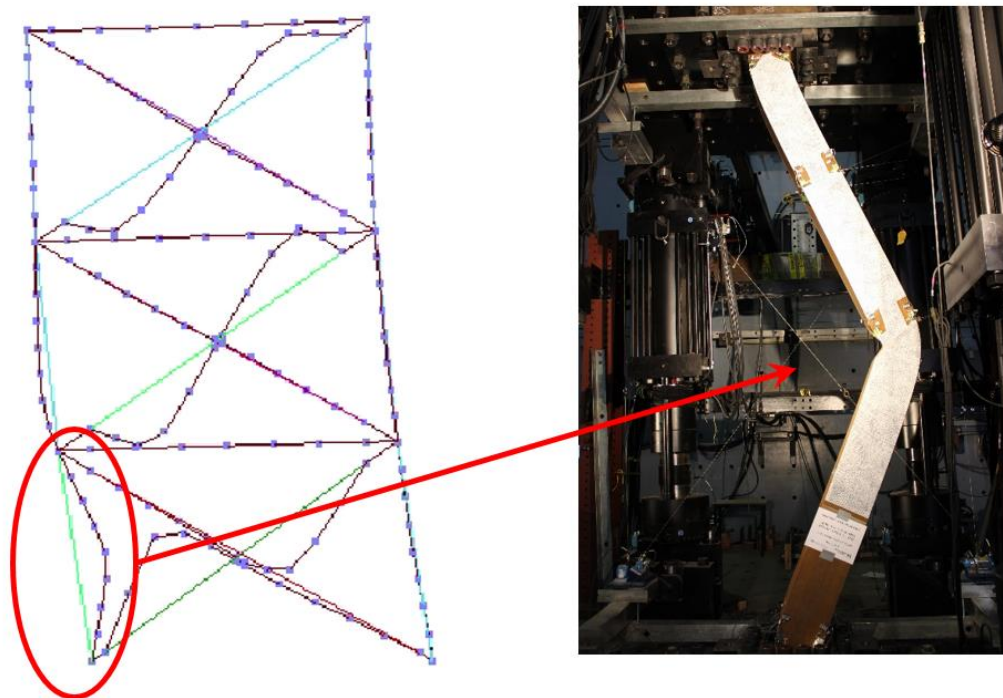


Figure C.4 : Déformée de la colonne à la fin de l'analyse numérique et à la fin de l'essai en laboratoire

On peut voir également sur la Figure C.5 la présence de voilement local à la mi-hauteur de la colonne à la suite de nombreux cycles de chargement. Cet endroit correspond à la position de la première rotule plastique ce qui diminue de façon significative les conditions de retenues des parois du profilé et mène au voilement local.

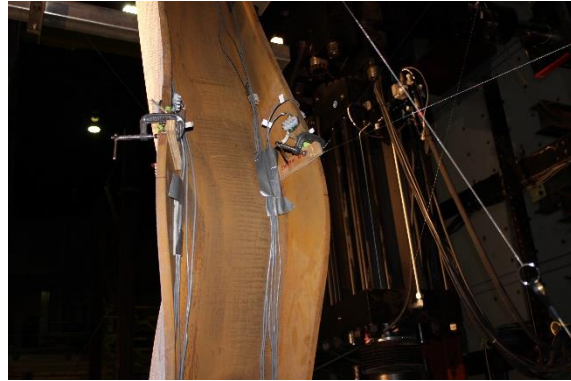
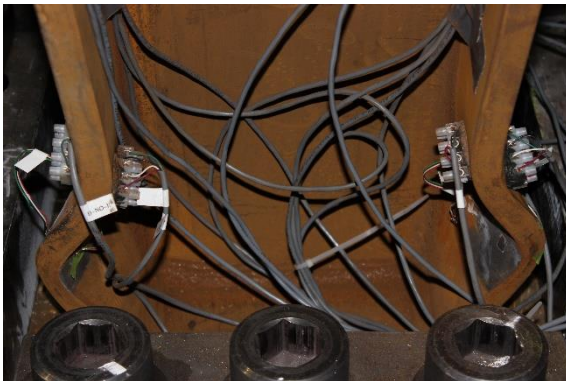
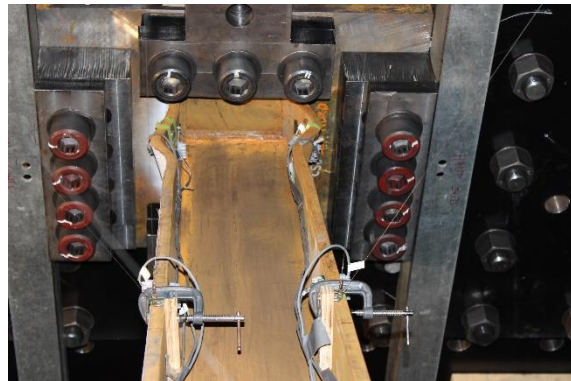


Figure C.5 : Voilement local à la mi-hauteur du spécimen à la fin de l'essai

La Figure C.6 montre le voilement local survenu à la suite de la formation des rotules plastiques situées aux extrémités du spécimen.



(a) bas de la colonne



(b) sommet de la colonne

Figure C.6 : Voilement local aux extrémités du spécimen à la fin de l'essai

D'après la loi de Hooke, pour une limite élastique $F_y = 400$ MPa, la déformation à la plastification ε_y est de 0,002 mm/mm. L'échelle de contour a été ajustée dans la Figure C.7 afin d'identifier les zones du spécimen où la déformation ε excède cette valeur ce qui représente l'état de plastification du spécimen. De cette façon, on peut identifier clairement les zones où se sont formées des rotules

plastiques. En raison des ressources matérielles limitées, il n'a été possible de capter l'état de la plastification dans le bas de la colonne.

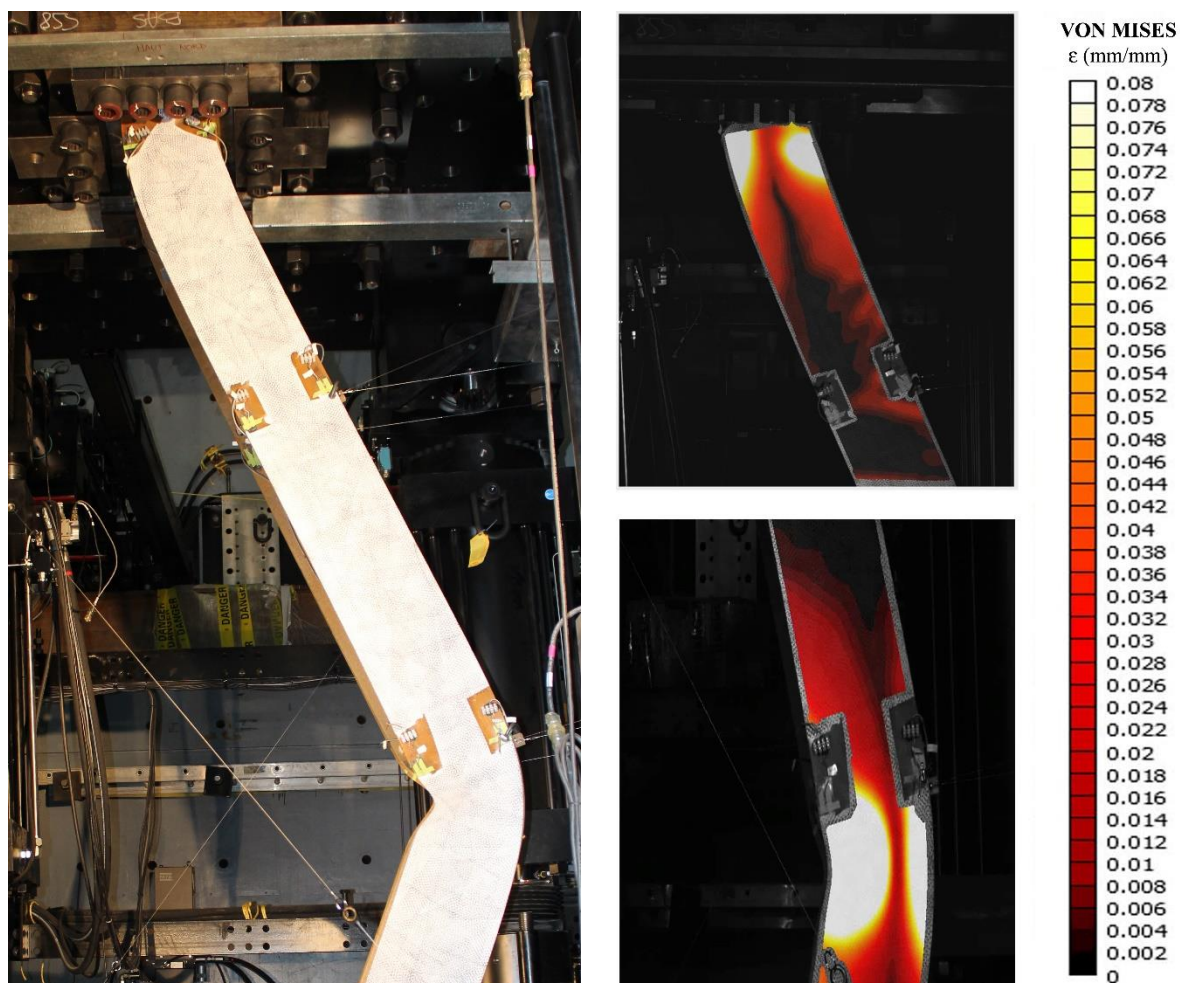


Figure C.7 : État de la plastification du spécimen à la fin de l'essai

Afin de pouvoir bien comprendre les résultats montrés dans cette section, il est nécessaire de rappeler certaines caractéristiques du spécimen testé en laboratoire et présentées dans le Tableau C.2.

Tableau C.2 : Caractéristiques du spécimen testé en laboratoire

h (mm)	P_y (kN)	M_{py} (kNm)	δ_y (mm)
3 998	5 200	264,5	7,973

Les figures suivantes présentent la comparaison des résultats obtenus de l’essai en laboratoire avec ceux obtenus du modèle numérique ayant servi à l’élaboration du protocole de chargement.

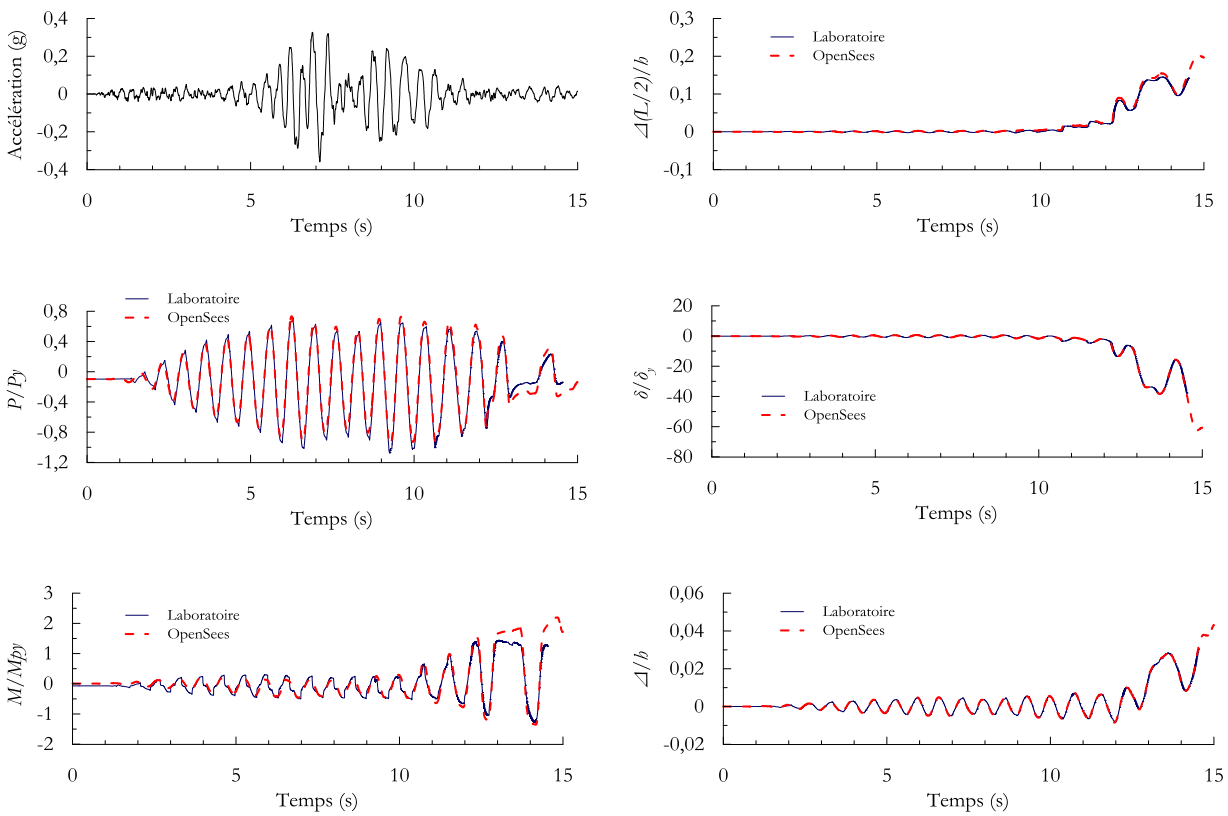
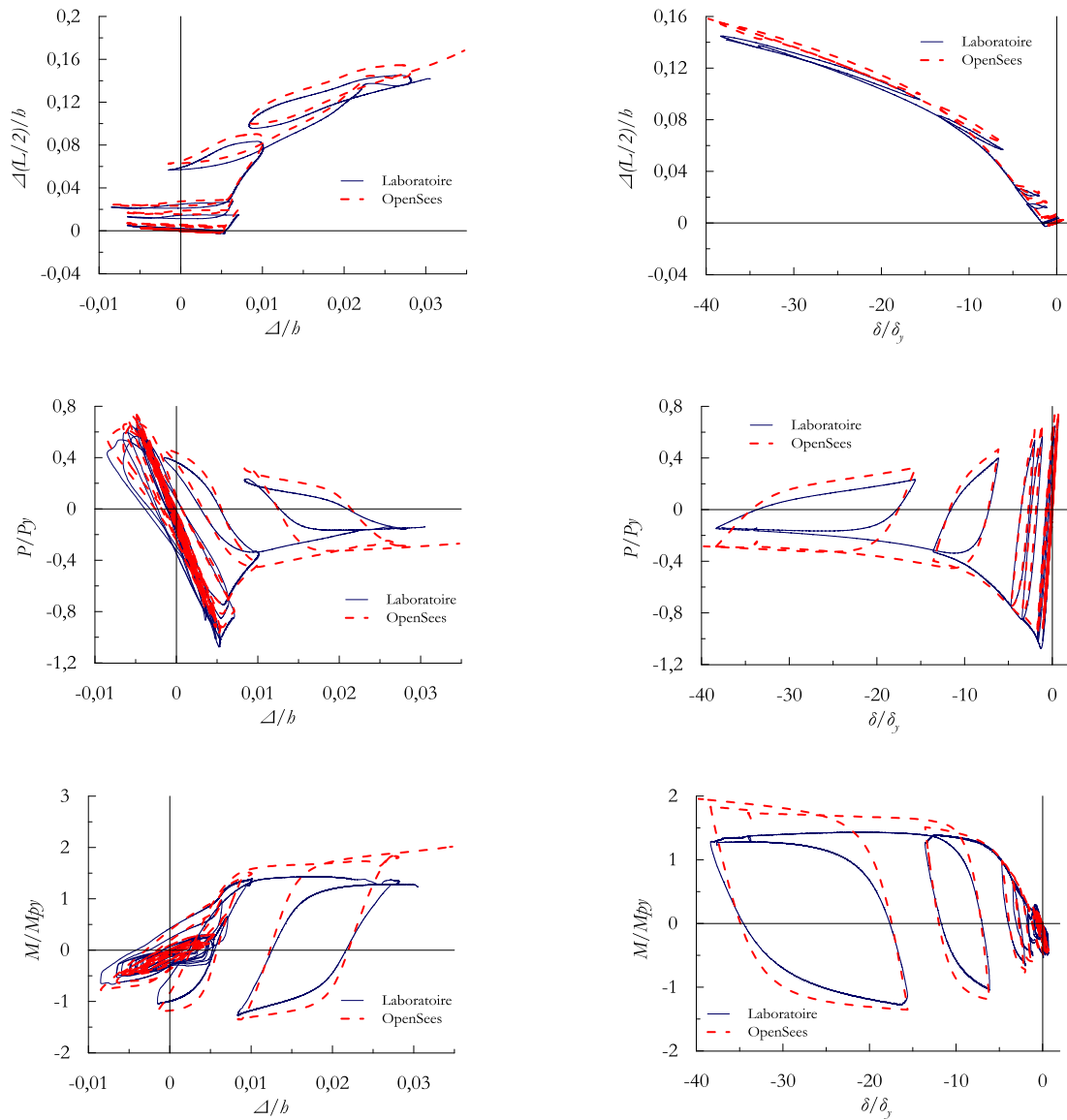


Figure C. 8 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux en fonction du temps



(a) en fonction du déplacement latéral

(b) en fonction du déplacement axial

Figure C. 9 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux

La charge ultime de flambement P_u de la colonne du modèle numérique ainsi que celle du spécimen testé en laboratoire sont présentées dans le Tableau C.3.

Tableau C.3 : Comparaison de la résistance ultime au flambement obtenue de la colonne numérique et du spécimen expérimental

	Charge axiale ultime P_u (kN)	Déplacement axial ultime δ_u (mm)
<i>OpenSees</i>	5 012	10,45
Laboratoire	5 596	10,31
Écart (%)	10,4	1,36

On remarque que la charge axiale maximale ($P_u = 5\,596$ kN) atteinte durant l'essai en laboratoire est plus élevée que la charge de plastification du spécimen ($P_y = 5\,200$ kN). À première vue, une limite élastique F_y plus élevée que celle mesurée dans les essais de traction a été soupçonnée. Toutefois, une partie de l'âme du spécimen qui est demeurée dans le domaine élastique durant l'analyse a été découpé et soumise à des essais de traction additionnels. Ces tests ont révélés que la limite élastique F_y du spécimen était de 400 MPa, ce qui n'est pas suffisant pour justifier l'écart entre la charge ultime P_u observée durant l'essai et la charge de plastification P_y de la colonne. Il semble donc que cette surestimation de la résistance au flambement du spécimen testé en laboratoire provienne de la friction dans le système. En effet, la charge additionnelle mesurée au laboratoire peut provenir des forces de friction générées par le mouvement des rotules situées aux extrémités des vérins hydrauliques illustrés à la Figure C.10.

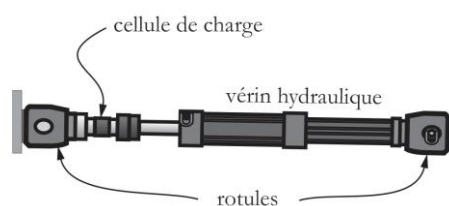


Figure C.10 : Composantes d'un vérin hydraulique

Ces rotules sont formées par un noyau d'acier sphérique enveloppé par des pinces et serré en place selon une procédure de serrage rigoureuse. Lorsque les vérins se déplacent, ils engendrent une rotation dans les rotules. Ces rotations sont résistées par les forces de friction qui se créent à l'interface entre les pinces et le noyau d'acier. Comme les forces sont mesurées par les cellules de charges installées dans chacun des vérins du montage, celles-ci enregistrent les forces nécessaires

afin d'atteindre la commande en déplacement transmise par le contrôleur. Elles enregistrent donc la force requise pour se libérer de la friction des rotules en plus de la force transmise au spécimen. Il est donc essentiel de retirer ces forces de friction dans les résultats afin d'obtenir une représentation réaliste des efforts transmis au spécimen. Le problème de friction est d'autant plus complexe car l'amplitude des forces de friction dépend du nombre de rotules engagées ainsi que du niveau de charge axiale dans chacun des vérins.

C.2 Simulation hybride

L'un des objectifs initial de ce projet était de réaliser une simulation hybride sur une structure d'acier soumise à un tremblement de terre. Toutefois, en raison des problématiques liées à la friction dans le montage, le processus de simulation hybride de ce projet se limite à quelques tentatives à faible amplitude afin de comprendre le comportement du *MDHTS* durant ce type d'essais.

Afin d'identifier tous les problèmes pouvant survenir lors d'une simulation hybride, des essais ont été réalisées sur une structure en acier en augmentant progressivement le nombre de degrés de liberté sollicités en commençant par les translations suivi des rotations. Par ailleurs, les essais ont été réalisés à l'aide de sollicitations sismiques à faible amplitude afin que le spécimen physique demeure dans le domaine élastique et puisse être réutilisé. Cela permet également d'éviter les instabilités numériques causées par les non-linéarités géométriques ainsi que les problèmes possibles liés à la plastification du spécimen dans le domaine inélastique.

C.2.1 Approche générale

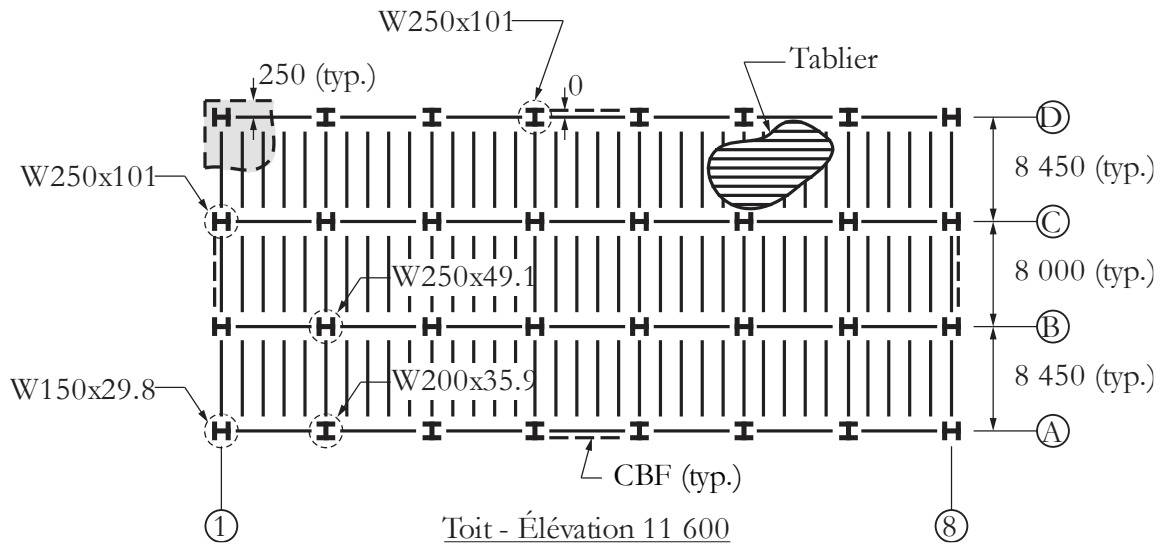
Les simulations hybrides ont été réalisées à l'aide de modèles numériques développés selon la démarche présentée au chapitre 6. Afin d'étudier le comportement de la colonne sous un chargement sismique, l'une des deux colonnes les plus chargées situées au rez-de-chaussée est retirée du modèle numérique et remplacée par un spécimen physique au laboratoire. Afin de s'assurer que le flambement de la colonne survienne dans le spécimen physique et non dans l'autre colonne du rez-de-chaussée modélisée numériquement, cette dernière est volontairement renforcie par l'entremise d'une limite élastique F_y augmentée.

L'approche consiste à soumettre le modèle numérique à une excitation externe tel un tremblement de terre pour ensuite transmettre les déplacements de la structure aux vérins du système de chargement au laboratoire sous forme de commandes. Ces commandes en déplacements activent les vérins qui à leur tour appliquent les déplacements au spécimen physique. Par la suite, les différents instruments de mesure captent les forces nécessaires pour atteindre ces déplacements cibles. Les forces et les déplacements sont ensuite retournés au modèle numérique et la rigidité réelle du spécimen peut être calculée. En combinant la rigidité réelle du spécimen et celle du reste de la structure dans le modèle numérique, le pilote de calcul (*OpenSees*) est en mesure de calculer le prochain déplacement à appliquer au spécimen physique.

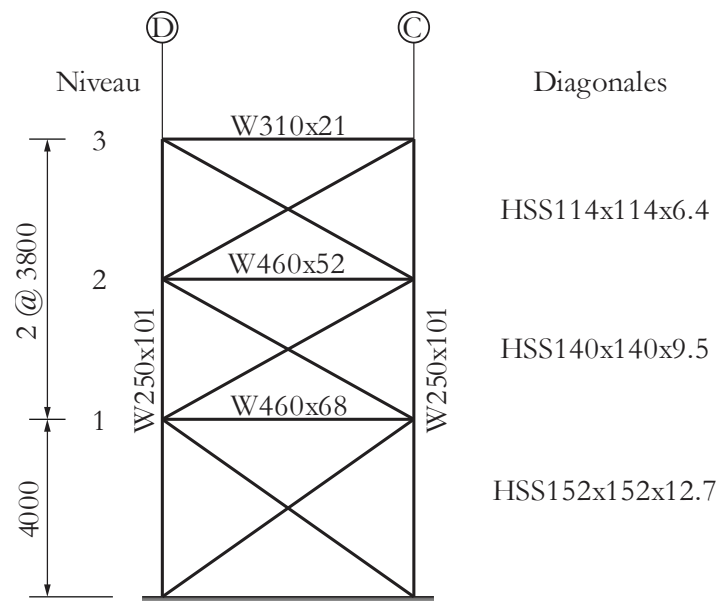
Il est donc primordial que les forces mesurées soient exactes puisque celles-ci ont un impact direct sur la valeur du prochain déplacement à appliquer sur le spécimen. Il faut éviter de propager l'erreur dans le calcul de la commande en déplacement de l'itération suivante. Parmi les sources d'erreurs possibles se trouve notamment les problèmes reliés à l'influence de la friction dans le montage expérimental sur la mesure des forces. Dans le cas présent, le montage est composé de 8 vérins qui sont chacun munis de deux rotules, une à chaque extrémité. Afin d'initier le mouvement des rotules, une force additionnelle est requise pour vaincre la friction qui se développe dans ces rotules. Cette force additionnelle requise par le système est également mesurée par les instruments de mesure qui renvoient la force mesurée au modèle numérique. Il est donc essentiel de trouver une solution afin de retirer cette force additionnelle provenant de la friction dans le système.

C.2.2 Simulation hybride à faible amplitude

Un bâtiment en acier de trois étages situé à Vancouver, C-B sur un sol de catégorie est utilisé pour dimensionner un cadre contreventé concentrique de type « X ». Le bâtiment ainsi que le cadre contreventé sont présentés sur la Figure C.11.



(a) vue en plan d'un étage typique



(b) élévation du SRFS

Figure C.11 : Géométrie du bâtiment étudié

Les résultats obtenus lors de cette simulation hybride à faible amplitude sont présentés à la.

La Figure C.12 présente le comparatif entre les résultats du modèle numérique et ceux obtenus de la simulation hybride. On peut voir qu'en terme de déplacement, la simulation hybride répond adéquatement et de manière stable puisque les déplacements enregistrés à partir des instruments de mesure correspondent aux déplacements anticipés dans le modèle numérique. Par contre, on peut

voir l'effet de la friction sur les forces mesurées par les cellules de charge du système car celles-ci sont nettement supérieures aux forces anticipées dans l'analyse numérique.

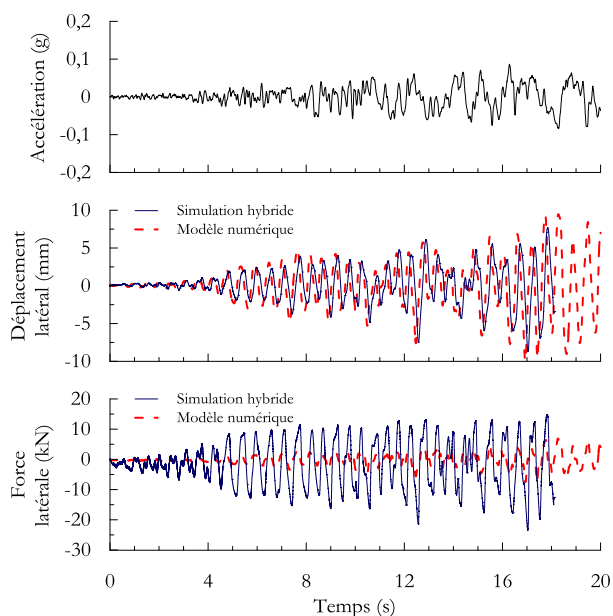


Figure C.12 : Résultats de la simulation hybride pour la force et le déplacement latéral au sommet du spécimen physique

C.2.3 Solutions abordées pour traiter la friction

Il existe différentes alternatives pour contrer le problème de friction en fonction de l'architecture choisie pour réaliser la simulation hybride. D'une part, le logiciel *MTSCsi* développé par la compagnie MTS agit comme une sorte de boîte noire et permet de réaliser des simulations hybrides sans avoir accès aux informations transférées entre le modèle numérique et le système de chargement au laboratoire. Ce logiciel est un moyen rapide et simple de réaliser des simulations hybrides, cependant, il ne permet pas d'appliquer des modifications aux signaux de commandes afin de retirer les forces de friction.

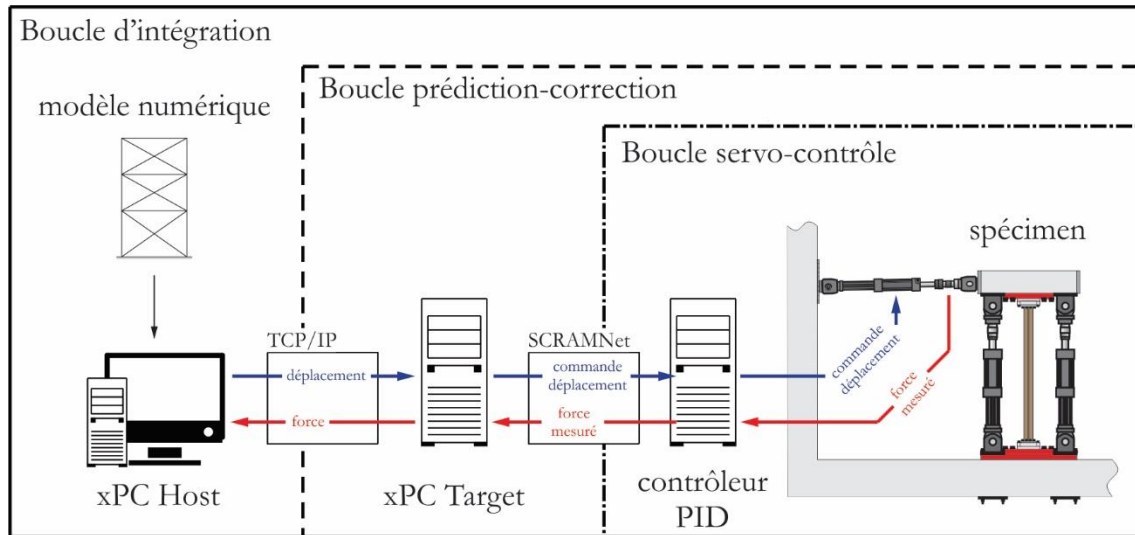


Figure C.13 : Schéma de la boucle de contrôle d'une simulation hybride

La Figure C.13 présente la boucle de contrôle lors d'une simulation hybride. Lors de ce type d'essai, il est important que les forces mesurées par les cellules de charges correspondent à l'état de déformation réel de la structure afin d'éviter que le calcul de la commande en déplacement suivante soit erroné.

Deux alternatives sont possibles afin de retirer la friction de la boucle de contrôle. Dans un premier temps, il faut déterminer le niveau de friction qui se développe dans les rotules du système en fonction du niveau de charge axiale dans les vérins. Par la suite, la première alternative consiste à modéliser le système de chargement directement dans le modèle d'éléments finis de sorte à produire des forces de friction qui seront ensuite retirées des forces mesurées. La deuxième alternative utilise l'environnement *SCRAMNet* qui donne accès à une interface *Matlab Simulink* (MathWorks, 2015) et permet de traiter les signaux de mesure et de commande.

C.2.3.1 Modélisation à l'aide d'*OpenSees*

La première alternative pour retirer la friction dans la boucle de commande de la simulation hybride consiste à retirer la force de friction directement dans le modèle numérique. Pour ce faire, la géométrie du *MDHTS* doit être modélisée dans le modèle numérique afin de représenter l'influence des différents degrés de liberté pouvant engendrer la rotation dans plusieurs plans simultanés des vérins. La Figure C.14 illustre le modèle numérique *OpenSees* utilisé lors de la simulation hybride.

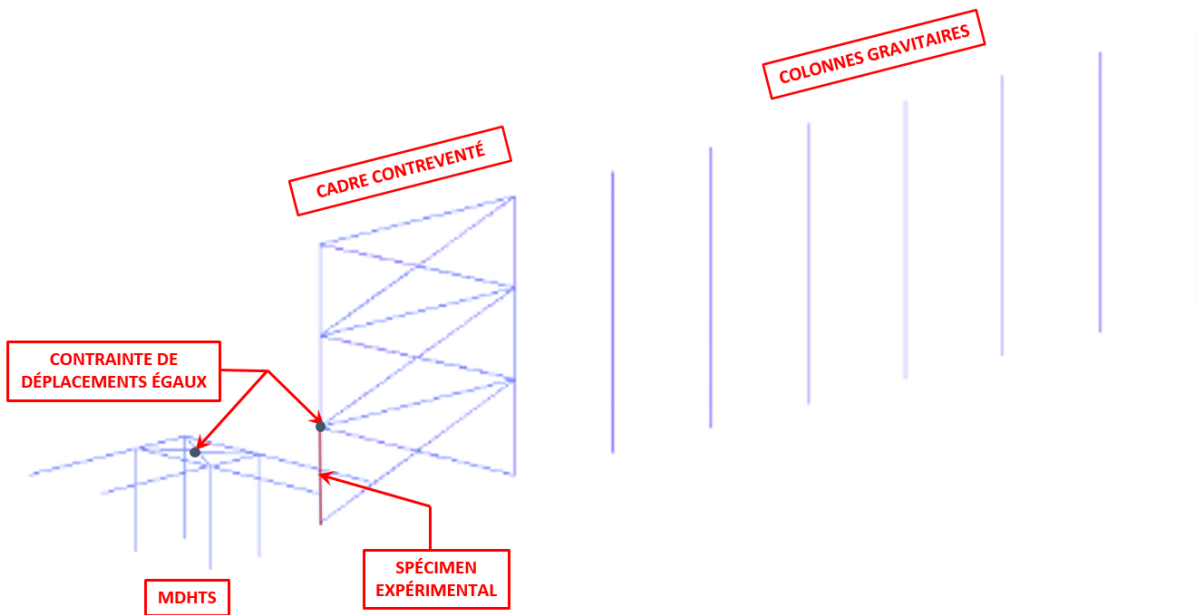


Figure C.14 : Modèle numérique *OpenSees* utilisé pour réaliser les simulations hybrides

La colonne a testée est retirée du modèle numérique pour faire place à un élément expérimental provenant du module *OpenFresco*. Le nœud situé au sommet de cet élément est appelé *nœud de contrôle* et permet d'envoyer les commandes de déplacement et de recevoir les données enregistrées par les instruments de mesure du système. Le nœud de contrôle dans le modèle numérique est relié au centre du plateau du *MDHTS* à l'aide d'une contrainte de déplacement égaux *equalDOF*. La Figure C.15 présente une définition plus détaillée de la modélisation du *MDHTS* dans le modèle numérique.

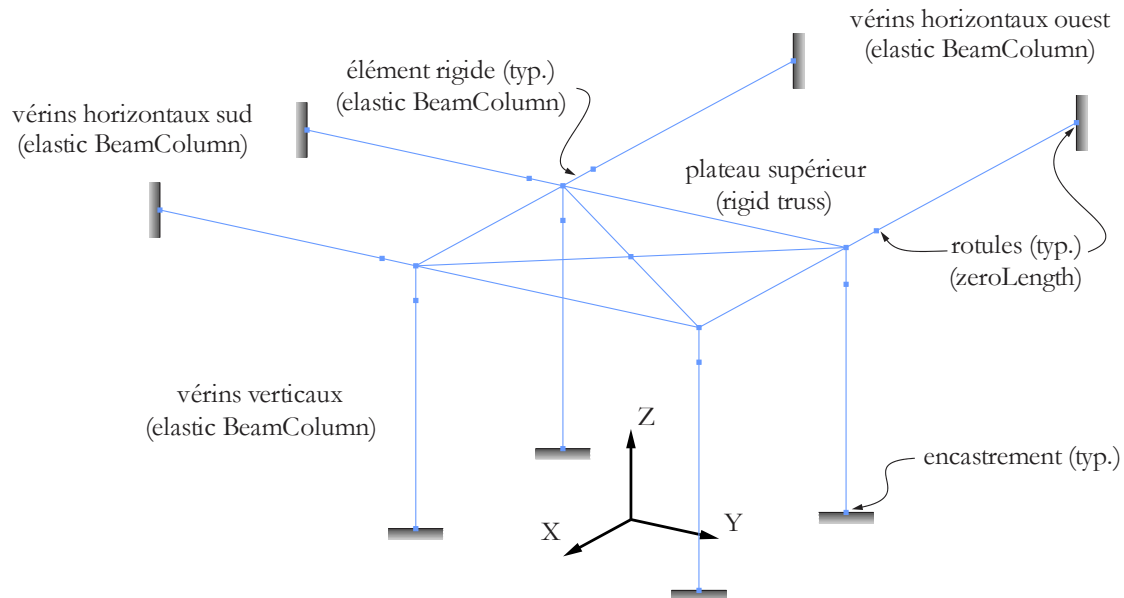


Figure C.15 : Modélisation numérique du MDHTS dans *OpenSees*

Le plateau du MDHTS est formé d'élément treillis ayant une forte rigidité axiale de sorte qu'il ne peut transmettre que des efforts axiaux. Chaque vérin est représenté par un élément élastique et borné par des rotules à chacune de ses extrémités. Un matériau *Steel02* a été assigné à tous les rotules du MDHTS dans le modèle numérique. Ce matériau a été calibré préalablement à la suite d'essais de friction réalisés sur le système en laboratoire à l'aide d'une colonne endommagée. La friction a été caractérisée par incrément de 500 kN pour des niveaux de charge axiale allant de - 2 500 kN à 2 500 kN. La Figure C.16 montre un exemple de calibration obtenu. On remarque que la friction varie de façon significative avec le niveau de charge axiale alors qu'il n'est pas possible de faire varier les propriétés de l'élément *zeroLength* dans *OpenSees* en cours d'analyse. Par ailleurs, ces tests de friction considèrent chacun des degrés de liberté agissant indépendamment un à la fois. L'effet de l'interaction des degrés de liberté n'est donc pas représenté.

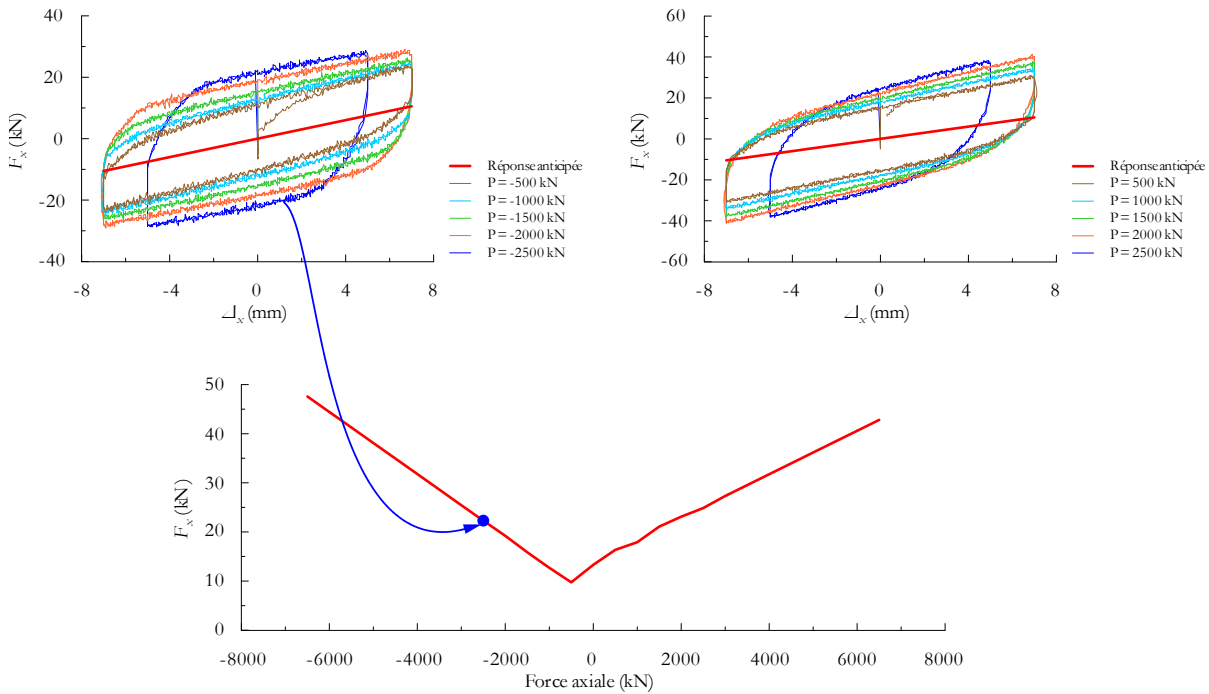


Figure C.16 : Exemple de courbe de calibration pour la friction pour une translation en plan selon l'axe des X du MDHTS

Cette figure représente les essais de friction réalisés sur le montage en laboratoire. À titre d'exemple, lorsque la charge axiale dans la colonne est de -2 500 kN (compression), une force de friction égale à 22 kN se développe afin de procéder à la translation en X du sommet de la colonne. La résistance et la rigidité assignée aux matériaux *Steel02* des rotules du modèle ont été déterminées suite à l'application du principe des travaux virtuels pour transformer les forces de friction dans le système en moment de flexion résistant dans les rotules. Finalement, les forces provenant des instruments de mesure installés sur le montage expérimental sont retournées au nœud de contrôle du modèle numérique. Lorsque celui-ci se déplace, il entraîne le mouvement du MDHTS dans le modèle numérique et les rotules des vérins génèrent des forces de friction. À noter que le matériau *Steel02* utilisé pour les rotules, doit être utilisé conjointement avec un matériau *Parallel* permettant l'utilisant d'un facteur modifiant la rigidité. Le matériau *Parallel* utilisé dans *OpenSees* permet d'assigner un facteur -1 à la rigidité des rotules permettant ainsi à un déplacement de soulager les forces qui se développent dans la même direction. Cette astuce est nécessaire puisqu'il est impossible d'effectuer des opérations algébriques sur les forces en cours d'analyse.

C.2.3.2 Modélisation dans l'interface *Simulink*

La dernière alternative consiste à utiliser l'interface *Matlab Simulink* (MathWorks, 2015) qui se situe dans l'environnement *SCRAMNet* lorsque celui-ci est utilisé. L'interface *Simulink* permet d'effectuer le traitement des signaux avant de transmettre les commandes au contrôleur. Les figures suivantes expliquent brièvement le modèle élaboré.

Dans la Figure C.17 on peut voir la structure du modèle élaboré pour retirer les forces de friction dans les signaux. Les paramètres d'entrées sont les forces et les déplacements mesurés provenant du spécimen physique testé en laboratoire. Aucune modification n'est apportée aux signaux de déplacement toutefois ils sont utilisés afin de générer les forces de friction dans chacun des degrés de liberté. Les forces de friction sont ensuite retirées des signaux de forces mesurées et les forces corrigées sont ensuite retournées dans la boucle de contrôle de la simulation hybride.

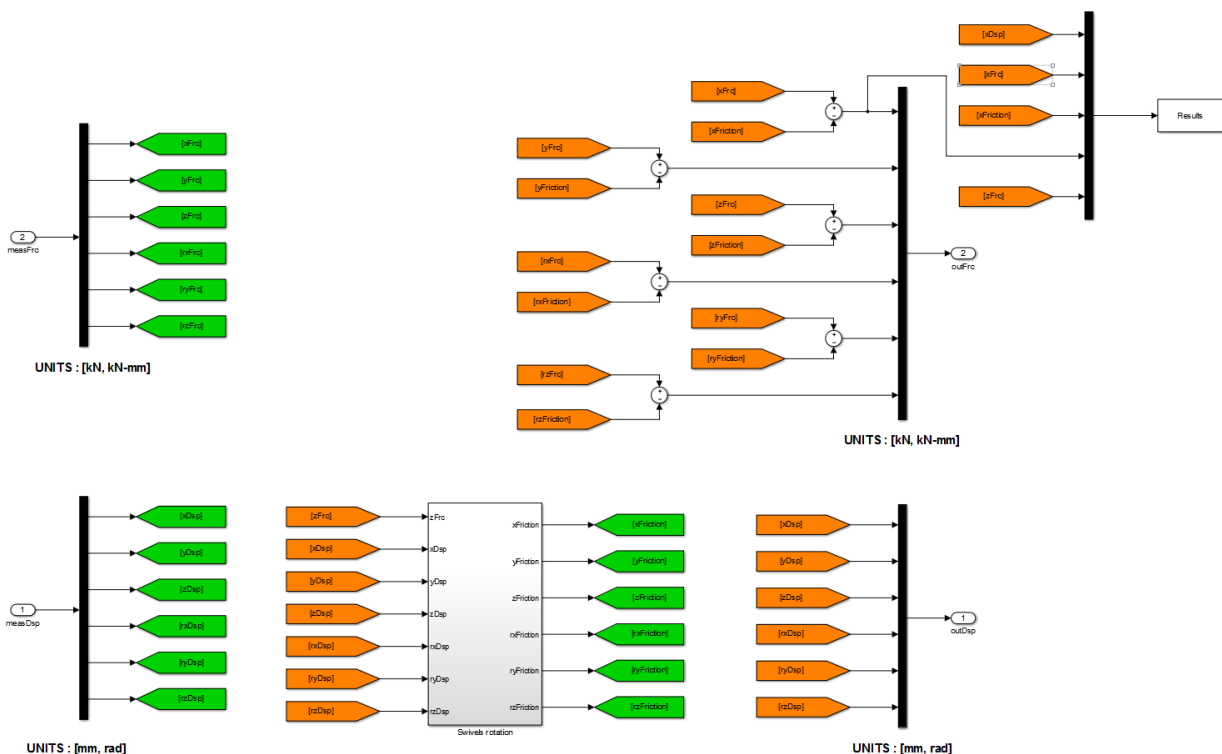


Figure C.17 : Modèle de friction (niveau 1)

La Figure C.18 présente le niveau 2 du modèle *Simulink*. Cette étape sert à calculer les rotations selon les trois degrés de liberté rotationnels pour chacune des 16 rotules du système.

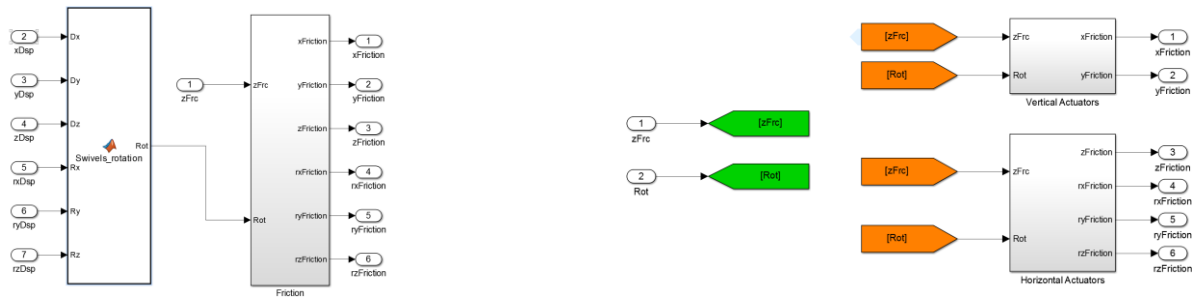


Figure C.18 : Calcul des rotations dans les rotules (niveau 2)

Par la suite, on peut voir à la Figure C.19 le dernier palier du modèle *Simulink* qui consiste à déterminer, à l'aide d'un algorithme représentant le matériau *Steel02*, l'amplitude des forces de friction en fonction des rotations dans les rotules engagées ainsi que du niveau de charge axiale dans le spécimen.

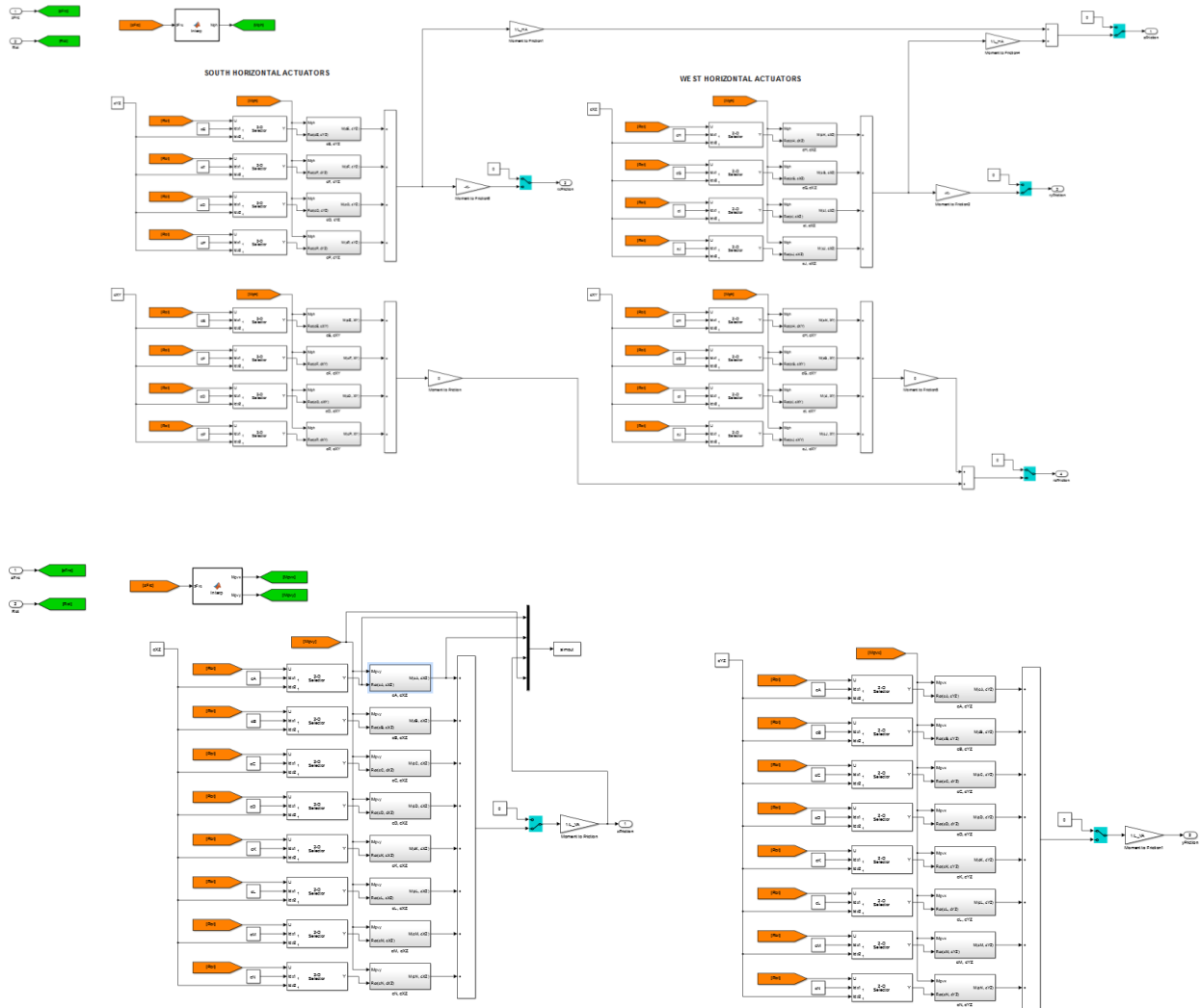


Figure C.19 : Détermination des forces de friction en fonction du niveau de charge axiale (niveau 3)

C.3 Sommaire

L'essai quasi-statique réalisé dans le cadre de ce projet a permis de constater que la colonne a subi un flambement dans un mode de déformation suivant celui d'une courbure triple tel qu'observé dans les analyses numériques de ce mémoire. Par ailleurs, la charge ultime P_u atteinte durant l'analyse a excédée la charge de plastification P_y anticipée du spécimen ouvrant la porte à de possibles problèmes liés à la présence de friction dans le montage du *MDHTS*.

La présence de ces problèmes reliés à la friction s'est une fois de plus manifestée lors de la tentative de réaliser des simulations hybrides. Il a donc été convenu d'adopter une approche graduelle en introduisant peu à peu des degrés de liberté additionnels dans les essais réalisés à faible amplitude sur des colonnes endommagées. Deux alternatives ont été investiguées afin de remédier ou tenter de contrôler les effets néfastes engendrés par la présence de friction dans le système. Une première alternative consiste à modéliser le *MDHTS* directement dans le modèle numérique afin de représenter la géométrie des vérins et des rotules utilisées pour générer les forces de friction. Ces forces de friction sont ensuite retirées du modèle à l'aide du matériau *Parallel* dans *OpenSees* permettant l'utilisation de rigidité négative dans les matériaux. Une deuxième alternative consiste à traiter les signaux dans l'environnement *SCRAMNet* par l'entremise de l'interface *Simulink*. Toutefois cette approche comporte plusieurs lacunes puisqu'elle nécessite de transformer les forces de friction provenant des rotules sous forme de moment de flexion en force de friction décomposée dans chacun des degrés de liberté du système. De plus amples informations concernant les alternatives pour remédier au problème de friction peuvent être retrouvées dans l'ouvrage de Imanpour (2015)

Des recherches sont présentement en cours à l'École Polytechnique de Montréal pour élaborer des solutions afin d'atténuer les effets dus à la friction dans le système et ainsi permettre la réalisation de simulations hybrides sur des colonnes en acier.