

Titre: Réhabilitation sismique de bâtiments de faible hauteur au Canada
Title: au moyen de contreventements berçants gravitaires en acier

Auteur: Paul Mottier
Author:

Date: 2017

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Mottier, P. (2017). Réhabilitation sismique de bâtiments de faible hauteur au Canada au moyen de contreventements berçants gravitaires en acier [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/2468/>

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

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/2468/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Robert Tremblay, & Colin Rogers
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

RÉHABILITATION SISMIQUE DE BÂTIMENTS DE FAIBLE HAUTEUR AU CANADA
AU MOYEN DE CONTREVENTEMENTS BERÇANTS GRAVITAIRES EN ACIER

PAUL MOTTIER

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)
FÉVRIER 2017

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

RÉHABILITATION SISMIQUE DE BÂTIMENTS DE FAIBLE HAUTEUR AU CANADA
AU MOYEN DE CONTREVENTEMENTS BERÇANTS GRAVITAIRES EN ACIER

présenté par : MOTTIER Paul

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

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

M. BOUAANANI Najib, Ph. D., président

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

M. ROGERS Colin, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. WIEBE Lydell, Ph. D., membre

DÉDICACE

À mes sœurs, Louise et Jeanne.

À ma famille.

REMERCIEMENTS

“Twenty years from now you will be more disappointed by the things that you didn't do than by the ones you did do. So throw off the bowlines. Sail away from the safe harbor. Catch the trade winds in your sails. Explore. Dream. Discover.”

Marc Twain

C'est avec cette citation de Marc Twain en tête et les encouragements de ma famille et particulièrement de mes parents que j'ai entamé l'aventure de ce projet de maîtrise. Un grand merci à eux, qui m'ont soutenu, en tout temps. Merci à mes sœurs qui m'ont témoigné leur affection de part et d'autre de l'Atlantique.

Ce projet ne s'est pas réalisé tout seul. De profonds et sincères remerciements doivent être adressés à Robert Tremblay, pour son soutien et son aide continu au long de ces deux ans. Mes remerciements vont également à Colin Rogers, qui m'a également beaucoup aidé. Il est toujours plus facile de travailler dans un projet lorsque l'on se sent soutenu, et ma collaboration avec mes deux directeurs m'a beaucoup appris. Je sais la chance qu'est la mienne d'avoir pu travailler avec ces deux grands spécialistes de la conception parasismique.

Pour leurs conseils éclairés dans la préparation de la phase expérimentale, un grand merci à tous les membres de l'équipe du laboratoire, et en particulier Martin Leclerc, Romain Siguier, Xavier Willem et Patrice Bélanger.

Merci aux entreprises qui ont participé ou contribué à la réalisation de la phase expérimentale : Lainco, Ringfeder, SSAB. Merci particulièrement à Benoit Bergeron.

Merci aux étudiants du groupe de structure, pour les multiples repas partagés et les parties de coinche. Merci à Joanie, Anthony, Flavien et Édouard. Merci à Papi, merci à Sylvain.

Merci à Karine et Thomas pour leur aide précieuse lors des étapes de relecture de l'article.

Merci enfin à mes amis de Montréal et de France, à mes colocataires, à mes amis des scouts : leur amitié m'a permis de garder confiance, et de relever le défi les longues soirées d'études.

RÉSUMÉ

Plusieurs structures en acier au Canada ne sont aujourd’hui plus aux normes en termes de résistance sismique, du fait des évolutions des normes dans les précédentes décennies. Il est nécessaire de remettre ces structures aux normes à jour. Plusieurs solutions sont envisageables mais leur mise en place est souvent longue et onéreuse. L’utilisation de cadres berçants est une technique nouvellement utilisée et qui semble prometteuse à ces fins, car facilement mise en place, et ce à des faibles coûts. L’application de cette technique est décrite dans le présent mémoire. En lieu et place des habituels câbles de posttension utilisés pour garantir le recentrage du cadre berçant, le présent mémoire se consacre à l’analyse des masses gravitaires pour garantir un recentrage du contreventement. Les structures étudiées représentent des bâtiments supposés sismiquement déficients et localisés dans l’est et l’ouest canadiens, sur des sols de classe C et E (représentant respectivement des sols très durs (de roc mou) et des sols mous). Les structures sont évaluées sismiquement selon les critères définis par les codes canadiens (CNBC 2015) et américains (ASCE 41-13). Une fois le processus de réhabilitation sismique décidé et les objectifs de réhabilitation définis, des modélisations numériques bidimensionnelles et tridimensionnelles sont réalisées avec le logiciel SAP2000 pour anticiper le comportement des structures réhabilitées. Les interfaces de contact simulant le joint de berçement sont modélisées par des éléments non linéaires. Les analyses menées sont des analyses temporelles non linéaires utilisant des signaux sismiques représentatifs des localisations mentionnées ci-dessus. Les résultats de ces analyses sont étudiés afin de statuer sur l’efficacité du système de cadres berçants par rapports aux objectifs initiaux de réhabilitation, en termes de demandes d’efforts dans les membrures, de déplacements inter-étages et d’accélérations ressenties. Les résultats montrent que le système est prometteur, permettant entre autres de subir des séismes majeurs sans dommages structuraux significatifs si des renforcements sont apportés aux diagonales du dernier étage. Différents systèmes de dissipation d’énergie (ressorts Ringfeder©, dissipation d’énergie par friction et par plastification de barres d’acier) sont étudiés pour évaluer l’impact de leur utilisation sur les performances globales du système. L’influence des composantes verticales des accélérations des sollicitations sismiques sur le comportement global de la structure est également évaluée.

ABSTRACT

Many steel structures in Canada do not satisfy current seismic code requirements. This is due to the changes that have taken place in the code editions with time. It is required to retrofit these structures so that they reach today's requirements. Many solutions exist to realize such a retrofit, but these are often expensive and time consuming. The use of rocking braced frames is a promising retrofit strategy for that purpose because it is known to be time and cost effective. The use of this technical solution is presented in the thesis. Instead of posttensioning cables, gravity masses are used to ensure the self-centring of the braced frame. The studied structures represent seismically deficient structures located both in western (Vancouver) and eastern Canada (Montreal), on both site class C and E. The structures are seismically evaluated according to the Canadian Building Code (NBCC 2015) and American code (ASCE 41-13). Once the seismic retrofit is decided and the target performance objectives are defined, two-dimensional and three-dimensional numerical simulations are created with the SAP 2000 software. The rocking interface is simulated using nonlinear elements. Nonlinear response history analysis using scaled representative grounds motions of the studied locations and sites are conducted and analysed. Results of these analyses in terms of force demands in members, inter-storey drifts and accelerations are used to conclude on the efficiency of the rocking braced frame system as a retrofit solution. Results show that the proposed solution is a promising one, as it allows the retrofitted structures to withstand a severe earthquake without significant structural damage if braces in the last storey are strengthened. Different energy dissipation devices (Ringfeder springs®, friction device and yielding bars) and their influence on the global systems performance are compared. The influence of the vertical component of the ground motions on the global behaviour on seismic excitations is also studied.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VI
TABLE DES MATIÈRES	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	XI
LISTE DES FIGURES	XIII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XVIII
LISTE DES ANNEXES	XXI
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Contexte général de l'étude.....	1
1.2 Objectifs de l'étude	6
1.3 Méthodologie envisagée.....	6
1.4 Contenu du mémoire	7
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	9
2.1 Critères de conception antismique.....	9
2.1.1 Code National du Bâtiment Canadien – édition 1980.....	9
2.1.2 Code National du Bâtiment Canadien – édition 2015	13
2.2 Conception des structures en acier	17
2.2.1 Norme S16-M78.....	17
2.2.2 Norme S16-14	19
2.3 Critères de réhabilitation des structures	23
2.3.1 CNBC 2010	23

2.3.2	CNBC 2015	25
2.3.3	ASCE 41-13	27
2.4	Cadres berçants	28
2.4.1	Un peu d'histoire	28
2.4.2	Comportement théorique	29
2.4.3	Domaine d'application	32
2.5	Réhabilitation sismique : quelques solutions techniques envisageables	32
CHAPITRE 3 DÉMARCHE DE L'ENSEMBLE DU TRAVAIL DE RECHERCHE ET ORGANISATION GÉNÉRALE DU DOCUMENT INDIQUANT LA COHÉRENCE DES ARTICLES PAR RAPPORT AUX OBJECTIFS DE LA RECHERCHE		34
3.1	Conception	34
3.1.1	Étude des codes	34
3.1.2	Choix des matériaux utilisés dans le projet	36
3.1.3	Conception des bâtiments à l'étude	36
3.1.4	Dimensionnement des bâtiments à l'étude	45
3.1.5	Conception des ancrages aux sols	47
3.2	Modèles numériques	48
3.2.1	Création des deux modèles	48
3.2.2	Détails des modèles	51
3.2.3	Analyses	59
3.2.4	Sélection des séismes	61
3.3	Modèle expérimental	62
3.3.1	Choix effectués et hypothèses de départ	63
3.3.2	Conception du modèle expérimental	64
3.3.3	Analyses préliminaires des composants	67

3.3.4	Programme d'essais.....	68
3.4	Pertinence et originalité de l'article	68
CHAPITRE 4 ARTICLE 1: SEISMIC RETROFIT OF LOW-RISE STEEL BUILDINGS IN CANADA USING ROCKING STEEL BRACED FRAMES		70
4.1	Introduction	71
4.1.1	Seismic design and evaluation of the prototype structures	73
4.1.2	Original (1980) Design.....	74
4.1.3	Seismic evaluation using 2015 NBCC	76
4.1.4	Seismic evaluation of existing buildings according to ASCE 41.....	78
4.2	Using rocking braced frames (RBF) as a retrofit	83
4.3	Seismic response of the proposed RBF retrofit solution.....	87
4.3.1	Numerical Model and Ground Motions	87
4.3.2	Global RBF response	89
4.3.3	Roof drifts, brace forces and column forces	93
4.3.4	Base shear and vertical base reactions	96
4.3.5	Accelerations	97
4.4	Complementary analyses.....	101
4.4.1	Influence of the ED device.....	101
4.4.2	Effects of the vertical ground motion component.....	103
4.5	Conclusions	104
4.6	Acknowledgements	107
4.7	References	107
CHAPITRE 5 ÉTUDE COMPLÉMENTAIRE.....		111
5.1	Influence du moyen de dissipation d'énergie utilisé à la base du cadre berçant.....	111
5.1.1	Résultats de l'étude sur un cas particulier.....	113

5.1.2 Statistiques issues de l'analyse M3C	114
5.2 Influence de la composante verticale des sollicitations sismiques.....	118
5.2.1 Cadre de l'étude des accélérations verticales	118
5.2.2 Résultats de l'étude sur un cas particulier	118
5.2.3 Statistiques issues de l'analyse V3E, crustal.....	122
CHAPITRE 6 DISCUSSION GÉNÉRALE	124
6.1 Comparaison qualitative des systèmes de CBG couplés et découpés.....	124
6.2 Étendue globale de la recherche	125
6.2.1 Justification de la portée de l'étude	125
6.2.2 Justification de la modélisation numérique choisie.....	126
CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	127
BIBLIOGRAPHIE	130
ANNEXES	136

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 Comparaison des options induites par le couplage ou non du CBG aux SRCGT - d'après SCNZ-110 (2015)	3
Tableau 2-1 Valeurs des coefficients α_i	12
Tableau 2-2 Valeurs des coefficients λ et ψ	12
Tableau 2-3 Classification des catégories de sol - CNBC 2015	13
Tableau 2-4 Facteurs de modification de forces pour les structures en acier contreventées	14
Tableau 2-5 Catégorie d'importance des structures et facteur I_E	14
Tableau 3-1 Données géométriques sur les contreventements considérés.....	37
Tableau 3-2 Données de calcul de conception des bâtiments considérés	38
Tableau 3-3 Résultats des calculs du poids sismique et de l'effort V, bâtiment M3C	40
Tableau 3-4 Résultats des calculs des efforts dans les membrures du contreventement, bâtiment M3C.....	41
Tableau 3-5 Résultats de la sélection des profilés des diagonales, bâtiment M3C	42
Tableau 3-6 Calcul des sollicitations sur la colonne, bâtiment M3C	43
Tableau 3-7 Calcul des sollicitations dans les poutres principales ; bâtiment M3C	43
Tableau 3-8 Résultats de la sélection des profilés des poutres, bâtiment M3C	44
Tableau 3-9 - Choix des poutrelles et des tabliers	45
Tableau 3-10 Résumé des configurations d'étude	46
Tableau 3-11 Prise en compte du facteur d'échelle de longueur dans le choix des profilés du modèle	65
Table 4-1 Base shear calculations (1980 & 2015 NBCC) and computed periods.....	76
Table 4-2 Performance objectives - From ASCE 41-13 Table C2-2 [24].....	79
Table 4-3 Target building performance levels – From ASCE 41-13 Table C2-8* [24].....	79
Table 4-4 ASCE 41 evaluation of bracing members.....	78

Table 4-5 ASCE 41 evaluation of the first-storey columns.....	82
Table 4-6 Properties of the rocking frames (values per braced frame).....	83
Table 4-7 Mean value of response parameters.....	93
Table 4-8 Predicted horizontal accelerations for the structure studied (g) - ASCE 41.....	98
Tableau 5-1 Tableau comparatif des différents moyens de dissipations d'énergie utilisés	112
Tableau A-1 Tableau des caractéristiques des séismes utilisés dans les analyses numériques	144
Tableau C-1 Liste des pièces du modèle expérimental.....	157
Tableau D-1 Programme d'essais envisagés.....	196
Tableau D-2 Description du choix du nombre de plaques annexes.....	197

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 Kilmore Street Medical Centre, Melbourne, Nouvelle Zélande.....	3
Figure 1-2 Figure conceptuelle d'un cadre berçant couplé au système de résistance aux charges de gravité tributaires.....	5
Figure 2-1 Processus de détermination de besoin de réhabilitation sismique.....	24
Figure 2-2 Logigramme de la procédure d'évaluation sismique, tiré du Commentaire L (CNRC, 2015).....	26
Figure 2-3 Schéma de principe d'un cadre berçant	29
Figure 2-4 Courbe théorique force-déplacement d'un cadre berçant avec posttension -adapté de (Eatherton & Hajjar, 2008).....	30
Figure 2-5 Schéma de principe d'un cadre berçant sans posttension	31
Figure 2-6 Courbe théorique force-déplacement d'un cadre berçant sans posttension - adapté de (Eatherton & Hajjar, 2008).....	31
Figure 3-1 Illustration de l'évolution des normes en termes de calcul des forces sismiques latérales minimales (Tremblay, 2015)	35
Figure 3-2 Vue en élévation du bâtiment étudié dans la configuration Montréal sol C ; (Tremblay, Mottier, & Rogers, 2016)	39
Figure 3-3 Vue en élévation du bâtiment étudié dans la configuration Montréal sol E, (Tremblay, Mottier, & Rogers, 2016)	47
Figure 3-4 Représentation du modèle P (aperçu SAP2000)	49
Figure 3-5 Représentation du modèle M (aperçu SAP2000)	50
Figure 3-6 Les points encerclés sont affectés d'un diaphragme, de sorte que les déplacements horizontaux de ces points sont les mêmes.....	52
Figure 3-7 Représentation schématique de l'élément GAP	53
Figure 3-8 Détails des paramètres d'entrée de l'élément gap utilisé.....	54

Figure 3-9 (a) Description des paramètres de l'élément de dissipation d'énergie par friction ; (b) courbe force-déplacement de ce même élément	55
Figure 3-10 Schéma de principe des ressorts Ringfeder ©	55
Figure 3-11 (a) Description des paramètres de l'élément utilisé ; (b) comportement force-déplacement de ce même élément	56
Figure 3-12 (a)Schéma de principe des barres d'ancrages plastifiantes – tiré de (Richard, 2009); (b) comportement force déplacement de l'ensemble	57
Figure 3-13 Propriétés du matériau utilisé - amortissement	58
Figure 3-14 Propriétés du cas de charge analysé - amortissement.....	59
Figure 3-15 Descriptions des paramètres d'une analyse time history type	60
Figure 3-16 Processus d'application de la gravité	61
Figure 3-17 Comparaison entre le modèle numérique d'étude et le modèle numérique expérimental : (a) déplacements aux étages ; (b) efforts dans les diagonales.....	67
Figure 4-1. Studied Buildings: Plan view, braced frame elevations and design gravity loads.	74
Figure 4-2 2015 NBCC design spectra	77
Figure 4-3 (a) Schematic description of the RBF studied; (b) force equilibrium of the RBF upon rocking;and (c) Force vs displacement hysteretic behaviour of the RBF	84
Figure 4-4 RBF numerical model of the 3-storey building: (a) 3D model with adjacent gravity frame and P-Δ column; (b) Fundamental vibration mode of the floors.	88
Figure 4-5 Response of the M3C RBF to an M7.0 event: a) Time histories of ground motion and key response parameters; b) Hysteretic response of vertical reactions column bases; and c) Base shear hysteretic response.	90
Figure 4-6 Close-up of the column and brace force responses at the first-storey of the M3C RBF subjected to an M7.0 event.....	91
Figure 4-7 Response of the V3C RBF to an intraslab subduction event: a) Time histories of ground motion and key response parameters; b) Hysteretic response of vertical reactions column bases; and c) Base shear hysteretic response.	92

Figure 4-8 Peak roof drifts in the 2-storey (a) and 3-storey (c) buildings; peak brace and column axial compression loads in the 2-storey (b) and 3-storey (d) buildings.	95
Figure 4-9 Base shear and vertical base reaction demands for: a) 2-storey; b) 3-storey buildings.	97
Figure 4-10 Floor and roof acceleration demands: Horizontal accelerations in the 2-storey (a) and 3-storey (c) buildings; Vertical accelerations in the 2-storey (b) and 3-storey (d) buildings.	99
Figure 4-11 Vertical acceleration, moment and shear demands on the first-storey beam (a) and joists (b) of the V3E building subjected to horizontal and horizontal plus vertical ground motion components from a crustal event.	100
Figure 4-12 Hysteretic responses of the ED systems studied	102
Figure 4-13 Comparison of the column and brace responses obtained with three ED devices for the M3C building under a M7.0 event a) Column uplift and brace axial load time histories; b) Hysteretic response of the vertical reaction at the column base	102
Figure 4-14 Influence of the ED elements on the response of the M3C building under an M7.0 event: a) Brace and column axial loads; b) Drifts and vertical accelerations (values are given with respect to Friction ED)	103
Figure 4-15 Influence of the vertical acceleration component of the ground motion on vertical accelerations and members forces for buildings V3E under crustal events	104
Figure 4-16 Average response spectra of the horizontal and vertical ground motion components.	104
Figure 5-1 Illustration d'un ressort Ringfeder (C) - www.ringfeder.com	111
Figure 5-2 Comparaison des courbes force-déformation des différents dispositifs de dissipation d'énergie	112
Figure 5-3 Influence du moyen de dissipation d'énergie ; Soulèvement à la base des colonnes ; Effort dans les diagonales	113
Figure 5-4 Influence du moyen de dissipation d'énergie ; Accélérations verticales et horizontales au toit.....	114

Figure 5-5 Statistiques issues de la comparaison des moyens de dissipation d'énergie ; comparaison des demandes d'efforts dans les membrures	115
Figure 5-6 Statistiques en termes d'accélérations verticales induites dans la structure, configuration M3C.....	116
Figure 5-7 Courbes d'hystérésis des différents dispositifs de dissipation d'énergie.....	117
Figure 5-8 Composantes horizontale et verticale du séisme VE-28	119
Figure 5-9 Comparaison des réponses globales entre l'étude avec et sans la composante verticale du séisme VE-28	120
Figure 5-10 Spectre de Fourier des composantes verticales des séismes VAN-E-crustal.....	121
Figure 5-11 Influence des accélérations verticales dans les poutres (a) et dans les poutrelles (b)	122
Figure 5-12 Statistiques sur l'influence de la composante d'accélération verticale ; (a) Accélérations verticales au toit ; (b) Efforts dans les membrures.....	123
Figure A-1 Spectre des séismes Montréal - sol C.....	136
Figure A-2 Spectre des séismes Montréal - sol E.....	137
Figure A-3 Spectre des séismes Vancouver - sol C – <i>shallow crustal</i>	138
Figure A-4 Spectre des séismes Vancouver - sol C – <i>intralab subduction</i>	139
Figure A-5 Spectre des séismes Vancouver - sol C – <i>interface subduction</i>	140
Figure A-6 Spectre des séismes Vancouver - sol E – <i>shallow crustal</i>	141
Figure A-7 Spectre des séismes Vancouver - sol E – <i>intralab subduction</i>	142
Figure A-8 Spectre des séismes Vancouver - sol E – <i>interface subduction</i>	143
Figure B-1 Résultats de l'analyse - configuration M3C.....	152
Figure B-2 Résultats de l'analyse - configuration M3E.....	153
Figure B-3 Résultats de l'analyse - configuration V3C.....	154
Figure B-4 Résultats de l'analyse - configuration V3E.....	155

Figure C-1 Représentation globale du montage expérimental.....	156
--	-----

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Sigles

2D	Bidimensionnel
3D	Tridimensionnel
AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
ASCE	<i>American Society of Civil Engineering</i>
CBG	Cadre Berçant Gravitaire
CBNG	Cadre Berçant Non Gravitaire
CNBC/NBCC	Code National Du Bâtiment Canadien
CNRC/NRCC	Conseil National de Recherche Canada
ED	<i>Energy Dissipation</i>
HHT- α	Hilber-Hugues-Taylor
PT	Posttension
RBFS	<i>Rocking Braced Frame System</i>
SCGC/CSCE	Société Canadienne de Génie Civil
SRFS	Système de Résistance aux Forces Sismiques
SRCGT	Système de résistance aux charges de gravité tributaires

Symboles

A	Coefficient d'accélération du sol (CNBC 1980)
B_s	Largeur de baie non-contreventée
C_f	Compression pondérée à laquelle l'élément considéré est soumis
C_r	Résistance en compression
D	Charges mortes

D_s	Largeur de baie contreventée
E	Charges sismiques (CNBC 2015)
F	Coefficient de prise en compte du sol dans la réponse sismique (CNBC 1980)
F_u	Résistance à l'ultime de l'acier considéré (MPa)
F_y	Limite élastique de l'acier considéré (MPa)
F_x	Force sismique latérale à l'étage x
I	Coefficient d'importance de la structure (CNBC 1980)
K	Coefficient d'efficacité du SFRS (CNBC 1980)
L	Charges vives et de neige (CNBC 1980)
	Charges vives (CNBC 2015)
L_m	Longueur du modèle réduit
L_p	Longueur du prototype
M_f	Moment de flexion pondéré auquel l'élément considéré est soumis
M_r	Moment résistant de la membrure considérée
Q	Charges naturelles (CNBC 1980)
R_o	Coefficient de réduction d'effort de sur-résistance (CNBC 2015)
R_d	Coefficient de réduction d'effort de ductilité (CNBC 2015)
S	Coefficient de réponse sismique de la structure (CNBC 1980)
$S(T_a)$	Valeur d'accélération spectrale à la période de vibration naturelle de la structure (CNBC 2015)
T_a	Période de vibration naturelle de la structure (CNBC 2015)
T_f	Traction pondérée à laquelle l'élément considéré est soumis
T_r	Résistance en traction
V	Cisaillement à la base
V_f	Cisaillement pondéré auquel l'élément considéré est soumis

V_r	Résistance en cisaillement
W_i	Poids sismique de la structure à l'étage i
a_0	Coefficient d'amortissement lié à la masse
a_1	Coefficient d'amortissement lié à la rigidité
h	Hauteur totale de la structure
h_x	Hauteur de l'étage x
k	Rigidité
t_m	Temps dans le modèle réduit
t_p	Temps dans le prototype
w_i	Charge linéaire utilisée
Δ_i	Déplacements horizontaux à l'étage i
σ_m	Contraintes dans le modèle réduit
σ_p	Contraintes dans le prototype
ζ	Coefficient d'amortissement de la structure
ω	Coefficient de détermination des effets de flexion sur les poutres et colonnes
ω	Pulsation propre

LISTE DES ANNEXES

Annexe A - Caractéristiques des séismes utilisés	136
Annexe B – Complément des figures de l'article du chapitre 4.....	151
Annexe C – Plan d'atelier du specimen expérimental	156
Annexe D – Programme d'essais envisagés.....	196

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte général de l'étude

La protection sismique des bâtiments est une démarche qui a débuté au Canada et dans le monde au cours du XXème siècle. Au début prise en compte par un simple coefficient dépendant du poids mort de la structure à protéger et de la capacité portante du sol, les différentes éditions du code national du bâtiment canadien (CNBC) se sont complexifiées de plus en plus au cours de la seconde moitié du XX^{ème} siècle. Le progrès des connaissances sur les mécanismes généraux de la sismicité et sur le comportement des structures soumises à des sollicitations sismiques ont permis de proposer une approche plus complète et des solutions techniques mieux adaptées pour permettre aux structures frappées par des séismes de rester intègres lors de ces évènements, de telle sorte que leurs occupants puissent en sortir sains et saufs.

Avec l'avènement des techniques informatiques et le développement des méthodes d'analyse par éléments finis, la compréhension du phénomène sismique s'est raffinée, et les normes ont évolué.

Ces normes sont révisées tous les cinq ans, alors que la durée de vie moyenne d'un bâtiment prévue est de plus de 50 ans. Aujourd'hui, de nombreux bâtiments ne correspondent donc plus aux critères des normes du code national du bâtiment, entres autres à propos des règles de conception et à propos de la sismicité (Mitchell, et al., 2010).

Il devient nécessaire de réhabiliter ces structures pour les remettre aux normes sismiques en vigueur : les dégâts matériels causés par les séismes sont parfois tels que la reconstruction post-désastre n'est pas envisageable, comme dans le cas du séisme de Christchurch, en 2011, en Nouvelle-Zélande (Fréour, 2011). Peu après ce séisme, une commission d'experts a déclaré que plus de 50% des bâtiments du centre d'affaires étaient inaptes à l'utilisation et plus de mille bâtiments ont été détruits (Gates, 2015). Le coût total du séisme est évalué aujourd'hui à 34 milliards de dollars (Business Desk, 2013).

Bien souvent, cette réhabilitation est synonyme de renforcement des membrures de la structure (ASCE, 2013). La difficulté d'accès aux zones à renforcer (fondation, travaux en sous-œuvre) ainsi que le remplacement d'éléments structuraux (qui nécessitent alors des supports temporaires) et la

gestion de la toxicité des travaux à effectuer (soudage sur chantier) rendent alors ces opérations de réhabilitation coûteuses et difficiles à mettre en œuvre.

Il est également possible d'envisager de réduire les efforts sismiques auxquels les membrures sont soumises.

L'une de ces approches, combinant à la fois la réduction des efforts dans les membrures et la simplicité de mise en place, est l'utilisation de cadres berçants (CB). Dans le cas des structures en acier, ce système peut être obtenu simplement en détachant les boulons à la base des colonnes, ce qui leur permet alors de se soulever du sol : le contreventement berce alors sur ses appuis sous l'effet d'un séisme important, limitant alors les efforts induits dans la structure.

Il est cependant nécessaire d'assurer un repositionnement de la structure après la sollicitation sismique, ce qui peut être obtenu par la mise en place de câbles de posttension, fixés entre la structure berçante et ses fondations. Des systèmes de dissipation d'énergie peuvent également être ajoutés au besoin pour contrôler (et réduire) l'amplitude du berçement et par conséquent les déplacements de la structure.

Si cette solution technique innovante commence à être mise en place dans certaines nouvelles constructions (Figure 1-1) (Hogg, 2015) (Latham, Reay, & Pampanin, 2013), elle semble montrer des résultats plus probants dans le cas de structures de faible hauteur : en effet, plus la structure est élevée, plus les déplacements horizontaux aux étages (et en particulier au toit) sont élevés ; les modes supérieurs de la structure induisent également des efforts plus grands (Wiebe & Tremblay, 2013).



Figure 1-1 Kilmore Street Medical Centre, Melbourne, Nouvelle Zélande¹

De plus, deux options sont envisageables : le cadre berçant peut être utilisé comme système de résistance aux charges de gravité tributaires (SRCGT), on parlera alors de cadre berçant gravitaire (CBG). La seconde option consiste en un cadre berçant découplé du SRCGT. Dans ce second cas, il convient d'ajouter en complément du cadre berçant un système structural découplé (colonnes adjacentes) qui remplira la tâche de SRCGT. On parlera alors de cadre berçant non gravitaire (CBNG).

Le Tableau 1-1 présente les points clés illustrant la différence entre les deux options présentées ci-dessus.

Tableau 1-1 Comparaison des options induites par le couplage ou non du CBG aux SRCGT - d'après SCNZ-110 (2015)

CB couplé au SRCGT : CBG	CB non-couplé au SRCGT : CBNG
<ul style="list-style-type: none"> Les charges de gravités contribuent à résister au moment de renversement et à l'effet des charges sismiques Des assemblages usuels peuvent être utilisés dans les connexions planchers-CBG. 	<ul style="list-style-type: none"> Les charges de gravités doivent être reprise par un SRCGT annexe Des assemblages spécialisés sont requis pour transmettre les forces sismiques sans permettre le soulèvement des planchers en même temps que le CBNG

¹ Image tirée du site Internet : <http://www.buildmagazine.org.nz/articles/show/seismic-technology-showcase/>

Tableau 1-1 Comparaison des options induites par le couplage ou non du CBG aux SRCGT - d'après SCNZ-110 (2015) - Suite

<ul style="list-style-type: none"> • Un endommagement des planchers est anticipé du fait du soulèvement du CBG. • Le système de plancher peut limiter le soulèvement 	<ul style="list-style-type: none"> • Aucun endommagement des planchers n'est anticipé du fait du soulèvement du CBNG. • Les assemblages planchers-CBNG sont conçus pour ne pas restreindre le soulèvement du CBNG
<ul style="list-style-type: none"> • Les efforts de compression dans les colonnes peuvent être augmentés lors des impacts du CBG sur ses fondations 	<ul style="list-style-type: none"> • Les efforts dans les colonnes ne sont pas influencés par les impacts du CBNG sur sa fondation mais par les déformations globales de la structure
<ul style="list-style-type: none"> • Des pics d'accélérations horizontales des planchers peuvent survenir après les impacts du CBG sur ses fondations 	<ul style="list-style-type: none"> • Aucun pic d'accélération horizontale des planchers n'est attendu après les impacts du CBG sur sa fondation

Appliquées aux bâtisses de faible hauteur (constituées de deux ou trois étages), il est envisageable de considérer une solution de réhabilitation par utilisation de cadres berçants sans l'utilisation de câbles de posttension, le recentrement de la structure étant alors garanti par le poids des planchers et de la toiture. Dans ce cas, le cadre berçant supporte ses charges de gravité tributaires. Au besoin, des dispositifs de dissipation d'énergie (ED) peuvent être inclus. Une entretoise servant à transmettre les efforts latéraux entre les colonnes est rajoutée à la base du dispositif, ainsi que des bloqueurs latéraux pour empêcher la structure de se mouvoir latéralement. L'ensemble de cette structure sera défini dans la suite de ce mémoire par l'expression cadre berçant gravitaire (CBG), et est illustrée en Figure 1-2. Il faut noter sur la figure que les poutrelles des étages sont soulevées par la colonne du cadre berçant lors des phases de bercement, ce qui traduit bien le couplage du CB avec le SRCGT.

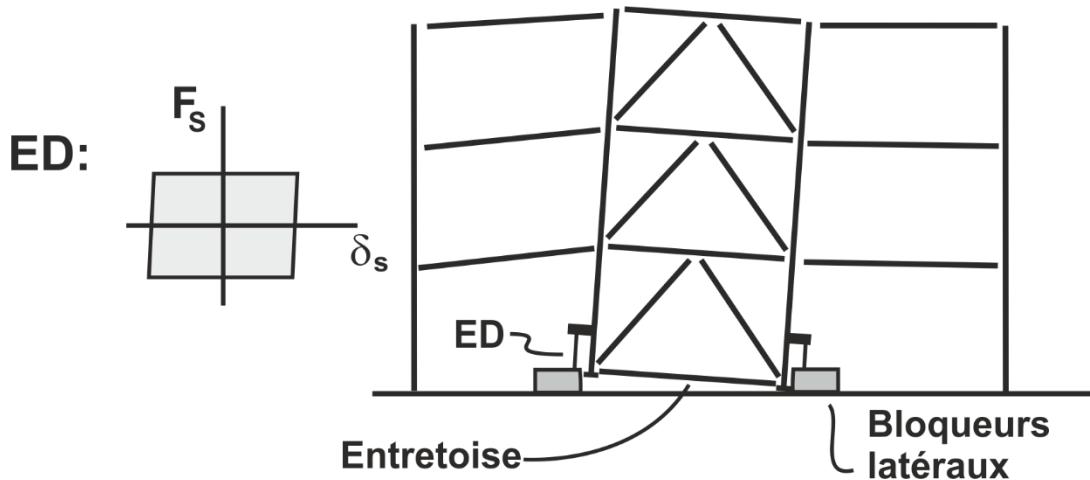


Figure 1-2 Figure conceptuelle d'un cadre berçant couplé au système de résistance aux charges de gravité tributaires

D'autres études ont été réalisées sur le comportement des cadres berçants, avec des modèles numériques (Eatherton & Hajjar, 2008), (Wiebe & Christopoulos , 2013), ou expérimentaux, (Pollino & Bruneau, 2007), (Sause, Ricles, Roke, Chancellor, & Gonner, 2010) (Deierlein & Ma, 2011), mais la majeure partie de ces études se fonde sur des CB avec posttension. La majorité de ces études se concentre également sur les CB découplés du SRCGT.

De plus, dans le cas des CBG, aucune étude n'est axée sur l'influence conjointe du CBG sur le SRCGT et du SRCGT sur le CBG, et aucune étude expérimentale du comportement d'un CBG au sein d'une structure n'a encore été menée (Aurecon New Zealand Limited, 2015).

Le propos de ce mémoire est donc d'étudier de manière plus précise le comportement des CBG, dans un cadre de réhabilitation sismique des structures en acier de faible hauteur, pour les normes sismiques intégrées dans les codes et normes de 2015. Le but du projet est également de caractériser l'influence conjointe du SRCGT sur le CBG et celle du CBG sur le SRCGT, notamment en termes d'efforts dans les membrures et d'accélérations induites durant les phases de berçement, et de proposer les fondements d'une analyse expérimentale permettant de corroborer ces résultats.

L'application de ce système sera étudiée sur les structures construites dans les années 1980 au Canada, quelques changements conséquents dans les normes ayant été effectués entre les éditions 1985 et 2015 du code national du bâtiment canadien.

1.2 Objectifs de l'étude

L'objectif global de l'étude menée est de mieux comprendre le fonctionnement global des structures contreventées par la méthode des CBG. Il s'agit surtout de statuer sur l'efficacité de l'utilisation des cadres berçants gravitaires comme solution de réhabilitation sismique pour les bâtisses en acier de faible hauteur.

Ainsi, les objectifs spécifiques de ce projet sont les suivants :

- Proposer des modèles numériques simples et aisément accessibles aux ingénieurs praticiens permettant de simuler les réponses des structures contreventées à cadres berçants ;
- Valider l'utilisation de la méthode de contreventement à cadres berçants dans une approche de réhabilitation sismique des structures considérées ;
- Analyser l'effet des signatures des signaux sismiques sur le comportement des structures berçantes : dans ce cas, les signaux sismiques rencontrés dans les deux zones les plus peuplées du Canada que sont l'est (Montréal) et l'ouest canadien (Vancouver) ;
- Analyser l'effet du type de sol généralement rencontré dans le cas des structures de faible hauteur (sols fermes et sols mous) sur le comportement des structures berçantes ;
- Analyser l'effet de la hauteur de la structure sur le comportement de structure (deux ou trois étages) ;
- Analyser l'effet conjoint du SRCGT sur le CBG et celui du CBG sur le SRCGT ;
- Concevoir et tester un dispositif expérimental permettant de procéder au laboratoire de Polytechnique à des essais expérimentaux sur table sismique pour confirmer les comportements anticipés numériquement.

1.3 Méthodologie envisagée

Pour remplir ces objectifs, un prototype d'un bâtiment typique de la conception des années 1980 a été conçu et étudié dans les différentes configurations visées par le projet. Le terme configuration désigne dans ce mémoire la combinaison d'une zone sismique (Montréal ou Vancouver), d'un nombre d'étage (deux ou trois) et d'un type de sol (C ou E) ; à titre d'exemple, la configuration Montréal-2 étages-sol C sera référencée M2C. Pour chacune de ces configurations, le comportement de la structure a été étudié au moyen de modèles numériques. Un des prototypes a été retenu pour le programme expérimental et mis à l'échelle pour respecter les contraintes du

simulateur sismique du laboratoire de Polytechnique Montréal en termes de dimensions et de masses mobilisées.

De manière plus détaillée, la méthodologie suivante a été mise en place :

- Une revue de la littérature a été réalisée, incluant les recherches et résultats déjà obtenus sur les comportements sismiques de structures berçantes ; cette revue de la littérature incluait également les différentes exigences en termes de conception des normes CSA-S16M78 et CNBC1980 ; elle incluait enfin les exigences de réhabilitation sismique imposées par le code CNBC2015 et par le code américain ASCE 41-13 ;
- Une conception générique d'un contreventement selon l'édition 1980 du CNBC a été effectuée pour chacune des différentes configurations étudiées (soit huit conceptions) ;
- Deux modèles numériques différents (2D et 3D) ont été mis en place pour tester numériquement les comportements des différentes configurations à l'étude ;
- Des analyses non-linéaires ont été menées pour étudier les effets du berçement de la structure sur les efforts dans les poteaux et les colonnes du CBG, et sur les efforts de flexion et de cisaillement dans les poutres connectées au CBG ;
- Un article de conférence (conférence annuelle de la SCGC, London, Ontario, 2016) dans lequel ont été présentés l'étude comparative des deux modèles, et des résultats préliminaires pour une des configurations sur l'influence de SRCGT sur le CBG et du CBG sur le SRGCT a été rédigé ; il se concentrerait spécifiquement sur l'est canadien.
- Un prototype expérimental a été conçu et sera testé sur table sismique pour comparer le comportement obtenu de manière expérimentale avec le comportement issu des analyses numériques. Les tests seront réalisés dans un second temps, et leurs résultats feront l'objet d'un rapport propre.

1.4 Contenu du mémoire

Ce mémoire comporte une introduction au sujet traité, ainsi que les pistes envisagées pour répondre aux objectifs mis en place. Dans la seconde partie est présentée une revue critique de la littérature, présentant entre autres l'état de l'art sur le sujet des structures contreventées par cadres berçants. Le troisième chapitre présente en détails les travaux effectués dans le cadre de ce projet. Y sont rassemblés les protocoles et démarches mis en place, ainsi que les résultats obtenus. Le quatrième

chapitre est composé de l'article qui a été soumis au *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Le chapitre cinq comporte une discussion générale sur les résultats complémentaires obtenus et leur pertinence par rapport aux objectifs initiaux du projet de recherche. Dans le chapitre six enfin sont tirées les conclusions du projet et sont proposées des pistes d'ouverture pour des travaux de recherche complémentaires.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre constitue une revue critique de la littérature qui a été consultée et utilisée comme fondement pour ce projet de recherche.

Il commence par une analyse des codes de conception et de réhabilitation utilisés dans ce projet, soit le code national du bâtiment canadien (CNBC) dans ses éditions 1980 et 2015 ; sont alors résumés dans ce chapitre les recommandations principales des différents codes en vigueur au Canada et aux États-Unis en matière de conception antismique. Dans un second temps, sont résumées les recommandations des différents codes en vigueur en matière de réhabilitation sismique : les critères d'aide à la décision dans une démarche de réhabilitation sismique précisés dans l'édition 2015 du CNBC et dans la norme américaine ASCE 41-13 y sont détaillés. Enfin, dans un troisième temps est présentée une revue critique des précédentes analyses publiées sur le comportement des cadres berçants.

2.1 Critères de conception antismique

2.1.1 Code National du Bâtiment Canadien – édition 1980

Les structures étudiées au cours de ce projet sont spécifiquement des structures ayant été dimensionnées selon l'édition de 1980 du code. Ce choix résulte entre autres de la procédure de calcul du cisaillement à la base (V) préconisée, qui donnait des valeurs de V particulièrement faibles au regard des autres éditions du CNBC, pour les structures en acier (Tremblay, 2015). Il est détaillé plus spécifiquement dans le Chapitre 3.

Dans le commentaire J du code, la procédure de dimensionnement des structures pour que « les probabilités des catastrophes imputables aux séismes [aient] une valeur faible et convenable » est précisée (CNRC, Code national du bâtiment - Canada, 1980).

Le code précise que « le calcul doit permettre de conférer à la structure non seulement une résistance suffisante aux mouvements du sol, mais aussi une rigidité capable de limiter les flèches horizontales ou le glissement. »

2.1.1.1 Calcul de la force sismique latérale minimale V

Pour ce faire, le code définit une force sismique minimale V à laquelle les structures doivent résister, donnée par l'équation (2.1)

$$V = ASKIFW \quad (\text{Éq 2.1})$$

Pour déterminer la flèche induite sous les forces sismiques, le code recommande d'appliquer un facteur 3 à la valeur calculée des flèches dues à ces forces sismiques ; pour préserver l'intégrité des éléments non-structuraux, le code recommande que les déplacements inter-étages soient limités à 0,5%.

Sous cette force, la flèche calculée doit être multipliée par 3 pour être considérée comme étant la flèche du bâtiment sous les efforts sismiques.

Dans cette édition le Canada est divisé en plusieurs zones sismiques dans lesquelles les amplitudes des accélérations probables sont données ; dans chacune de ces zones, la valeur de l'amplitude considérée est supposée constante et est prise en compte par le coefficient d'accélération A. Pour Montréal, A vaut 0,04 ; pour Vancouver, A = 0,08.

Le coefficient S représente la réponse sismique de la structure : l'hypothèse est faite que la réponse de la structure est dominée par son mode fondamental. Ainsi, S est calculé comme suit

$$S = \frac{0,5}{\sqrt{T}} \text{ avec } T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \quad (\text{Éq 2.2})$$

où D est la largeur contreventée du bâtiment dans la direction étudiée, T la période fondamentale de vibration et h_n sa hauteur totale.

Le coefficient K permet de traduire l'efficacité du système de résistance aux charges latérales choisies pour la conception. Dans le cas de contreventements en chevrons, la valeur de K est définie égale à 1,0.

Le coefficient I traduit l'importance de la structure. Pour les bâtiments de protection civile (hôpitaux, services de secours) et pour les structures qui assurent des services publics essentiels, la valeur de I est définie égale à 1,3, car ces structures doivent impérativement conserver leurs fonctionnalités après le tremblement de terre. Pour tous les autres bâtiments, I est posé égal à 1,0.

Le coefficient F traduit l'impact du type du terrain sur la propagation des ondes sismiques (dureté du terrain choisi ; profondeur des couches géologiques en présence). Dans le cas d'un sol de type rocs mous (C), le facteur F est posé égal à 1,0. Pour un sol mou (E), F est posé égal à 1,5 ; pour les bâtiments de courtes périodes, le code permet de limiter le produit FS à 1,0, du fait qu'une amplification moindre des effets du séisme est attendue. Cette exception n'a toutefois pas été considérée dans la présente étude.

Enfin le terme W représente le poids sismique de la structure, calculé comme suit

$$W = 1,0D + 0,25S \quad (\text{Éq 2.3})$$

où D représente la charge morte et où S représente la charge de neige.

Le calcul de cette force sismique minimale permet ensuite de calculer la répartition des efforts sismiques entre les différents étages de la structure. L'étage au toit de la structure reprend la force F_t définie comme suit

$$F_t = \begin{cases} 0,004V \left(\frac{h_n}{D_s} \right)^2 \\ 0 \text{ si } \frac{h_n}{D_s} \leq 3 \end{cases} \quad (\text{Éq 2.4})$$

Les autres étages x reprennent la force F_x , calculée via la formule suivante (méthode des forces statiques équivalentes)

$$F_x = (V - F_t) \frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (\text{Éq 2.5})$$

Le moment de renversement à la base de la structure M doit être pondéré par un facteur J défini selon les trois cas suivants

$$J = \begin{cases} 1 \text{ si } T < 0,5 \\ (1,1 - 0,2T) \text{ si } 0,5 \leq T \leq 1,5 \\ 0,8 \text{ si } T > 1,5 \end{cases} \quad (\text{Éq 2.6})$$

Le code définit également un facteur J_x de multiplication du moment de renversement à chaque étage.

$$J_x = J + (1 - J) \left(\frac{h_x}{h_n} \right)^3 \quad (\text{Eq 2.7})$$

2.1.1.2 Combinaisons de charges

L'édition 1980 précise les combinaisons de charges qu'il faut étudier lors du calcul des efforts auxquels les structures sont soumises. L'équation 2.8 précise les combinaisons de charges présentées par cette édition.

$$\alpha_D D + \gamma \psi [\alpha_L L + \alpha_Q Q + \alpha_T T] \quad (\text{Eq 2.8})$$

Les valeurs des coefficients α_i , γ , ψ sont données ci-dessous dans le Tableau 2-1 et dans le Tableau 2-2.

Dans cette équation, D, L, Q et T représentent respectivement les charges mortes, vives et de neige, sismiques et de température.

Tableau 2-1 Valeurs des coefficients α_i

α_D	1,25
α_L	1,5
α_Q	1,5
α_T	1,25

Tableau 2-2 Valeurs des coefficients λ et ψ

γ	1,0
ψ	1,0 lorsqu'une seule charge (L, Q, T) est en jeu
	0,70 lorsque deux charges sont en jeu
	0,60 lorsque les trois charges sont en jeu

2.1.2 Code National du Bâtiment Canadien – édition 2015

2.1.2.1 Calcul du cisaillement à la base V

Dans l'édition 2015, le code national du bâtiment canadien (CNBC) précise dans son commentaire J que les dispositions de conception parasismique ont été révisées pour les éditions récentes, notamment pour prendre en compte le développement des connaissances en termes de mécanismes de rupture des structures et de sismicité générale à l'échelle du Canada.

Ainsi, au lieu des quatre zones sismiques qui découpent le Canada et qui sont définies par une accélération maximale du sol pour une probabilité annuelle de dépassement de 0,01, les caractéristiques sismiques des zones à l'étude sont déterminées pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans (CNRC, Code national du bâtiment - Canada, 2015). Le code définit ainsi un spectre de réponse amorti à 5% $S_a(T)$ spécifique à la localisation choisie pour la structure, qui donne alors un aléa sismique uniforme sur toute la plage des périodes ($T \in \{0,2 ; 0,5 ; 1,0 ; 2,0 ; 5,0 ; 10,0\}$), en remplacement des coefficients AS de l'édition 1980.

Le facteur F de l'édition 1980 est précisé dans l'édition 2015 par l'utilisation des facteurs F(T) qui sont définis spécifiquement pour chaque catégorie de sol. Cinq catégories de sol sont définies en fonction de la vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement (V_s) du séisme (Tableau 2-3). Ce facteur est utilisé pour pondérer la valeur du facteur S(T), et $S(T) = F(T)S_a(T)$.

Tableau 2-3 Classification des catégories de sol - CNBC 2015

Catégorie de sol	Dénomination	V_s (m/s)
A	Roc dur	$V_s > 1500$
B	Roc	$760 < V_s \leq 1500$
C	Roc mou	$360 < V_s \leq 760$
D	Sol rigide	$180 < V_s \leq 360$
E	Sol mou	$V_s \geq 180$

Le coefficient K traduisant l'efficacité du SFRS est remplacé par des facteurs de modification de résistance du SFRS liés à la ductilité R_d (lié à la ductilité des structures considérées) et par R_o (lié à la sur-résistance du SRFS). Pour une structure en acier contreventée les valeurs de R_d et R_o varient et sont rassemblées au Tableau 2-4. Ces différentes catégories de contreventements sont détaillées à la section 2.2.2.2.

Tableau 2-4 Facteurs de modification de forces pour les structures en acier contreventées

Type de structure contreventée	Modérément Ductile (MD)	Ductilité Limitée (LD)	Construction conventionnelle (CC) ^o
R_d	3,0	2,0	1,5
R_o	1,3	1,3	1,3

Les catégories d'importance des bâtiments caractérisée par le coefficient I_E ont été précisées dans l'édition 2015. Au lieu de deux catégories, le code en définit quatre, qui ont chacune une valeur du coefficient I_E différente : elles sont détaillées dans le Tableau 2-5.

Tableau 2-5 Catégorie d'importance des structures et facteur I_E

Catégorie d'importance	I_E
Basse	0,8
Normale	1,0
Haute	1,3
Post-séisme	1,5

Comme en 1980, la force sismique latérale V peut être obtenue par la méthode des forces statiques équivalentes ; cependant, des conditions restreignent l'utilisation de cette méthode (§4.1.8.7., CNBC 2015). Pour pouvoir l'appliquer, les structures concernées doivent satisfaire à au moins l'un des trois critères suivants

- Pour toutes les structures, $I_E F_a S_a(0,2) < 0,35$

- Pour les structures régulières d'une hauteur inférieure à 60m, $T_a < 2,0\text{s}$ dans chacune des deux directions orthogonales d'étude
- Pour certaines structures régulières d'une hauteur inférieure à 20m, $T_a < 0,5\text{s}$ dans chacune des deux directions orthogonales d'étude

Si l'une de ces conditions est satisfaite, alors la force sismique latérale est alors définie par l'équation suivante :

$$V = S(T_a) \frac{M_v I_E W}{R_d R_o} \leq \begin{cases} \max & \frac{2 S(0,2) I_E W}{R_d R_o} \\ & \frac{S(0,5) I_E W}{R_d R_o} \end{cases} \quad (\text{Eq 2.9})$$

où $S(T_a)$ est la valeur du spectre de dimensionnement pour la période du bâtiment calculée, M_v est le coefficient de prise en compte des modes supérieurs, I_E le coefficient d'importance de la structure considérée et W le poids sismique.

Dans cette édition du code, les périodes des bâtiments dépendent du type de structure que l'on veut dimensionner (structures en béton, en acier ou autres) ; dans le cas de notre étude, la période est calculée comme suit.

$$T_a = 0.025 h_n \quad (\text{Eq 2.10})$$

Si une analyse numérique dynamique ou une analyse statique de la structure le confirme, T_a peut être doublée. Dans le cadre de ce mémoire, une analyse dynamique a été menée. Sa procédure est détaillée à la section 2.1.2.2.

Le calcul du poids sismique W n'est pas modifié par rapport à l'édition 1980 du code. Cependant, les charges de neige ont augmenté pour les localités de Montréal et de Vancouver dans l'édition 2015 par rapport à l'édition 1980, et la charge surfacique gravitaire des cloisons a été diminuée (Tableau 3-2). De ce fait, la valeur du poids sismique global de la structure s'est trouvé modifié (diminué).

Le facteur M_v est défini en fonction de la période et du rapport des accélérations spectrales à faibles périodes et des accélérations spectrales à grandes périodes $S_a(0,2)/S_a(5,0)$. Les valeurs, non données ici, se trouvent dans le tableau 4.1.8.11.-CNBC 2015 (CNRC, 2015), de même que les

valeurs du coefficient de réduction du moment de renversement à la base J. Dans le cas des structures étudiées dans ce mémoire, le facteur M_v est égal à 1,0.

La force sismique latérale V est alors répartie entre les étages comme suit :

$$\begin{aligned} \text{au toit, } F_t &= \begin{cases} 0,07T_a V \leq 0,25V \\ 0 \text{ si } T_a < 0,7 \end{cases} \\ \text{à l'étage } x, F_x &= (V - F_t) \frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \end{aligned} \quad (\text{Éq 2.11})$$

Comme dans l'édition 1980, le moment de renversement à chaque étage est à pondérer par un facteur M_x .

$$\begin{aligned} M_x &= J_x \sum_{i=x}^n F_i (h_i - h_x) \\ \text{avec } J_x &= \begin{cases} 1,0 \text{ si } h_x \geq 0,6h_n \\ J + (1 - J) \frac{h_x}{0,6h_n} \text{ si } h_x < 0,6h_n \end{cases} \end{aligned} \quad (\text{Éq 2.12})$$

2.1.2.2 Procédure d'analyse dynamique

La procédure d'analyse dynamique détaillée par le code peut se conduire de deux manières différentes :

- Soit au moyen d'une analyse dynamique linéaire, pouvant être réalisée par méthode du spectre de réponse modale ou par analyse numérique temporelle linéaire
- Soit au moyen d'une analyse dynamique non-linéaire (non détaillée ici)

Dans le cas de l'utilisation de la méthode du spectre de réponse modale, le spectre utilisé doit alors être le spectre fourni par le CNBC; dans le cas de l'utilisation de la méthode d'analyse numérique temporelle linéaire, les signaux sismiques utilisés doivent alors avoir été mis à l'échelle pour correspondre au spectre fourni par le code.

Dans les deux cas, la valeur de dimensionnement de la force sismique latérale V_d doit être définie comme suit.

$$V_d = V_{ed} \frac{I_E}{R_d R_o} \geq 0,8 V \quad (\text{Éq 2.13})$$

Avec

$$V_{ed} = V_e \times \max \begin{cases} \frac{2S(0,2)}{3\frac{S(T_a)}{S(0,5)}} & \leq V_e \\ \frac{S(0,5)}{S(T_a)} & \end{cases} \quad (\text{Éq 2.14})$$

Où V_e est la valeur du cisaillement élastique obtenu à partir d'une analyse dynamique linéaire, et où V provient de l'équation (Éq 2.9).

Dans le cas de l'utilisation de la méthode d'analyse modale du spectre de réponse, les résultats doivent enfin être multipliés par V_d/V_e .

2.1.2.3 Combinaisons de charges

Dans l'édition 2015, plusieurs combinaisons de charges sont détaillées. Elles sont rassemblées au. Dans le cas de l'étude des efforts sismique, la combinaison de charge à évaluer est $1,0D+1,0E+0,5L+0,25S$, où D, E, L et S représentent respectivement les charges mortes, sismiques, vives et de neige.

2.2 Conception des structures en acier

2.2.1 Norme S16-M78

Au Canada, la conception des structures en acier est régie par la norme S16. En 1980, l'édition à jour de cette norme était l'édition M78. Cette dernière détaille entre autres les équations utilisées pour calculer la résistance des membrures et les critères de dimensionnement qu'elles doivent respecter.

Ainsi, la résistance en compression des profilés HSS est définie par l'équation 2.15.

$$C_r = \begin{cases} \phi A F_y \text{ si } 0 \leq \lambda \leq 0,15 \\ \phi A F_y (1,035 - 0,202\lambda - 0,222\lambda^2) \text{ si } 0,15 < \lambda \leq 1,0 \\ \phi A F_y (-0,111 + 0,636\lambda^{-1} + 0,087\lambda^{-2}) \text{ si } 1,0 < \lambda \leq 2,0 \\ \phi A F_y (0,009 + 8777\lambda^{-2}) \text{ si } 2,0 < \lambda \leq 3,6 \\ \phi A F_y \lambda^{-2} \text{ si } \lambda > 3,6 \end{cases} \quad (\text{Éq 2.15})$$

Avec

$$\lambda = \frac{Kl}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad (\text{Éq 2.16})$$

Dans le cas des poutres, la norme CSA-S16-M78 spécifie dans le cas de membrures en flexion que le calcul de la valeur du moment résistant M_r doit se faire de la manière suivante.

$$\begin{aligned} \text{Si } M_u > \frac{2}{3}M_p, \text{ alors } M_r = \min \left(1.15\phi M_p \left(1 - \frac{0.28M_p}{M_u} \right); \phi M_p \right) \\ \text{Si } M_u \leq \frac{2}{3}M_p, \text{ alors } M_r = \phi M_u \text{ avec } M_u = \frac{\pi\omega_2}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y C_w} \end{aligned} \quad (\text{Éq 2.17})$$

Et les profilés doivent être choisis de telle sorte que l'interaction entre le comportement en flexion et en compression soit respectée, ce qui se traduit par les équations suivantes

$$\begin{aligned} (1) \frac{c_f}{c_r} + \frac{\omega_x M_{fx}}{M_{rx} \left(1 - \frac{c_f}{c_{ex}} \right)} + \frac{\omega_y M_{fy}}{M_{ry} \left(1 - \frac{c_f}{c_{ey}} \right)} &\leq 1,0 \\ (2) \frac{M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{M_{fy}}{M_{ry}} &\leq 1,0 \\ (3) \frac{c_f}{c_r} + \frac{0,85M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{0,85M_{fy}}{M_{ry}} &\leq 1,0 \end{aligned} \quad (\text{Éq 2.18})$$

Où

$$\omega = \begin{cases} 0,6 + 0,4 \frac{M_{f1}}{M_{f2}} \text{ pour les membrures en courbure simple} \\ 0,6 - 0,4 \frac{M_{f1}}{M_{f2}} \geq 0,4 \text{ pour les membrures en courbure double} \\ 1,0 \text{ si } M_f > M_{f2} \text{ sur toute la longueur de la poutre ou} \\ \text{ si elle n'est pas supportée latéralement} \end{cases} \quad (\text{Éq 2.19})$$

Et M_{f1} et M_{f2} les moments auxquels la poutre est soumise aux extrémités de sa longueur non supportée, avec $M_{f1} < M_{f2}$.

Par ailleurs, la norme CSA S16-M78 n'envisage que deux modes de ruptures en traction, qui sont :

- La rupture sur l'aire nette ;
- La plastification de la poutre ;

La résistance à la rupture sur l'aire nette est calculée comme suit :

$$T_r = \min \begin{cases} \phi A_n F_y & \text{si } A_n F_u \geq A_g F_y \\ \phi F_u \frac{A_n}{A_g} A_n & \text{si } A_n F_u < A_g F_y, \\ 0,85 \phi A_n F_u & \end{cases} \quad (\text{Éq 2.20})$$

avec $A_n \leq \begin{cases} 0,85 A_g & \text{si } \frac{F_y}{F_u} \leq 0,75 \\ 0,90 A_g & \text{si } 0,75 < \frac{F_y}{F_u} \leq 0,85 \\ 0,95 A_g & \text{si } 0,85 < \frac{F_y}{F_u} \end{cases}$

2.2.2 Norme S16-14

La norme S16 a été actualisée en 2014. Plusieurs modifications ont été effectuées, quant aux résistances des membrures et des assemblages, notamment. Le chapitre 27, inclus à partir des éditions 1989 de la norme S16 (Filiatrault, Tremblay, Christopoulos, Folz, & Pettinga, 2016), est désormais consacré entièrement à la conception parasismique des structures en acier.

2.2.2.1 Résistance des membrures et des assemblages

Le calcul de la résistance en compression des profilés HSS s'effectue désormais selon l'équation 2.21

$$C_r = \frac{\phi A F_y}{(1 + \lambda^{2n})^{\frac{1}{n}}} \quad (\text{Éq 2.21})$$

Où $n=1,34$ pour les profilés formés à froid et où λ est défini par l'équation 2.22.

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}, \text{ avec } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} \quad (\text{Éq 2.22})$$

La modification de la formule de calcul de la résistance en compression donne, dépendamment des valeurs de l'élancement λ , des écarts de valeurs entre les deux éditions de +/- 2,5%.

Les membrures sollicitées en compressions et en flexion doivent, dans le cas de poutres en I, respecter l'équation d'interaction décrite à l'équation 2.23.

$$\frac{C_f}{C_r} + 0,85 \frac{U_{1x} M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{\beta U_{1y} M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1,0 \quad (\text{Éq 2.23})$$

Dans cette équation, le facteur U_1 qui tient compte des effets du second ordre dus à la déformation d'une membrure entre ses extrémités est calculé selon l'équation 2.24.

$$U_1 = \frac{\omega_1}{1 - \frac{C_f}{C_e}} \quad (\text{Éq 2.24})$$

Avec

$$C_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (\text{Éq 2.25})$$

$$\beta = 0,6 + 0,4\lambda_y \leq 0,85 \quad (\text{Éq 2.26})$$

$$\omega_1 = \begin{cases} 0,6 - 0,4\kappa \geq 0,4 ; \kappa = M_{f1}/M_{f2} \\ 1,0 \text{ si la structure est soumise à des charges distribuées} \\ 0,85 \text{ si la structure est soumise à des charges concentrées} \end{cases} \quad (\text{Éq 2.27})$$

La valeur du moment résistant des structures M_r est calculée pour les poutres en I de classe 1 ou 2

$$\begin{aligned} & Si \quad M_u > \frac{2}{3}M_p, \quad M_r = 1.15\phi M_p \left(1 - \frac{0.28M_p}{M_u} \right) \leq \phi M_p; \\ & Si \quad M_u \leq \frac{2}{3}M_p, \quad M_r = \phi M_u \quad avec \quad M_u = \frac{\pi}{\omega L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y C_w} \end{aligned} \quad (\text{Éq 2.28})$$

Avec

$$\omega_2 = \begin{cases} 1,75 + 1,05\kappa + 0,3\kappa^2 \leq 2,5 \text{ si } M_f \text{ est linéaire} \\ \frac{4M_{max}^2}{\sqrt{M_{max}^2 + 4M_a^2 + 7M_b^2 + 4M_c^2}} \text{ sinon} \end{cases} \quad (\text{Éq 2.29})$$

En plus des modes de rupture listés par l'édition S16-M78, l'édition S16-14 ajoute en plus la rupture par déchirure et l'ovalisation des trous de boulonnage. En plus de la résistance en plastification et de la rupture sur l'aire nette, les assemblages doivent donc être dimensionnés pour tous ces modes de rupture. L'étude des connexions n'ayant cependant pas été menée dans ce mémoire, les équations d'états limites d'assemblages ne sont pas présentées ici.

2.2.2.2 Conception parasismique des structures en acier

Le chapitre 27 de la norme S16-14 est désormais entièrement consacré à la conception parasismique des structures en acier.

Dans le cas des structures contreventées, ce chapitre détaille notamment les spécifications auxquelles doivent satisfaire les contreventements de type MD (modérément ductiles), LD (ductilité limitée) et CC (construction conventionnelle). Ces spécifications sont différentes, attendu que le comportement des structures (et notamment les modes de rupture) vont être fortement influencés par la ductilité de la structure.

Dans le cas des contreventements de type MD ($R_d=3,0$; $R_o=1,3$), des limitations de hauteur sont données. Sauf si le produit $I_E F_a S_a(0,2) < 0,35$, la hauteur h du bâtiment doit respecter les conditions suivantes :

- $h < 40m$ si les contreventements sont du type tension-compression ou chevron;
- $h < 20m$ si les contreventements sont du type tension seulement.

Dans tous les cas, l'élancement des diagonales est limité à la valeur de $kL/r \leq 200$; selon sa valeur, le ratio b/t doit respecter pour les profilés HSS la valeur de $330/\sqrt{F_y}$ ou les conditions des sections de classe 1 ($420/\sqrt{F_y}$).

Les éléments poutre doivent être dimensionnés pour résister à la résistance probable en traction T_u et à la résistance probable en compression après flambement C_u' , définies par les équations 2.30 et 2.31.

$$T_u = A_g R_y F_y \quad (\text{Eq 2.30})$$

$$C_{u'} = \min \begin{cases} 0,2A_g R_y F_y \\ \frac{C_r}{\phi}, C_r \text{ calculé avec } R_y F_y \end{cases} \quad (\text{Eq 2.31})$$

Les connections doivent être dimensionnées pour résister aux résistances probables en tension T_u et en compression C_u , C_u étant défini par l'équation 2.32.

$$C_u = \min \begin{cases} 1,2A_g R_y F_y \\ \frac{C_r}{\phi}, C_r \text{ calculé avec } R_y F_y \end{cases} \quad (\text{Eq 2.32})$$

Dans le cas des contreventements de type LD ($R_d=2,0$; $R_o=1,3$), des limitations de hauteur sont données. Sauf si le produit $I_E F_a S_a(0,2) < 0,35$, la hauteur h du bâtiment doit respecter les conditions suivantes :

- $h < 60m$ si les contreventements sont du type tension-compression ou chevron;
- $h < 40m$ si les contreventements sont du type tension seulement.

Pour les structures à un et deux étages, l'élancement des diagonales est limité à la valeur de $kL/r \leq 300$; pour les structures de moins de 40m le ratio b/t doit respecter les conditions des sections de classe 2 ($525/\sqrt{F_y}$) ; pour les autres structures, les critères des contreventements de type MD s'appliquent.

Le chapitre 27 présente enfin les contreventements de type CC ($R_d = 1,5$, $R_o = 1,3$). Dans ce cas, les connections des contreventements doivent satisfaire les critères suivants :

- être dimensionnées pour avoir un mode de rupture ductile
- résister aux efforts des charges de gravité et aux charges sismiques pondérées par le facteur R_d .

Dans le cas des contreventements de type CC, les structures ne doivent pas dépasser une hauteur totale de 15m, sauf si, entre autres, les efforts auxquels elles sont soumises ont été calculés par une analyse dynamique linéaire, si leurs membrures (colonnes, et poutres en I) sont des faites de

profilés de classe 1 ou 2 et si les connexions sont dimensionnées pour avoir des modes de rupture ductile.

Les contreventements conçus selon les critères de l'édition S16-M78 ne rencontrent pas ces critères (rapport d'élancement, dimensionnement des assemblages...) ; ils pourraient, au mieux, se classifier comme type CC mais cela demanderait que leurs assemblages fussent corrigés pour renoncer aux exigences précédentes.

2.3 Critères de réhabilitation des structures

Avec l'augmentation des coûts liés aux dégâts matériels des séismes, les codes se dotent de sections réservées à l'évaluation des structures existantes. Dans ce mémoire sont présentés les deux codes utilisés, que sont le CNBC et la norme ASCE 41. Le CNBC est présenté dans deux éditions, 2010 et 2015, à titre d'ouvrage de référence au Canada ; la norme ASCE 41-13 est présentée comme ouvrage de référence rassemblant l'ensemble du savoir sur le sujet de la réhabilitation sismique.

2.3.1 CNBC 2010

L'édition 2010 du CNBC n'est aujourd'hui plus l'ouvrage de référence. La version 2015 l'a remplacée, et ses seules recommandations doivent être prises en compte dans les démarches liées à la conception ou à l'évaluation des bâtisses au Canada. Cependant, les exigences de la version 2010 sont encore largement connues des ingénieurs praticiens. La présente section se fonde sur cette hypothèse pour présenter une démarche d'évaluation sismique communément utilisée au Canada.

Le commentaire L du CNBC 2010 décrit les règles qui sont en vigueur en ce qui concerne les réhabilitations des structures. En particulier, les paragraphes 37 à 42 décrivent précisément les règles que le code recommande d'appliquer lors d'une réhabilitation sismique de structure.

Il est notamment précisé que la table L-3 fournit un coefficient d'évaluation structurelle de 0,6 pour les charges sismiques. A son propos, le paragraphe 40 précise que ce facteur doit être utilisé comme un effet de seuil, ainsi que pourrait l'illustrer la Figure 2-1.

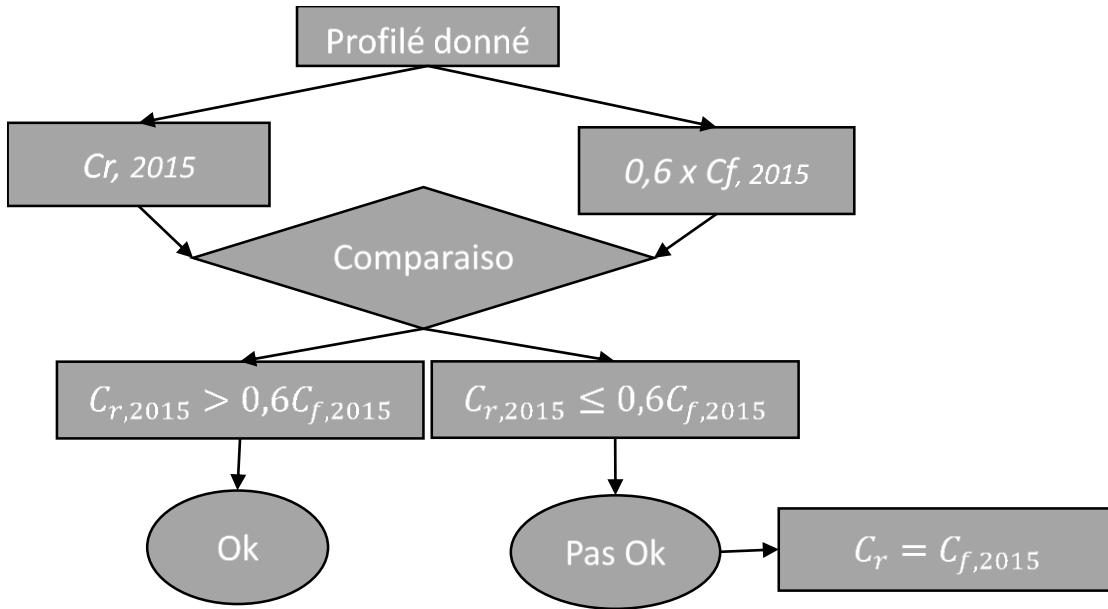


Figure 2-1 Processus de détermination de besoin de réhabilitation sismique

Ainsi, le facteur de 0,6 est appliqué à la disposition du code actuel : si l'évaluation selon le code originel de conception rencontre les sollicitations du code à jour pondérées par le facteur 0,6 ; l'évaluation est jugée satisfaisante et le besoin de réhabilitation est jugé inapproprié ; *a contrario*, si l'évaluation ne rencontre pas la valeur imposée par le code actuel pondéré par le facteur de 0,6, la réhabilitation est imposée au même niveau que le code actuel.

La procédure d'évaluation est définie dans le Guide de l'évaluation sismique des bâtiments existants, publiés par le Conseil National de Recherches Canada. L'analyse rapide est décrite dans le chapitre 3 de ce guide, et l'analyse rapide est détaillée comme suit :

- 1) Calcul du poids du bâtiment
- 2) Calcul de la période du bâtiment dans les directions principales d'étude
- 3) Calcul du cisaillement à la base dans les directions principales d'étude
- 4) Procéder aux calculs suivants :
 - a) Distribution des forces sismiques latérales sur la hauteur du bâtiment à l'étude, et calcul des cisaillements aux étages et des moments de retournement aux étages
 - b) Distribution des cisaillements aux étages aux membrures verticales des systèmes de résistance aux charges latérales
 - c) Analyse des éléments individuels comme suit

- i) Tracer les diagrammes d'efforts et de moments
- ii) Calculer les contraintes de cisaillement
- iii) Analyser les membrures verticales pour obtenir les valeurs de déplacements aux étages
- iv) Calculer les forces totales imposées aux membrures par les combinaisons de charges considérées.

Dans le cas de contreventements en chevron, le code précise de procéder à l'évaluation sismique des éléments du contreventement avec un facteur de réduction des efforts sismiques de $R = 2,0$.

2.3.2 CNBC 2015

Dans l'édition 2015 du code du bâtiment, le facteur présenté dans la sous-section 2.3.1 (60% des efforts) n'est plus explicitement présenté. Une procédure d'évaluation en plusieurs étapes et selon différents critères (nommés Tier 1, Tier 2 et Tier 3) est déclinée. Le logigramme de réflexion est présenté en Figure 2-2.

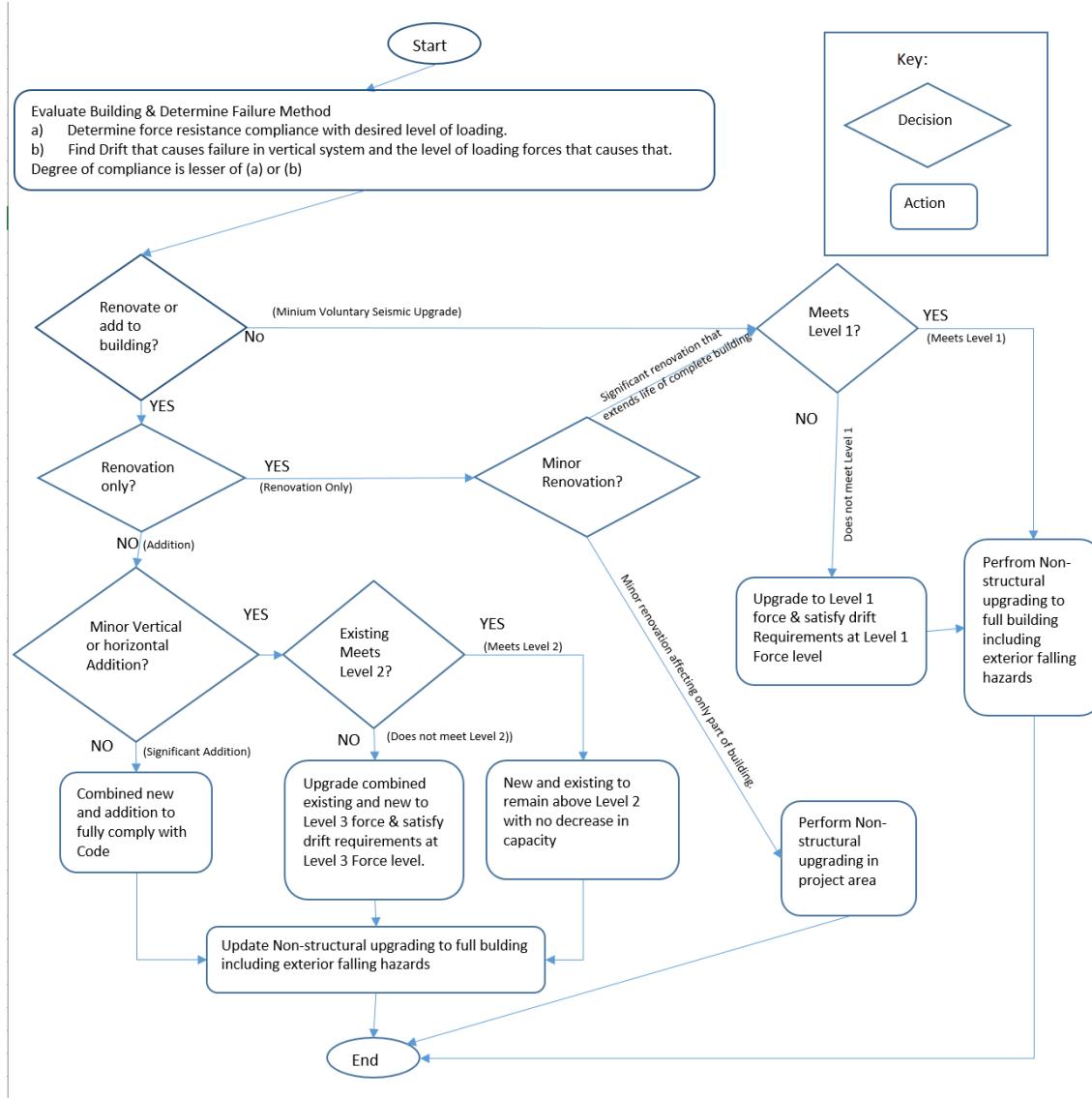


Figure 2-2 Logigramme de la procédure d'évaluation sismique, tiré du Commentaire L (CNRC, 2015)²

Le commentaire L version 2015 fait également appel à la norme ASCE 41-13 comme guide possible pour l'évaluation sismique menée. Elle est pour cette raison présentée dans la sous-section 2.3.3.

² Version non définitive ; brouillon – Robert Tremblay;

2.3.3 ASCE 41-13

La norme américaine ASCE 41-13 est devenue au fil des ans un document de référence en matière de réhabilitation sismique. Mise à niveau régulièrement, elle regroupe l'entièreté du savoir-faire disponible. La présente sous-section présente les chapitres clés de cette norme utilisés pour ce projet. La description du processus d'évaluation sismique selon la norme ASCE 41-13 est détaillée plus particulièrement dans le Chapitre 4, et dans l'article de Y Balazadeh-Minouei (Balazadeh-Minouei, Koboevic, & Tremblay, Seismic Evaluation of an existing 10-Storey Tension-Only Braced Steel Frame using ASCE 41-13 and Canadian Design Standards, Soumis 2016).

Le chapitre 2 de la norme américaine ASCE 41-13 (ASCE, 2013) présente des objectifs de performance pour les bâtiments existants. Ces objectifs de performance se déclinent en deux aspects : des objectifs de performance pour les éléments structuraux et des objectifs de performance pour les éléments non-structuraux. Les objectifs structuraux se déclinent en trois paliers qui sont : l'occupation immédiate possible, la sauvegarde de la vie humaine ou bien la prévention de l'effondrement), et prennent en compte des paramètres tels que la durée de vie passée de la structure concernée, mais aussi le coût engendré par les réhabilitations en rapport avec le gain réel de la réhabilitation. Ces critères permettent de définir le niveau de réhabilitation que doit atteindre la bâtie (minimal ; moyen ; très élevé), et donc les exigences plus ou moins sévères (dépendamment des cas) qu'elle doit satisfaire.

Le chapitre 9 développe les critères d'évaluation sismique pour les membrures structurelles des constructions en acier. Dans ce chapitre est introduit un facteur m permettant de quantifier la demande en ductilité permise pour les membrures d'une structure ayant expérimenté un séisme. Ce facteur, dépendant du cas de figure rencontré, est rassemblé au tableau 9-4. Il traduit la ductilité autorisée dans un élément soumis à une *deformation-controlled action*, soit la limite de déformation autorisée dans un élément soumis à une force supérieure à sa limite élastique.

Dans le cas de poutres, de colonnes ou de diagonales en compression, le facteur m toléré pour une occupation immédiate après le séisme est par exemple de 1,00 pour les tubes HSS et pour les profilés W.

D'autre part, le commentaire 9.2.2.1.2 recommande de procéder à une évaluation des propriétés des membrures en considérant la « résistance prévue » des matériaux utilisés au lieu de leur limite

élastique. Cela se traduit par l'application d'un facteur de pondération α à la valeur de F_y . Dans le cas des aciers utilisés dans cette étude, ce facteur est donné égal à 1,10.

Les critères d'évaluation sismiques pour les composants non-structuraux sont présentés dans le chapitre 13. Les objectifs de performance pour ces composants sont ici décrits selon 4 paliers : opérationnels, maintien en place, sauvegarde de la vie humaine ou non-considération des éléments structuraux. De même que pour les membrures structurelles, les éléments non-structuraux sont classés dans deux catégories différentes : les éléments sensibles aux déformations et les éléments sensibles aux accélérations. Pour chacune de ces catégories, la norme ASCE 41-13 définit des critères d'évaluation.

2.4 Cadres berçants

2.4.1 Un peu d'histoire

L'étude des cadres berçants a débuté à la fin des années 1970. Les premières études furent expérimentales et ont montré que l'utilisation de tels systèmes pouvait permettre de réduire les efforts dans les structures lors d'événements sismiques majeurs (Housner, 1963) en permettant aux structures de se soulever localement et temporairement sur leurs fondations. Ces études ne comportaient alors pas de câbles de posttension.

Le système de contreventement berçant (*rocking braced frames*, RBFs) se compose usuellement de deux éléments majeurs et indispensables à son bon fonctionnement :

- Un élément dissipateur d'énergie ;
- Un élément garantissant le maintien de la structure en place et prévenant son renversement sous l'effet d'un déplacement au toit trop important; souvent, c'est un câble de posttension.

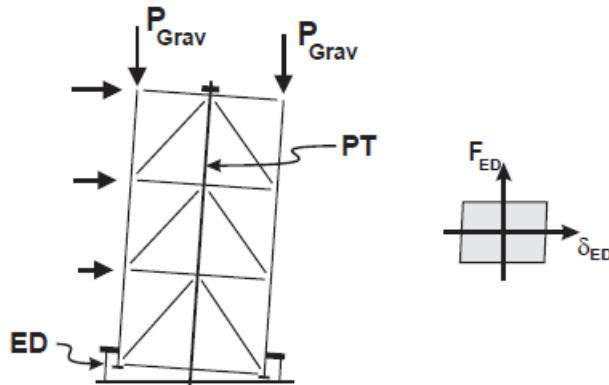


Figure 2-3 Schéma de principe d'un cadre berçant

Les éléments dissipateurs d'énergie sont à laisser au choix du concepteur. Souvent, les solutions techniques choisies utilisent des amortisseurs à friction, des barres confinées ou des ressorts. La présence de ces éléments dissipatifs donne à la structure berçante une courbe force-déplacement théorique très identifiable, souvent nommée « en forme de drapeau ».

La valeur du paramètre ED doit être étudiée de telle sorte à réduire l'énergie que la structure a lorsqu'elle retombe au sol, sans pour autant être trop forte, pour que l'état initial puisse à nouveau être atteint.

L'étude de ces structures a été expérimentalement menée par plusieurs chercheurs, qui ont conclus à leur efficacité. (Pollino & Bruneau, 2007), (Wiebe L. , Christopoulos, Tremblay, & Leclerc, 2013), (Deierlein & Ma, 2011), (Sause, Ricles, Roke, Chancellor, & Gonner, 2010) (Chancellor, Sause, Ricles, Tahmasebi, & Akbas, 2013), (Chancellor & Eatherton, 2014).

2.4.2 Comportement théorique

Dans le cadre habituel de l'utilisation des cadres berçants, le recentrage de la structure est assuré par la présence des câbles de posttension, qui entrent en action dès lors que la structure se soulève de ses fondations : les câbles sont considérés comme ayant un comportement élastique lors du phénomène de berçement.

Dans la Figure 2-4, les points a , b , c , d témoignent respectivement de :

a : rigidité globale de la structure, arrivée au point a, la phase de soulèvement commence.

b : de a à b , la structure est en l'air et se déplace ; les câbles de posttension travaillent dans le domaine élastique.

c : de b à c, la dissipation d'énergie s'active, lorsque la structure redescend vers sa base.

d : de c à d, l'élément dissipateur d'énergie n'est plus actif : sa contribution est déjà faite.

La structure se déplace vers sa position d'origine ; arrivée au point d, la structure est à nouveau posée sur sa base et se comporte en régime élastique (Eatherton & Hajjar, 2008).

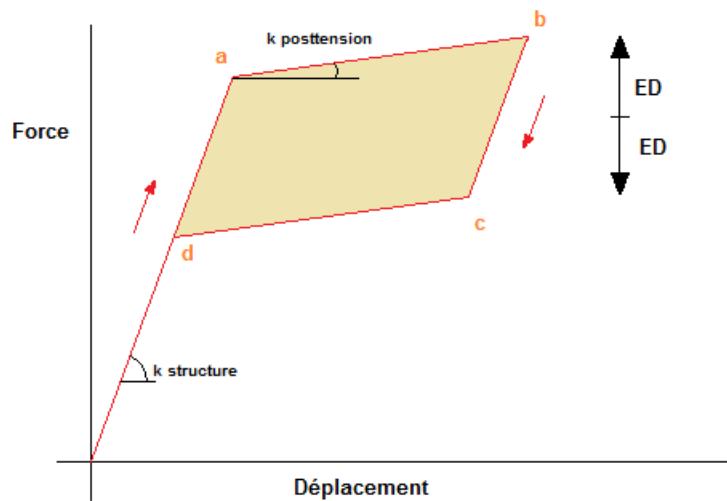


Figure 2-4 Courbe théorique force-déplacement d'un cadre berçant avec posttension -adapté de
(Eatherton & Hajjar, 2008)

Dans la Figure 2-4, il est important de noter que la zone coloriée en beige correspond à la dissipation d'énergie que le système permet : en d'autres termes, plus cette zone est épaisse, plus l'élément dissipateur d'énergie peut dissiper une grande quantité d'énergie. Cependant et de ce fait, plus l'énergie dissipée est élevée, plus les efforts dans les membrures et dans la structure de façon générale sont importants.

Dans le cadre de cette étude, le câble de posttension n'est pas installé, car l'objectif est de savoir si les masses gravitaires de la structure peuvent suffire à recentrer la structure, si elles sont couplées à des dispositifs de dissipation d'énergie (voir Figure 2-5).

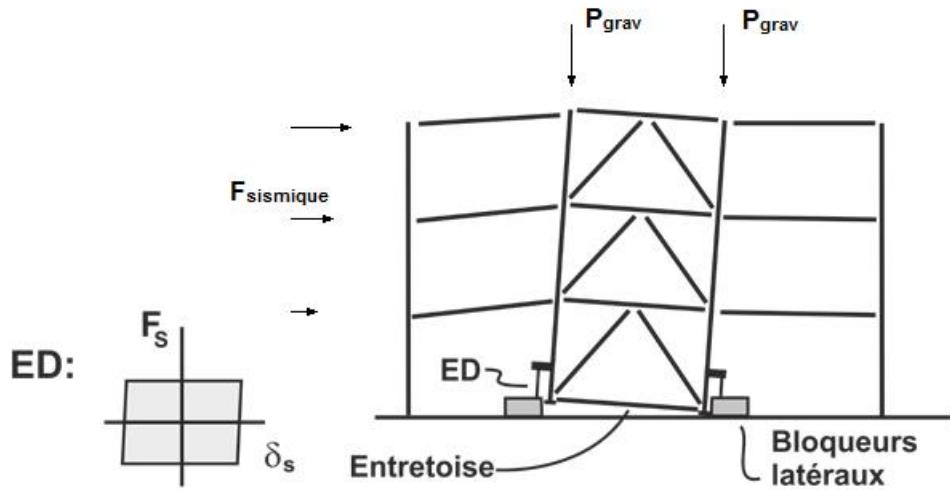


Figure 2-5 Schéma de principe d'un cadre berçant sans posttension

La Figure 2-4 devient alors la Figure 2-6 (Zhang, 2015), en considérant les effets P-Delta.

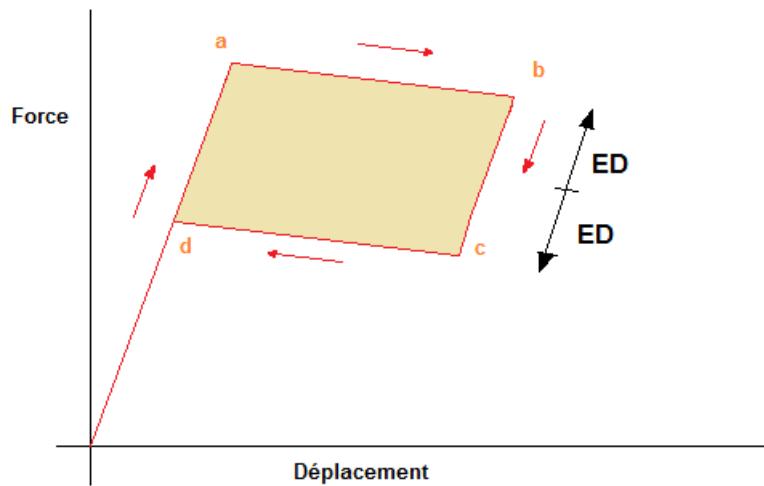


Figure 2-6 Courbe théorique force-déplacement d'un cadre berçant sans posttension - adapté de
(Eatherton & Hajjar, 2008)

Du comportement théorique du système et de son analyse peuvent alors s'obtenir des équations simples, notamment en termes de moments. Ainsi, l'on peut calculer que le bercement ne sera pas activé avant que le moment de renversement à la base n'atteigne la valeur seuil donnée par l'équation 2.33, (Aurecon New Zealand Limited, 2015) dans laquelle L_i est le bras de levier de la charge i par rapport au pivot de bercement, W représente le poids supporté par le cadre et F_{ED} la

force exercée à la base de la colonne berçante par le moyen de dissipation d'énergie. Lorsqu'applicable, PT désigne les câbles de posttension.

$$M_r = M_W + M_{ED} + (M_{PT}) = WL_W + \sum F_{ED}L_{ED} + \sum PT L_{PT} \quad (\text{Eq 2.33})$$

Une fois ce dispositif mis en place, il convient de vérifier que les déplacements au toit ne sont pas excessifs. Il est à noter que le déplacement au toit est majoritairement contrôlé par le comportement de joint de berçement. (Wiebe L. , Christopoulos, Tremblay, & Leclerc, 2013).

2.4.3 Domaine d'application

Du fait du berçement à la base des structures concernées, plus celle-ci sont hautes plus elles sont sujettes au renversement. De même, les modes supérieurs se développent essentiellement dans les hautes structures. De ce fait, des précautions particulières doivent être prises lors de la conception de structures de moyenne ou de grande hauteur (supérieures à 4 étages) ; cela est d'autant plus vrai dans les cadres des structures berçantes dans lesquels ceux-ci peuvent amplifier les efforts subis par les membrures.

En effet, bien que les forces de cisaillement inter-étages associées au premier mode de vibration soient fortement réduites (par la possibilité qu'a la structure de se soulever), les modes supérieurs peuvent induire des efforts de cisaillement bien plus forts que ceux initialement prévus (Wiebe & Tremblay, 2013). Plusieurs idées ont été proposées pour réduire les impacts de ces modes, que ce soit l'utilisation de joints de bergements multiples répartis sur la hauteur de la structure ou bien l'utilisation de diagonales non-linéaires (Wiebe L. , Christopoulos, Tremblay, & Leclerc, 2013), ainsi que pour dimensionner des cadres berçants (Steele & Wiebe, 2016). Cependant, dans le cadre de cette étude, les hauteurs considérées sont trop faibles pour être concernées par ces problématiques.

2.5 Réhabilitation sismique : quelques solutions techniques envisageables

La réhabilitation sismique est usuellement réalisée par l'intermédiaire d'un renforcement des membrures concernées ou par des ajouts de composants structurels (murs, contreventements...) Cependant, du fait des contraintes souvent associées à ces méthodes (coûts, durée des travaux), de

nouvelles techniques font l'objet de recherches. L'usage de dispositifs destinés à réduire les efforts auxquels les structures sont soumises est ainsi de plus en plus mis en avant, notamment au Canada (NRCC-CNRC, 1995)

Outre l'utilisation des cadres berçants, dont il est question dans ce mémoire, plusieurs pistes de solutions techniques sont à la disposition des praticiens : peuvent ici être cités les amortisseurs (visqueux ou fluides), parfois combinés avec l'utilisation de cadres berçants (Tremblay & Poirier, 2008); dans les cas à propos, l'utilisation de fibres de carbone est également recommandée comme complément (voire alternative) aux barres d'armatures dans les bétons. (Cheung, Foo, & Granadino, 2000).

L'utilisation de nouveaux types de diagonales est également une possibilité : l'usage de diagonales confinées ou de « méga-diagonales » est ainsi conseillé par Di Sarno (Di Sarno & Elnashai, 2009).

Cependant, ces techniques ont été étudiées et sont déjà utilisées (NRCC-CNRC, 1995), à la différence des cadres berçants gravitaires, ce qui a justifié l'objet de la présente étude.

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

Dans ce chapitre sont décrites consécutivement les méthodes utilisées et les démarches mises en œuvre dans ce projet. Sont présentés et expliqués les choix effectués et les hypothèses faites lors du dimensionnement des structures étudiées et lors de la réalisation des modèles numériques et du modèle expérimental.

La conception des prototypes à l'étude est présentée en premier lieu ; est notamment justifiée l'utilisation d'un seul contreventement pour les différentes configurations étudiées. Par la suite, le volet numérique est abordé et expliqué en détails : y sont précisés les différents aspects des modèles numériques créés et des analyses conduites. Le processus de conception et les hypothèses faites à propos du modèle expérimental envisagé pour confirmer les analyses numériques sont enfin détaillés.

3.1 Conception

Dans cette première sous-partie est détaillée la méthode et le résultat de la conception du contreventement étudié dans ce projet, ainsi que la conception des bâtiments simulés lors des analyses numériques et expérimentales. La présentation des normes et codes utilisés pour ces démarches de conception est d'abord rappelée, avant de détailler les choix de conception et les choix de dimensionnement des bâtiments. La justification de l'étude d'un seul prototype de contreventement utilisé pour les différentes configurations à l'étude est notamment précisée dans la sous-section 3.1.3.

3.1.1 Étude des codes

Dans ce projet, le but est d'étudier le comportement des cadres berçants en tant que techniques de réhabilitation sismique. Le choix d'étudier des bâtiasses conçues dans les années 1980 (et donc les codes et normes des années 1980) vient conjointement de l'évolution visible des normes entre les années 1980 et 2015 en matière de calculs de force sismique minimale latérale et de la procédure

de calcul du cisaillement à la base. En effet, l'édition 1980 permettait notamment d'utiliser la valeur calculée de la période naturelle de vibration du bâtiment dimensionné ; les cartes d'aléa sismique présentaient également des valeurs d'aléa plus faibles pour les villes étudiées (Vancouver et Montréal), ce qui résultait dans des valeurs de cisaillement à la base particulièrement faibles. D'autres projets de recherche ont également fait état de cette particularité de l'édition 1980 du code, en termes de dimensionnement parasismique (Balazadeh-Minouei, Koboovic, & Tremblay, 2013)

La Figure 3-1 présente l'évolution des normes de calculs de cette force pour la ville de Montréal, dans les dernières éditions du code

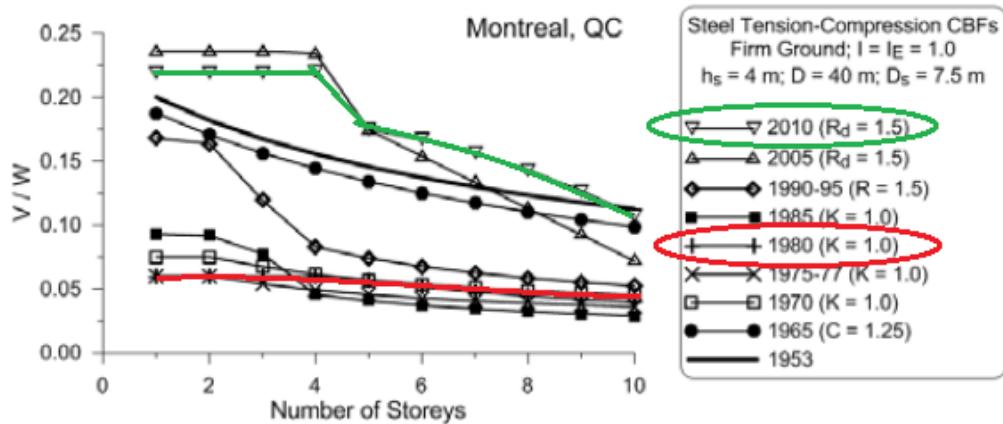


Figure 3-1 Illustration de l'évolution des normes en termes de calcul des forces sismiques latérales minimales (Tremblay, 2015)

En ordonnées se trouvent les différentes courbes témoignant des différentes éditions du code ; par ailleurs, la force sismique latérale est définie comme le produit d'un coefficient α (traduisant les caractéristiques sismiques de la zone dans laquelle est bâtie la structure considérée) multiplié par le poids sismique global de la structure (W). Le quotient V/W est donc l'illustration du coefficient α .

Dans le cas des structures de faible hauteur (i.e. nombre d'étages inférieur à 4), le coefficient α est presque multiplié par 4, ce qui témoigne bien de ladite évolution.

La conception des bâtiments et des contreventements étudiés dans ce projet répond donc aux critères définis par l'édition 1980 du Code National du Bâtiment Canadien et par la norme CSA-S16-M78 intitulée *Steel Structures Building – Limit State Design*.

3.1.2 Choix des matériaux utilisés dans le projet

Dans ce projet, deux matériaux principaux ont été sélectionnés.

En 1980, la majorité des profilés étaient constitués d'acier de nuance CSA-G. 4021-300W (CISC, 1984), dont la limite élastique est de $F_y = 300 \text{ MPa}$ et la résistance ultime est de $F_u = 450 \text{ MPa}$; tous les profilés seront donc choisis dans ce matériau, et les calculs seront effectués avec ces valeurs de limite élastique, sauf mention contraire.

Le second matériau utilisé est l'acier CSA-G40.21- 350W, utilisé exclusivement dans les profilés HSS formés à froid. Dans ce cas-là, la valeur de limite élastique est de $F_y = 350 \text{ MPa}$ et la résistance ultime est de $F_u = 450 \text{ MPa}$.

3.1.3 Conception des bâtiments à l'étude

La première étape de la méthodologie de ce projet a été de dimensionner un bâtiment typique des années 1980, construit en acier et contreventé à l'aide de contreventements de type chevrons.

Ce choix de contreventement s'est fait pour deux raisons principales : premièrement, ce type de contreventement était fort répandu en 1980 ; secondement, l'étude du comportement de ces contreventements est bien connue et bien documentée.

Le choix des chevrons (à la place des contreventements en X par exemple) correspondait à la pratique communément effectuée dans les années 1980. Par ailleurs, ce choix permettait de rendre les analyses numériques plus simples car le comportement d'un contreventement chevron est linéaire. L'utilisation du logiciel SAP 2000 était donc possible (ce logiciel ne permet pas de modéliser aisément le comportement d'un contreventement en X) ; par là même, la portée de l'étude était agrandie. Afin d'amplifier la portée de l'étude, il a été décidé que plusieurs configurations seraient étudiées. Notamment :

- L'impact du nombre d'étages (2 ou 3)
- L'impact de la localisation du bâtiment en termes de types de sols de construction, C et E
- L'impact de la localisation du bâtiment en termes de sismicité des zones de construction, témoignant de l'est et de l'ouest du Canada (Montréal et Vancouver)

Il aurait donc fallu dimensionner huit bâtiments et huit contreventements pour analyser les différentes configurations possibles.

Dans l'optique de procéder à des vérifications au laboratoire, il a été au contraire décidé de ne dimensionner qu'un contreventement par nombre d'étages de bâtsise, soit :

- Un contreventement pour l'étude menée sur des bâtiments de deux étages
- Un contreventement pour l'étude menée sur des bâtiments de trois étages.

Ceci pour des raisons évidentes de praticité des tests à venir au laboratoire. Les dimensions de la table sismique du laboratoire de Polytechnique Montréal ont ainsi conditionné les choix des dimensions des contreventements utilisés dans les structures étudiées, mais aussi les masses linéaires choisies dans les calculs (pour ne pas excéder la capacité de la table sismique).

Pour avoir un exemple unique de contreventement valable à la fois pour les deux types de sol choisis pour l'étude (sol C et sol E) et pour les deux localisations choisies pour l'étude (Montréal et Vancouver), les dimensions globales des bâtiments ont donc été modifiées de telles sorte que le calcul de V donne le même résultat (ou tout autre résultat jugé suffisamment proche), et ainsi que le contreventement soit soumis aux mêmes efforts malgré le changement de configuration.

3.1.3.1 Données d'entrée

Donnons ici (Tableau 3-1) les données sur le contreventement à l'étude.

Tableau 3-1 Données géométriques sur les contreventements considérés

Largeur de baie contreventée D_s^*	6,5m
Largeur de baie non contreventée B_s	6,5m
Hauteur d'étage : Premier étage	4,5m
Autres étages	4,0m

*Cette valeur a été choisie comme étant le double de la largeur totale de la table sismique du laboratoire de Polytechnique Montréal

Donnons ensuite (Tableau 3-2) les données sur les bâtsises nécessaires au calcul et au dimensionnement des structures

Tableau 3-2 Données de calcul de conception des bâtiments considérés

Coefficient d'accélération des sols A * [tableau p12]	Montréal : 0,04 Vancouver : 0,08
Coefficient d'efficacité du système de résistance aux charges K *[4.1.9.A]	Chevron : 1,0
Coefficient d'importance de la structure considérée I *[4.1.9.1.9]	Importance normale : 1,0
Coefficient d'impact du type de terrain sur la propagation des ondes sismiques F *[4.1.9.B]	Sol C : 1,0 Sol E : 1,5
Charge de neige au toit w_s (kPa), en 1980*[tableau p12]	Montréal : 2,16 Vancouver : 1,52
Charge de neige au toit w_s (kPa), en 2015*	Montréal : 2,48 Vancouver : 1,64
Charge morte au plancher $w_{D,plancher}$ (kPa) [valeur usuelle en 1980]	2,6
Charge morte au toit $w_{D,toit}$ (kPa) [toit de faible qualité]	1,0
Charge morte des murs extérieurs $w_{D,ext}$ (kPa) [mur de faible qualité]	0,5
Charge morte des cloisons $w_{D,Part}$ (kPa) * [4.1.5.1.3]	1980 : 1,0 2015 : 0,5
Charge vive au plancher $w_{L,plancher}$ (kPa) * [4.1.6.A]	2,4

* Les données viennent du code national du bâtiment édition 1980, sauf si l'édition est précisée ; entre crochets figurent les références des tableaux dans lesquels ces données sont fournies

Ces données permettent alors de calculer la force sismique latérale minimale V à laquelle doit résister la structure.

Par la suite, seul le calcul du dimensionnement du bâtiment de trois étages, localisé à Montréal sur un sol de type C sera illustré. Ce cas de figure servira de référence et d'illustration pour le calcul. De façon arbitraire, la bâisse étudiée dans le cas de Montréal a été définie comme un bâtiment carré de sept baies de côtés. La vue en élévation de ce bâtiment est donnée en Figure 3-2.

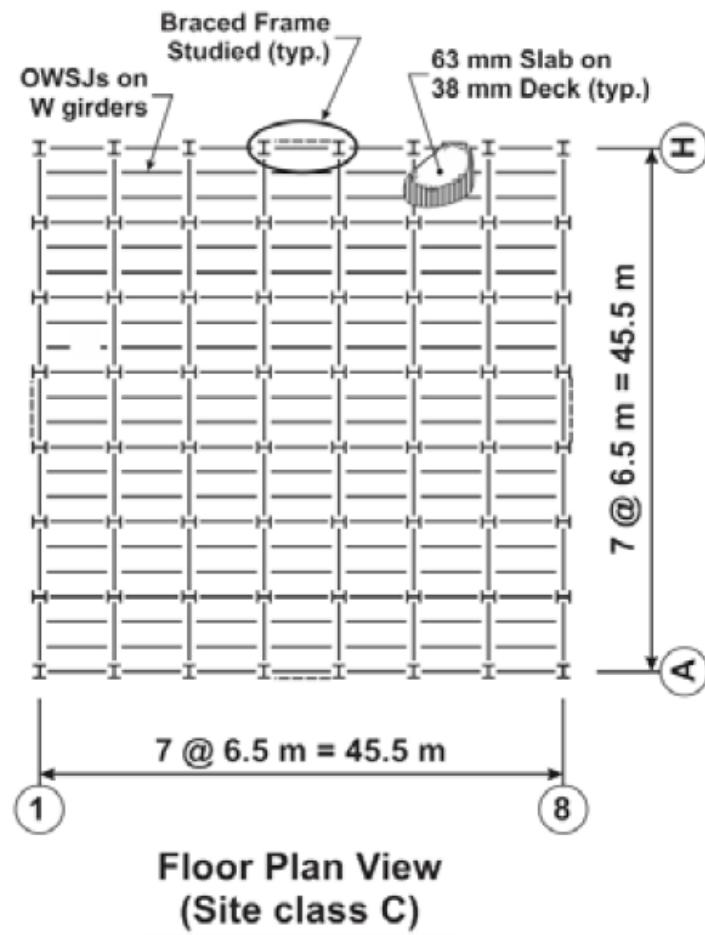


Figure 3-2 Vue en élévation du bâtiment étudié dans la configuration Montréal sol C ; (Tremblay, Mottier, & Rogers, 2016)

Les autres conceptions sont rassemblées dans le Tableau 3-10.

3.1.3.2 Calcul du cisaillement à la base V

Le calcul de dimensionnement des colonnes pour ce bâtiment s'effectue comme suit :

$$V = ASKIFW$$

$$S = \frac{0,5}{\sqrt{T}} \leq 1,0 \text{ avec } T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} = 0,09 \times \frac{12,5}{\sqrt{45}} = 0,11 \text{ donc } S = \min(4,54 ; 1,0) = 1,0$$

Le calcul du poids sismique W est effectué par étage, en considérant $W = 1,0D + 0,25S$

Du calcul du cisaillement à la base V peuvent ensuite être déterminées les forces sismiques latérales s'exerçant aux étages.

V doit être réparti entre les étages selon la formule ci-dessous [CNBC 1980, 4.1.9.1.4.b)]

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}, \text{ avec } F_t = 0 \text{ si } \frac{h_n}{D_s} \leq 3 \quad (\text{Eq 3.1})$$

Or, D_s est constant et égal à 6,5m, et $h_n = 12,5\text{m}$ donc $F_t = 0$, et

$$F_x = V \frac{W_x F_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

De là est obtenue la valeur de l'effort de traction pondéré dans les diagonales de contreventement aux différents étages.

3.1.3.3 Dimensionnement du système diagonales/colonnes/poutre

Avec les données du Tableau 3-2 sont obtenus les résultats suivants, donnés dans le Tableau 3-3, toujours pour la configuration Montréal-trois étages-sol C (M3C).

Tableau 3-3 Résultats des calculs du poids sismique et de l'effort V, bâtiment M3C

Étage	h_x (m)	h_{tot} (m)	w_D (kN)	$0,25w_S$ (kN)	Wx (kN)	Wxh_x (kNm)	F_x (kN)	$V(x)/chevron$ (kN)
3	4,0	12,5	2070	1118	3188	39852	53	53
2	4,0	8,5	7817	0	7817	66444	88	141
1	4,5	4,5	7840	0	7840	35278	47	188
Somme	/	/	17727	/	18845	141574	188	383

De ces calculs sont ensuite obtenues les valeurs d'efforts dans les membrures du contreventement considéré, qui sont rassemblés dans le Tableau 3-4.

Tableau 3-4 Résultats des calculs des efforts dans les membrures du contreventement, bâtiment M3C

Étage	KL (mm)	θ ($^{\circ}$)	C_D (kN)	C_L (kN)	$C_Q ; T_Q$ (kN)	C_f (kN) $1,25D+1,5Q$	T_f (kN) $1,5Q$
3	5154	50,906	2,1	0	84	129	126
2	5154	50,906	15,4	14	224	356	336
1	5551	54,162	15,1	13	322	502	483

Les valeurs des efforts de C_f et T_f sont calculées en utilisant des coefficients de pondérations précisés au paragraphe 4.1.4.2.4 du CNBC – édition 1980.

Dans le cas de l'analyse menée dans ce rapport, les deux combinaisons de charges à évaluer sont

- 1,25 D+0,7 (1,5 L+1,5 Q)
- 1,25 D+ 1,5 Q

Une fois les sollicitations calculées, il s'agit de trouver des profilés qui puissent résister à ces efforts, tant en traction qu'en compression.

Il faut donc vérifier les mécanismes de rupture possible au niveau des diagonales de contreventement qui composent le chevron. La norme CSA S16-M78 n'envisage que deux modes de ruptures, qui sont :

- La rupture sur l'aire nette ;
- La plastification de la poutre ;

La résistance à la rupture sur l'aire nette est calculée comme suit :

$$T_r = \min \begin{cases} \phi A_n F_y \text{ si } A_n F_u \geq A_g F_y \\ \phi F_u \frac{A_n}{A_g} A_n \text{ si } A_n F_u < A_g F_y, \\ 0,85 \phi A_n F_u \end{cases} \quad (\text{Eq 3.2})$$

avec $A_n \leq \begin{cases} 0,85 A_g \text{ si } \frac{F_y}{F_u} \leq 0,75 \\ 0,90 A_g \text{ si } 0,75 < \frac{F_y}{F_u} \leq 0,85 \\ 0,95 A_g \text{ si } 0,85 < \frac{F_y}{F_u} \end{cases}$

Il est également nécessaire de vérifier que les poutres choisies respectent les limites d'élancement en traction.

$$\frac{KL}{r} \leq 300$$

Pour choisir un profilé optimal, il a été décidé d'utiliser un procédé itératif afin de trouver le profilé qui respectait à la fois les conditions en termes d'élancement, en termes de résistance à la traction et à la compression et qui avait le plus faible poids linéaire.

Les résultats de ce procédé sont donnés dans le Tableau 3-5.

Tableau 3-5 Résultats de la sélection des profilés des diagonales, bâtiment M3C

Étage	Profilé	Classe 3 ?	kl/r < 300	Tr (kN)	Cr (kN)
3	HS102x102x4,8	VRAI	131	499	158
2	HS152x152x4,8	VRAI	86	770	444
1	HS152x152x6,4	VRAI	94	1007	516

Une méthode similaire a été utilisée pour dimensionner les profilés choisis pour les colonnes et pour les poutres.

Dans le cas des colonnes, les sollicitations de compressions sont calculées étage par étage. Le résultat des sollicitations et des profilés choisis sont donnés dans le Tableau 3-6.

Tableau 3-6 Calcul des sollicitations sur la colonne, bâtiment M3C

Étage	kL (mm)	C _D (kN)	A _t (m ²)	C _L (kN)	A _t	C _E kN	C _f (kN)	λ
3	4000	21,1	0	45,63	1,00	0	74	2,19
2	4000	110,2	21,125	95,37	0,98	65,29	306	1,34
1	4500	200,9	42,25	174,63	0,78	239,43	686	1,08

Le même processus itératif utilisé pour la sélection des profilés des diagonales est utilisé pour la sélection des profilés de colonnes.

Si les sollicitations sont calculées par étages, un seul profilé de colonne est cependant choisi pour la hauteur globale du bâtiment. Ainsi, le profilé utilisé sera le profilé de l'étage 1.

Au moment du dimensionnement des colonnes a également été prise en compte la force de soulèvement que celles-ci devraient subir, afin de dimensionner les ancrages pour les colonnes. Cet aspect de la conception sera détaillé plus précisément dans la partie 3.1.5.

Le dimensionnement des poutres principales est enfin considéré, avec toujours le même processus utilisé.

Le calcul des sollicitations des poutres est mené, et les résultats sont donnés dans le Tableau 3-7.

Tableau 3-7 Calcul des sollicitations dans les poutres principales ; bâtiment M3C

Étag e	kL (mm)	w _D (kN.m ⁻¹)	w _{L+S} (kN.m ⁻¹)	C _E (kN)	V (kN)	M _D (kN.m)	M _L (kN.m)	C _f [1,5 Q]	M _f (kN.m) [1,25D+1, 5L]
3	6500	0,81	1,76	53	106	1,1	2,3	80	4,8
2	6500	5,9	2,60	141	283	7,8	3,4	212	14,9
1	6500	6,025	2,60	188	377	8,0	3,4	283	15,1

La norme CSA-S16-M78 spécifie dans le cas de membrures en flexion que le calcul de la valeur du moment résistant M_r doit se faire de la manière suivante.

$$\begin{aligned} \text{Si } M_u > \frac{2}{3} M_p, \text{ alors } M_r = \min \left(1.15\phi M_p \left(1 - \frac{0.28M_p}{M_u} \right); \phi M_p \right) \\ \text{Si } M_u \leq \frac{2}{3} M_p, \text{ alors } M_r = \phi M_u \text{ avec } M_u = \frac{\pi}{\omega L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y C_w} \end{aligned} \quad (\text{Éq 3.3})$$

Et les profilés doivent être choisis de telle sorte que l'interaction entre le comportement en flexion et en compression soit respectée, ce qui se traduit par les équations suivantes

$$(1) \frac{C_f}{C_r} + \frac{\omega_x M_{fx}}{M_{rx} \left(1 - \frac{C_f}{C_{ex}} \right)} + \frac{\omega_y M_{fy}}{M_{ry} \left(1 - \frac{C_f}{C_{ey}} \right)} \leq 1,0$$

$$(2) \frac{M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1,0 \quad (\text{Éq 3.4})$$

$$(3) \frac{C_f}{C_r} + \frac{0,85M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{0,85M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1,0$$

Les résultats du processus de sélection des profilés pour les poutres donnent alors les résultats suivants, rassemblés dans le Tableau 3-8.

Tableau 3-8 Résultats de la sélection des profilés des poutres, bâtiment M3C

Étage	Profilé	Classe 2 ?	kL/r < 300	C _r (kN)	M _r (kN.m)	Interaction		
						(1)*	(2)*	(3)*
3	W200x27	VRAI	208	130	30	0,79	0,16	0,23
2	W200x42	VRAI	158	343	83	0,82	0,18	0,30
1	W200x46	VRAI	127	524	104	0,71	0,14	0,30

*Dans ce tableau les chiffres (1), (2) et (3) renvoient aux trois équations d'interaction que la norme CSA-S16-M78 spécifie. Elles sont détaillées ci-dessus.

3.1.3.4 Dimensionnement du système poutres secondaire/poutrelles

Une fois le système de poutres secondaires mis en place, il s'agit alors de dimensionner les poutrelles et les choix de tabliers. Ces choix sont faits à partir des catalogues CANAM (CANAM Construire Autrement, 2012), et à l'aide de chiffrières Excel.

A partir des charges et des choix techniques faits en termes de portée et des charges déjà choisies dans les étapes précédentes, mais aussi à partir des critères de flèche imposés par le code, les profilés constituant les poutres secondaire (profilés W) et les poutrelles (choisies pour être des poutrelles non composites) sont choisis. Les résultats des chiffriers sont donnés au Tableau 3-9.

Tableau 3-9 - Choix des poutrelles et des tabliers

Étage	Poutrelles	Tablier
3	Girders : W360x32.9 Joists : 400mm de profondeur ; masse linéaire : 10kg $I : 20.3 \times 10^6 \text{ mm}^4$; P-3615 type 22
2 et 1	Girders : W460x52 Joists : 600 mm de profondeur ; masse linéaire : 17.6kg $I : 95.3 \times 10^6 \text{ mm}^4$	P-3615 type 16

3.1.4 Dimensionnement des bâtiments à l'étude.

Comme expliqué plus haut, l'idée de projet est de mener une étude analytique puis de confirmer celle-ci par des tests en laboratoires ; dans un souci de facilité et de minimisation des coûts de l'étude expérimentale, il a donc été décidé de ne tester qu'un seul contreventement.

Pour conserver la dimension générale de l'étude et s'intéresser aux deux types de sols envisagés et aux deux localisations géographiques considérées, il a donc été décidé de concevoir différents bâtiments, de telle sorte que les contreventements soient soumis au même cisaillement à la base.

Pour ce faire, le bâtiment dimensionné pour Montréal sert de référence. La valeur du cisaillement à la base par diagonale est là de 377kN pour la bâtie de trois étages et de 221kN pour la bâtie de deux étages. Ces deux valeurs seront nos valeurs cibles. Pour l'étude sur sol de type E et pour l'étude de Vancouver, la taille des bâtiments a été modifiée de sorte de retomber sur des valeurs de cisaillement à la base égales ou très proches, de sorte que le dimensionnement du contreventement soit le même. Pour conserver les mêmes aires tributaires, la largeur des baies a également été conservée.

Il est enfin intéressant de constater qu'en 1980, la sismicité attendue à Vancouver était exactement le double de celle attendue à Montréal : $A_{Vancouver} = 0,08 = 2 \times A_{Montréal}$. De ce fait, et en négligeant l'impact de la différence de charge de neige au toit entre Vancouver et Montréal (1,52kPa contre 2,16 kPa) il a été décidé de doubler le nombre de contreventements par mur pour les bâtisses situées à Vancouver en comparaison des bâtisses situées à Montréal.

Un processus itératif sur le nombre de baies du bâtiment situé en sol E a alors été utilisé, et les résultats obtenus donnent un bâtiment dont les dimensions sont de 8 baies par 4 baies. La vue en élévation de ce bâtiment est donnée en Figure 3-3. Précisons à nouveau que l'exception permise par l'édition 1980 du code à propos des bâtiments de faible périodes situés sur des sols mous n'a pas été appliquée (voir section 2.1.1).

Ainsi l'on pourrait résumer les différentes configurations étudiées par le Tableau 3-10.

Tableau 3-10 Résumé des configurations d'étude

Configuration d'étude	Dimensions**	Nombre de contreventement par mur	Cisaillement à la base/diagonale (kN)
M2C*	7@6,5 x 7@6,5	1	221
V2C	7@6,5 x 7@6,5	2	214
M2E	8@6,5 x 4@6,5	1	218
V2E	8@6,5 x 4@6,5	2	212
M3C*	7@6,5 x 7@6,5	1	377
V3C	7@6,5 x 7@6,5	2	370
M3E	8@6,5 x 4@6,5	1	377
V3E	8@6,5 x 4@6,5	2	367

* Configuration d'étude définie arbitrairement comme référence

** Dimensions données dans le format suivant : nombre de baies @ dimension des baies

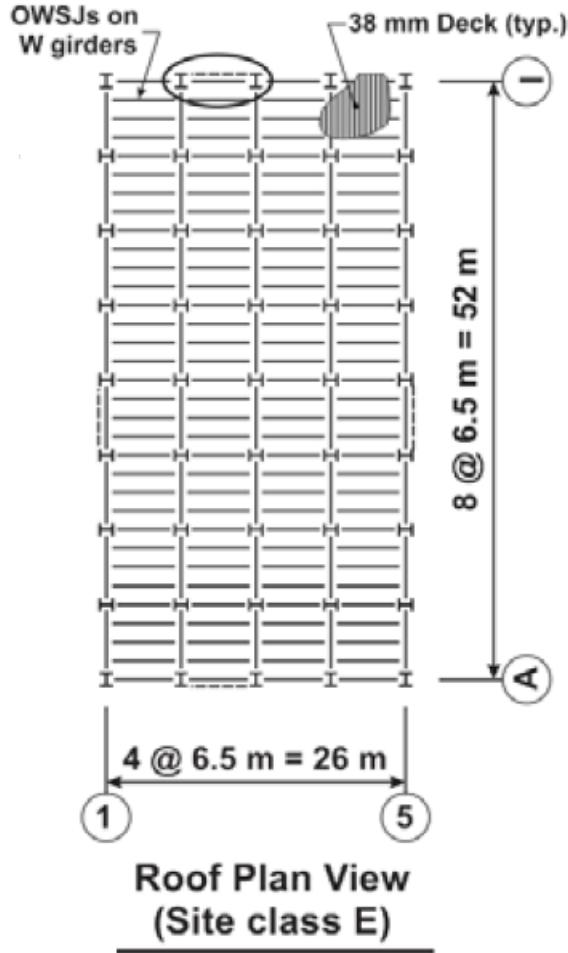


Figure 3-3 Vue en élévation du bâtiment étudié dans la configuration Montréal sol E, (Tremblay, Mottier, & Rogers, 2016)

3.1.5 Conception des ancrages aux sols

L'analyse de documents et de plans d'époque a permis de conclure que la majorité des ancrages aux sols des colonnes étaient constitués de deux tiges de $\frac{3}{4}$ ". La résistance conférée par l'utilisation de ce type d'ancrage semble trop peu faible en comparaison à l'effort de traction dû aux combinaisons de charges en présence.

L'équation d'interaction (voir Éq 3.5) n'est dans ce cas pas respectée et donne une résistance de l'assemblage 26 fois trop faible pour les charges en présence.

$$\left(\frac{T_f}{T_r}\right)^2 + \left(\frac{V_f}{V_r}\right)^2 \leq 1,0 \quad (\text{Éq 3.5})$$

Sous des efforts sismiques importants, il est probable que certains de ces ancrages subiraient une rupture, et que les contreventements ainsi détachés du sol se mettraient à bercer naturellement. Ce bercement serait toutefois non contrôlé et pourrait mener à des déplacements bien trop importants. Il est donc recommandé d'agir en amont de l'évènement sismique et d'implanter des dispositifs de dissipation d'énergie au niveau de ces ancrages, qu'il faudra en plus couper lors de la réhabilitation.

3.2 Modèles numériques

Dans cette sous partie sont décrits les modèles numériques mis en place pour mener le projet. Dans un premier temps sont décrits les différents modèles numériques, qui sont ensuite détaillés : il s'agit de préciser les hypothèses et les paramètres des études, le logiciel et les types d'éléments étudiés. Dans un second temps sont détaillés les types d'analyses menées. Enfin est détaillé le processus de choix et de mise à l'échelle des signaux sismiques utilisés dans ces analyses.

Il est nécessaire de préciser que l'ensemble des analyses numériques a été effectué à l'aide du logiciel SAP 2000, afin de donner aux résultats de ces études une facilité de lecture (Le logiciel SAP est un logiciel répandu et aisément utilisable).

3.2.1 Crédit des deux modèles

Au cours de ce projet, deux modèles numériques ont été créés, afin de comparer les différences que ces deux modèles fournissaient comme résultat. Ils sont décrits séparément par la suite.

3.2.1.1 Modèle P

Le premier modèle réalisé est un modèle numérique d'étude du comportement du cadre berçant. Le modèle est un modèle en 2D, et se veut être un modèle permettant de faire une approche simplifiée du comportement des cadres berçants.

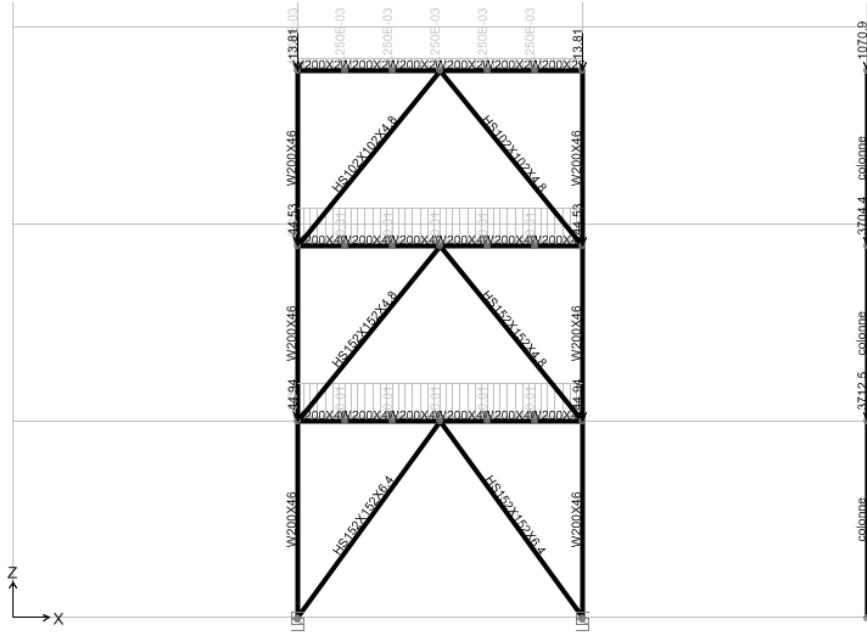


Figure 3-4 Représentation du modèle P (aperçu SAP2000)

Ce modèle, montré en Figure 3-4, représente uniquement le contreventement étudié, le reste de la bâtie étant modélisé à l'aide d'une colonne P-Delta. Toutes les charges appliquées sur ce modèle sont appliquées via des forces (nommées P, d'où le nom du modèle). Le but de ce modèle est d'analyser le comportement du contreventement sous une sollicitation sismique et d'étudier l'impact des forces sur le comportement de la structure.

3.2.1.2 Modèle M

Le second modèle réalisé est un modèle plus complexe, conçu en 3D (représenté en Figure 3-5). Ce modèle reconstitue en partie la structure étudiée (trois baies dont une baie contreventée dans la direction d'étude des séismes, une baie dans la direction orthogonale à la direction d'étude). Comme dans le modèle P, le reste de la structure est modélisé par une colonne P-Delta.

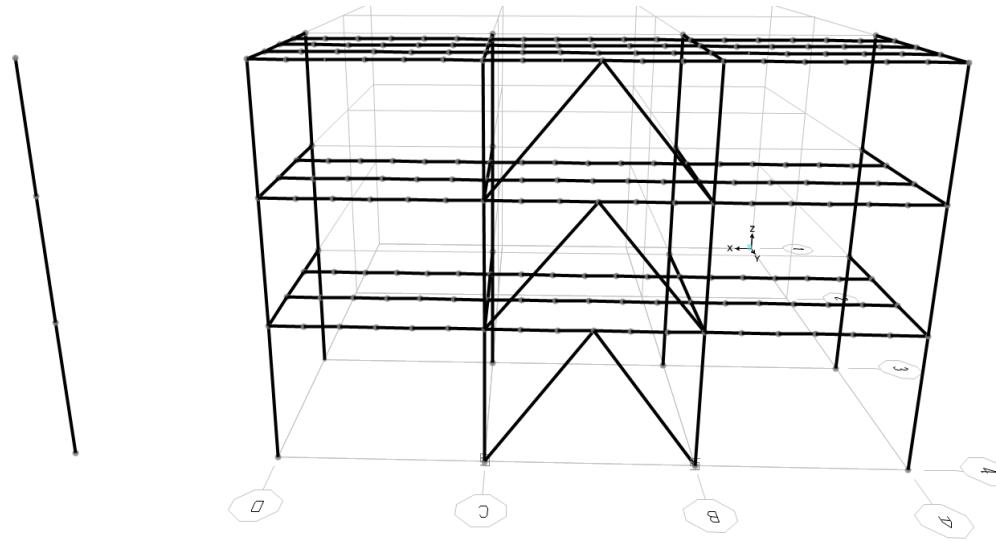


Figure 3-5 Représentation du modèle M (aperçu SAP2000)

Toutes les charges appliquées à la structure sont dans ce modèles appliquées sous forme de masses (nommées M d'où le nom du modèle) soumises à une accélération verticale d'une valeur de 1g ($9,81 \text{ m.s}^{-2}$). De ce fait, aucune force n'est appliquée au système. Le but de ce modèle est d'analyser le comportement du contreventement sous une sollicitation sismique et d'étudier l'impact des masses sur le comportement de la structure.

3.2.1.3 Pourquoi les deux modèles ?

L'intérêt dans ce projet d'avoir créé deux modèles différents est multiple. Tout d'abord, la différence de complexité entre les deux modèles (25 points d'étude et de calcul pour le modèle P contre 212 pour le modèle M) rend les analyses sensiblement différentes en termes de ressources nécessaires. L'utilisation d'un modèle simplifié prend alors ici tout son sens.

D'autre part, la seconde différence entre les deux modèles se trouve dans la façon de modéliser la situation. Le modèle M semble de prime abord mieux correspondre à la réalité de ce qui ressemblerait au test effectué au laboratoire, du fait de l'utilisation de masses et non de forces (qui correspondent au laboratoire à l'utilisation de vérins). De ce fait, il est intéressant d'observer les différences entre les deux modèles, si elles existent.

Pour comparer les deux modèles, il faut cependant d'abord s'assurer qu'ils se comportent de la même façon (c'est-à-dire avant tout observer les résultats des analyses modales des deux modèles pour voir si les périodes des structures sont les mêmes). Une fois cette étape effectuée, les

comparaisons de comportement entre les deux modèles sous une même sollicitation sismique peuvent alors se faire.

3.2.2 Détails des modèles

Dans cette sous-partie sont décrits en détails les modèles conçus. La seule différence entre ces deux modèles se trouvant dans la façon de modéliser les charges (forces pour le modèle P contre masses pour le modèle M), les détails des modèles seront donnés de manière générique, et concernent à la fois le modèle P et le modèle M. Les données utilisées dans SAP sont en kN; mm; et toute unité en découlant. Les inerties sont donc données en mm^4 , les rigidités en kN.mm^{-1} , les moments en kN.mm etc...;

3.2.2.1 Architecture globale des modèles

Les modèles sont orientés selon les axes suivants :

- L'axe x est défini comme étant l'axe d'étude sismique ; il sera mentionné à l'occasion comme l'axe « en plan »
- L'axe y est défini comme étant l'axe « hors plan »
- L'axe z est défini comme l'axe vertical, et est orienté vers le haut.

Dans la suite du paragraphe, les axes locaux ($1, 2, 3$) et globaux (x, y, z) sont confondus.

Chaque point du contreventement est affecté des restrictions (*restraints*) en mouvement u_2 et r_3 . De ce fait, les déplacements hors plan du contreventement ne sont pas permises (translations u_2 empêchées). La restriction r_3 permet de supprimer les effets de torsion.

A la base des colonnes, deux cas se présentent à propos de restrictions en mouvement :

- Dans le cas des colonnes du contreventement, les points sont affectés des restrictions u_1, u_2, r_1, r_3 . Le déplacement u_1 est interdit, ce qui immobilise la structure dans la direction d'étude privilégiée (direction x), mais le déplacement u_3 est autorisé, de sorte que la colonne puisse se soulever ; sont précisés dans le paragraphe 3.2.2.2 les éléments utilisés pour modéliser l'interface entre ces colonnes et le sol.
- Dans le cas des autres colonnes, les points sont rotulés : les restrictions sont u_1, u_2, u_3, r_1, r_3 . De ce fait, la rotation autour de l'axe y est permise.

Dans les deux modèles, l'ensemble des membrures est constitué d'éléments *frame*. A chaque profilé est affectée la propriété correspondante issue du fichier *CISC10.pro*. Elles sont connectées entre elles par des connections de type « rotule », modélisant des assemblages boulonnés.

La colonne P-Delta est modélisée par une section fictive, à laquelle est affectée une inertie de flexion d'une valeur de 1mm⁴; ceci dans le but que la colonne P-Delta ne contribue en aucune façon à la rigidité du modèle. La section du modèle est fictivement multipliée par 10 000, de sorte que la compression de la colonne soit négligeable.

Pour coupler la colonne P-Delta au modèle, des contraintes (*constraints*) en déplacement horizontal ont été mises en place à chaque étage, de sorte que les déplacements horizontaux de la colonne (selon l'axe *x*) sont les mêmes que ceux du modèle. Ces contraintes sont illustrées pour l'étage 1 en Figure 3-6.

Les charges des étages et du toit sont alors affectées, selon le modèle de forces (modèle P) ou de masses (affectées sous forme de poids, modèle M) placées sur l'axe *z* et correspondant à la combinaison de charge 1.0D+0.5L+0.25S. En complément, les masses se trouvant au centre du contreventement sont également affectées du poids sismique de la structure, selon l'axe *x*.

L'ensemble des valeurs des masses affectées est précisé en annexe D.

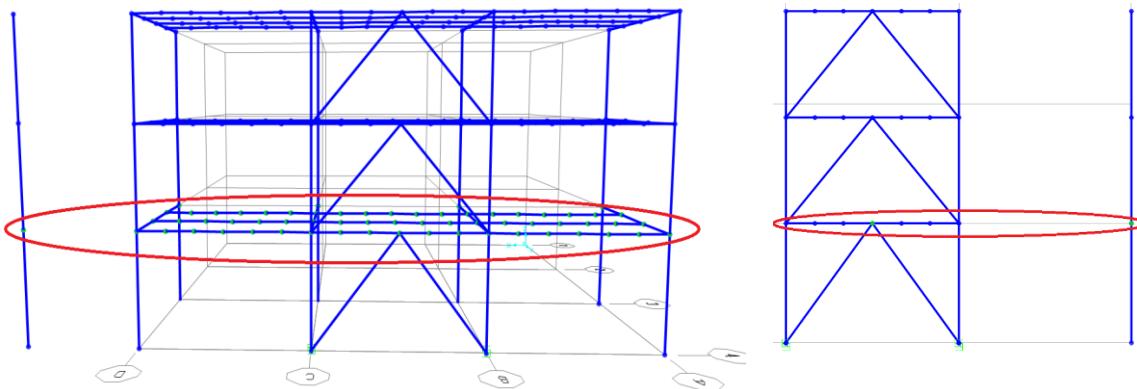


Figure 3-6 Les points encerclés sont affectés d'un diaphragme, de sorte que les déplacements horizontaux de ces points sont les mêmes

3.2.2.2 Éléments de modélisation de l'interface colonne-sol

Le cœur de ce projet réside dans la modélisation de l'interface de berçement à la base des colonnes du contreventement. Il faut pouvoir modéliser un élément qui a une rigidité infinie en compression

(pour simuler le contact avec le sol, supposé incompressible) et une rigidité nulle en traction (pour autoriser le soulèvement pendant le berçement).

L'utilisation d'éléments *gap* du logiciel SAP2000 permet de trouver un modèle simplifié de cette interface de contact. Ces éléments sont constitués d'un ressort de rigidité k disposé en série avec une interface de contact ; il est représenté schématiquement en Figure 3-7. Dans des études futures de l'interface, il sera intéressant de songer à des modèles considérant les comportements locaux à l'interface entre la colonne et la fondation, ainsi que le comportement local de la fondation elle-même.

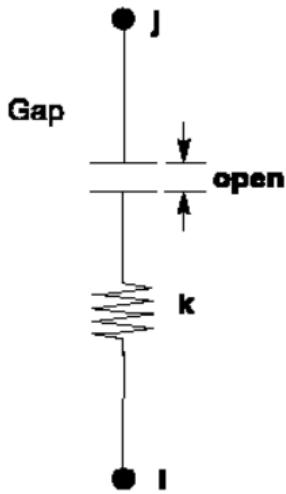


Figure 3-7 Représentation schématique de l'élément GAP

Les plaques qui constituent l'interface permettent de transférer des efforts de compression mais n'ont aucune résistance en traction, ce qui permet leur ouverture lorsque des forces de soulèvement s'appliquent à la base de la colonne. La valeur de k doit alors être spécifiée, mais de telle sorte qu'elle ne modifie pas (ou peu) le comportement initial de la structure. Les travaux de Poirier (2008) ont montré qu'un choix de valeur de rigidité trop grande posait des problèmes de convergence numérique. La description des paramètres choisis pour l'élément *gap* est donnée en Figure 3-8.

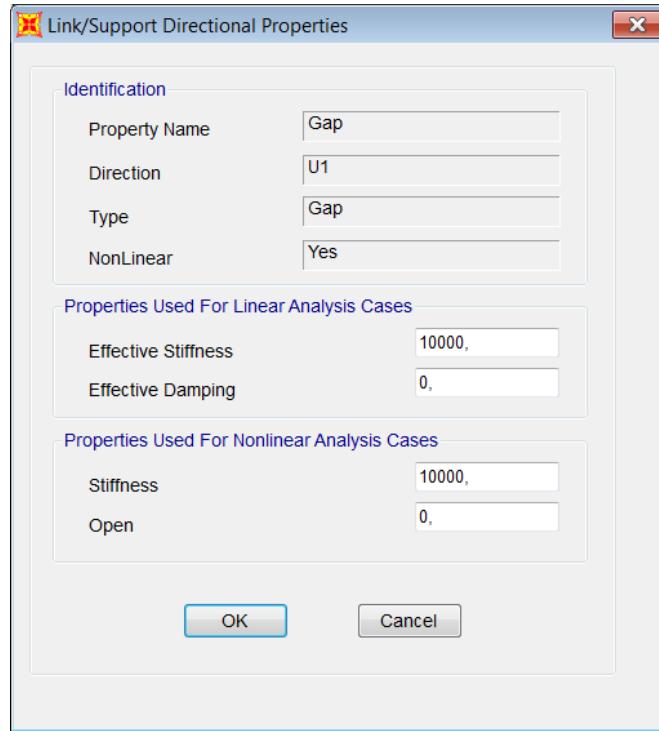


Figure 3-8 Détails des paramètres d'entrée de l'élément *gap* utilisé

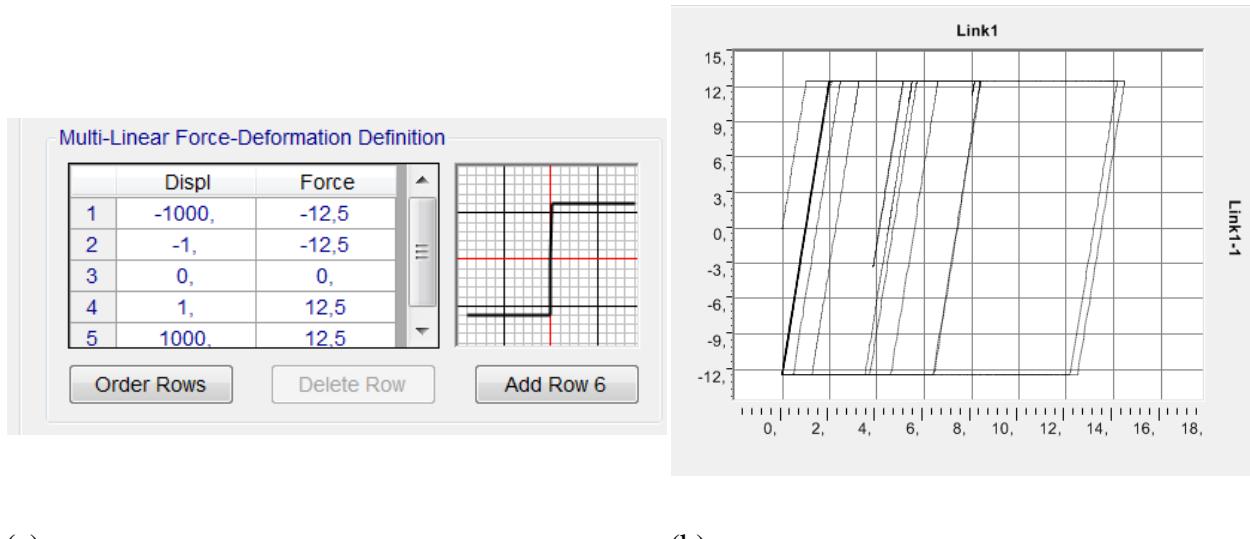
3.2.2.3 Description des dispositifs de dissipation d'énergie

Pour dissiper l'énergie lors des événements sismiques, plusieurs solutions sont envisagées. Elles seront testées expérimentalement par la suite pour vérifier et comparer les impacts de chacune des solutions utilisées.

Les différences entre ces solutions résident, en plus de la technique employée, dans les coûts afférant aux mécanismes adoptés.

Trois solutions de dissipation d'énergie sont donc étudiées

- Par friction : utilisation de deux plaques d'aciers, l'une en acier doux, l'autre en acier à haute dureté (400-450 Brinell) qui frotteraient l'une contre l'autre.



Cet élément est modélisé sous SAP2000 par un élément *multi-linear plastic*. Son comportement est décrit à la Figure 3-9. Les valeurs utilisées sont données à titre d'illustration.

- Par utilisation de ressort Ringfeder © : ces ressorts confèrent une rigidité en compression mais pas en traction; ils sont constitués d'un assemblage d'anneaux (internes et externes) en acier empilés autour d'un axe : lorsque le ressort subit une compression, les anneaux externes se déforment du fait des anneaux internes, ce qui confère une rigidité à l'ensemble; lors de la décompression, une autre rigidité (plus faible) est également fournie par cette déformation (voir Figure 3-10).

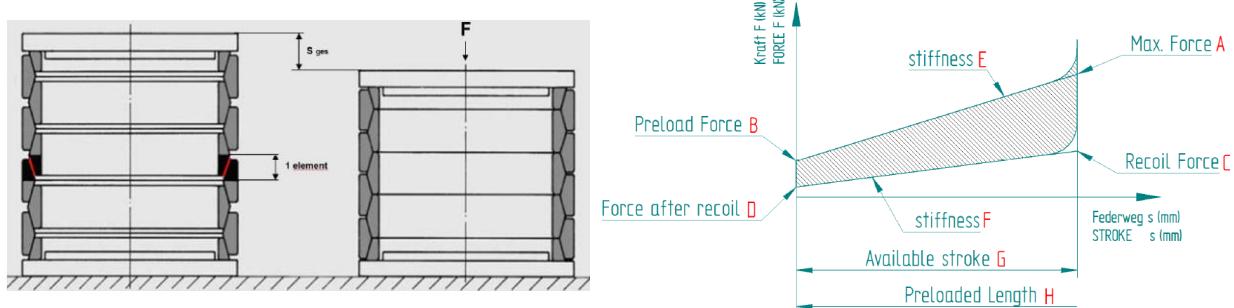
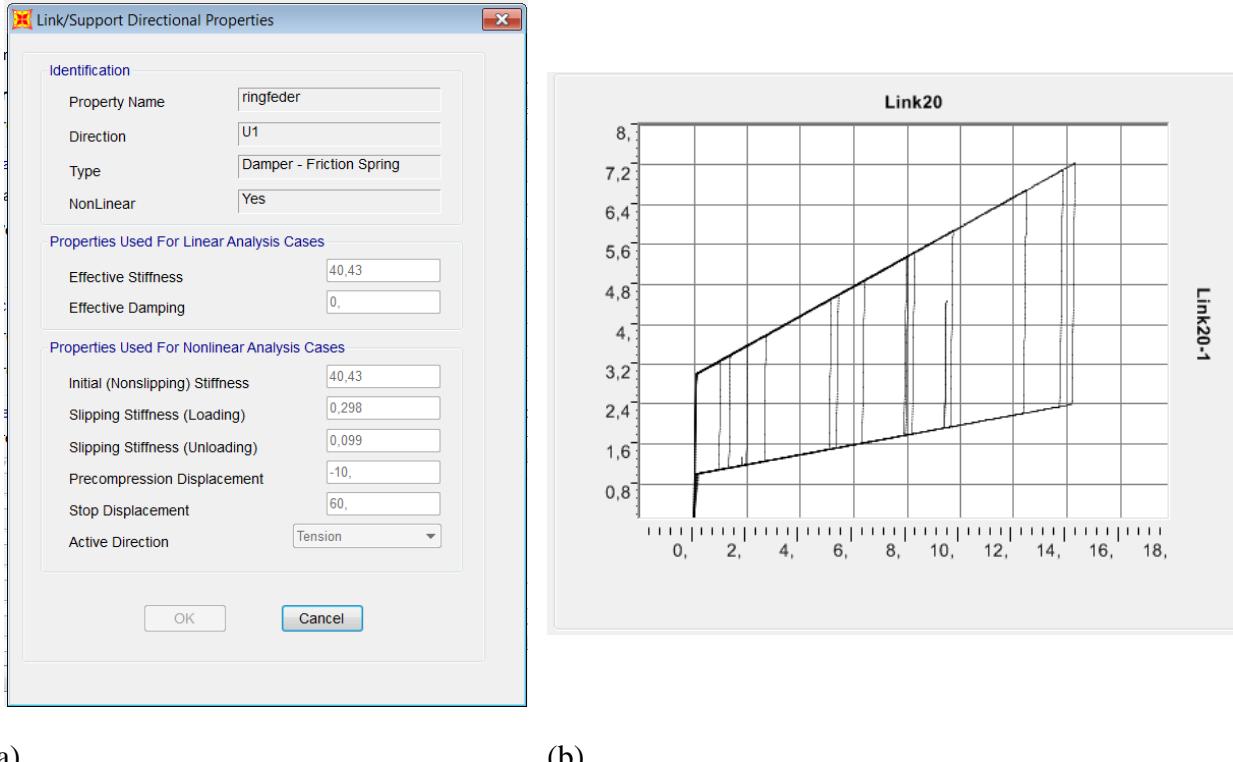


Figure 3-10 Schéma de principe des ressorts Ringfeder ©

Ces ressorts sont modélisés sous SAP2000 par un élément *damper - friction spring*, couplé à un élément *gap*, dont les caractéristiques sont données à la Figure 3-11. Les valeurs utilisées sont données à titre d'illustration.



(a)

(b)

Figure 3-11 (a) Description des paramètres de l'élément utilisé ; (b) comportement force-déplacement de ce même élément

- L'utilisation de barre de métal plastifiant en traction. Ce mécanisme, très simple, consiste en réalité en une dissipation d'énergie lors du premier cycle de berçement seulement ; pour les cycles futurs, la barre considérée ayant déjà plastifié, la dissipation d'énergie ne s'effectue plus. Le modèle de ces éléments est donné à la Figure 3-12.

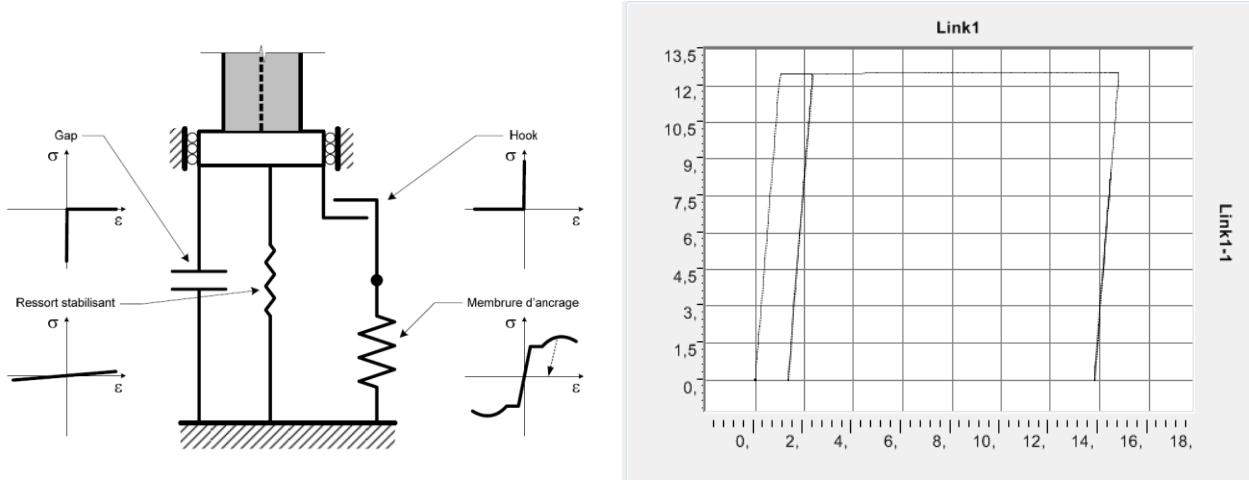


Figure 3-12 (a) Schéma de principe des barres d'ancrages plastifiantes – tiré de (Richard, 2009);
 (b) comportement force déplacement de l'ensemble

3.2.2.4 Amortissement

Le paramètre d'amortissement est très important dans ce projet. De façon générale, l'amortissement d'une structure en acier est d'environ 3%. Pour rappel, l'amortissement ξ témoigne de la rapidité avec laquelle la structure considérée revient à sa configuration initiale après avoir été soumise à une sollicitation (Paultre, 2005).

Dans la suite de ce projet, l'amortissement utilisé pour les simulations numériques est défini égal à 3%.

Il est cependant nécessaire de prendre un compte un phénomène lié à la méthode d'intégration directe : l'algorithme employant cette dernière introduit dans les réponses des valeurs erronées qui faussent les résultats. Ce phénomène est d'autant plus accentué dans les calculs non-linéaires (comme c'est le cas ici), entre autres du fait de la présence dans le modèle numérique d'éléments *gap* (Wiebe, Chrsitopoulos, Tremblay, & Leclerc, 2012).

Pour réduire (supprimer) ces valeurs faussées dans les calculs, la méthode suivante a été utilisée.

Il est d'abord nécessaire de rappeler l'équation qui définit l'amortissement de Rayleigh ξ .

$$\xi = \frac{a_0}{2\omega} + \frac{a_1\omega}{2} \quad (\text{Éq 3.6})$$

La source première de divergence et d'erreurs dans les calculs numériques est l'utilisation des éléments non linéaires de type *gap* : pour ne pas leur attribuer d'amortissement, ce dernier a été implanté directement dans le matériau *acier* utilisé (Figure 3-13) ; de cette façon, seules les membrures constituant « réellement » le modèle sont amorties (les éléments *gap* ne contiennent pas de matériau). Pour ce faire, l'amortissement est spécifié comme un amortissement « visqueux proportionnel » et est calculé sur la base des fréquences des deux premiers modes de vibrations de la structure à base fixe selon l'équation 3.6.

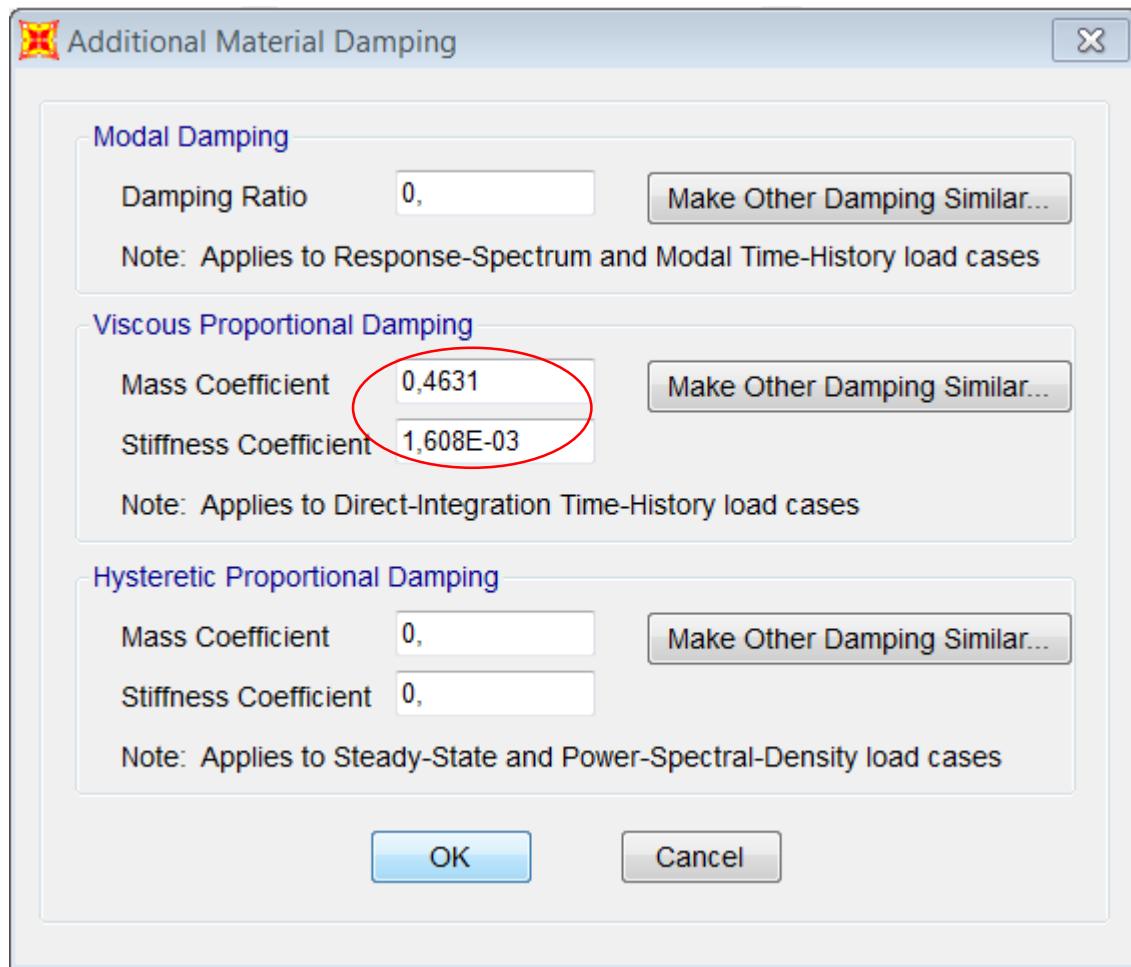


Figure 3-13 Propriétés du matériau utilisé - amortissement

Pour éviter les erreurs dues aux rigidités infinies des éléments *gap*, le coefficient d'amortissement lié à la rigidité a_1 sera défini égal à 0 dans les analyses (Figure 3-14). Pour éviter des problèmes de convergence numérique, la valeur utilisée par le modèle est $a_1=1.10^{-6}$. La valeur de a_0 est déterminée par rapport à la fréquence de bercement de la structure, selon l'équation 3.6.

Comme les pulsations à partir desquelles les coefficients d'amortissement présentés au figures Figure 3-13 et Figure 3-14 sont différentes, les valeurs de ces coefficients sont différentes également.

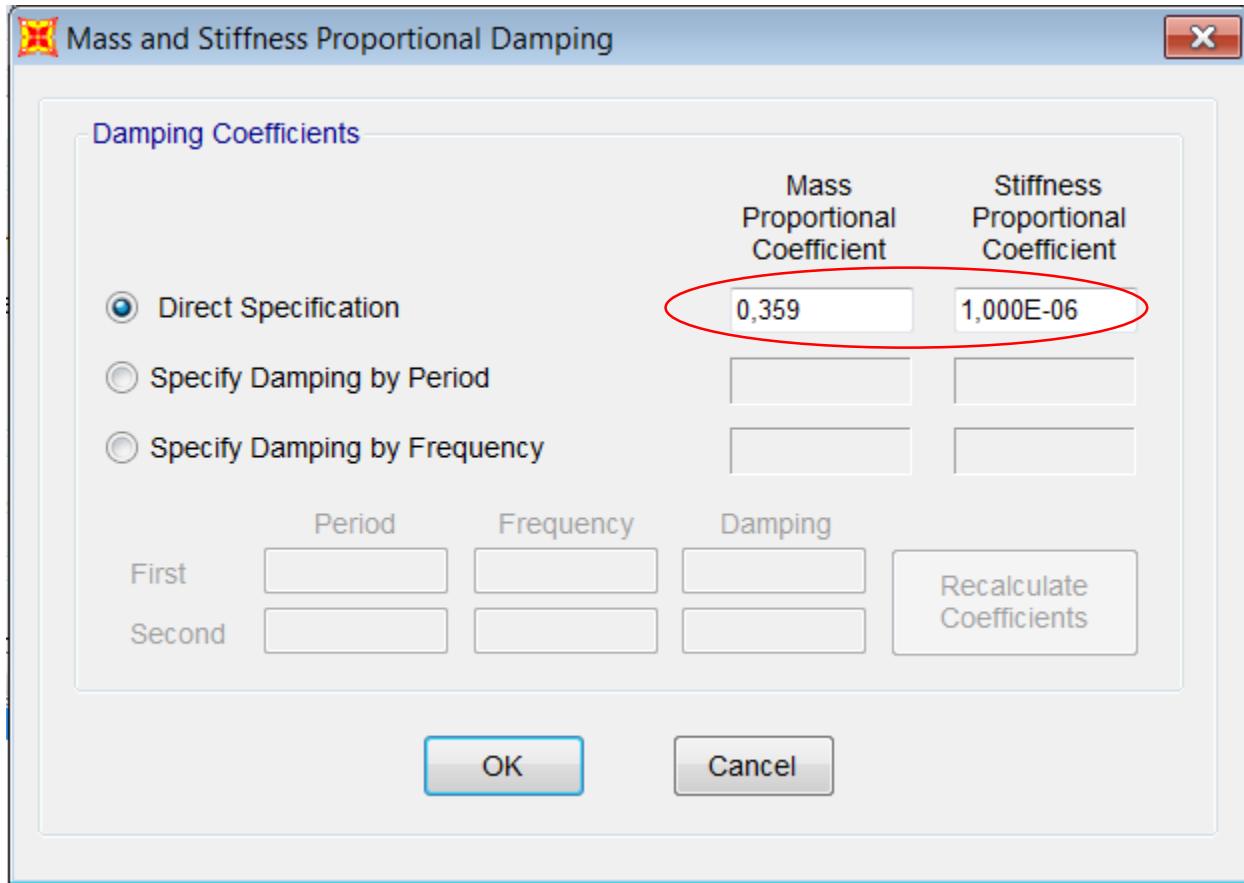


Figure 3-14 Propriétés du cas de charge analysé - amortissement

Ces deux décisions permettent de corriger les résultats issus des simulations numériques.

3.2.3 Analyses

Ces modèles numériques sont étudiés sous la combinaison de charge $1.0D+0.5L+0.25S$, cette combinaison de charge étant appliquée par l'utilisation de masses dans une phase quasi-statique. Afin d'étudier précisément le comportement du prototype, deux types d'analyses sont menés.

3.2.3.1 Analyses modales

La première analyse est une analyse modale. Elle permet de connaître les fréquences de vibration des modèles, ainsi que les différents modes de vibration de la structure lorsque sa base est fixe.

Cela permet notamment de comparer les modèles entre eux (deux modèles différents mais simulant les mêmes structures doivent avoir les mêmes périodes de vibration). Il est également important de savoir les fréquences propres des modèles pour être capable d'anticiper les phénomènes de résonance lors des essais expérimentaux.

3.2.3.2 Analyses *time history*

Le second type d'analyse mené est une analyse temporelle non-linéaire (*time history analysis*). Cette analyse permet de soumettre la structure à une sollicitation de type sollicitation sismique, pour observer son comportement durant le séisme. Ces analyses utilisent des paramètres de calcul non-linéaires, pour prendre en compte le soulèvement des colonnes lors des séismes. Les calculs sont réalisés par intégration directe, selon l'algorithme de HHT- α (voir détails en Figure 3-15).

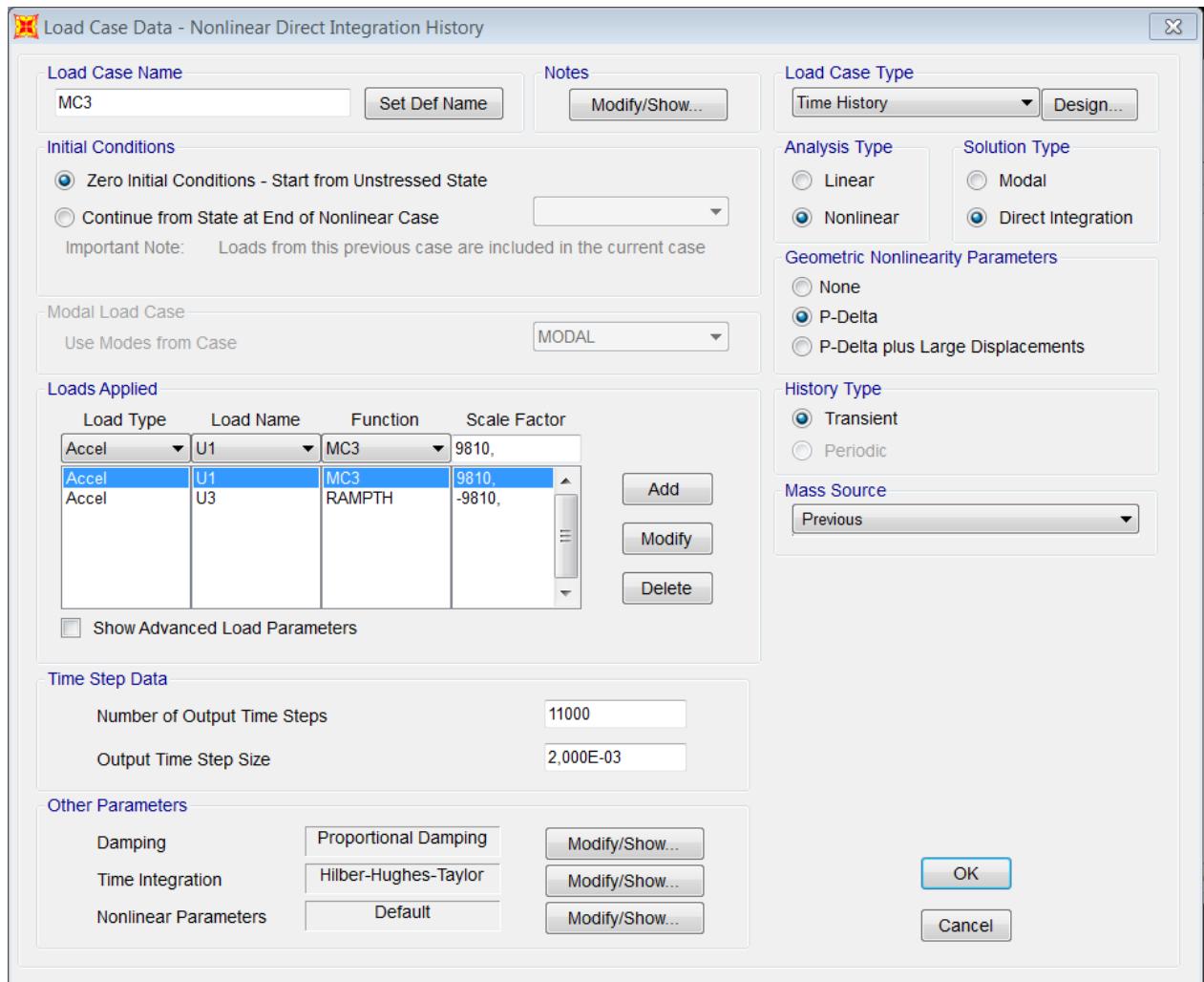


Figure 3-15 Descriptions des paramètres d'une analyse *time history* type

L'analyse se déroule en deux temps : la fonction G (fonction rampe) permet d'appliquer la gravité dans un premier temps, de telle sorte que les effets dynamiques soient négligeables ; dans un second temps, la sollicitation sismique arrive comme illustré à la Figure 3-16.

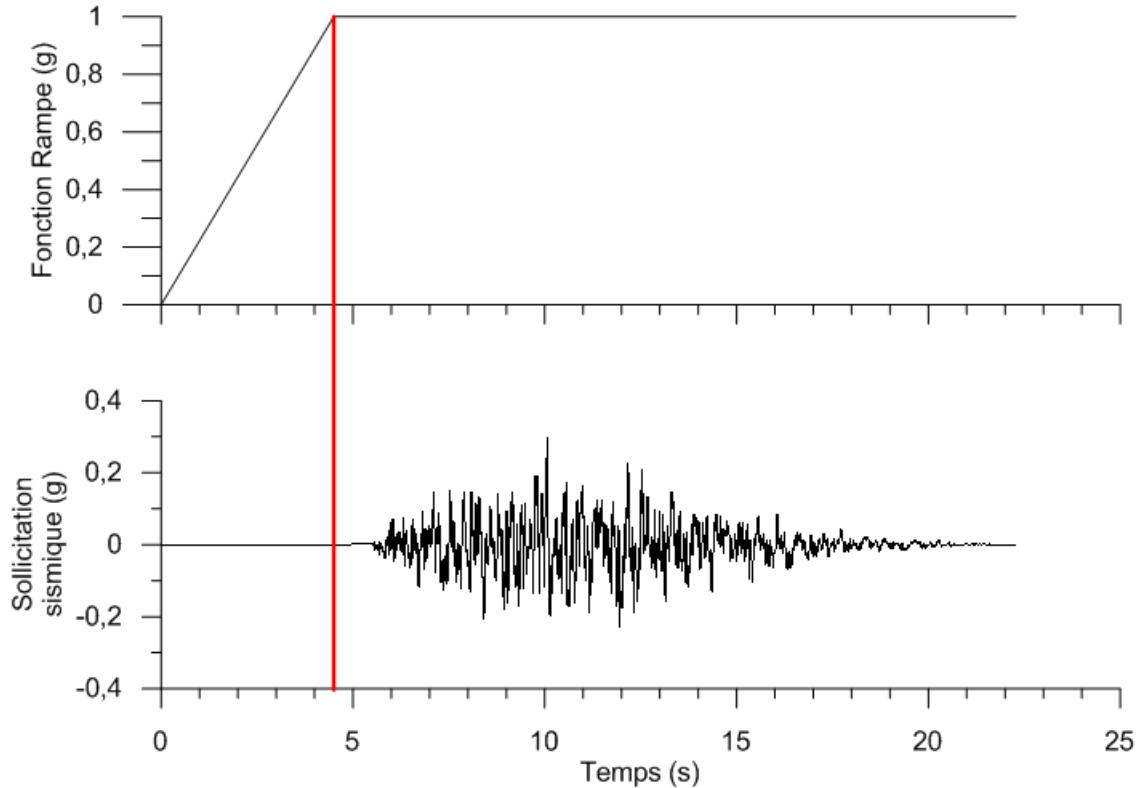


Figure 3-16 Processus d'application de la gravité

3.2.4 Sélection des séismes

Dans les analyses effectuées, et afin d'avoir un panel de résultats plus important, différents signaux de séismes ont été utilisés. Les processus qui ont mené à la sélection de ces séismes et les manipulations numériques faites sur les fichiers d'entrées sont détaillés dans cette sous-partie.

3.2.4.1 Choix des séismes

Les séismes utilisés ont été choisis pour permettre de tester la structure dans les différentes configurations de sollicitations, sachant les différences dans les signaux sismiques entre l'est et l'ouest du Canada.

L'ensemble de ces signaux et des informations liées à ces séismes sont répertoriés sur le site www.earthquakecanada.ca.

La sismicité de l'est canadien étant moins récurrente, les séismes utilisés sont des séismes simulés. Il en va de même des séismes typiques de l'ouest canadien.

3.2.4.2 Mise à l'échelle

Une fois les signaux choisis, il convient de les mettre à l'échelle pour que les spectres de ces signaux (i.e. les contenus fréquentiels obtenus par transformée de Fourier) correspondent au spectre fourni par le code national du bâtiment 2015.

Dans la version 2015 du Canada, les séismes calibrés de telle sorte que la moyenne des signaux soit au minimum inférieur au spectre de dimensionnement du Code réduit de 10% ; il s'agit donc de pondérer chacun des signaux par des facteurs multiplicatifs. Les spectres de ces séismes mis à l'échelle sont fournis en annexe A.

3.2.4.3. Liste des séismes sélectionnés

La liste des séismes sélectionné est fournie en annexe A. Vingt-deux séismes ont été étudiés pour l'est canadien (onze pour les sols C, onze pour les sols E), trente-trois pour l'ouest (pour les sols C), du fait des différentes sismicités de l'ouest (*crustal, subduction intraslab, and subduction interface*).

Ces signaux sont représentatifs de l'aléa sismique présent dans les zones étudiées. Pour l'est canadien, deux types de séismes sont fournis : des séismes M6,0 (cinq) et des séismes M7,0 (six) ; pour l'ouest canadien, les trente-trois séismes sont répartis en onze séismes de type *crustal*, onze de type *subduction intraslab* et onze de type *subduction interface*.

De ces signaux sismiques seront menées des analyses. Les résultats obtenus seront traités par groupe de séismes. Pour chaque paramètre étudié et pour chaque séisme, la valeur maximum sera relevée ; les résultats fournis et considérés par la suite seront les maximums des moyennes de chacun des relevés.

3.3 Modèle expérimental

Dans cette section sont présentés les dispositifs expérimentaux mis en place et étudiés afin de vérifier si les analyses numériques fournies par le logiciel SAP2000 permettaient ou non d'anticiper un comportement réel des structures étudiées.

Dans un premier temps sont présentées les hypothèses de départ et les contraintes imposées lors de la campagne d'expérimentation ; dans un second temps, la conception du spécimen utilisé et les conceptions annexes sont présentées. Dans un troisième temps, les analyses préliminaires des différents composants sont expliquées.

Dans toute la suite de cette section et de ce rapport, le terme *modèle* et l'indice m se rapporteront au modèle expérimental étudié ; le terme *prototype* et l'indice p se rapporteront au prototype modélisé, soit à la structure réelle étudiée.

3.3.1 Choix effectués et hypothèses de départ

La campagne expérimentale de ce projet a été prévue pour être menée dans le Laboratoire de Structure de l'École Polytechnique de Montréal, sur la table sismique. De ce fait, plusieurs contraintes sont à prendre en compte lors de la réalisation des spécimens étudiés. Par ailleurs, certaines hypothèses sont faites à des fins de simplification. Ces paramètres sont détaillés dans cette sous-partie.

3.3.1.1 Contraintes

La table sismique du laboratoire de l'École Polytechnique de Montréal dispose d'une capacité de charge limitée d'environ quinze tonnes. Il est donc important lors de la conception des spécimens à l'étude de ne pas dépasser cette masse. Cependant, l'objet même du projet consiste en l'étude de cadres berçants recentrés par leurs masses propres : il s'agit donc de trouver des relations de similitude qui permettent de réduire les masses mobilisées.

Pour ce faire, les nombres adimensionnels suivants sont pris en compte et étudiés :

$$\alpha = \frac{L_m}{L_p} ; \beta = \frac{\sigma_m}{\sigma_p} ; \gamma = \frac{t_m}{t_p}$$

Le facteur α a été posé égal à 0,5 ; le facteur β a été posé égal à 1, du fait de l'utilisation des mêmes matériaux dans le modèle et dans le prototype ; le facteur γ est posé égal à 0,3. Ces choix ont pour conséquence d'avoir au sein du modèle les valeurs suivantes pour les nombres adimensionnés suivants :

- $a [\text{Lt}^2]$; rapport d'accélérations horizontales = $0,5/0,3^2 = 5,55556$
- $P [\sigma L^2]$; rapport de forces = $1,0 \times 0,5^2 = 0,25$

- $W [\sigma Lt^2]$; rapport de poids sismique = $1,0 \times 0,5 \times 0,25^2 = 0,045$

L'un des aspects inhérents à ces relations de similitude, qu'il est nécessaire de prendre en compte, est le facteur a symbolisant les rapports d'accélération. Pour réduire les masses mises en œuvre en gardant les mêmes forces dans les membrures considérées, la seconde loi de Newton impose une augmentation des accélérations. Si la modification du signal sismique d'entrée (signal du tremblement de terre) est chose aisée (il suffit de modifier numériquement l'amplitude des accélérations), la modification de l'accélération de pesanteur (requise pour modéliser les forces gravitaires) est impossible à faire. Il faudrait alors augmenter les masses gravitaires d'un facteur a , ce qui pose deux problèmes :

- L'augmentation des masses causerait un dépassement de la capacité de la table
- Il est très difficile de découpler les axes d'influence des masses mises en jeu ; ainsi, si SAP2000 permet de spécifier des masses selon un certain axe, une masse réelle agira sans précaution particulière (système à base de rotules et de glissières parfaites) dans toutes les directions, ce qui fausserait alors les modélisations.

Il est donc accepté que les modèles seront testés sous des combinaisons de charges modifiées (le facteur P sera défini ayant une valeur $P = 0,045$), et les charges vives (L), non prises en compte dans les calculs des poids sismiques (voir Éq 2.3), sont ôtées.

3.3.1.2 Hypothèses faites

Le contreventement étudié fait partie d'une structure symétrique et est situé sur la façade extérieure de cette structure. Cependant, la taille de la table sismique (environ 3m par 3m) ne permet de modéliser qu'une partie du prototype. Pour éviter les effets de torsion, théoriquement inexistantes dans le prototype, le contreventement du modèle ne sera pas extérieur, et les masses seront réparties de manière symétrique autour de lui ; l'hypothèse est faite que ce changement de paramètre ne modifiera pas beaucoup le comportement attendu.

3.3.2 Conception du modèle expérimental

Le modèle expérimental étudié fait l'objet d'un dimensionnement bien particulier. Les étapes de ce dimensionnement sont détaillées dans cette sous-section, ainsi que les choix et décisions pris. Les plans des différentes pièces sont disponibles en annexe C.

La première des étapes dans la conception est la prise en compte des facteurs d'échelle dans le choix des profilés utilisés. Une réduction de longueur d'un facteur $\alpha = 0,5$ impose des profilés réduits ayant une aire divisée par 4 et une inertie divisée par 16. Il a donc fallu chercher parmi la liste des profilés existants des profilés qui satisfont au mieux à ces critères de réduction.

Après recherche, et itération pour trouver les profilés qui respectaient le mieux les inerties et aires réduites, le choix s'est porté sur les profilés décrits dans le Tableau 3-11 ci-dessous. Les ratios présentés incluent le facteur de réduction : pour l'aire, $R_A = A_m/(4A_p)$ et $R_{KL} = KL_m/(2KL_p)$. La solution parfaite présenterait donc des valeurs égales à 1.

Tableau 3-11 Prise en compte du facteur d'échelle de longueur dans le choix des profilés du modèle

Élément de structure	Profile-prototype	Profile-modèle	Ratios (modèle/prototype)
Colonne	W200x31	S75x8	$R_A = 1,07$ $R_{KL} = 1,51$
Diagonale – étage	HS152x152x4,8	HS64x64x3,2	$R_A = 1,07$ $R_{KL} = 1,23$
Diagonale-toit	HS102x102x4,8	HS38x38x4,8	$R_A = 1,29$ $R_{KL} = 1,48$
Poutre principale – étage	W200x36	HS102x102x3,2	$R_A = 1,06$ $R_{KL} = 1,05$
Poutre principale – toit	W200x27	HS76x76x3,2	$R_A = 1,07$ $R_{KL} = 1,02$
Poutre secondaire étage ³	W460x52	HS64x64x6,4	$R_A = 0,81$ $R_{KL} = 0,92$

³ Pour ces profilés, il faut prendre en compte que le facteur de similitude de longueur $\alpha = 0,5$ n'a pas été respecté, pour des raisons pratiques. Les profilés choisis ne respectent donc pas tout à fait les critères énoncés précédemment.

Tableau 3-11 Prise en compte du facteur d'échelle de longueur dans le choix des profilés du modèle-suite

Poutre secondaire toit ³	W360x33	HS64x64x3,2	$R_A=0,71$
			$R_{KL}=0,73$
Poutrelle – étage	***	HS76x51x3,2	NA
			NA
Poutrelle – toit	***	HS102x102x3,2	NA
			NA

NA : Non applicable

*** *Ces profilés ne sont pas de profilés existants : ils ont été créés par l'utilisateur, qui a spécifié une inertie et une aire (pour fournir une rigidité axiale et de flexion).*

Une fois les profilés sélectionnés, il faut dimensionner les assemblages qui permettent de résister aux efforts attendus.

Un facteur de sécurité $K=1,5$ a été imposé de façon arbitraire, de telle sorte que les ruptures ne puissent pas survenir au niveau des assemblages : l'intérêt de ce projet est pour le moment de se concentrer sur le comportement global de la structure et de ses membrures, mais pas de regarder le comportement des assemblages, même s'il est très probable que des zones de faiblesses se trouvent à ces niveaux-là. À des fins pratiques et de réalisation, le contreventement à l'étude a été dimensionné avec des assemblages soudés (plus pratique que des assemblages boulonnés).

L'ensemble de la réalisation a été confié à l'entreprise Lainco. Les plans originaux sont fournis en annexe C.

Pour s'assurer de la pertinence du modèle expérimental envisagé, un modèle numérique du modèle expérimental a également été conçu, et ses réponses ont été comparées avec les réponses obtenues lors des analyses. Une comparaison des réponses de ces deux modèles est présentée en Figure 3-17.

S'il existe des écarts entre les réponses présentées, celles-ci demeurent minimes et s'expliquent principalement par la modification du changement de certaines propriétés de poutres (poutres hors

plans, notamment), mais aussi par la prise en compte des effets de torsion dans le modèle de la table.



Figure 3-17 Comparaison entre le modèle numérique d'étude et le modèle numérique expérimental : (a) déplacements aux étages ; (b) efforts dans les diagonales

3.3.3 Analyses préliminaires des composants

Avant d'évaluer la résistance globale du modèle expérimental et de procéder aux tests sur la table sismique, il est nécessaire de s'assurer que les moyens de dissipation d'énergie vont se comporter comme attendu. Pour cela, une phase de caractérisation des dispositifs utilisés sera mise en place.

La caractérisation des bandes d'acier de plastification a été confiée à un laboratoire extérieur (SGS Canada). Elle s'est déroulée sous la forme d'essai de traction, pour connaître les valeurs réelles de

limite élastique et de module de Young des plaques dans lesquelles seront découpées ultérieurement les bandes testées.

Dans le cas des ressorts Ringfeder © et du dispositif de dissipation par friction, le processus de caractérisation sera le suivant : les relevés numériques du déplacement vertical des colonnes à leurs bases seront enregistrés ; ces déplacements seront appliqués aux dispositifs de dissipation d'énergie via l'utilisation d'un vérin hydraulique. Les courbes force-déformation issues de ces simulations permettront de connaître exactement la quantité d'énergie dissipée par le mécanisme considéré. Il sera également important de chercher à observer les dégâts subis par les mécanismes utilisés pour s'assurer de la reproductibilité des résultats tout au long des tests.

3.3.4 Programme d'essais

Le programme d'essais expérimentaux envisagé est fourni en annexe D. Il permet de couvrir les différentes configurations abordées dans les analyses numériques utilisées.

Il a été réalisé dans le but de soumettre le modèle à des efforts et charges graduels, pour s'assurer de sa résilience. Pour s'assurer de son bon comportement lorsque soumis à des sollicitations sismiques, les analyses numériques du modèle expérimental seront effectuées avant chaque test. Cela permettra notamment de prévenir des plastifications non anticipées (en réduisant la charge sismique observée, notamment). Par ailleurs, des essais à vide seront réalisés en amont des tests en charges, pour connaître certaines caractéristiques intrinsèques de la structure, comme son amortissement, ou bien ses périodes fondamentales de vibration.

3.4 Pertinence et originalité de l'article

L'utilisation des CBG dans un contexte de réhabilitation sismique est une démarche qui semble prometteuse. Cependant, et malgré le besoin grandissant d'entreprendre des réhabilitations sismiques sur les structures de nos villes, l'utilisation d'une telle technique n'a encore été que peu étudiée, dans le cas d'une configuration couplée au SRCGT ; l'utilisation des masses gravitaires de la structure comme moyen de recentrage mérite donc d'être étudiée de manière plus approfondie. Enfin, aucun document n'existe au Canada pour guider les ingénieurs qui souhaiteraient utiliser les CBG dans des nouvelles constructions.

Si l'article présenté au chapitre 4 ne constitue pas un tel guide, il présente néanmoins les principaux aspects et les principaux résultats qu'il faut avoir en tête lors de l'entreprise d'une telle réhabilitation. Il permet de quantifier l'influence conjointe du CBG sur le SRCGT et du SRCGT sur le CBG. Il permet également de statuer sur l'efficacité de l'utilisation des cadres berçants à des fins de réhabilitation sismique. Il détaille enfin un aspect encore méconnu de l'étude des cadres berçants, à savoir l'utilisation des masses gravitaires comme seuls moyen de recentrage.

L'article présenté au chapitre 4 présente donc un résumé de la revue de littérature et de la démarche mise en place dans l'étude et présentés dans les Chapitre 2 et Chapitre 3, mais aussi les principaux résultats issus des analyses menées. Il présente enfin les aspects majeurs des analyses supplémentaires présentées au Chapitre 5.

CHAPITRE 4 ARTICLE 1: SEISMIC RETROFIT OF LOW-RISE STEEL BUILDINGS IN CANADA USING ROCKING STEEL BRACED FRAMES

**(Manuscript submitted for review and possible publication in
Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics)**

Paul Mottier¹, Robert Tremblay², and Colin Rogers³

¹Graduate Researcher, ²Professor, Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montreal, Montreal, Canada

³Associate, Professor, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, Canada

Abstract

This article examines the use of rocking steel braced frames for the seismic retrofit of existing seismically deficient steel building structures. Rocking is also used to achieve superior seismic performance to reduce repair costs and disruption time after future earthquakes. The study focuses on low-rise buildings for which re-centering can be solely provided by gravity loads rather than added post-tensioning elements. Friction ED elements are used to control drifts. The system is applied to 2- and 3-storey structures located in two seismically active regions of Canada. Firm ground and soft soil conditions are also considered. The seismic performance of the retrofit is evaluated using nonlinear dynamic analysis and ASCE 41-13. For all structures, rocking permitted to achieve Immediate Occupancy performance under 2% in 50 years seismic hazard if the braces and their connections at the buildings top storeys are strengthened to resist amplified forces due to higher mode response. Base shears are also increased due to higher modes. Impact at column bases induces magnified column forces and vertical response in the gravity system. Drifts are such that Position Retention performance can be achieved for most non-structural components. Horizontal accelerations are generally lower than predicted from ASCE 41 for regular, non-rocking structures. Vertical accelerations in the gravity framing directly connected to the rocking frame are however higher than those predicted for ordinary structures. Vertical ground motions have limited effect on

frame response. Friction ED is found more effective for drift control than systems with ring springs or bars yielding in tension.

Keywords: Braced steel frames; Column impact; Energy dissipation; Floor accelerations; Retrofit; Rocking; Column uplift

4.1 Introduction

Over the past half century, seismic design and detailing requirements for building structures have considerably evolved worldwide. For most building structures in Canada, seismic loads specified in the National Building Code of Canada (NBCC) have steadily increased during this period of time [1-4]. For steel structures, ductile seismic detailing requirements and capacity design provisions were introduced in 1989 in the steel design standard CSA S16 and have been continually updated since [5,6]. As a result, steel building structures designed prior to the 1990s generally do not meet current specifications and standards; hence, seismic retrofit may be needed to offer a sufficient level of safety to occupants. The need for seismic upgrade has also become a major issue in seismically active regions in view of the social and economic consequences resulting from damage to building structures and their contents that have been observed after recent (2010-11) earthquakes in Tohoku, Japan, and Christchurch, New Zealand.

Building owners are now seeking earthquake retrofit solutions that can provide the required safety level and reduce to a minimum the repair costs and downtime after a major seismic event. One such solution is the steel rocking braced frame (RBF) system in which columns are allowed to uplift during strong earthquake ground motions. Forces and deformations in the structures are reduced due to the resulting uncoupling in base overturning moments. The rocking response and horizontal deflections can be controlled by adding vertical post-tensioned tendons (PT) to provide self-centring capacity to the system. The rocking frame exists in two configurations: one where the frame is part of the gravity system, and hence benefits from the contributions of gravity loads to self-centring; a second one where the frame is decoupled from the gravity system to prevent its vertical response and possible damage resulting from column impact upon rocking. Energy dissipative (ED) elements may also be inserted at the column bases, between rocking and non-rocking portions of the structure, or between two adjacent rocking frames to further control column uplift and lateral drifts. The system is generally designed so that the structure returns to its original

position with no or minimal damage after a severe earthquake. The response of steel RBFs with various ED systems has been investigated in several past experimental programs [7-14] and numerical simulations [15-16]. To date, the system has recently been implemented in several new structures, including a 2-storey building in California [17] and in buildings ranging from 4 to 15 storeys in New Zealand [18-20]. Of these, the 15-storey building in New Zealand has successfully withstood medium size earthquakes. Guidelines have been proposed for the design of RBFs [21-23]. Most of the research and implementations to date have been realized on RBFs with PT elements in a configuration where the RBF is decoupled from the gravity load carrying system.

For seismic retrofit, the rocking steel braced frame can represent an effective solution because braced frames may already be present in the deficient structure, column bases can be easily disconnected from foundations and member forces can be reduced below the capacity of the members so that the original structure can be kept with only minor modifications. Rocking frames also impose limited overturning moment at their bases, thereby minimizing alterations to the existing foundations. For low-rise buildings, the system is even more attractive because higher mode response is limited in these structures, contrary to taller frames where these effects can be more pronounced and pose a challenge for implementation of a rocking system. Furthermore, given that the overturning moments are small, the gravity loads supported by the rocking frame may provide sufficient self-centring capacity to satisfy the target lateral response objectives, as shown in [9,16]. Post-tensioning would not be needed, which would further reduce retrofit costs. In addition, the use of PT in low-rise buildings poses a challenge to accommodate the expected strain demand [17]. Relying on gravity to control rocking implies uplift displacements of the floors connected to the rocking frame, which may have detrimental consequences such as high vertical accelerations caused by column impacts. However, limited research has been performed to study these effects on the integrity and response of the gravity load system, and as such the study presented herein was warranted.

This article presents a numerical study that was performed to evaluate the possibility of transforming seismically deficient steel braced frames in existing low-rise buildings into rocking braced frames to reduce seismic retrofit costs and achieve superior seismic performance. Recentring response is intended to be achieved by gravity loads supported by the rocking frames alone. Friction based ED mechanisms are used to control drifts. The structures studied are fictitious 2- and 3-storey steel buildings designed in the early 1980s. They are assumed to be located in two

regions of Canada exhibiting different seismic conditions; furthermore, two different local soil conditions are considered at each location to examine the possible influence of ground motion amplitude and signature on rocking response. In the article, the existing structures are first evaluated according current building code and ASCE 41-13 Standard [24]. The potential of the RBF retrofit solution is then evaluated from the study of the static equilibrium of the frames upon rocking. The study also provides criteria for selecting the activation load of the ED systems. Final ED capacities are determined to minimize force demands on the structure and foundations while minimizing lateral displacements in preliminary nonlinear dynamic analyses. The performance of the RBF retrofit solution is verified through nonlinear response history analysis and using the acceptance criteria of the ASCE 41-13 standard. Possible effects of higher mode response and column impact on member forces and floor accelerations are investigated. The analyses are performed using a commercially available computer software, as would be done in day-to-day practice. The influence of vertical ground motions is also studied and alternative ED systems with ring springs and bars yielding in tension are examined. Although the study is performed in the context of seismic retrofit, the findings can be used for the application of gravity rocking steel braced frames for new structures.

4.1.1 Seismic design and evaluation of the prototype structures

The structures studied are hypothetical commercial 2- and 3-storey buildings of normal importance designed in accordance with the 1980 NBCC [25] and the CSA S16.1-M78 steel standard [26], i.e. prior to the implementation of modern seismic design provisions. The buildings are assumed to be located in Vancouver, British Columbia, on the Pacific west coast, and Montreal, Quebec, in eastern Canada. The former site is exposed to earthquakes from three main seismic sources (subduction interplate earthquakes, deep in-slab earthquakes, and intraplate crustal earthquakes) similar to cities such as Seattle and Portland in the North Western US. Montreal is a region of low to moderate seismicity in eastern North America, in this case similar to Boston and New York in the US. Seismic ground motions in this region are expected to be richer in high frequencies compared to those along the west coast [27]. To further investigate the possible effects of ground motion characteristics on frame rocking, site classes C (soft rock and firm ground) and E (soft soils) were studied for each location.

As shown in Figure 4-1, two different building sizes were chosen for the two site conditions and the dimensions were chosen to obtain the same seismic design loads for the two cases. In the 1980 NBCC the seismic loads for Vancouver were twice the values specified for Montreal; as such, two braced frames along each exterior wall were used for the structures in Vancouver. Hence, for each building height, the same braced frame design could be used for all four cases. The structural response was studied in the N-S direction and chevron bracing was selected as this simple and effective configuration was commonly used before the 1990s. Light roof and floor framing systems with 38 mm steel deck panels placed on open web steel joists (OWSJs) supported on W-shape girders were also adopted to reflect past practice. At floor levels, a 63 mm thick concrete composite slab was used. The resulting dead loads are given in Figure 4-1. Such light systems, combined with the fact that the braced frames are located on the exterior walls, represented a lower bound (critical) condition in terms of gravity loads available to control rocking response.

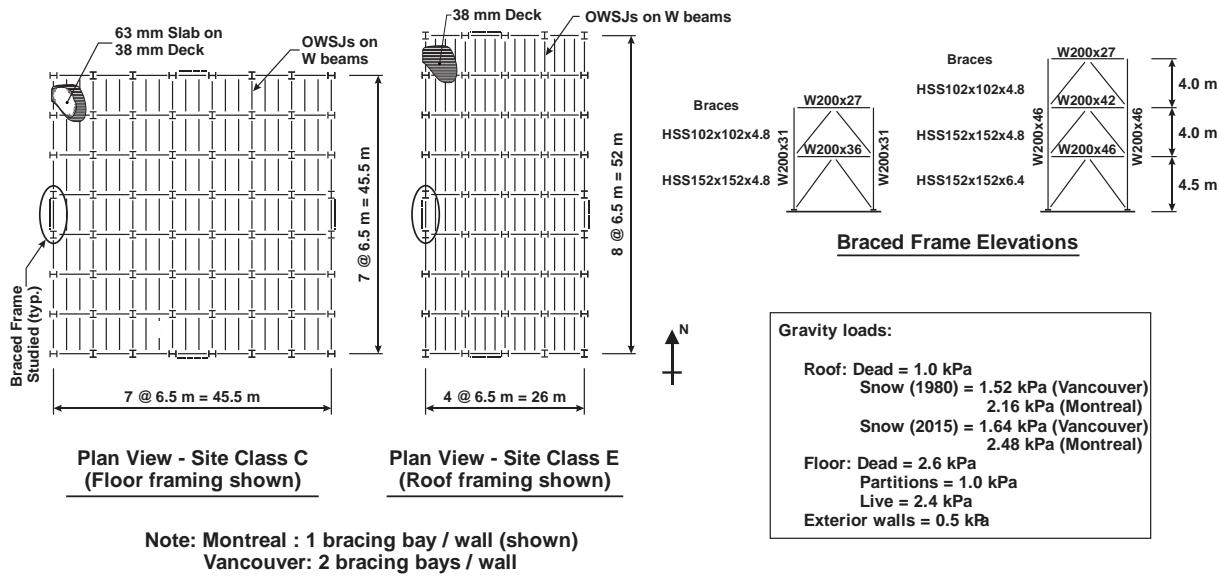


Figure 4-1. Studied Buildings: Plan view, braced frame elevations and design gravity loads.

4.1.2 Original (1980) Design

In the 1980 NBCC, the design base shear V was given by:

$$V_{1980} = ASKIFW \quad (1)$$

where A was the peak ground acceleration at the site (0.08 g in Vancouver, 0.04 g in Montreal), S was the seismic coefficient, K reflected the ductility of the seismic force resisting system (= 1.0 for

steel chevron bracing), I was the importance factor ($= 1.0$ for buildings of the normal importance), F was the foundation factor ($= 1.0$ and 1.5 , for firm ground and soft soil conditions, respectively), and W was the seismic weight (dead load plus 25% roof snow load). Design roof snow loads in the 1980 NBCC are given in Fig. 1. The seismic coefficient S was given by:

$$S = \frac{0.5}{\sqrt{T}} \leq 1.0 \quad , \text{with } T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \quad (2)$$

where T is the building period, h_n is the building height (8.5 m and 12.5 m, respectively, for the 2- and 3-storey buildings) and D is the length of the building in the N-S direction considered (45 m and 52 m for site classes C and E, respectively).

Base shear calculations are summarized in Table 4-1. In this article, the different cases are designated using the location, site condition and number of storeys (e.g., MC2 = 2-storey building on site class C in Montreal). As shown, building periods are such that $S = 1.0$ in all cases. Note that 1980 NBCC permitted to limit the product $F \cdot S$ to 1.0 for such short-period structures, but this possible relaxation was not considered herein, which resulted in the two different building sizes shown in Figure 4-1. The base shears per braced frame (V_{1980} / BF) are given in Table 4-1. For simplicity, accidental torsion was omitted in this study and the values given are equal to the total base shear divided by the number of braced frames acting in the N-S direction. As shown, due to differences in roof snow loads between Vancouver and Montreal, base shears slightly vary for a given building height, but the differences are small and the same braced frame design was obtained for all 2- and 3-storey frames. In the 1980 NBCC two load combinations including seismic loads had to be considered: $1.25D + 1.5Q$ and $1.25D + 0.7(1.5L + 1.5Q)$, where D , L , and Q are respectively the dead load, the live load including snow, and the earthquake load. The first combination controlled the braced frame design for the buildings studied. Further, the members were chosen to minimize steel tonnage. The selected sizes for both braced frame heights are given in Figure 4-1. The braces are square cold-formed HSS made of CSA G40.20/21-350W steel ($F_y = 350$ MPa), whereas the beams and columns are hot-rolled W-shapes with CSA G40-300W steel ($F_y = 300$ MPa), reflecting the practice in the 1980s [28].

Table 4-1 Base shear calculations (1980 & 2015 NBCC) and computed periods

Case	M2C	M3C	M2E	M3E	V2C	V3C	V2E	V3E
<i>Base shear calculations according to 1980 NBCC ($K = I = 1.0$)</i>								
A	0.04	0.04	0.04	0.04	0.08	0.08	0.08	0.08
T (s)	0.11	0.17	0.11	0.16	0.11	0.17	0.11	0.16
S	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
F	1.0	1.0	1.5	1.5	1.0	1.0	1.5	1.5
W (kN)	11210	19027	7437	12616	10879	18695	7220	12400
V_{1980} / BF (kN)	224	381	223	378	218	374	217	372
<i>Computed periods of vibration</i>								
T_1 (s)	0.623	0.865	0.508	0.705	0.423	0.594	0.345	0.484
T_2 (s)	0.297	0.360	0.242	0.294	0.205	0.248	0.167	0.202
T_3 (s)	-	0.243	-	0.198	-	0.171	-	0.139
<i>Base shear calculations according to 2015 NBCC ($M_V = I_E = 1.0$; $R_d = 1.5$; $R_o = 1.3$)</i>								
T_a (s)	0.425	0.625	0.425	0.625	0.415	0.580	0.337	0.470
$S(T_a)$	0.381	0.270	0.499	0.408	0.778	0.699	1.022	1.022
W (kN)	10340	17122	6869	11372	9906	16687	6585	11088
V_e / BF (kN)	1305	1482	1449	1856	1795	2491	1572	2438
V_{2015} / BF (kN)	1010	1183	806	1189	955	1477	863	1453
V_d / BF (kN)	808 ¹	946 ¹	743	952	892	1278	806	1250
$V_d / 1.5V_{1980}$	2.40	1.66	2.22	1.68	2.73	2.28	2.48	2.24

¹ V_d controlled by lower limit 0.8 V_{2015}

4.1.3 Seismic evaluation using 2015 NBCC

A natural first step in the seismic retrofit process is to verify the adequacy of the system with respect to the latest codes. The braced frames are therefore verified against the provisions of the 2015 NBCC [27] and the CSA S16-14 Steel Design Standard [28]. Dynamic response spectrum analysis (RSA) is used to obtain a better assessment of the seismic demand. In the 2015 NBCC, RSA is performed using the design spectrum S obtained from site specific uniform hazard spectral ordinates S_a specified at periods of 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 5.0 and 10.0 s for a probability of exceedance of 2% in 50 years. The values of S_a are modified using site coefficients F that depend on the local soil conditions and peak ground accelerations. Values of S for site classes C and E at both locations are plotted in Figure 4-2. When using RSA for regular structures as those studied here, the design

base shear V_d is the larger of $V_{ed}(I_E/R_dR_o)$ and $0.8V_{2015}$ where V_{ed} is the design elastic base shear from RSA and V_{2015} is the static design base shear:

$$V_{2015} = \frac{S(T_a)I_E M_v W}{R_d R_o} \quad (3)$$

In this expression, S is the design spectrum, as defined above, T_a is the fundamental period of vibration for design, I_E is the importance factor ($= 1.0$ for the structures studied), M_v is a factor that accounts for higher mode effects on base shear ($= 1.0$ for low-rise braced frames as those considered herein), W is the seismic weight, and R_d and R_o are the ductility- and overstrength-related force modification factors. In the 2015 NBCC, the period T_a for braced frames must be determined from the empirical expression $T_a = 0.025 h_n$. Alternatively, T_a can be taken equal to the fundamental period T_1 from dynamic analysis without exceeding twice the empirical value, i.e. 0.425 and 0.625 s for the 2- and 3-storey frames, respectively. The seismic weight is the same as in the 1980 NBCC except that the partition wall load can be reduced from 1.0 to 0.5 kPa when determining W . Further, as shown in Figure 4-1, the roof snow loads at both locations have increased between 1980 and 2015, which also affected W . Since the braced frames as designed do not include any special detailing to enhance seismic ductility, they were considered as of the 2015 NBCC Conventional Construction (Type CC) category, for which $R_d = 1.5$ and $R_o = 1.3$. In the 2015 NBCC, values of V_{ed} and V_{2015} from Equation 3 need not exceed the larger of $2/3$ the value determined with $T_a = 0.2$ s and the value determined with $T_a = 0.5$ s. These upper limits were considered herein. Once V_d is determined, the RSA results are multiplied by V_d/V_{ed}

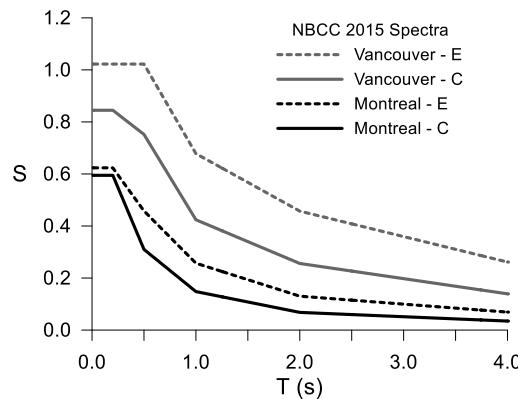


Figure 4-2 2015 NBCC design spectra

The periods of the structures in all their lateral modes, as computed from dynamic analysis using the seismic weights as per the 2015 NBCC, are given in Table 4-1. Details of the calculations of V_{2015} are also presented in the table. As shown, the upper limit on T_a controlled for all cases in Montreal, whereas T_1 was used for the structures in Vancouver. Base shears V_{2015} and V_d are given per braced frame and, as shown, $0.8V_{2015}$ governed V_d only for the structures on site C in Montreal. For other cases, V_d was determined using V_{ed} from the RSA. In the 2015 NBCC, the load combination including seismic effects is $1.0D + 0.5L + 0.25S + 1.0E$, where S is the roof snow load and E represents the seismic loads. For comparison with the 1980 seismic loads, the ratio $V_d/1.5V_{1980}$ is therefore used in Table 4-1 to account for the different seismic load factors. The ratio varies between 1.66 and 2.73 for the 8 cases, reflecting the various changes in code provisions between 1980 and 2015 depending on location, site conditions and building periods. The lowest values (1.66 and 1.68) are obtained for the 3-storey building in Montreal whereas highest ratios (2.48 ad 2.73) are for the two-storey frames in Vancouver. Site class has no significant effects; however, for class E sites, the ratios would be 1.5 times higher had the upper limit $F \cdot S = 1.0$ been considered in the original design. These results indicate that a major retrofit would be needed to meet strength requirements prescribed in the current building code.

4.1.4 Seismic evaluation of existing buildings according to ASCE 41

The ASCE 41-13 Standard [24] contains a comprehensive procedure for the evaluation and rehabilitation of seismically deficient building structures. In this standard, a performance objective must be defined in terms of performance and hazard levels, as illustrated in Table 4-2. Basic performance levels for existing buildings (BPOE) are *Life Safety* under a seismic hazard having a probability of exceedance of 20% in 50 years (case g) or *Collapse Prevention* under 5% in 50 years earthquakes (case l). Enhanced performance objectives are also proposed such as *Immediate Occupancy* for MCE_R hazard (case n). ASCE 41 is also used for evaluation and rehabilitation of non-structural components. An evaluation and retrofit scheme is then defined using a letter-number combination, the numbers (1 to 6) and the letters (A to D) respectively representing the level of retrofit for structural and non-structural components, as given in the Table 4-3. Among the 24 possible combinations, pairs 1-A, 1-B, 3-C, and 5-D are among the most commonly adopted.

Table 4-2 Performance objectives - From ASCE 41-13 Table C2-2 [24]

Seismic Hazard Level	Operational Performance Level (1-A)	Immediate Occupancy Performance Level (1-B)	Life Safety Performance Level (3-C)	Collapse Prevention Performance Level (5-D)
50%/50 years	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 years)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 years)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE _R) [31]	m	n	o	p

Table 4-3 Target building performance levels – From ASCE 41-13 Table C2-8* [24]

Structural Performance levels						
Non-Structural Performance Levels	Immediate Occupancy (S-1)	Damage Control (S-2)	Life Safety (S-3)	Limited Safety (S-4)	Collapse Prevention (S-5)	Not Considered (S-6)
Operational (N-A)	Operational A	1- A	2-A	NR	NR	NR
Position Retention (N-B)	Immediate Occupancy B	1- B	2-B	3-B	4-B	NR
Life Safety (N-C)	1-C	2-C	Life Safety 3-C	4-C	5-C	6-C
Not Considered (N-D)	NR	NR	3-D	4-D	Collapse Prevention 5-D	No evaluation or retrofit

*NR =Not recommended

To confirm the need for retrofit, as was identified using the provisions of the 2015 NBCC, a limited structural evaluation using the ASCE 41 linear dynamic procedure is performed herein on the main structural components of the braced frames. For the evaluation of deformation-controlled (ductile) actions such as the braces, the acceptance criteria is given by:

$$m\kappa Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (4)$$

In this expression, m is a ductility factor that reflects the permissible ductility of the components, which depends on the component properties and the performance level, κ is the knowledge factor, Q_{CE} is the component expected strength, and Q_{UD} is the applied force. For the braces of the structures studied, κ is taken equal to 1.0, Q_{CE} is calculated using CSA S16-14 with the resistance factor $\phi = 1.0$, an effective length of 0.9, and the expected yield strength $R_y F_y$, and Q_{UD} is as obtained from response spectrum analysis performed using the spectra from the 2015 NBCC. The ratios $Q_{UD}/\kappa Q_{CE}$ are determined and will be compared to permissible m factors to establish the performance level that can be achieved with the structure in its existing condition. Values of κQ_{CE} and $Q_{UD}/\kappa Q_{CE}$ are given in Table 4-4 for the braces at every level of both the 3- and 2-storey buildings at all locations. Values of the permissible m factors for two structural performance levels are also given in the table. Those values were established for HSS braces under compression, considering the cross-section slenderness and existing connection details. As shown, all braces of all buildings meet the criteria for life safety (LS) performance and would not need replacement, which is a markedly more favourable assessment compared to the conclusion obtained when using NBCC 2015 (braces would need to be strengthened by a factor of approximately 2.0).

Table 4-4 ASCE 41 evaluation of bracing members.

		3-Storey Buildings				2-Storey Buildings				
Level	Case studied	κQ_{CE} (kN)	$\frac{Q_{UD}}{\kappa Q_{CE}}$	<i>m</i> -factor		Case studied	κQ_{CE} (kN)	$\frac{Q_{UD}}{\kappa Q_{CE}}$	<i>m</i> -factor	
				IO	LS				IO	LS
3	M3C		2.34							
	M3E		2.64							
	V3C	212	3.10	1.0	4.0					
2	V3E		2.97							
	M3C		1.55			M2C		2.51		
	M3E		1.98			M2E		2.71		
	V3C	583	2.63	1.0	3.77	V2C	212	3.04	1.0	4.00
1	V3E		2.59			V2E		2.66		
	M3C		1.86			M2C		2.11		
	M3E		2.32			M2E		2.34		
	V3C	691	3.11	1.0	3.90	V2C	535	3.89	1.0	3.88
	V3E		3.04			V2E		2.54		

The same approach is used for the braced frame columns except that columns are considered as force-controlled components for which the acceptance criteria is given by:

$$\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (5)$$

where Q_{CL} is the lower-bound strength and Q_{UF} is the applied force from elastic response spectrum analysis. The resistance Q_{CL} corresponds to the nominal strength, as determined with CSA S16-14. Evaluation results for the columns at the first storey are presented in Table 4-5. Column strengthening would be needed for all braced frames.

Table 4-5 ASCE 41 evaluation of the first-storey columns.

3-Storey Buildings			2-Storey Buildings		
Case	κQ_{CL} (kN)	$\frac{Q_{UF}}{\kappa Q_{CL}}$	Case	κQ_{CL} (kN)	$\frac{Q_{UF}}{\kappa Q_{CL}}$
M3C		2.85	M2C		4.46
M3E		2.85	M2E		4.46
V3C	963		V2C	342	4.47
V3E		2.84	V2E		4.47

Beams in chevron bracing must resist the gravity loads together with the axial forces and bending moments that are caused by simultaneous yielding of the tension brace yields in tension brace and buckling of the compression brace. These actions must also be considered as force-controlled actions, which represents a very severe condition. For instance, the W200x46 beam at the first level of the 3-storey frame (Fig. 1) would have to withstand an axial compression load of 489 kN and a bending moment of 3661kN-m, which will require increasing the beam size to W1000x272. Similar modifications would be required for the other beams of the two braced frames. Replacement of the beams will require significant invasive repair work to the structures, including modifications to the bracing members (brace lengths are changed), to interior finishes, as well as extensive reparation of the façade assuming the alterations will be accomplished from the exterior of the building.

ASCE 41 shows that beams, columns, and likely the braces will still require significant strengthening or replacement. Evaluation of member connections is not discussed here, but all connections will also need to be modified to achieve Life Safety performance. The foundation will also likely need to be reinforced to achieve this performance level. Such a retrofit work is expected to require significant investment and impose some disruption to functionality of the building. In addition, all $Q_{UD}/\kappa Q_{CE}$ values for the bracing members exceed the m factor of 1.0 permitted for *immediate occupancy* (IO) performance, which means that the braces will experience inelastic response in the form of buckling in compression and yielding in tension during a severe earthquake. Additional repair costs and downtime periods should therefore be anticipated in the future for these structures. In this context, it would be wise to consider alternative strategies for the retrofit of the buildings.

4.2 Using rocking braced frames (RBF) as a retrofit

Among the various possible alternative retrofit schemes examined, base rocking appeared very suitable for this particular application mainly because seismic induced forces can be kept below or near to the capacity of the existing structure and the retrofit effort can be limited to modifying the structure's base to allow rocking, which eliminates the substantial investment required for strengthening the structure. For this low-rise application, it was also envisioned that gravity alone, coupled with low-capacity supplemental ED devices at column bases, could provide sufficient re-centring capacity to control drifts. In addition, with this system, it was expected that the structure would remain nearly intact after a severe earthquake.

The proposed rocking frame system is schematically illustrated in Figure 3a for the 3-storey buildings. The first step consists of removing the nuts from the anchor rods. A strut is added between the base of the columns to transfer the base shear from the brace connected to the uplifted column to the pivot column and prevent flexure of the lifting columns during rocking. Anchor blocks made from I-shaped steel profiles are anchored to the foundations on the exterior side of both columns to resist base shear by bearing and prevent sliding of the frame. The concept has been successfully applied in previous research [12-14]. Finally, ED devices mounted on the anchors blocs are field-connected to the columns. Friction ED was selected in this study, in view of its simplicity and reliable performance in previous studies [12]. Other ED systems were also examined, as discussed later in the article.

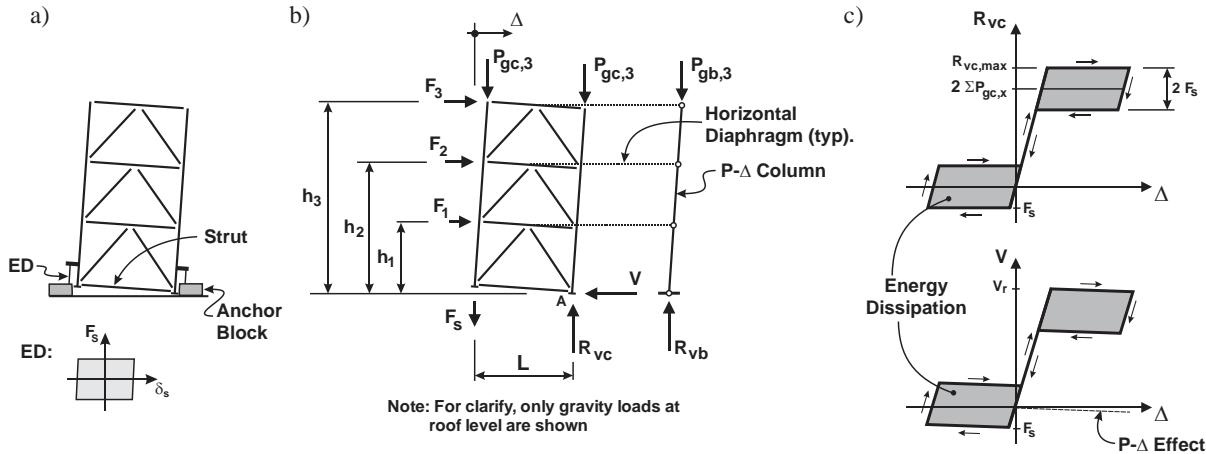


Figure 4-3 (a) Schematic description of the RBF studied; (b) force equilibrium of the RBF upon rocking; and (c) Force vs displacement hysteretic behaviour of the RBF

Preliminary verification of the viability of this rocking retrofit solution and initial selection of the ED devices were done based on the frame rocking response derived from the free-body diagram shown in Figure 3b. The frame carries the tributary gravity loads on columns P_{Gc} (only shown at the roof level for clarity) and resists horizontal seismic inertia forces F_x . The ED elements impose a force F_s resisting to uplift. A $P\text{-}\Delta$ column supporting gravity loads P_{Gb} acting on the rest of the building is included. Equilibrium of the vertical forces on the frame gives the maximum anticipated vertical reaction R_{vc} at the base of the pivot column:

$$R_{vc,max} = 2 \sum P_{gc,x} + F_s \quad (6)$$

The variation of R_{vc} during rocking is illustrated in the upper part of Figure 3c. Moment equilibrium gives:

$$\left(\sum P_{gc,x} + F_s \right) L = \sum F_x h_x + \sum (2 P_{gc,x} + P_{gb,x}) \Delta_x \quad (7)$$

Assuming a first mode response of the structure, the distribution of the seismic induced forces F_x assumed in code prescribed equivalent static force procedure is adopted:

$$F_x = \frac{W_x h_x}{\sum (W_x h_x)} \quad (8)$$

Introducing Equation (9) in Equation (8) and assuming that lateral displacements Δ_x vary linearly with the building height upon rocking, the total lateral force V that can be resisted by the RBF is:

$$V = \frac{\sum W_x h_x}{\sum (W_x h_x)^2} \left[\left(\sum P_{gc,x} + F_s \right) L - \frac{\Delta_n}{h_n} \sum (2 P_{gc,x} + P_{gb,x}) h_x \right] \quad (9)$$

where Δ_n is the displacement at the roof level. Variation of V upon rocking is shown in the lower part of Figure 3c. Neglecting frame elastic deformations, the lateral force V required to trigger rocking, V_r , can be estimated by setting Δ_n to zero in Equation (9).

In these above equations, gravity loads are those from the 2015 NBCC load combination with seismic loads described in the previous section (D+0.5L+0.25S). For each structure, the activation load of the ED devices, F_s , was selected to achieve acceptable drift response by trials and errors from preliminary response history analyses using selected ground motions. The target drift response is discussed below. In the process, the value of F_s was limited to the following upper limits: $\Sigma P_{gc,x}$ so that columns can return to their initial position upon rocking, and the value that would give $R_{vc,max}$ from Equation (7) larger than the lower-bound compressive resistance of the existing columns (Table 4-6). Satisfying the second requirement would also indirectly ensure that the bearing capacity of the existing foundations would not be exceeded. In the selection process, F_s was also kept as low as possible to minimize the lateral force V , and thereby the member forces, and reduce uplift and horizontal forces to be resisted by the anchor blocks. Final values of F_s are given in Table 6, together with the values of $\Sigma P_{gc,x}$ and the resulting values of $R_{vc,max}$ and V_r . As shown, the limits imposed by $\Sigma P_{gc,x}$ and $R_{vc,max}$ could be satisfied in all cases except for cases M2E, V2C, and V2E for which $R_{vc,max}$ slightly exceeds the column strength $Q_{CL} = 342$ kN, and for case V3E where $F_s = 300$ kN exceeds $\Sigma P_{gc,x} = 253$ kN. For the former three cases, F_s would need to be adjusted in a final design stage, at the expense of augmented drift demand. In this study, it was deemed unnecessary to apply this correction because the objective was to examine the potential of the rocking system. For building V3E, the analysis results discussed in the next section demonstrated that full-re-centring response could still be obtained despite the high F_s value. This is discussed further in the next section.

Table 4-6 Properties of the rocking frames (values per braced frame).

Case	M2C	M3C	M2E	M3E	V2C	V3C	V2E	V3E
$\Sigma P_{gc,x}$ (kN)	138	257	138	257	133	253	133	253
F_s (kN)	50	100	100	150	100	220	100	300
$R_{vc,max}$ (kN)	326	614	376	664	366	726	366	806
V_r (kN)	190	262	241	300	241	354	241	415
V_r/V_e (%)	15	18	17	16	13	14	15	17
$V_{CE, braces}$ (kN)	588	771	588	771	588	771	588	771
$V_r/V_{CE, braces}$ (%)	32	34	41	39	41	33	41	54

In Table 4-6, the computed values of V_r are compared to the elastic base shears V_e from response spectrum analyses (Table 1). As shown, the ratios vary between 13 to 18%, which correspond to force modification factors ranging between 5.6 to 7.7. Such values appeared acceptable for this system based on previous studies for short period structures [15,21]. In the table, the value of $V_{CE, braces}$ corresponds to the storey shear that can be resisted by the existing braces at the first-storey of the buildings, based on the brace expected compressive strength of Table 4-4. Values of $V_r/V_{CE, braces}$ lie between 32 and 54%, indicating that braces in the rocking frames as designed could potentially remain undamaged after a severe seismic event, depending on the severity of the additional demand from higher mode response and column impact. Elastic brace response is of particular importance for these chevron braced frames as the beams would not be exposed to the critical brace unbalanced brace loading case described earlier.

On the basis of these preliminary calculations, it is expected that the proposed rocking retrofit solution could lead to ASCE 41 *Immediate Occupancy* structure performance level under the 2% in 50 years hazard, which is a much higher level compared to the *Life Safety* performance objective targeted for new buildings by the 2015 NBCC. The preliminary determination of the ED activation loads indicated the storey drifts would be limited to 2% of the storey height under that hazard level, which corresponds to the drift limit specified for most non-structural components for *Position Retention* non-structural performance level in ASCE 41. For this performance level, however, floor acceleration limits also apply. If those were verified, the target performance objectives for the rocking frames could be set as *Immediate Occupancy* (1-B), corresponding to case n in Table 4-2. The results of the detailed nonlinear response history analyses performed to confirm this hypothesis are presented in the next section.

4.3 Seismic response of the proposed RBF retrofit solution

4.3.1 Numerical Model and Ground Motions

Evaluation of the proposed rocking solution is performed using the ASCE 41 nonlinear dynamic procedure. In the numerical model, only the frame nonlinear rocking response is explicitly accounted for as all framing members are expected to remain elastic. Hence, frame members are reproduced using elastic beam elements. This modelling approach was also selected as it allows to evaluate by how much force demands may exceed member capacities, which is useful information to assess the needs for local strengthening, if any. As shown in Figure 4-4, a 3D model was used in the analysis to include the vertical response of the adjacent gravity load carrying system affected by frame rocking. The gravity system model includes the steel joists and beams at floor and roof levels. Floor slabs are not included as a non-composite floor system was used in the existing structures. The model included a $P-\Delta$ column to include effects from gravity loads supported by the rest of the building on the response. All gravity loads were specified on the form of vertical masses assigned to the beams and joists so that vertical inertia forces developing upon rocking can be also included.

The analyses were conducted with the commercially available computer software SAP2000 [29]. Rocking interfaces were simulated using gap elements (non-linear link representing compression-only link). The friction ED devices were modelled using multi-linear plastic link elements with rigid-plastic behaviour. Rayleigh damping corresponding to 3% of critical in the first two lateral modes of the fixed based structure was specified. Mass proportional damping was assigned to all nodes whereas stiffness proportional damping was assigned only to the framing members. To avoid unrealistic, excessive numerical damping, no damping was assigned to the gap and link elements used at the column bases. Nonlinear direct integration analysis was performed, including $P-\Delta$ effects. The HHT- α integration scheme, with $\alpha = -0.05$, was used to achieve efficiency and numerical stability [30].

The structures were subjected to ensemble of representative site-specific seismic horizontal ground motion time histories. Selection and scaling of the ground motions was performed in accordance with the provisions of the NBCC 2015 [31,32]. For each location, the selection reflected the magnitude-distance scenarios dominating the seismic hazard in the period range of the structures

studied. Ensembles were developed for each site condition. For Montreal, the ensembles consisted of two suites of simulated ground motion time histories, 5 motions from M6.0 events and 6 motions from M7.0 events. For Vancouver, the ensembles contained 3 suites of 11 records, each suite being associated to the three sources of earthquakes (shallow crustal, subduction intra-slab, and subduction interface earthquakes) contributing to the hazard in south west British Columbia. All ground motions were scaled to match the design spectra of Figure 4-2. As specified in [32], for each location, mean response values were determined for each suite of records and the largest mean value from all suites was retained to represent the seismic demand. In the following section, standard deviations of the results for the most critical suite of records are also presented to illustrate the scatter in the structure response. In all analyses, a constant vertical acceleration of 1.0 g was applied concomitantly with the horizontal ground motion histories to simulate gravity. This vertical acceleration was gradually applied over a period of 4.5 s followed by a 0.5 s period before the beginning of the seismic motion to avoid inducing vertical oscillations. In some of analyses, the vertical component of the ground motion was also applied to investigate the effects of vertical motion on rocking response. These additional analyses are discussed in section 5.

Prior to performing response history analyses, modal properties of the fixed base structures were evaluated. The periods of the structures in the lateral modes are given in Table 4-1. The period in the fundamental vibration mode of the floors is 0.27 s. At the roof level, the first mode period is 0.30 s in Montreal and 0.30 s in Vancouver. Figure 4-4b shows the fundamental vibration mode of the floors.

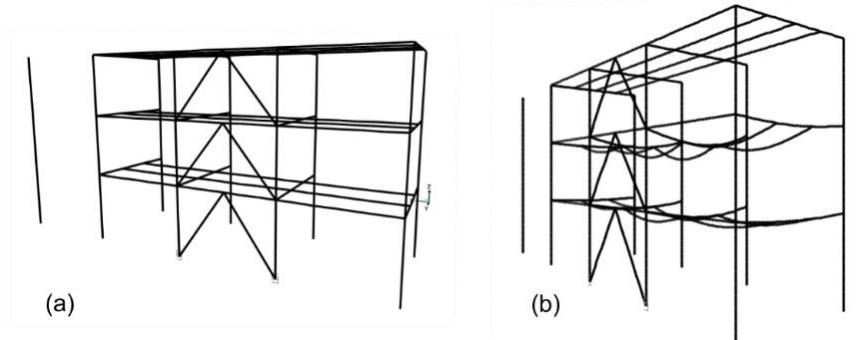


Figure 4-4 RBF numerical model of the 3-storey building: (a) 3D model with adjacent gravity frame and P-Δ column; (b) Fundamental vibration mode of the floors.

4.3.2 Global RBF response

The time history of key response parameters is plotted in Figure 4-5 for the M3C building configuration under a M7.0 ground motion. To ease readability, the response is plotted only for 12 s duration of the strong motion portion of the signal. The force *vs.* drift ratio hysteretic response for the vertical reaction and base shear are also presented in the figure. As shown, The RBF columns alternatively lift off of the foundations under the ground motion and the roof lateral displacement Δ_n is essentially caused by uplift. For this 3-storey frame, the peak 60 mm uplift for the LHS column translates into $\Delta_n = 0.94\% h_n$ ($\approx 60/6500$). Small amplitude oscillations in the uplift and roof displacement responses are caused by vibrations in higher modes, as will be described later. As shown, the frame returned to its original position at the end of the strong ground shaking, without residual deformations. That response was observed in all frames, even for frame V3E for which F_s slightly exceeded the column gravity load.

In Figure 4-5, base reactions R_{vc} in compression approach the $R_{vc,max}$ value computed with Equation 6 (614 kN) when the columns are in contact with the foundation. As expected, R_{vc} becomes equal to the ED force F_s (100 kN) in tension during column uplift. The hysteresis of the column vertical reactions (upper-right corner in Figure 4-5) is therefore similar to the one assumed in design (upper part of Figure 3c), except that R_{vc} in compression slightly exceeds $R_{vc,max}$ at small deformations. This behaviour is observed just after the columns impact the foundation, as can be seen by the short duration peaks in the R_{vc} histories. Details of the column response for the same building and ground motion are illustrated in Figure 4-6. Uplift of the LHS column occurs between 9.7 and 12.1 s. When lifting up, R_{vc} at the base of this column is equal to 100 kN in tension. The direction of that force is inverted as friction now opposes the column downward movement for $t > 10.7$ s. When contact occurs at 12.1 s, R_{vc} quickly reaches and slightly exceeds $R_{vc,max}$ as the RHS is lifted up. Between $t = 12.7$ and 13 s, R_{vc} reduces by 200 kN (2 F_s) when the vertical movement of the RHS column base is reversed and the column moves downward.

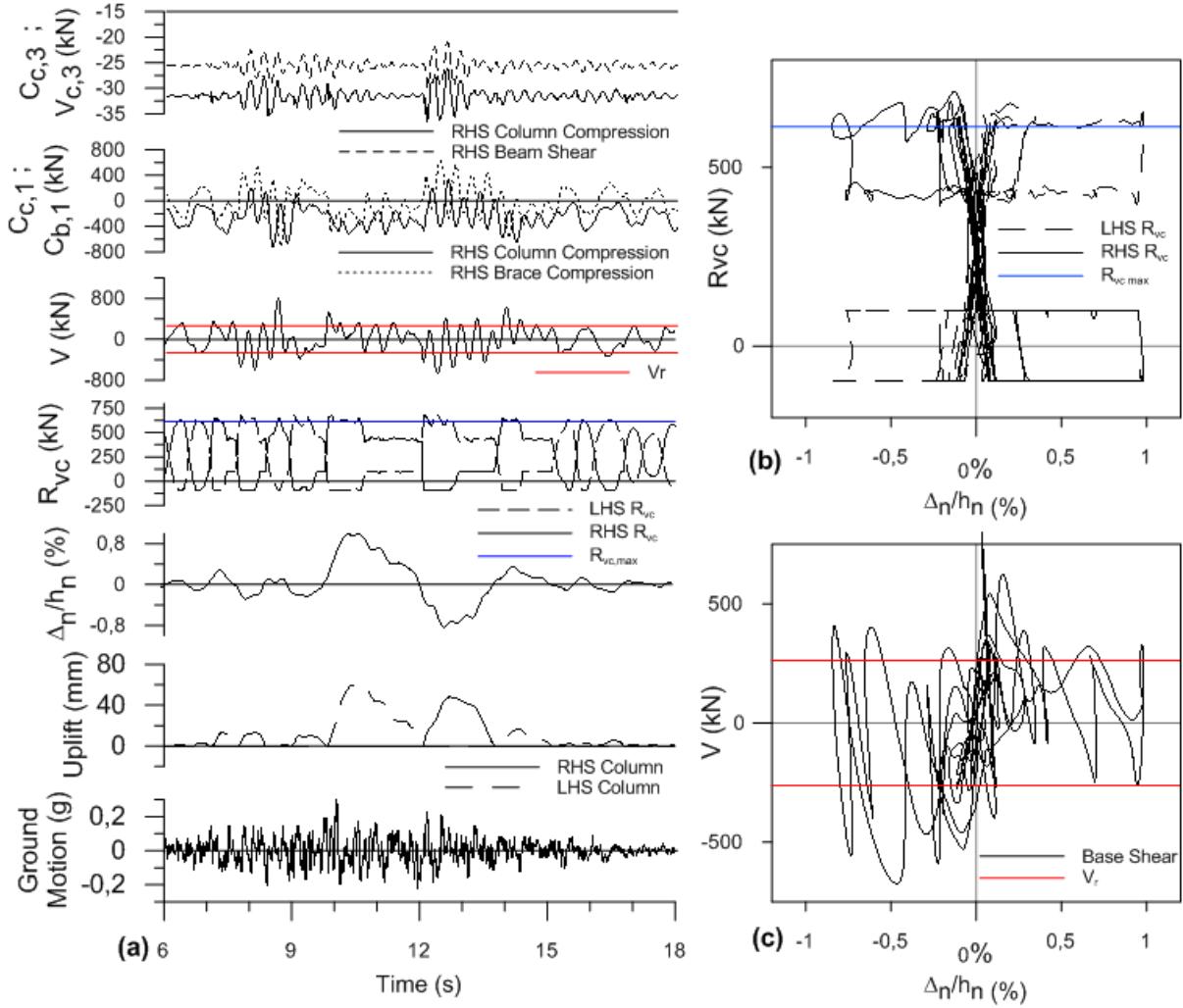


Figure 4-5 Response of the M3C RBF to an M7.0 event: a) Time histories of ground motion and key response parameters; b) Hysteretic response of vertical reactions column bases; and c) Base shear hysteretic response.

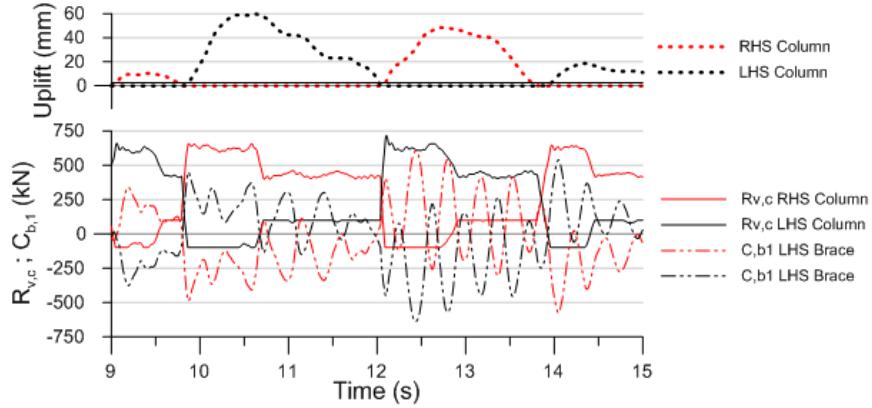


Figure 4-6 Close-up of the column and brace force responses at the first-storey of the M3C RBF subjected to an M7.0 event.

In the bottom graph of Figure 4-6, time histories of the axial loads $C_{b,1}$ in the two braces at the first level are also plotted. As shown, these brace force responses are characterized by significant oscillations at a frequency of approximately 3 Hz, which corresponds to the second lateral vibration mode of the fixed based frame ($T_2 = 0.36$ s in Table 4-1). Higher mode properties of base rocking frames remain nearly unchanged upon rocking [33] and the figure clearly shows that the frame second mode can be markedly excited during rocking, which induces high brace forces and, thereby, storey shears. For instance, at $t \approx 12.4$ s, brace forces reach approximately 600 kN in tension and compression, which translates into a base shear of approximately 700 kN, which corresponds to 2.7 times the value of V_r computed with Equation (9) for this structure. As shown, amplitudes of brace force oscillations seem to be correlated with the rocking response with larger amplitudes immediately after column impact followed by gradual reduction when columns are uplifting. Higher mode effects on storey shears can be readily seen on the base shear hysteretic response of Figure 4-5 (bottom right), which deviates significantly from the base shear response based on first mode rocking predicted in Figure 4-5. The highest base shears, well above V_r , occur at small lateral displacements, thus following column impacts, as can be also observed in the base shear time history response. When the rocking amplitude is small, the base shear matches more closely the V_r prediction.

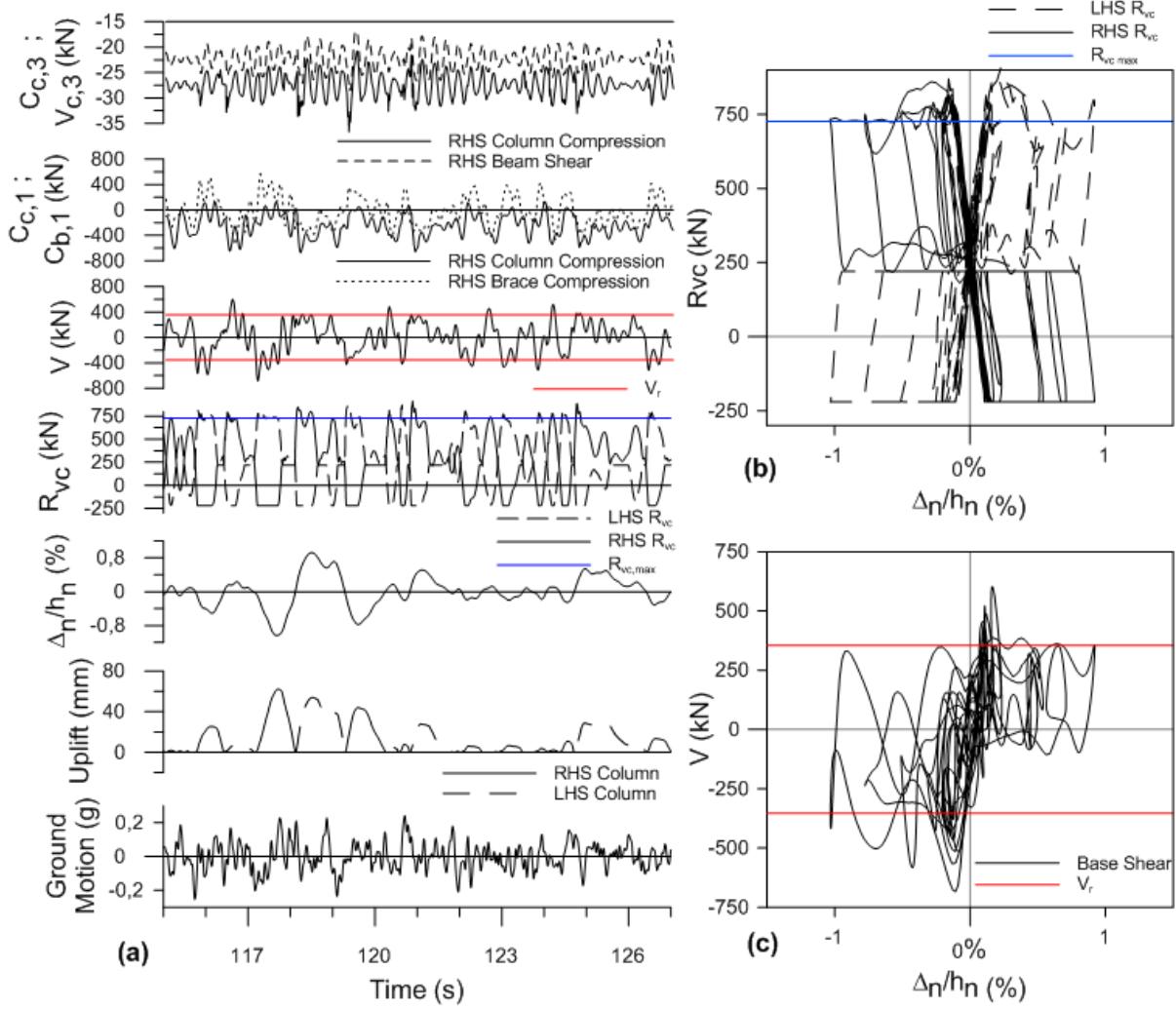


Figure 4-7 Response of the V3C RBF to an intraslab subduction event: a) Time histories of ground motion and key response parameters; b) Hysteretic response of vertical reactions column bases; and c) Base shear hysteretic response.

In Figure 4-5, higher mode effects on brace forces also have effect on the column axial loads as illustrated by the correlation between the RHS column force $C_{c,1}$ and RHS brace force $C_{b,1}$ time histories in the first storey. A closer correlation exists when the column is in the air and the vertical component of the brace force must be resisted by the column. The top most time history graph in the figure shows the correlation between the axial load in the third storey segment of the RHS column ($C_{c,3}$) and the shear in the roof beam framing into that column ($V_{b,3}$). Axial load in this column segment is only due to roof beam shears (no braces connected to the column top), and the

perfect match between the two force signals indicates that the oscillations in column axial loads are due to vertical vibration of the roof beams that are induced by column impact.

Similar information to that shown in Figure 4-5 is provided in Figure 4-7 except that it presents the response of the 3-storey frame V3C under an intraslab subduction ground motion event. No major differences can be observed between the M3C and V3C building responses, except that higher mode effects on storey and base shears are less pronounced, the base shear hysteresis being closer to that obtained from first mode rocking response in Figure 3c. This can be explained by the shorter dominant period of the ground motions in eastern Canada compared to western Canada. The effects of column impact on base shear, R_{vc} , and roof beam vibrations ($V_{b,3}$ vs $C_{c,3}$) are still clearly visible, however. Table 4-7 presents the mean values of the main response parameters for all buildings. These results are discussed in the following sections.

Table 4-7 Mean value of response parameters.

Case	M2C	M3C	M2E	M3E	V2C	V3C	V2E	V3E
Uplift (mm)	77.5	55.2	85.1	64.0	94.3	77.2	142	86.0
Δ_n/h_n (%)	1.26	0.93	1.39	1.10	1.52	1.29	2.26	1.45
Δ/h_s (%)	1.19	0.91	1.24	1.05	1.83	1.34	2.12	1.49
$R_{vc}/R_{vc,max}$	1.24	1.11	1.11	1.31	1.46	1.22	1.88	1.39
V/V_r	2.16	2.74	2.01	2.6	1.79	1.97	1.92	1.95
$A_{h,1}$ (g)	0.18	0.23	0.29	0.38	0.29	0.29	0.48	0.60
$A_{h,2}$ (g)	-	0.15	-	0.19	-	0.31	-	0.41
$A_{h,n}$ (g)	0.21	0.29	0.34	0.28	0.38	0.50	0.64	0.87
$A_{v,1}$ (g)	0.34	0.23	0.50	0.35	0.80	0.57	1.29	0.88
$A_{v,2}$ (g)	-	0.23	-	0.34	-	0.58	-	0.90
$A_{v,n}$ (g)	1.04	0.29	1.42	0.42	2.23	0.62	3.20	1.06
$C_{b,1}/Q_{CL}$	0.74	0.97	0.82	0.96	0.74	0.91	0.85	1.05
$C_{b,2}/Q_{CE}$	-	0.60	-	0.62	-	0.59	-	0.69
$C_{b,n}/Q_{CE}$	1.42	1.95	1.47	1.68	1.10	1.44	1.22	1.68
$C_{c,1}/Q_{CL}$	1.09	0.81	1.12	0.76	0.94	0.75	1.12	0.86

4.3.3 Roof drifts, brace forces and column forces

Drifts and member forces are critical response parameters for this retrofit option and these parameters are examined first in this section. Mean values and mean plus or minus one standard deviation ($\mu \pm \sigma$) values of the roof drifts and axial compression loads in the braces and columns

are given in Figure 4-8. As shown in Table 4-7, good correlation exists between the largest storey drift (Δ/h_s) and the roof drift and only the latter is presented in the figure. Brace loads are given at every level whereas column loads are given only at the first level.

The results show that drifts are generally higher for structures located on soft (class E) soils and structures in western Canada. This trend can be attributed to the relatively longer dominant periods exhibited by ground motions for these conditions. It is also observed that higher drifts were obtained for the 2-storey frames compared to those for the 3-storey buildings. It must be noted that drifts depend on the F_s value assigned to the ED elements and different results would have been obtained with different ED activation loads. For instance, the same F_s value was used for frames V2C and V2E and larger drifts were obtained for the latter. It is expected that comparable drifts would have been obtained had a larger F_s been assigned to building V2E, as is the case for frames V3C and V3E. Except for buildings V2E, peak drift ratios in all buildings are below 1.5%, which is below the 2% limit specified in ASCE 41 for the *Position Retention* (N-B) performance level for most non-structural components. Drifts for buildings V2E slightly exceed the 2% limit, which could be corrected at the final design stage by specifying ED elements higher capacities. ASCE 41 also prescribes a more severe 1% drift acceptance criterion for door systems and heavy partitions both for *Position Retention* and *Life-Safety* performance levels. This criterion would be met for the 3-storey structures in Montreal. For the other cases, higher energy dissipation capacity would probably be required to satisfy this requirement. However, increasing F_s may lead to higher force demands on members and/or negatively affect the re-centring capacity of the frames. For the latter, alternative ED systems that improves re-centring could be used, as discussed in Section 5.

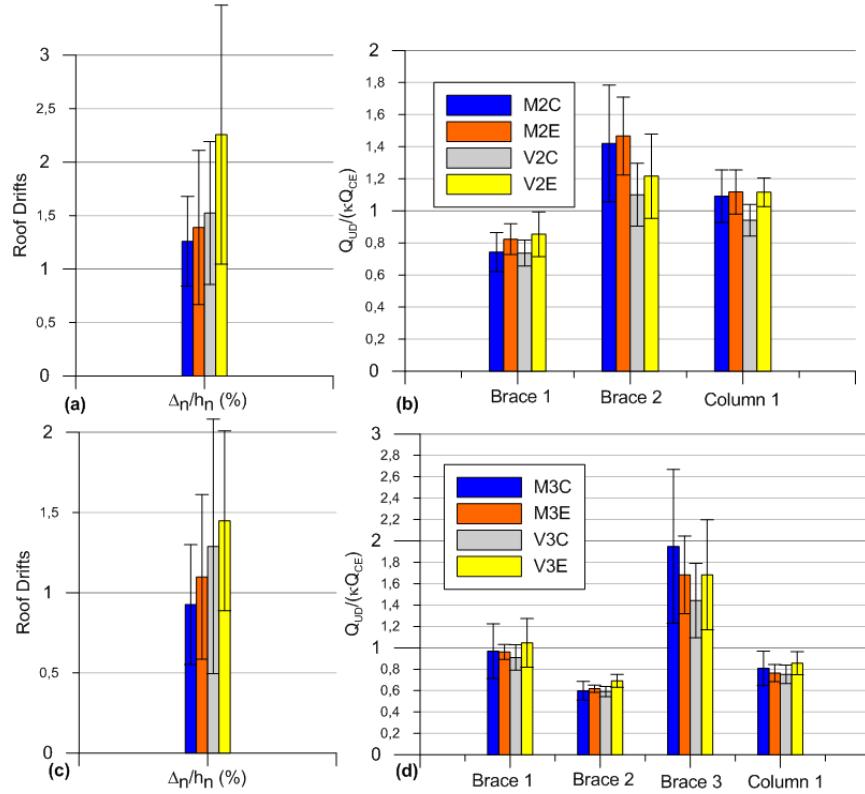


Figure 4-8 Peak roof drifts in the 2-storey (a) and 3-storey (c) buildings; peak brace and column axial compression loads in the 2-storey (b) and 3-storey (d) buildings.

As discussed, column uplift is closely related to roof displacement, which can be verified by comparing the results for both parameters in Table 4-7. Except for building V2E, uplift values vary between 55 and 94 mm, which would induce rotations ranging between 0.85 to 1.45 radians to the beam-to-column connections of the adjacent beams framing into the rocking columns. Past tests have shown that typical shear connections with shear tabs or web angles can accommodate this demand without losing their gravity load capacity [34].

In Figure 4-8 (b) and (d), brace forces Q_{UD} are normalized with respect to their expected strengths Q_{CE} whereas column forces Q_{UF} are presented with respect to their lower-bound strengths Q_{CL} . For the bracing members, a ratio of 1.0 is required to achieve ASCE 41 *Immediate Occupancy* structural performance (m factor = 1.0) and avoid the severe unbalanced brace loading condition for the beams. The results show that the RBF system can limit brace forces below Q_{CE} in the first level of all buildings and the second level of all 3-storey buildings. However, the margin between brace capacities and brace forces from first mode rocking response in Section 4.1 was not sufficient

to accommodate the additional brace force demand imposed by higher mode response in the topmost storey of the 2- and 3-storey buildings at all sites. As shown, braces (and their connections) at these levels will need to be strengthened by factors of 1.2-1.4 for the 2-storey frames and 1.4-2.0 for the 3-storey frames, respectively, depending on the location and site class. Stronger reinforcement would be needed in eastern Canada, likely because of the greater higher mode response expected under the ground motions in that part of the country. For the columns, ratios Q_{UF}/Q_{CL} are close to or less than 1.0 in all cases, in spite of the observed additional demand from column impact, meaning that the existing columns could be kept unchanged.

This first series of results indicate that the proposed RBF retrofit scheme would only require reinforcement of the braces at the top storey to achieve IO structural performance under 2% in 50 years hazard, which could represent an attractive alternative to the traditional retrofit method aimed at satisfying current code strength (and ductility) requirements. For the 3-storey buildings in Montreal, full compliance to performance objective 1-B can be obtained including *Position Retention* performance for all non-structural components. For the other cases studied, additional modifications to the proposed RBF system will be needed to reduce peak drift response to satisfy the acceptance criteria for door systems and heavy partitions.

4.3.4 Base shear and vertical base reactions

Reliable assessment of the base reactions is necessary to design the anchor blocks and verify the capacity of the existing foundations. As described, base shear amplification compared to static predictions due to higher mode response is expected and must be considered in design. Ratios V/V_r are given in Figure 4-9 for all frame configurations studied. For the 2-storey buildings, the results indicate that a factor of 2.0 must be considered in the calculations. For the 3-storey frames, a factor of 2.0 is still suitable for western Canada but a higher value (2.5) would be necessary for eastern Canada.

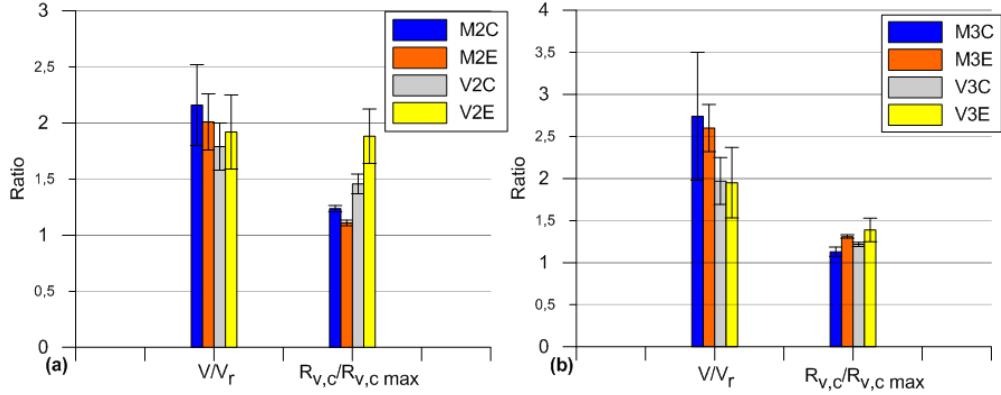


Figure 4-9 Base shear and vertical base reaction demands for: a) 2-storey; b) 3-storey buildings.

Ratios between the R_{vc} values from response history analysis and the $R_{vc,\max}$ values predicted by Equation 6 are also presented in Figure 4-9. As shown, for all cases but V2E, an amplification factor of 1.5 would seem appropriate to accommodate the additional demand from higher mode response and column impact. For building V2E, using a higher F_s value to control drifts would give a higher $R_{vc,\max}$ value and it is expected that an amplification factor of 1.5 would also suffice as is the case for buildings V2C, V3C, or V3E.

4.3.5 Accelerations

Floor and roof accelerations are also important response parameters that must be considered in the context of seismic retrofit for enhanced seismic performance. As discussed, vertical accelerations are induced in the gravity system connected to the rocking frames, in addition to the horizontal accelerations resulting from lateral response. Both parameters are discussed herein for the frames subjected to horizontal ground motions only. Possible additional effects of vertical ground motions are discussed in Section 5.

ASCE 41 does not specify acceptance criteria for horizontal and vertical accelerations that can be sustained by non-structural components. Rather, equations are given in ASCE 41 to determine forces that are induced by horizontal and vertical accelerations, and the accelerations used in these equations are determined either from structural analysis or simple equations. In this section, accelerations obtained from response history analyses of the RBFs are compared to those predicted by the ASCE 41 equations to determine if these equations can be used for rocking braced frames.

For the horizontal forces, ASCE 41 proposes the following equation to predict maximum anticipated horizontal acceleration $A_{h,x}$ at level x of a building:

$$A_{h,x} = 0.4 S_s \left(1 + \frac{2x}{h_n}\right) \quad (10)$$

where S_s is the spectrum value for short periods, i.e. $S_a(0.2 \text{ s})$ in NBCC 2015, and x is the height of the storey under consideration. The values of $A_{h,x}$ for the two locations and the two building heights are given in Table 4-8 and ratios between the peak horizontal accelerations from response history analysis to these values are given in Figure 4-10a and c. As shown, peak horizontal accelerations in the RBFs are generally lower than those predicted by ASCE 41, except at the first storey of the 3-storey frame V3E. For this structure, it is expected that the relatively higher value of F_s contributed to this response, suggesting that proper consideration should be given to peak floor accelerations when selecting F_s . The results also show that accelerations do not increase linearly with the height, as implied by Equation (10). Except for the V3E case, the results indicate that an RBF retrofit solution does not lead to excessive horizontal accelerations compared to code predictions. In fact, for many of the cases studied, peak floor accelerations are significantly lower than assumed in ASCE 41, which can be seen as a positive outcome for the retrofit of existing non-structural components that have not been designed for seismic demand.

Table 4-8 Predicted horizontal accelerations for the structure studied (g) - ASCE 41

Case	M2C	M3C	M2E	M3E	V2C	V3C	V2E	V3E
Storey 1	0.490	0.409	0.514	0.429	0.696	0.581	0.842	0.703
Storey 2	-	0.562	-	0.589	-	0.798	-	0.965
Roof	0.714	0.714	0.748	0.748	1.014	1.014	1.227	1.227

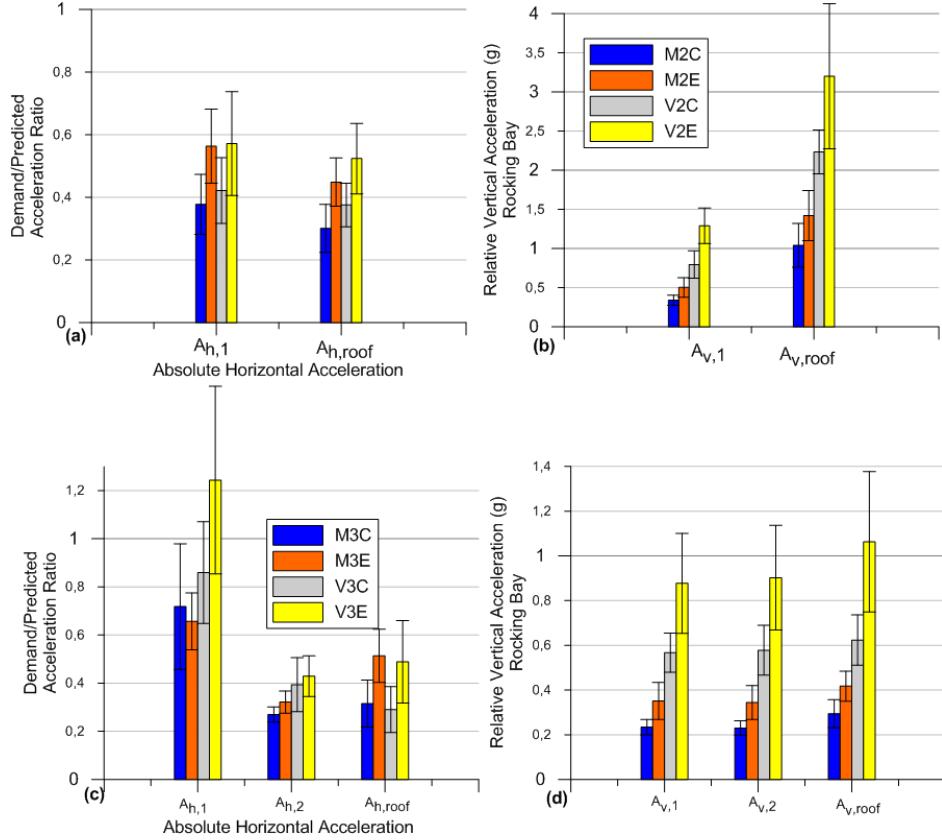


Figure 4-10 Floor and roof acceleration demands: Horizontal accelerations in the 2-storey (a) and 3-storey (c) buildings; Vertical accelerations in the 2-storey (b) and 3-storey (d) buildings.

For vertical accelerations $A_{v,x}$ used to calculate vertical forces, ASCE 41 proposes the following expression:

$$A_{v,x} = 0.2 S_s \quad (11)$$

This equation gives values of 0.12 g in Montreal and 0.17 g in Vancouver. These values are constant over the frame height. Relative vertical accelerations from analysis (gravity is not included) are presented in Figure 4-10b and d. In the figure, the accelerations are those recorded at the joist to beam connection points along the beams framing into the rocking columns. Two main trends can be observed. Firstly, in all cases, higher vertical accelerations are observed for the E sites (compared to C sites) and in western Canada (compared to eastern Canada). This trend is consistent with the one observed for the roof lateral displacements and, thereby, column uplifts. Secondly, vertical accelerations at the roof level of all 2-storey frames are significantly higher than those at the first level of these structures and those obtained at the roof level of the 3-storey frames.

This relatively higher acceleration demand at the top of the 2-storey RBFs can be attributed to the fact that energy resulting from column impact can be transmitted more directly to the roof in that structure. For the 3-storey frames, vertical accelerations increase only moderately with floor elevation.

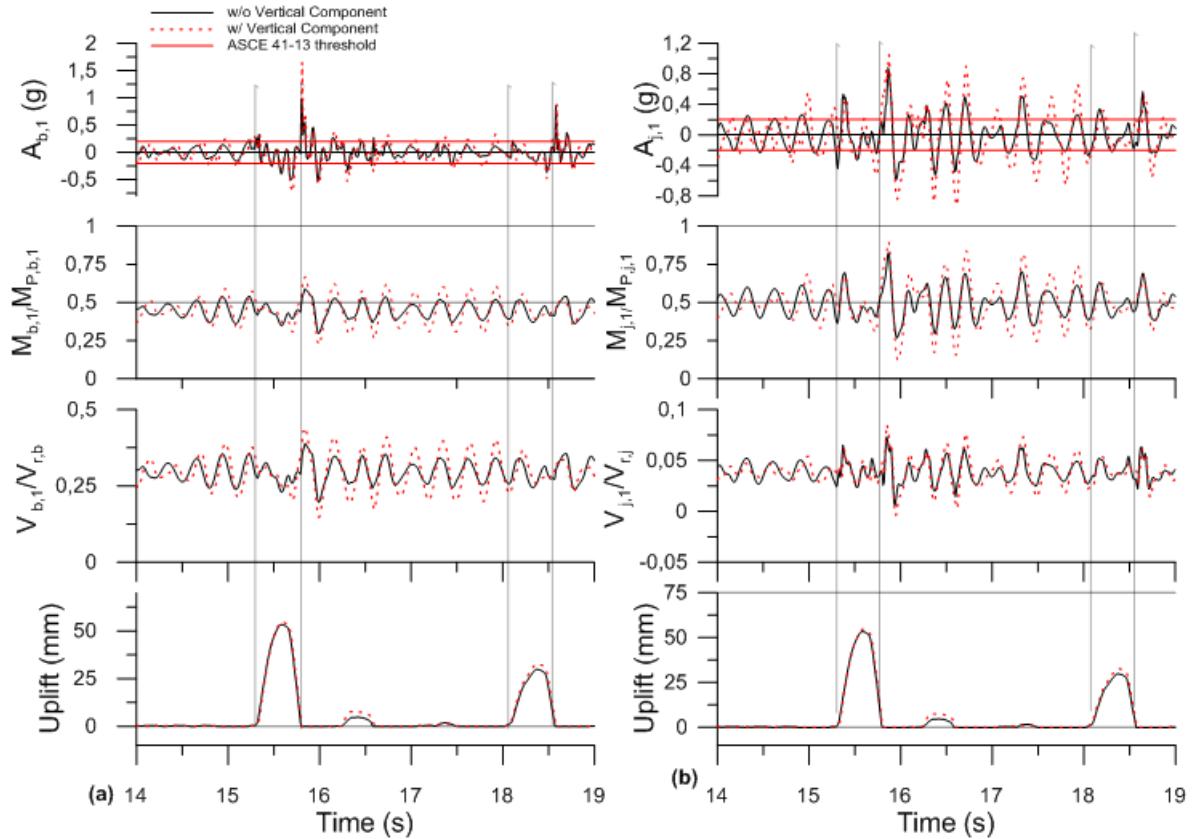


Figure 4-11 Vertical acceleration, moment and shear demands on the first-storey beam (a) and joists (b) of the V3E building subjected to horizontal and horizontal plus vertical ground motion components from a crustal event.

At both locations, the vertical accelerations in Figure 4-10 exceed by a large margin the acceleration values predicted by Equation (11) with values reaching up to 3 g and 1 g at the roof of buildings V2E and V3E, respectively, compared to ASCE 41 prediction of 0.17 g. Examination of acceleration time history responses of beams and joists show that maximum values occur after column impact upon rocking. This is illustrated in Figure 4-11 for the beam and the joists at the first level of building V3E under a crustal event. In this figure, the results are given for the

horizontal ground motion component with and without the vertical ground motion component. The former case is discussed in Section 5. Between two consecutive impacts, beams and joists vibrate at their natural period with gradual reduction due to damping. Member responses are only slightly affected by column uplifting; however, the impact of the column base with the foundations clearly triggers higher beam and joist vibrations. Vertical accelerations must therefore be determined from nonlinear dynamic analysis explicitly considering rocking response. Figure 4-11 also shows the variation of the bending moments at the members' mid-spans as well as end shears. Both parameters essentially vary in phase with vertical accelerations. For the structures studied, however, the ratio between the factored gravity loads used to design the floor beams and joists are 1.7 times higher than the gravity loads considered in response analysis, which provided sufficient margin to safely resist the additional demand from vertical accelerations. It must also be realized that these accelerations only occur in the members directly connected to the rocking frame. The rest of the building structure is expected to experience vertical accelerations as predicted by Equation (11).

4.4 Complementary analyses

Complementary response analyses were performed to study the influence of the hysteretic behaviour of the ED elements and the influence of the vertical components of the ground motions.

4.4.1 Influence of the ED device

Two additional ED devices were examined: Ringfeder[©] springs (RFS) and slender steel bars yielding in tension (YB). Their hysteretic responses are compared to friction in Figure 12. Ringfeder[©] springs exhibit a self-centring hysteresis in tension combined with limited energy resulting from internal friction. The system can then enhance the re-centring capability to RBF. This ED element has been used in RBF applications in New Zealand [20]. Slender bars yielding in tension buckle in compression and are therefore accumulate permanent plastic elongation at each yielding excursion and exhibit a pinched hysteresis in tension. However, these bars do offer little resistance to the downward movement of the column, which eases RBF re-centring.

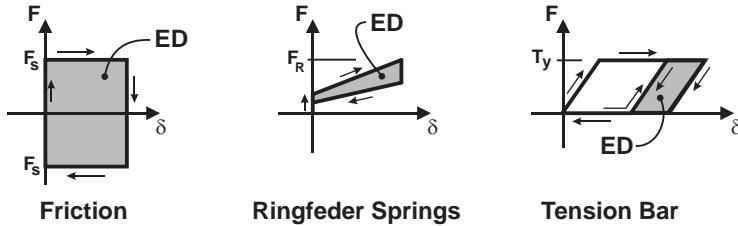


Figure 4-12 Hysteretic responses of the ED systems studied

Both ED systems could be modelled in the numerical SAP model to compare the frame rocking response for the case $F_R = T_y = F_s$. Column uplifts time history responses obtained with the three ED systems are presented in Figure 4-13a for the M3C structure. For this case, similar maximum uplift responses were obtained using the friction and YB dissipators. The RFS shows higher maximum uplift values in the cycle after 12s. The three ED systems however resulted in similar R_{vc} forces in Figure 4-13b at the base of the LHS column. For the RFS element, higher R_{vc} at large positive drifts. This is due to the RFS element in the RHS column reaching its deformation capacity during uplifting, which resulted in a sudden increase in tension resistance in that column and a higher compression in the LHS column. The main difference between the three devices is the amount of energy they can dissipate, as defined by the area enclosed by the hysteretic curves in the third quadrant of the graph of Figure 4-13b.

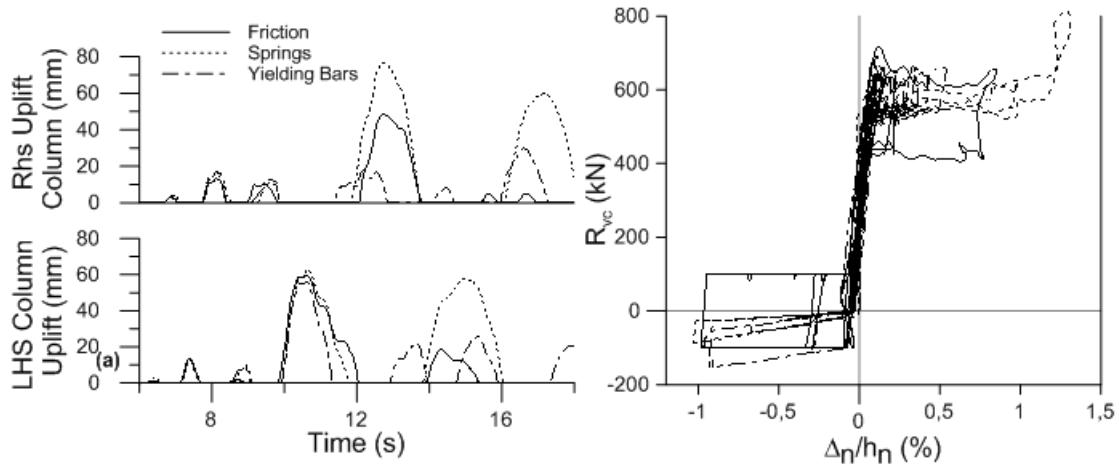


Figure 4-13 Comparison of the column and brace responses obtained with three ED devices for the M3C building under a M7.0 event a) Column uplift and brace axial load time histories; b) Hysteretic response of the vertical reaction at the column base

In Figure 4-14, mean values of response parameters obtained with the RFS and YB ED systems are divided by the values obtained with the friction ED for the M3C building. As shown in Figure 4-14a, the ED system has virtually no effect on the brace and column force demands. In Figure 4-14b, using an RFS or YB system produces higher drifts compared to friction, respectively 30% and 32%, which is attributed to their lower energy dissipation capacity. Vertical accelerations in the lower two storeys of the structure are also significantly increased with RFS and YB device. This was expected as both devices tend to facilitate column repositioning and frame re-centring, which can result in higher impact loads. This comparative study shows that the friction ED can better control column uplift and drifts without inducing higher forces and accelerations than the other two systems.

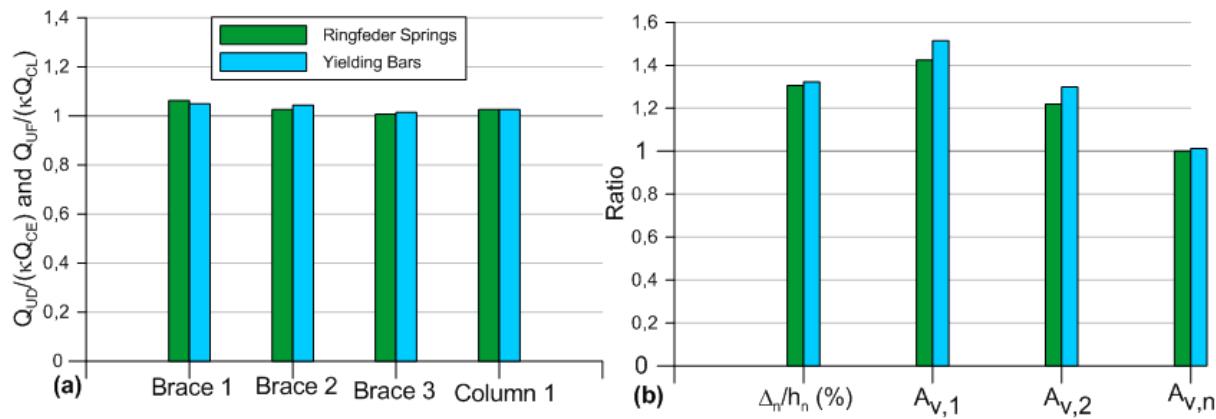


Figure 4-14 Influence of the ED elements on the response of the M3C building under an M7.0 event: a) Brace and column axial loads; b) Drifts and vertical accelerations (values are given with respect to Friction ED)

4.4.2 Effects of the vertical ground motion component

The influence of the vertical ground motion component is studied for the V3E structure under crustal events. The comparison in Figure 4-15a shows that including vertical accelerations increases by a limited amount peak floor and roof vertical accelerations. The effects of vertical ground motion components on floor vertical response are also illustrated in Figure 4-11. As the plots show, maximum floor accelerations and member forces are increased when vertical ground motions are included. For these structures, the impact is limited because of the difference in the

frequency content between the vertical components of the studied ground motions in comparison with the natural period of vibration of the floors and roof, as shown in the Figure 4-16.

Even though peak values are governed by column impacts, vertical ground accelerations should be considered when assessing the gravity framing members. In Figure 4-15b, it is shown that brace and column axial loads are unaffected by vertical ground motions.

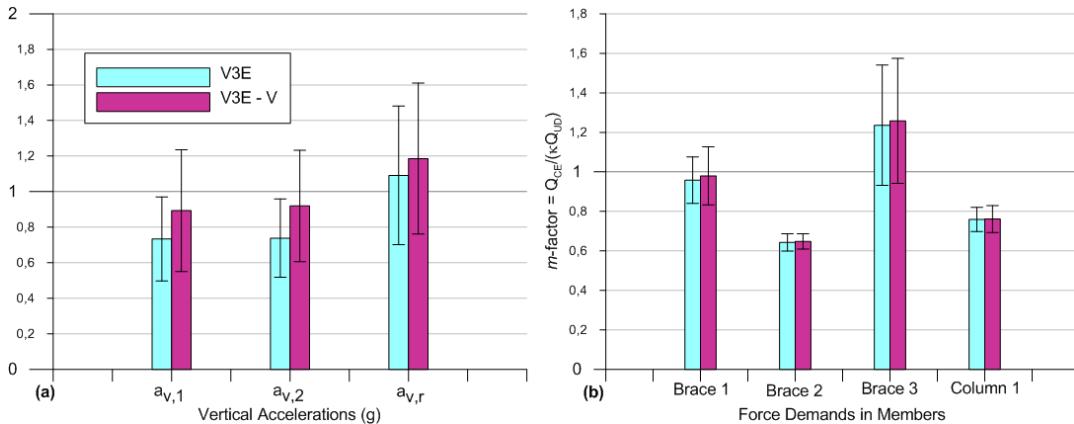


Figure 4-15 Influence of the vertical acceleration component of the ground motion on vertical accelerations and members forces for buildings V3E under crustal events

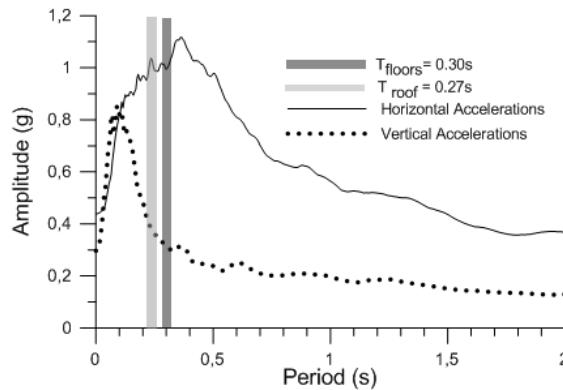


Figure 4-16 Average response spectra of the horizontal and vertical ground motion components.

4.5 Conclusions

The applicability of rocking braced frames (RBFs) relying on gravity loads rather than post-tensioning elements for re-centring was examined for the seismic retrofit of low-rise steel buildings designed prior to the implementation of the seismic design and detailing requirements for steel structures in Canadian codes. The RBFs also included friction energy dissipating (ED) elements to

restrain column uplift and control drifts. The buildings studied were assumed to be located on firm ground and soft soil sites in eastern and western Canada. Buildings having 2 and 3 storeys were examined. Seismic assessment of the structures using the provisions of the 2015 NBCC revealed that the structures in their existing conditions did not meet possess sufficient lateral resistance to achieve life safety performance under a seismic hazard corresponding to a probability of 2% in 50 years. Seismic evaluation using the ASCE 41-13 Standard showed that although the bracing members could meet the acceptance criteria for life safety, beams and columns would need to be substantially reinforced to achieve these objectives.

The potential for the RBF retrofit scheme was preliminary verified by studying static equilibrium of the frames upon rocking. This also provided criteria for determining the activation loads of the ED devices. Final ED capacities were set to allow for full re-centring response while limiting drifts to 2% of height. The retrofit approach was deemed appropriate to achieve ASCE 41 1-B performance level under 2% in 50 years hazard, i.e. *Immediate Occupancy* structural performance and *Position Retention* performance for non-structural components. Response history analyses under site representative ground motion ensembles were performed to investigate the behaviour and performance of the proposed RBF seismic retrofit strategy.

The following conclusions can be drawn on the behaviour of the proposed RBF system:

- The system exhibited a self-centring response with no residual lateral deformations. Deformations imposed by rocking to adjacent structural elements are not expected to cause structural damage.
- Column impact upon rocking induced higher compression loads in the columns and vertical dynamic response of the floor and roof structural elements connected to the gravity system. For the frames studied, the maximum vertical column reactions can be taken as 1.5 times the value predicted from static equilibrium. Because of reduced gravity loads considered in combination with earthquakes, floor and roof framing members could resist the additional demand from dynamic vertical response.
- Seismic induced axial loads in braces and columns were significantly reduced due to frame rocking but these forces were also highly amplified by higher lateral mode response. Dynamic amplification was most severe for the braces at the building top level.

Amplification was also more pronounced for the taller (3-storey) frames and in structures located in eastern Canada due to shorter ground motion dominant periods in that region. For the frames studied, dynamic base shears reached between 2.0 to 2.5 times the rocking base shear V_r predicted from static equilibrium.

The conclusions on the ASCE 41 performance levels that could be reached with the proposed RBF system can be summarized as follows:

- *Immediate Occupancy* structural performance can be achieved under 2% in 50 years seismic hazard for all structures studied provided that the braces and their connections are reinforced at the top storeys of the buildings. Strengthening levels of 1.5 and 2.0 are required for the 2- and 3-storey buildings, respectively.
- Peaks storey drifts remained equal to or below 2.0% of height in all structures, which indicates that *Position Retention* performance can be achieved for most non-structural components. A stricter limit of 1% drift ratio is imposed for components such as door systems and heavy partitions. This criterion could be satisfied only for the 3-storey structures in eastern Canada. For the other structures, higher ED capacity would be needed to further control lateral displacements; however, caution must be exercised when applying this modification as it may lead to higher member force demands and affect self-centring capabilities.
- Peak horizontal accelerations from analyses remained below the values predicted by ASCE 41 for the calculation of the horizontal forces acting on non-structural components.
- Peak vertical accelerations in the gravity system directly connected to the rocking frames exceeded by a large margin the values predicted by ASCE 41 for the calculation of the vertical forces acting on non-structural components. These vertical accelerations are induced by column impact upon rocking and which can only be predicted using nonlinear dynamic analysis. Vertical accelerations in the rest of the building are expected to be same as in any other regular buildings.

The complementary analyses showed that:

- For the M3C structures, friction ED devices can control drifts better than ED systems with Ringfeder springs or bars yielding in tension having similar force capacities. The ED system has a limited influence on the maximum forces that are induced in the structure.
- For the V3E structure subjected to crustal ground motions, consideration of the vertical components of the ground motions has a negligible influence on the structure rocking response and vertical accelerations in the gravity system, mainly because their dominant period was shorter than the structure vertical vibration periods and vertical accelerations were governed by column impact response.

This study was limited to numerical simulations and the results and findings must be validated through physical testing. Dynamic (shake table) testing is needed to capture column impact response and amplification due to higher mode response. Physical testing is also needed to verify the capacity of existing structures to accommodate the deformations to be induced by rocking. Further research should also aim at developing simple design guidelines and methods to achieve effective rocking braced frame designs in day-to-day practice.

4.6 Acknowledgements

Funding for this research was provided by the Fonds de Recherche du Québec - Nature et technologies (FRQNT) of the Government of Quebec, Canada.

4.7 References

1. Mitchell, D., Paultre, P., Tinawi, R., Saatcioglu, M., Tremblay, R. Elwood, K., Adams, J., and DeVall, R. Evolution of Seismic Design Codes in Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering* 2010; **37** (9): 1157-1170.
2. Tremblay, R. Advances in seismic evaluation and retrofit of steel building structures under the Canadian Seismic Research Network. *Proceedings 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Victoria, BC, 2015; Paper No. 99061.
3. Tremblay, R., Atkinson, G.-M., Bouaanani, N., Daneshvar, P., Léger, P., and Koboevic, S. Selection and scaling of ground motion time histories for seismic analysis using NBCC 2015. *Proc. 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Victoria, BC, 2015; Paper No. 99060.
4. Jiang, Y., Balazadeh-Minouei, Y., Tremblay, R., Koboevic, S., and Tirca, L. Seismic assessment of existing steel braced frames designed in accordance with the 1980

- Canadian code provisions. *Proc. 7th International Conference STESSA 2012*, Santiago, Chile, 2012; 531-537.
5. Redwood, R. G., and Channagiri, V. S. Earthquake resistant design of concentrically braced steel frames. *Canadian Journal of Civil Engineering* 1991; **18**(5), 839-850.
 6. Tremblay, R. Evolution of the Canadian Seismic Design Provisions for Steel Structures since 1989. *Proceedings CSCE 2011 General Conference & Jagmohan Humar Symposium*, Ottawa, ON, 2011.
 7. Huckelbridge, A.A. *Earthquake simulation tests of a nine story steel frame columns allowed to uplift*. Report no. UCB/EERC-77/23. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, USA. 1977.
 8. Midorikawa, M., Azuhata, T., Ishihara, T., and Wada, A. Shaking table tests on seismic response of steel braced frames with column uplift. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2006; **35**, 1767–1785.
 9. Tremblay, R., Poirier, L.-P., Bouaanani, N., Leclerc, M., René, V., Fronteddu, L., and Rivest, S. Innovative viscously damped rocking braced steel frames. *Proceedings 14th World Conference on earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008, Paper No. 05-01-0527.
 10. Pollino, M. and Bruneau, M. Seismic Testing of a Bridge Steel Truss Pier Designed for Controlled Rocking. *Journal of Structural Engineering* 2010; **136** (12), 1523-1532.
 11. Sause, R., Ricles, J.M., Roke, D.A., Chancellor, N.B., and Gonner, N.P. Seismic performance of a self-centering rocking concentrically-braced frame, *Proceedings 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Toronto, Ontario, Canada 2010.
 12. Wiebe, L., Christopoulos, C., Tremblay, R., and Leclerc, M. Mechanisms to limit higher mode effects in a controlled rocking steel frame. 1: Concept, modelling, and low-amplitude shake table testing, 2: Large-amplitude shake table testing. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2013; **42** (7), 1053-1086.
 13. Eatherton, M.R., Ma, X., Krawinkler, H., Deierlein, G.G., and Hajjar, J.F. Quasi-Static Cyclic Behavior of Controlled Rocking Steel Frames. *Journal of Structural Engineering*, 2014; **140** (11), DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001005.
 14. Eatherton, M.R., and Hajjar, J.F. Quasi Hybrid simulation testing of a self-centering rocking steel braced frame system. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2014; **43**, 1725-1742. DOI: 10.1002/eqe.2419.
 15. Wiebe, L., and Christopoulos, C. R = 100 Toward codification of controlled rocking steel braced frames. *Proceedings, 10th US National Conference on Earthquake Engineering*, Anchorage, Alaska, USA 2014.
 16. Pollino, M. Seismic design for enhanced building performance using rocking steel braced frames. *Engineering Structures* 2015, **83**, 129-139.
 17. Mar, D. Design Examples Using Mode Shaping Spines for Frame and Wall Buildings. *Proc. 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Toronto, Canada, 2010; Paper No. 1400.

18. Hogg, S. Seismically Resilient Building Technology: Examples of resilient buildings constructed in New Zealand since 2013. *Proc. 10th Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Pacific*, Sydney, Australia, 2015.
19. Latham, D.A., Reay, A.M., and Pampanin, S. Kilmore Street Medical Centre: Application of a post-tensioned steel rocking system. *Proc. Steel Innovations Conference 2013*, Christchurch, New Zealand, 2013.
20. Wiebe, L. Design and Construction of Controlled Rocking Steel Braced Frames in New Zealand, *Proceeding of the Second ATC & SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures*, San Francisco, California, USA, 2015
21. Wiebe, L., and Christopoulos, C. Performance-Based Seismic Design of Controlled Rocking Steel Braced Frames. I: Methodological Framework and Design of Base Rocking Joint; II: Design of Capacity-Protected Elements. *Journal of Structural Engineering* 2015, 141 (9), DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001201-DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001202.
22. Gledhill, S. Practitioners guide to design and delivery of controlled rocking steel braced frame structures. *Proc. Steel Innovations Conference 2015*, Christchurch, New Zealand, 2015.
23. SCNZ. *SCNZ - 110:2015, Design guide for controlled rocking systems*. Steel Construction New Zealand, Manukau City, New Zealand, 2015.
24. ASCE. *ASCE 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ASCE, 2014.
25. NRCC. *National Building Code of Canada (NBCC)*, 8th ed., National Research Council of Canada (NRCC), Ottawa, ON, Canada, 1980.
26. CSA. *CAN3-S16-M78 Steel Structures for Buildings- Limit State Design*. Canadian Standards Association (CSA), Rexdale, ON, Canada 1978.
27. NRCC. *National Building Code of Canada (NBCC)*, 13th ed., National Research Council of Canada (NRCC), Ottawa, ON, Canada, 2015.
28. CSA. *CSA-S16-14 Design of Steel Structures* Canadian Standards Association (CSA), Rexdale, ON, Canada 2014.
29. CSI. SAP2000 Ultimate, Version 18. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, 2016.
30. Richard, J. *Étude du comportement sismique de bâtiments industriels avec systèmes de contreventement en acier de faible ductilité* : École polytechnique de Montréal, Montréal, QC, Canada, 2009
31. Tremblay, R., Atkinson, G. M., Bouaanani, N., Daneshvar, P., Léger, P., and Koboevic, S. Selection and scaling of ground motion time histories for seismic analysis using NBCC 2015. *Proceeding 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Victoria, BC, Canada, Paper no. 99060*, 2015.
32. NRCC. *User's Guide - NBC 2015 Structural Commentaries*, National Research Council of Canada (NRCC), Ottawa, ON, Canada, 2017.

33. Wiebe, L., and Christopoulos, C. A cantilever beam analogy for quantifying higher mode effects in multistorey buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2015, DOI: 10.1002/eqe.2549.
34. Rogers, C.A., Marosi, M., Hertz, J., Lignos, D., Tremblay, R., and D'Aronco, M. Performance of weld-retrofit beam-to-column shear tab connections. *Proceedings 8th International Workshop on Connections in Steel Structures (Connections VIII)*, Boston, MA, 2016.

CHAPITRE 5 ÉTUDE COMPLÉMENTAIRE

Dans ce chapitre sont détaillés deux aspects supplémentaires de l'étude présentée dans ce mémoire. Dans un premier temps est discutée l'influence du type de dispositif de dissipation d'énergie choisi sur les réponses de la structure à laquelle ils sont appliqués. Pour ce faire, deux systèmes additionnels à celui de dissipation par friction ont été étudiés : 1) un ressort conçu par la société Ringfeder© et illustré en Figure 5-1 ; 2) un dissipateur par plastification de barres d'acier. Les performances de ces trois systèmes seront comparées.



Figure 5-1 Illustration d'un ressort Ringfeder (C) - www.ringfeder.com

Dans un second temps est présentée une étude complémentaire prenant en considération la composante verticale des signaux sismiques étudiés. Ces accélérations sont parfois plus fortes que les accélérations horizontales, causant des dommages considérables aux structures (Fry, Benites, & Kaiser, 2011), et il était important, dans le cadre de cette étude, de prendre en compte l'impact de cette composante sur les performances globales du système.

Les résultats majeurs de ces études annexes ont été présentés dans l'article, mais cette section présente la totalité des analyses supplémentaires effectuées.

5.1 Influence du moyen de dissipation d'énergie utilisé à la base du cadre berçant

Dans une optique d'optimisation des coûts et du processus d'installation liés aux solutions techniques de dissipation d'énergie utilisées, les différents moyens de dissipation d'énergie listés à la section 3.2.2.3 ont été modélisés dans le cadre de la configuration M3C, selon les modèles

présentés dans cette même section. Les trois dispositifs choisis sont relativement différents les uns des autres de par leur système de fonctionnement, mais aussi par leur coût et leur complexité d'installation. Cependant, ils ont été dimensionnés pour dissiper la même quantité d'énergie $F_s=F_R=T_y$ (Figure 5-2).

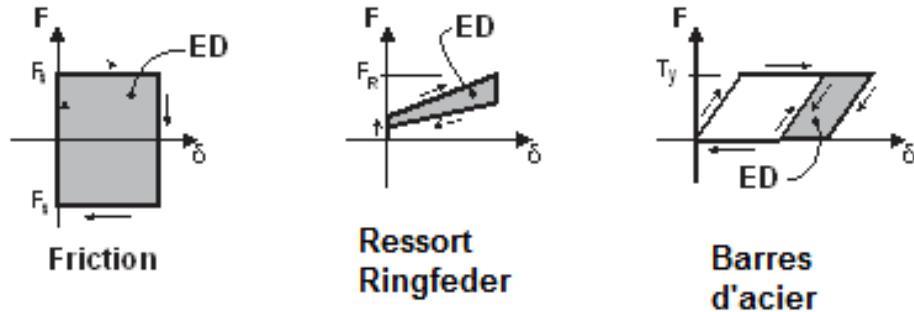


Figure 5-2 Comparaison des courbes force-déformation des différents dispositifs de dissipation d'énergie

Une rapide comparaison entre les dispositifs est présentée au Tableau 5-1

Tableau 5-1 Tableau comparatif des différents moyens de dissipations d'énergie utilisés

Paramètre	Dissipation par friction	Ressort Ringfeder ©	Barres d'acier
Coût global	Modéré	Modéré	Faible
Comportement attendu	Passif	Actif : tire la structure vers le bas	Passif
Activation	Dans les deux sens, à chaque fois	Dans les deux sens, à chaque fois	Seulement dans la phase montante, la première fois
Installation	Modérée	Complexe	Aisée

Les Figure 5-3 à Figure 5-12 présentent une comparaison des réactions de la structure, avec chacun des trois dispositifs à l'étude, dans le cas d'un séisme. On présente ensuite les statistiques issues des onze séismes d'étude correspondants à la configuration Montréal - 3 étages – sol C.

5.1.1 Résultats de l'étude sur un cas particulier

Dans cette sous-section sont détaillés les résultats pour un séisme particulier, dénommé MC9. Ce séisme permet de soumettre la structure à des sollicitations significatives sur une durée conséquente.

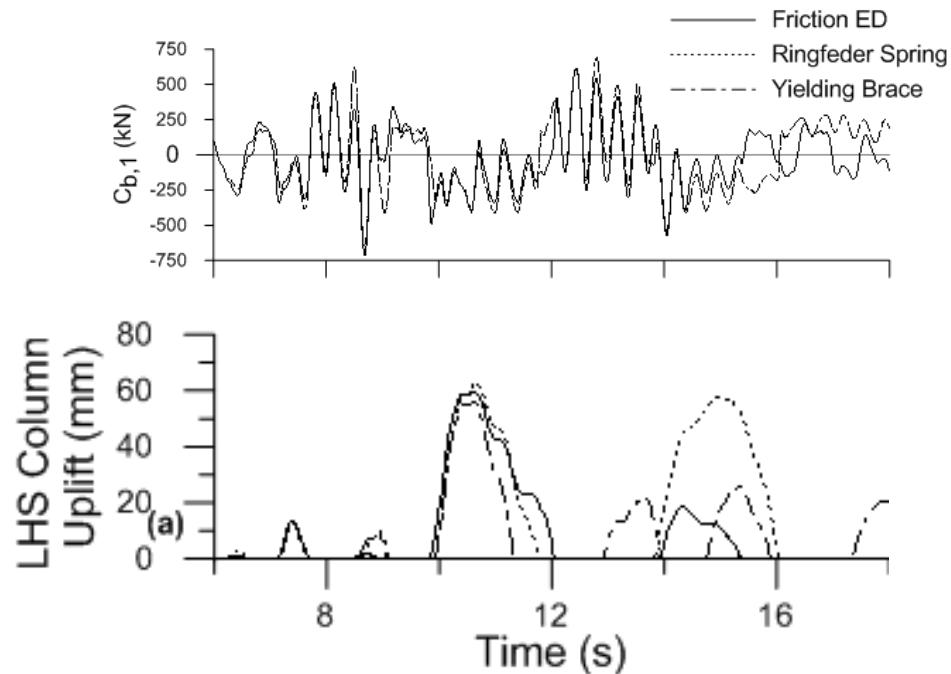


Figure 5-3 Influence du moyen de dissipation d'énergie ; Soulèvement à la base des colonnes ; Effort dans les diagonales

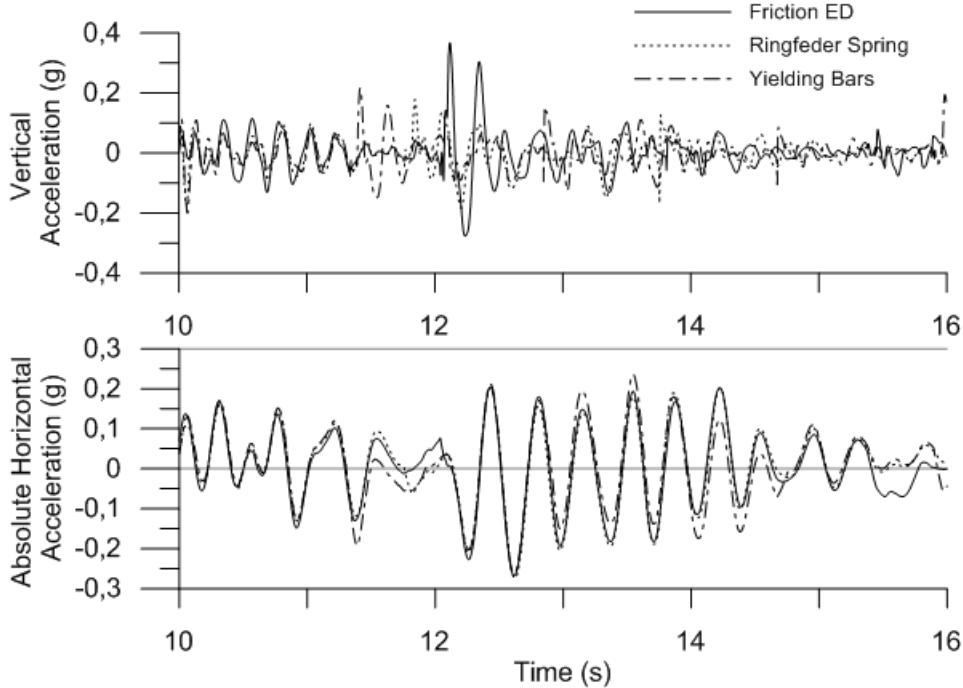


Figure 5-4 Influence du moyen de dissipation d'énergie ; Accélérations verticales et horizontales au toit

L'analyse de ces figures indique que si l'influence du choix de moyen de dissipation d'énergie est notable, elle semble cependant peu significative.

Il faut toutefois noter que, dans le cas du séisme étudié ci-dessus, si l'amplitude du premier berçement est la même, les cycle de berçement suivants sont davantage réduit dans le cas de la friction que dans les deux autres cas. Les ordres de grandeurs des efforts dans la diagonale à l'étage 1 sont les mêmes. Le constat est similaire pour les données d'accélération horizontale. L'étude des accélération verticales au toit semble montrer des pics d'accélération d'amplitude différentes selon les dispositifs utilisés. Il faudra donc étudier les statistiques réalisées à partir de l'étude des différents signaux sismiques utilisés.

5.1.2 Statistiques issues de l'analyse M3C

Suite à l'analyse de l'influence des moyens de dissipation d'énergie, des statistiques identiques à celles présentées dans l'article du chapitre 4 sont présentées. Elles sont résumées dans cette section.

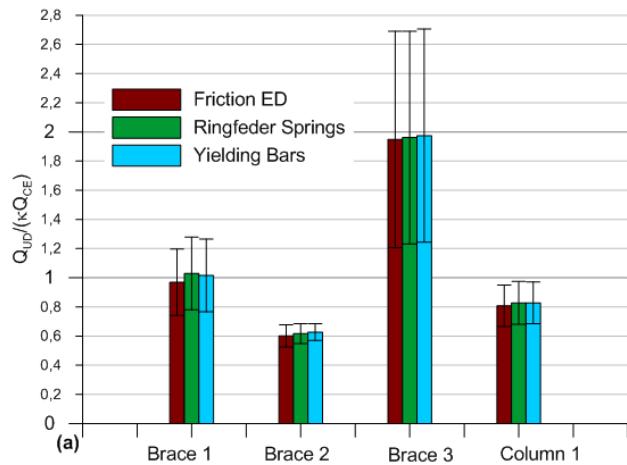


Figure 5-5 Statistiques issues de la comparaison des moyens de dissipation d'énergie ; comparaison des demandes d'efforts dans les membrures

La Figure 5-5 confirme l'influence relative du moyen de dissipation d'énergie choisi dans la demande d'efforts dans les membrures de la structure réhabilitée par cadres berçants : ceux-ci sont du même ordre de grandeur, ainsi que les réactions à la base.

Les statistiques obtenues à partir de l'étude de l'influence de la composante verticale pour les autres paramètres à l'étude sont présentés en Figure 5-6. Ces statistiques sont présentées comme des ratios entre les réponses obtenues dans les configurations « ressort » et « barres » par rapport au réponse obtenues dans la configuration « friction », qui est considérée comme référence. Les écarts-type liés à chaque série de valeur n'y sont donc pas affichés.

Il faut noter une augmentation conséquente de la demande en déplacements au toit dans le cas de l'utilisation des ressorts et des barres plastifiant, par rapport aux dispositifs par friction. Celui-ci semble donc plus adapté pour contrôler les déplacements (c'est aussi celui qui dissipe le plus d'énergie lors des cycles de berçement, voir Figure 5-7). Les réactions à la base augmentent dans le cas de l'utilisation des ressorts. Ce comportement était attendu, du fait que le ressort est le seul dispositif qui « agit » sur le recentrage du cadre lors du cycle (les autres dispositifs n'affectent pas le recentrage, celui-ci est seulement dû à la gravité). Les efforts de cisaillement ne sont pas affectés par le choix du dispositif, comme attendu.

La principale différence révélée par l'analyse complémentaire se situe dans les accélérations verticales induites dans la structure. Cette figure donne des accélérations verticales maximales plus importantes de façon générale (augmentation de 50% pour les accélérations verticales dans les

poutres du premier plancher, 25% dans les poutres du deuxième plancher) lors de l'utilisation des barres travaillant en plastification. Ce phénomène est similaire dans le cas de l'utilisation des ressorts, mais de moindre ampleur cependant (augmentations respectives de 40% et 20%). Cette augmentation d'accélérations peut s'expliquer par le fait que les deux dispositifs considérés dissipent moins d'énergie que le dispositif par friction. Les déplacements sont donc augmentés et lors de la phase de descente du cadre, celui-ci atteint des vitesses plus grandes, qui se convertissent en accélérations plus importantes lors de l'impact avec la structure. (Wiebe & Christopoulos, 2010). Par ailleurs, les barres d'acier ne sont pas activées à chaque cycle de bercement (dès que le premier est passé, la barre se déforme de manière plastique et ne dissipe plus d'énergie ; et ne dissipe pas d'énergie lors la phase descendante), à la différence des ressorts. Cela peut expliquer la relative réduction des accélérations verticales lors de l'utilisation des ressorts, par comparaison à l'utilisation des barres d'acier.

Les accélérations horizontales ne sont pas affectées par le choix du dispositif de dissipation d'énergie.

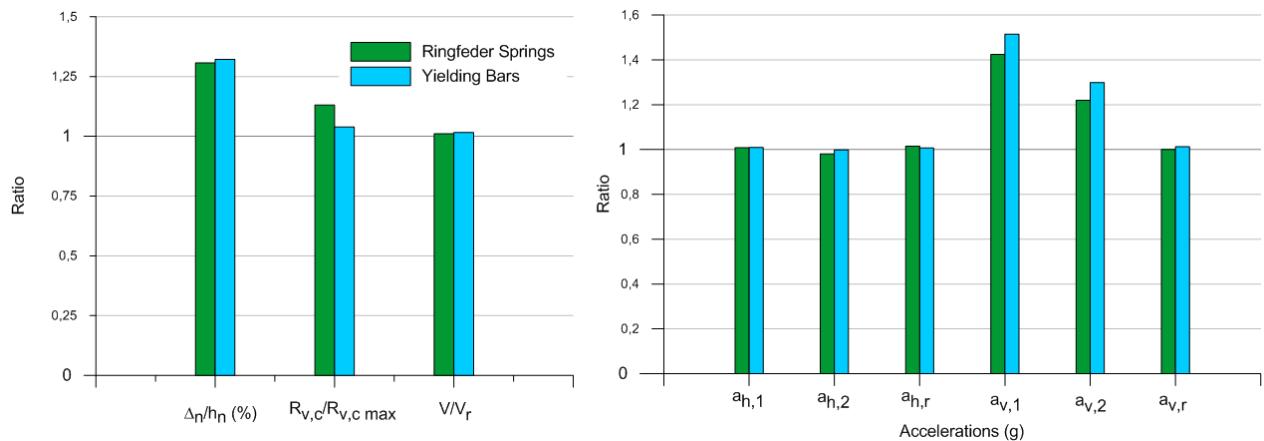


Figure 5-6 Statistiques en termes d'accélérations verticales induites dans la structure,
configuration M3C

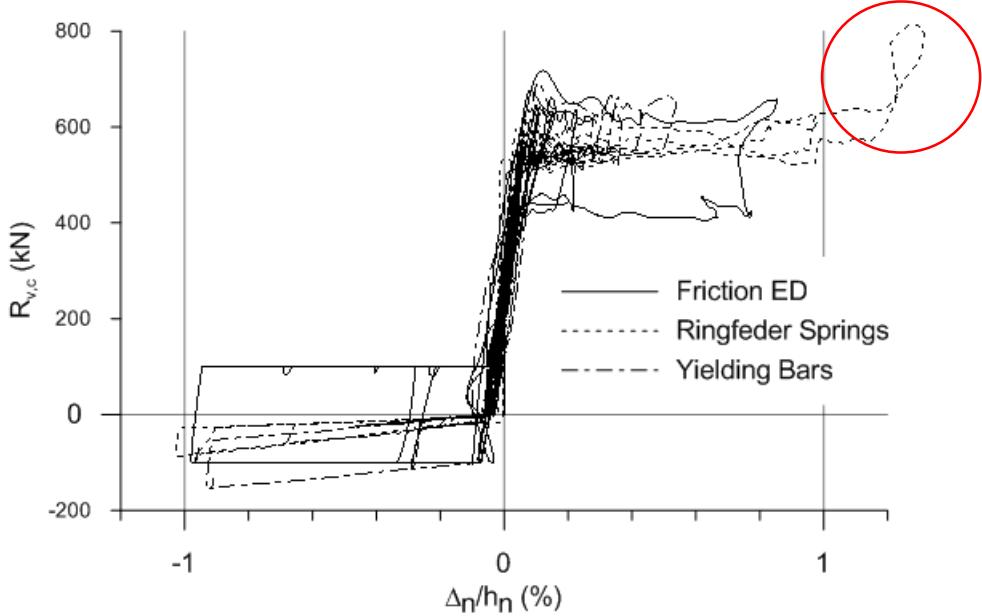


Figure 5-7 Courbes d'hystérésis des différents dispositifs de dissipation d'énergie

La Figure 5-7 permet de constater la différence en termes de quantité d'énergie dissipée par les différents moyens de dissipation. Il est à noter que cette figure montre également que les déplacements induits par l'utilisation des ressorts Ringfeder[©] ou des barres d'acier sont plus importants que ceux induits par l'utilisation de dispositif de friction. Comme précisé dans l'article, la boucle présente sur la courbe d'hystérésis du ressort témoigne d'un soulèvement trop important lors d'un cycle qui a amené le ressort au-delà de sa capacité de compression maximale : en phase solide (l'ensemble des anneaux collés les uns aux autres), le ressort s'est déformé de manière non anticipée.

L'ensemble de ces données permet de conclure que le dispositif de dissipation d'énergie qui semble le plus efficace dans le but de contrôler les déplacements de la structure lors des phases de berçements et de réduire le plus les efforts, tout en réduisant les accélérations verticales induites dans la structure est le dispositif de dissipation par friction. Les deux autres dispositifs (ressorts et barres) ont la même efficacité dans la réduction des efforts dans la structure, mais contrôlent moins les déplacements, et induisent des accélérations verticales plus importantes dans la structure, dont on a précisé qu'elles pouvaient avoir des conséquences très néfastes sur les composants non-structuraux.

5.2 Influence de la composante verticale des sollicitations sismiques

Comme présenté dans l'introduction de ce chapitre, la sollicitation sismique d'un séisme ne se limite pas à une composante horizontale : c'est un signal en trois dimensions. L'étude de cette composante verticale a été accentuée après le séisme de 2011 à Christchurch, Nouvelle-Zélande lors duquel des accélérations verticales plus fortes que des accélérations horizontales (jusqu'à 30% !) ont été observées (Kaiser, et al., 2012), et des récentes études recommandent leur prise en compte dans les analyses (Trautner & Hutchinson, 2017).

Les résultats présentés plus haut ne prennent en compte qu'une composante horizontale des séismes étudiés. Cependant, au vu de l'influence conséquente des accélérations verticales induites dans la structure par la simple composante horizontale du séisme, il est important d'autant plus important d'observer les conséquences possibles de cette composante sur le comportement de la structure. Dans cette sous-section, l'étude est approfondie pour la prendre en compte. La structure a donc été soumise conjointement à la composante horizontale et à la composante verticale du séisme considéré.

5.2.1 Cadre de l'étude des accélérations verticales

Cette précision de l'étude sera appliquée à la configuration V3E. Les composantes verticales des accélérations sont en effet des enregistrements historiques, qui n'existent pas pour l'est du Canada. D'autre part, les composantes verticales et horizontales sont supposées être plus en phase dans des sols mous (classe E) que dans les sols durs (classe C). Enfin, les séismes utilisés seront de type *crustal*

5.2.2 Résultats de l'étude sur un cas particulier

Le cas présenté dans cette sous-section est le séisme VE-28, dont les composantes horizontales et verticales sont présentées à la Figure 5-8, et dont les principales réponses sont présentées à la Figure 5-9.

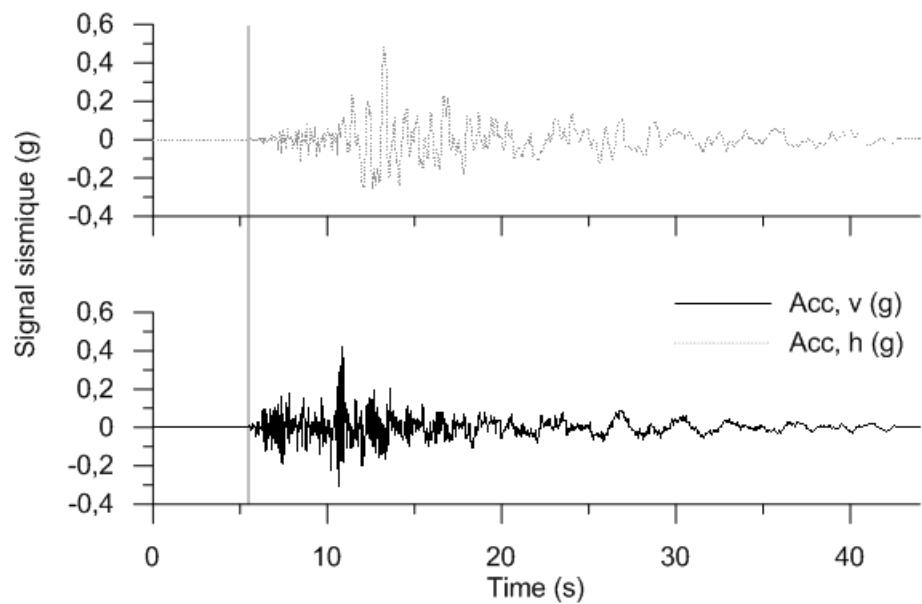


Figure 5-8 Composantes horizontale et verticale du séisme VE-28

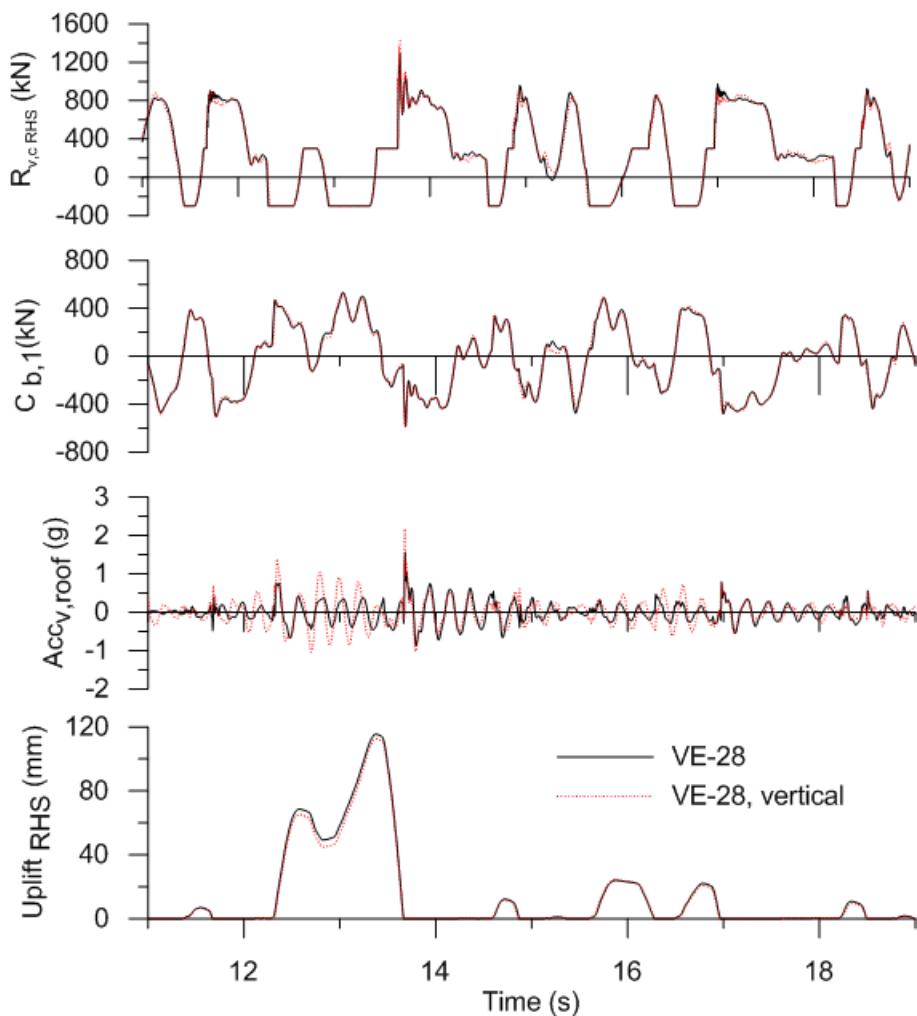


Figure 5-9 Comparaison des réponses globales entre l'étude avec et sans la composante verticale du séisme VE-28

L'analyse des résultats de cette étude permet de conclure à l'influence faible de l'accélération verticale. Le déplacement vertical n'est pas fortement influencé (malgré une réduction locale de l'amplitude lors du pic de soulèvement à 13,0s), de même que les efforts dans les membrures (augmentation locale de 1%). Les pics de réaction au sol sont amplifiés après les impacts (augmentation locale de 10%), mais de manière là encore limitée (car seulement sur des courtes durées). Pour autant, l'accélération verticale des poutres au toit est significativement augmentée (augmentation locale de 20 à 30%). Ces résultats doivent être complétés par une analyse plus globale sur la totalité des séismes étudiés, mais semblent montrer que l'impact de la prise en compte des composantes verticales est négligeable.

Les pics d'accélération aux planchers ne semblent pas affectés significativement par les accélérations verticales.

Ceci est confirmé par l'analyse du spectre de la composante (représenté en Figure 5-10) Les composantes verticales sont maximales pour des fréquences approchant $T=0,12s$, mais les amplitudes sont assez faibles ($0,8g$) ; or, les périodes de vibration des planchers sont de $T = 0,44s$, et l'amplitude du spectre à cette fréquence-là est relativement faible ($0,3g$).

En ce qui concerne l'influence de la composante verticale des accélérations sur le toit, il faut noter qu'à la différence du spectre des accélérations verticales, le spectre des accélérations horizontales est également influent pour les périodes des vibrations des planchers que pour le toit. L'influence relative de la composante verticale sur le toit est donc plus faible, malgré une sollicitation proche de la fréquence naturelle de vibration.

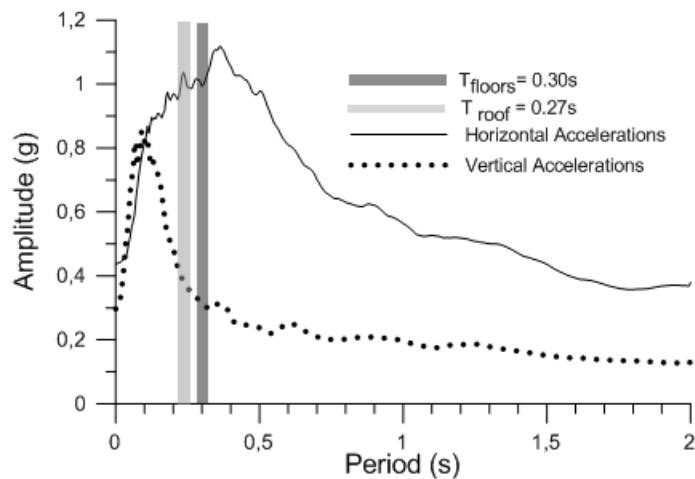


Figure 5-10 Spectre de Fourier des composantes verticales des séismes VAN-E-crustal

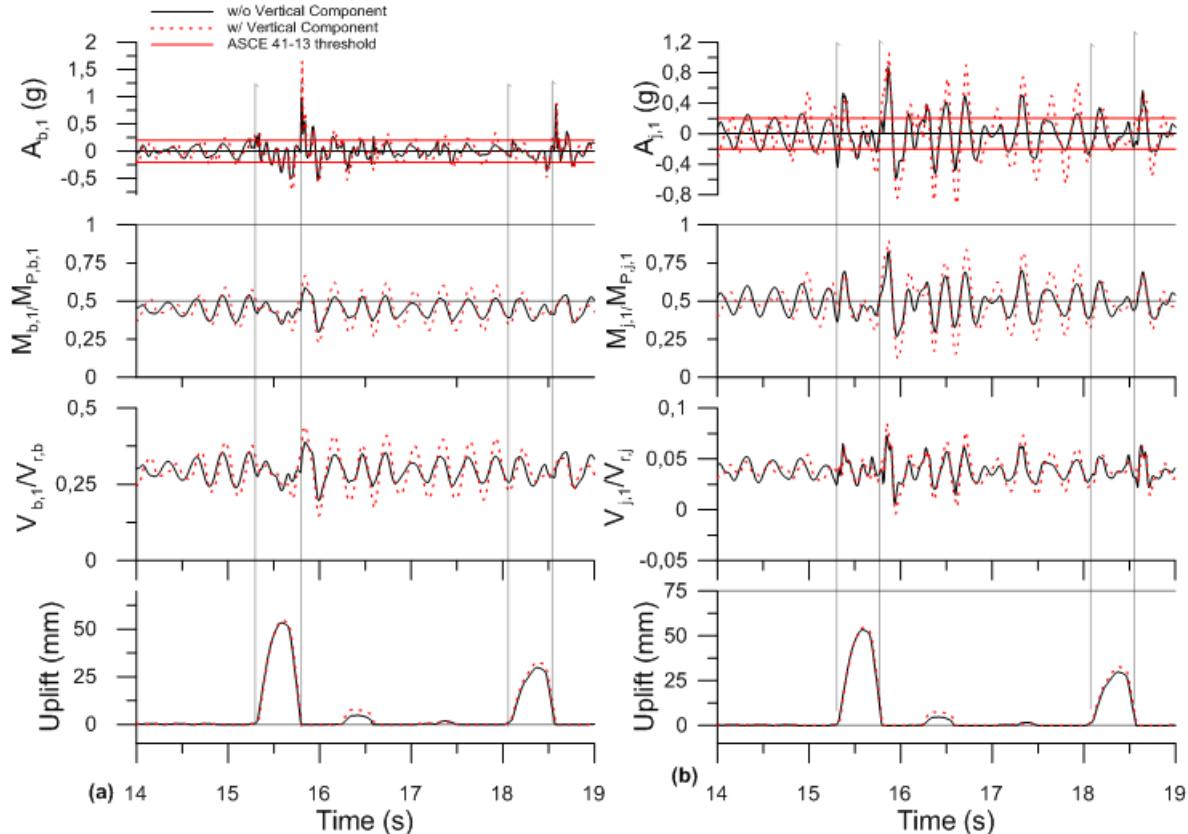


Figure 5-11 Influence des accélérations verticales dans les poutres (a) et dans les poutrelles (b)

La Figure 5-11 représente à la fois l'évolution du soulèvement dans la colonne de gauche, de l'accélération ressentie au toit et du moment dans la poutre du toit connectée à la colonne de gauche. Elle permet notamment de confirmer la faible influence de la composante verticale de la sollicitation sismique. Il faut en effet constater que les variations de moments sont principalement conséquentes aux impacts de la colonne opposée, alors qu'elles ne sont que peu affectées par les oscillations de l'accélération dans les poutres du toit.

5.2.3 Statistiques issues de l'analyse V3E, *crustal*

De la même manière que pour l'influence des moyens de dissipation d'énergie, des statistiques tirées de l'analyse de l'ensemble des sollicitations représentant les séismes *crustal* dans la configuration Vancouver-sol mou (classe E) sont présentées dans cette sous-section. Pour ne pas surcharger les figures, seules les statistiques concernant les accélérations verticales au toit et les efforts dans les membrures sont présentées.

Les données globales (soulèvement au toit, réactions anticipées à la base) ainsi que les accélérations horizontales ne sont pas présentées car l'influence de la composante verticale de la sollicitation était négligeable.

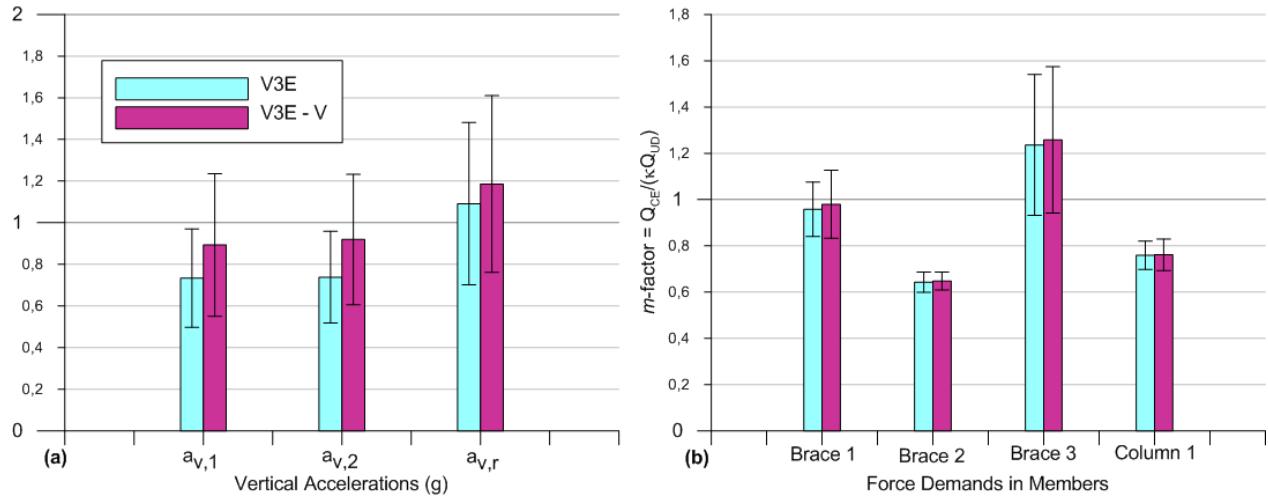


Figure 5-12 Statistiques sur l'influence de la composante d'accélération verticale ; (a) Accélérations verticales au toit ; (b) Efforts dans les membrures

La Figure 5-12 confirme les conclusions de l'analyse d'un cas particulier dans la sous-section précédente. L'accélération verticale ressentie dans les différents étages de la structure est de fait augmentée (de 20% en moyenne), mais ces augmentations ne se traduisent que par une très légère augmentation des efforts dans les membrures : l'augmentation constatée est de 2% dans les diagonales et de 4% dans la partie inférieure de la colonne.

CHAPITRE 6 DISCUSSION GÉNÉRALE

Ce chapitre présente une discussion générale sur l'ensemble de l'étude menée. Cette discussion s'articule entre deux axes principaux, que sont d'abord l'analyse globale des performances du système de contreventement par cadre berçants *via* l'usage des masses gravitaires et ensuite une discussion sur la portée générale de l'étude.

6.1 Comparaison qualitative des systèmes de CBG couplés et découplés

Cette sous-section présente une comparaison entre les cadres berçants couplés au système de résistance aux charges gravitaires et les cadres berçants découplés de celui-ci. Des premiers éléments de comparaison ont été donnés en introduction, mais peuvent être complétés à la suite des résultats obtenus par cette étude. La comparaison est cependant qualitative car aucune analyse numérique des structures étudiées dans une configuration où le CBG est découpé du SRCGT n'a été menée à ce sujet.

L'un des apports de cette étude était une analyse plus approfondie de l'effet du couplage entre le cadre berçant et le système de résistance aux charges de gravité tributaires, sans ajout de câbles de posttension, au lieu de l'utilisation de cadres berçants découplés usuellement utilisés. L'avantage du couplage est de n'utiliser que la masse propre du bâtiment comme principal élément de recentrage, et de permettre de fait d'éviter les phases d'installations des câbles de posttension. Cela occasionne une réduction de la durée de travaux, mais aussi une modification des contraintes imposées aux fondations de la structure concernée : au lieu de s'intéresser à la résistance en traction des fondations (sollicitée lors de la tension des câbles), il faut s'intéresser à la résistance en compression de la fondation (juste après les impacts, comme présenté).

Les résultats des analyses indiquent que les fondations sont parfois sollicitées de manière plus importante que ce que les analyses statiques laissent prévoir (ratio $R_{vc}/R_{vc, \max} > 1$). C'est donc un phénomène à considérer, car cela peut nécessiter un renforcement des fondations. Cette conclusion est aussi applicable au comportement des colonnes : celles-ci sont davantage sollicitées en compression dans la configuration couplée que dans la configuration découpée (les colonnes du SRCGT ne se soulèvent pas), et cette augmentation de la sollicitation doit être étudiée de manière

à s'assurer que la colonne ne soit pas soumise à des efforts de compression supérieurs à sa capacité juste après les impacts de CBG au sol.

Cependant, le couplage entre le CBG et le SRCGT permet, dans le cas des structures de faible hauteur, de ne pas utiliser de câbles de posttension. L'absence des points d'ancrage de ces câbles de posttension pourrait être bénéfique pour les fondations, car elles seraient alors moins sollicitées en traction. La non-utilisation de ces câbles soulage également la structure elle-même, qui ne se voit pas soumise à des efforts additionnels de compression dus à la mise en posttension et localisés aux points d'ancrages desdits câbles.

L'étude s'est aussi focalisée sur l'influence du couplage entre CBG et SRCGT au niveau des phénomènes que la mobilisation sur SRCGT pouvait induire dans le comportement de la structure. Les analyses ont effectivement montré que les impacts du CBG induisaient des accélérations verticales ressenties aux planchers et au toit, qui peuvent atteindre des valeurs suffisantes pour endommager les planchers (augmentation locale des efforts de cisaillement) et les composants non-structuraux qui se trouvent dans la baie considérée. Ces accélérations ne sont pas non plus attendues dans la configuration découpée, et représentent un paramètre supplémentaire qu'il faut considérer lors du choix de l'implantation de cadres berçants gravitaires.

Toutefois, la configuration couplée présente par rapport à la configuration découpée l'avantage d'être moins onéreuse et d'être plus aisée à mettre en place. Si les phénomènes mentionnés ci-dessus sont suffisamment limités et que le couplage peut être mis en place sans avoir de conséquence néfaste pour la pérennité de la structure, il n'y a pas de contre-indication à l'usage de cadres berçants gravitaire dans un cadre de réhabilitation sismique.

6.2 Étendue globale de la recherche

Cette sous-section présente un aspect global des résultats obtenus en lien avec la méthodologie mise en place dans ce projet. Elle revient notamment sur le choix de l'étude d'un seul prototype de contreventement, et sur le choix de la modélisation numérique utilisée.

6.2.1 Justification de la portée de l'étude

La méthodologie utilisée dans cette étude a eu pour principal objectif de maximiser la portée de l'étude en étudiant les différentes configurations qu'il était possible de rencontrer au Canada. Deux

principaux paramètres ont donc été comparés, que sont la sismicité (contenus fréquentiels, type de sismicité) et la nature de sols. Le Canada est un pays sismiquement séparé en trois principales zones sismiques : d'ouest en est, se trouvent de fait la sismicité de l'ouest (Cascadia), caractérisée par ses séismes à faible période de retour, basse fréquence et faible atténuation, le centre, caractérisé par une sismicité faible à très faible, et l'est canadien, caractérisé par des périodes de retour plus grandes, une plus faible atténuation et des fréquences plus hautes. Le nord Canadien n'est pas mentionné ici, bien que sismique, car peu de structures en acier s'y trouvent. Les deux villes choisies pour l'étude ont donc été Montréal (typique de l'est) et Vancouver (typique de l'ouest).

Les différents types de sols (roc mou, sol mou) se trouvent répartis bien plus localement, et la combinaison d'une sismicité et d'un type de sol donné doivent donc être étudiés.

Le second objectif de cette étude était de pouvoir comparer des résultats expérimentaux aux résultats issus des analyses numériques. Pour des raisons de coût et de simplicité, il a donc été décidé de n'utiliser qu'un seul prototype de contreventement et d'adapter les dimensions des bâtiments étudiés.

De ce fait, les résultats numériques obtenus après cette étude couvrent la grande majorité des situations qu'il est possible de rencontrer au Canada, et ses conclusions y sont globalement applicables également.

6.2.2 Justification de la modélisation numérique choisie

L'objectif de l'étude était de décrire de façon générale les aspects majeurs liés à l'utilisation d'une technique de contreventements par cadres berçants. Le modèle numérique 3D majoritairement utilisé, simulé avec le logiciel SAP2000 avait l'avantage d'être facilement mis en place, mais aussi analysé. L'usage de ce logiciel est en effet répandu dans la communauté des ingénieurs civils et sa prise en main est relativement aisée. Cet aspect est important dans l'objectif d'une généralisation de l'utilisation des cadres berçants. D'autres logiciels plus spécifiques auraient pu être utilisés (OpenSEES) ; cependant, dans un objectif de première approche du phénomène, la seule utilisation de SAP2000 semblait suffisante.

CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Le présent mémoire a présenté l'ensemble des travaux, méthodes et analyses qui ont été conduits sur ce projet. L'objectif principal de ce projet était d'étudier le comportement de contreventements par cadres berçants fonctionnant grâce aux charges gravitaires. L'étude a été réalisée dans le cadre d'une démarche de réhabilitation sismique de structures en acier de faible hauteur au Canada, en incluant dans l'étude :

- Le comportement de cadres berçants gravitaires sous sollicitations sismiques
- L'influence conjointe du CBG sur le SRCGT et du SRCGT sur le CBG

Deux modèles numériques ont été développés pour analyser le comportement de la structure durant les sollicitations mais aussi pour conclure sur l'efficacité de cette solution de réhabilitation. Ces modèles, définis pour le logiciel SAP2000, ont également servi de base à la conception d'un modèle expérimental, qui sera testé sur table sismique. Les résultats de l'étude ont été détaillés dans l'article présenté au Chapitre 4, et des résultats complémentaires ont été fournis au Chapitre 5.

Les principales conclusions tirées de l'article sont les suivantes :

1. L'analyse numérique des résultats obtenus via SAP2000 confirme qu'au niveau structural, l'usage des cadres berçants fonctionnant par gravité est une solution efficace dans l'optique de réhabilitation sismique de bâtiments existants. Les efforts sont suffisamment réduits dans les diagonales de telle sorte que les critères d'évaluation sismique imposés par la norme ASCE41-13 sont respectés, et que seuls des renforcements locaux de diagonales (au dernier étage, en particulier) sont à anticiper, alors que toutes les membrures des bâtiments étudiés étaient originalement déficientes. L'utilisation de cette méthode permet notamment de réaliser une réhabilitation qui respecte un objectif de performance de type 1-B, c'est-à-dire de garantir l'occupation immédiate des structures (S-1), en garantissant le maintien en place des éléments non structuraux (N-B) dans le cas des configurations M3x.
2. Durant la sollicitation sismique, le soulèvement des colonnes de leur fondation induit des accélérations verticales dans la structure lors des impacts se produisant quand la colonne frappe la fondation après sa phase de soulèvement. Ces accélérations doivent être prises en compte lors des modélisations numériques car elles causent une augmentation certaine des

efforts de compression dans les colonnes et de fait dans les fondations. Elles induisent également une augmentation des efforts de cisaillement et de flexion dans les éléments structuraux des planchers et du toit, qui doivent être aussi considérés.

3. Pendant un séisme, l'évolution des efforts dans les membrures structurelles du cadre berçant est très fortement influencée par les périodes de berçement de la structure ; cependant, les efforts sont significativement réduits par l'utilisation de cadres berçants.
4. L'influence du choix de dispositif de dissipation d'énergie n'a pas d'impact notable sur les efforts attendus dans les membrures ; des différences conséquentes en termes de déplacements et d'accélérations verticales sont cependant attendues. L'usage du dispositif de dissipation par friction semble le plus à même de limiter les efforts induits aux membrures, tout en limitant les amplitudes des soulèvements et les accélérations verticales induites.
5. Pour les structures situées dans l'ouest canadien, la prise en compte des composantes verticales des sollicitations sismiques n'a pas montré d'influence forte, du fait de la différence entre le contenu fréquentiel des accélérations verticales et les périodes de vibration des planchers et du toit. L'étude de cette influence n'a toutefois pas été menée pour les structures situées dans l'est canadien et cette conclusion ne peut être étendue à ces structures.

Des conclusions plus générales sur la globalité de l'étude peuvent également être tirées :

1. L'utilisation des masses gravitaires comme outil de recentrage à la place des câbles de posttension révèle des performances satisfaisantes des structures étudiées : les déplacements anticipés sont notamment acceptables en utilisant des dissipateurs d'énergie pouvant être intégrés dans des structures déficientes sans affecter leur intégrité. L'utilisation de ces cadres berçants dans la conception de bâtiments neufs est de ce fait envisageable. Il faut cependant prêter attention aux valeurs des accélérations verticales induites dans les planchers.
2. Les équations issues de l'analyse statique de la structure permettent d'anticiper globalement les efforts induits par le comportement berçant des structures étudiées. Le comportement

dynamique propre aux cadres berçants doit cependant être pris en compte dans la conception. Une modélisation numérique simple et efficace a été proposée à cet effet.

Ce travail de recherche permet de faire les recommandations suivantes pour des études futures :

1. La vérification des résultats obtenus numériquement par une étude expérimentale est nécessaire ; les plans et processus d'analyse d'un tel dispositif ont été donnés et résumés au Chapitre 3.
2. Une détermination plus approfondie des valeurs optimales de la résistance des dispositifs de dissipation d'énergie doit être réalisée pour étudier la variabilité des résultats en fonction du choix de dimensionnement effectué pour ce paramètre.
3. Une étude comparative de l'influence des masses gravitaires à la place des câbles de posttension permettrait de statuer sur les impacts réels d'une absence de ces câbles : une étude sur les mêmes structures mais avec une mise en place de posttension devrait donc être envisagée. Elle permettrait également de statuer sur l'influence des câbles sur les valeurs de résistance des systèmes de dissipation d'énergie à choisir.
4. Une étude de l'influence de l'utilisation de différents types de contreventements permettrait d'élargir les résultats de cette étude et d'ouvrir la voie au développement d'une méthode de dimensionnement pour de tels dispositifs, en vue d'inclure cette méthode de réhabilitation sismique dans les éditions des codes à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Cette bibliographie rassemble l'ensemble des références citées dans le mémoire, à l'exception du Chapitre 4, qui possède sa propre liste de références.

ASCE. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (41-13)*. ASCE.

Aurecon New Zealand Limited. (2015). *SCNZ 110 : Design Guide fo Controlled Rocking Steel Braced Frames*. Manukau City: Steel Construction New Zealand Inc.

Balazadeh-Minouei, Y., Koboevic, S., & Tremblay, R. (2013). Seismic evaluation of existing steel braced frames designed in accordance with the 1980 canadian code requirements using nonlinear time history analysis. *Proceedings, Annual Conference - Canadian Society for Civil Engineering* (pp. 1969-1978). Montreal, QC, Canada: Canadian Society for Civil Engineering.

Balazadeh-Minouei, Y., Koboevic, S., & Tremblay, R. (2014). Seismic assessment and rehabilitation of existing steel braced frames designed in accordance with the 1980 Canadian code provisions. *10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering, NCEE 2014*. Anchorage, AK, United states: Earthquake Engineering Research Institute. doi:10.4231/D3T727G6T

Balazadeh-Minouei, Y., Koboevic, S., & Tremblay, R. (Soumis 2016). Seismic Evaluation of an existing 10-Storey Tension-Only Braced Steel Frame using ASCE 41-13 and Canadian Design Standards. *Journal of Eathquake Engineering and Structural Dynamics*.

Blasco, B. (2009). *Thèse de Doctorat : Caractérisation des secousses sismiques typiques de l'est canadien*. Montréal, Québec, Canada: Département des Génies Civil, Géologique et des Mines, Polytechnique Montréal.

Business Desk. (2013, 04 29). Christchurch quake cost rises \$10b to \$40b. *NBR*. Récupéré sur <https://www.nbr.co.nz/article/christchurch-quake-cost-rises-10b-40b-bd-139278>

CANAM Construire Autrement. (2012). *Poutrelles et fermes*. Québec.

- Chancellor, B., & Eatherton, M. R. (2014). Self-Centering Seismic Lateral Force Resisting Systems: High Performance Structures for the City of Tomorrow. *Buildings*, 4(3), 520-548.
- Chancellor, N., Sause, R., Ricles, J., Tahmasebi, E., & Akbas, T. (2013). Seismic response of post-tensioned steel rocking concentrically braced frames with various aspect ratios. *ECCOMAS Thematic Conference - COMPDYN 2013: 4th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Proceedings - An IACM Special Interest Conference* (pp. 2866-2879). Kos Island, Greece: National Technical University of Athens.
- Cheung, M., Foo, S., & Granadino, J. (2000). Seismic retrofit of existing buildings: innovative alternatives. *Public works and government services, Canada*, 1-10.
- CISC. (1984). *Handbook of steel construction, 3rd edition*. Toronto, Ontario, Canada: Canadian Institute of Steel Construction.
- CNRC. (1980). *Code national du bâtiment - Canada*.
- CNRC. (2010). *Code national du bâtiment - Canada*.
- CNRC. (2015). *Code national du bâtiment - Canada*.
- CSA. (1978). *Steel Structures for Buildings - Limit States Design*. Rexdale, Ontario: CSA.
- Deierlein, G., & Ma, X. (2011). Earthquake resilient steel braced frames with controlled rocking and energy dissipating fuses. *Steel Construction*, 4(3).
- Di Sarno, L., & Elnashai, A. (2009, Feb.). Bracing systems for seismic retrofitting of steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(2), 452-465.
- Eatherton, M., & Hajjar, J. (2008). Controlled rocking of steel-framed buildings with replaceable energy-dissipative fuses. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Pékin.
- Erochko, J., & Christopoulos, C. (2014). Self-Centering Energy-Dissipative (SCED) Brace: Overview of Recent Developments and Potential Applications for Tall Buildings. *Proc. International Conference on Sustainable Development of Critical Infrastructure*, (pp. 488-495). Shangai.

- Filiatrault, A., Tremblay, R., Christopoulos, C., Folz, B., & Pettinga, D. (2016). *Elements of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Montréal, Québec, Canada: Presses internationales Polytechnique.
- Fréour, P. (2011, 02 23). Le bilan du séisme en Nouvelle-Zélande s'alourdit. *Le Figaro*.
- Fry, B., Benites, R., & Kaiser, A. (2011). The character of accelerations in the Mw 6.2 Christchurch earthquake. *Seismological Research Letters*, 82(6), 846-852.
- Gates, C. (2015, February 20). 1240 central Christchurch buildings demolished. (J. Morris, Éd.) *The Press*. Récupéré sur <http://www.stuff.co.nz/the-press/news/christchurch-earthquake-2011/66290638/1240-central-Christchurch-buildings-demolished>
- Hogg, S. (2015). Seismically Resilient Building Technology: Examples of resilient buildings constructed in New Zealand since 2013. *Proc. 10th Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Pacific*. Sydney, Australie.
- Housner, G. (1963). The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2), 403-417.
- Kaiser, A., Holden, C., Beavan, J., Beetham, D., Benites, R., Celentano, A., & Denys, P. (2012). The Mw 6.2 Christchurch earthquake of February 2011: preliminary report. *New Zealand journal of geology and geophysics*, 55(1), 67-90.
- Latham, D., Reay, A., & Pampanin, S. (2013). Kilmore Street Medical Centre: Application of a post-tensioned steel rocking system. *Proc. Steel Innovations Conference 2013*. Christchurch, New Zealand.
- Ma, X., Deierlein, G., Eatherton, M., Krawinkler, H., Hajjar, H., Takeuchi, T., . . . Hikino, T. (2010). Large-sclae shaking table test of steel braced frame with controlled rocking and energy dissipating fuses. *Proceedings of the 9th US and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*. Toronto.
- Mitchell, D., Paultre, P., Tinawi, R., Saatcioglu, M., Tremblay, R., Elwood, K., . . . DeVall, R. (2010). Evolution of Seismic Design Provisions in the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37(9), 1157-1170.

- NRCC-CNRC. (1995). *Guideline for Seismic Upgrading of Building Structures*. Toronto, ON: Institute for Research in Construction.
- NZS. (2004). *1170.5 Structural Design Actions Part 5 : Earthquake actions New Zealand*. Wellington: SNZ.
- NZS. (2007). *3404 Steel Structures Standard*. Wellington: SNZ.
- Paultre, P. (2005). *Dynamique des structures - application aux ouvrages de génie civil*. (H. Sciences, Éd.) Paris, France: Lavoisier.
- Poirier, L.-P. (2008). *Master Thesis : Viscously damped controlled rocking response for cost effective seismic design of steel structures*. Montréal, Québec, Canada: Département des Génies Civil, Géologique et des Mines, Polytechnique Montréal.
- Pollino, M., & Bruneau, M. (2007). Experimental Study of the Controlled Rocking Response of Steel Braced Frames. *Structures Congress 2007 - New Horizons and Better Practices*. Long Beach, California.
- Pollino, M., & Bruneau, M. (2008). Dynamic seismic response of controlled rocking bridge steel-truss piers. *Engineering Structures*, 30(6), 1667-1676.
- Richard, J. (2009). *Mémoire de Maîtrise : Etude du comportement sismique de bâtiments industriels avec systèmes de contreventement en acier de faible ductilité*. Montréal, Québec, Canada: Département des Génies Civil, Géologique et des Mines, Polytechnique Montréal.
- Sause, R., Ricles, J., Roke, D., Chancellor, N., & Gonner, N. (2010). Large-scale experimental studies of damage-free self-centering concentrically-braced frame under seismic loading. *Structures Congress 2010* (pp. 1498-1509). Orlando, FL, United states: American Society of Civil Engineers (ASCE).
- Seo, C.-Y. (2005). *PhD Thesis : Influence of ground motions characteristics and structural parameters on seismic response of SDOF systems*. Philadelphia, Pennsylvania, USA: Lehigh University.
- Steele, T. C., & Wiebe, L. (2016). Dynamic and equivalent static procedures for capacity design of controlled rocking steel braced frames. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45(15), 2349-2369. doi:10.1002/eqe.2765.

- Trautner, C., & Hutchinson, T. (2017). Effect of Vertical Accelerations on Steel Frame Structures. *Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago de Chile, Chile.* Santiago du Chili.
- Tremblay, R. (2015). Advances in seismic evaluation and retrofit of steel building structures under the Canadian Seismic Research Network. *Proceedings 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, (p. Paper N° 99061). Victoria, BC.
- Tremblay, R., & Poirier, L.-P. (2008). Innovative Viscoely Damped Rocking Braced Steel Frames. *Proceedings of the fourteenth World Conference on Earthquake Engineering Beijing, China.*, Beijing, China.
- Tremblay, R., Jiang, Y., Leclerc, M., & Tirca, L. (2012). Seismic assessment of steel braced frames using advanced hybrid simulation techniques. *Proceedings, Annual Conference - Canadian Society for Civil Engineering*. 3, pp. 2537-2546. Edmonton, AB, Canada: Canadian Society for Civil Engineering.
- Tremblay, R., Mottier, P., & Rogers, C. (2016). Seismic retrofit of existing low-rise steel buildings in eastern canada using rocking braced frames system. *5th Conference on resilient infrastructure*, (pp. 966-976). London, Ontario.
- Wiebe, L., & Christopoulos , C. (2013). A next performance-based design methodology for controlled rocking steel frames. *4th ECCOMAS Conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering*. Kos Island.
- Wiebe, L., & Christopoulos, C. (2010). Characterizing acceleration spikes due to the stiffness changes in non-linear systems. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(14), 1653-1670. doi:10.1002/eqe.1009.
- Wiebe, L., & Tremblay, R. (2013). Mechanisms to limit higher mode effects in a controlled rocking steel frame . 1; 2. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42, 1053-1068. doi:10.1002/eqe.2259
- Wiebe, L., Christopoulos, C., Tremblay, R., & Leclerc, M. (2013). Mechnisms to limit higher mode effects in a crolled rocking steel frame 1 & 2. *Earthquake Engineering ans Structural Dynamics*, 42, 1053-1068.

Wiebe, L., Chrsitopoulos, C., Tremblay, R., & Leclerc, M. (2012). Modelling inherent damping for rocking systems: results of a large-scale shake table testing. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisbon, Portugal.

Zhang, C. (2015). *Master Thesis : Seismic Displacement Demands on Self Centering Single-Degree-of-Freedom Systems*. Toronto, Ontario, Canada: Mc Master University.

ANNEXE A - CARACTÉRISTIQUES DES SÉISMES UTILISÉS

L'annexe A présente en premier lieu les spectres des séismes, répartis par localisation ; à titre de comparaison, le spectre du code est également indiqué sur les figures présentées. Par la suite est présenté un tableau rassemblant les données des signaux sismiques utilisés pour conduire les analyses menées dans ce projet.

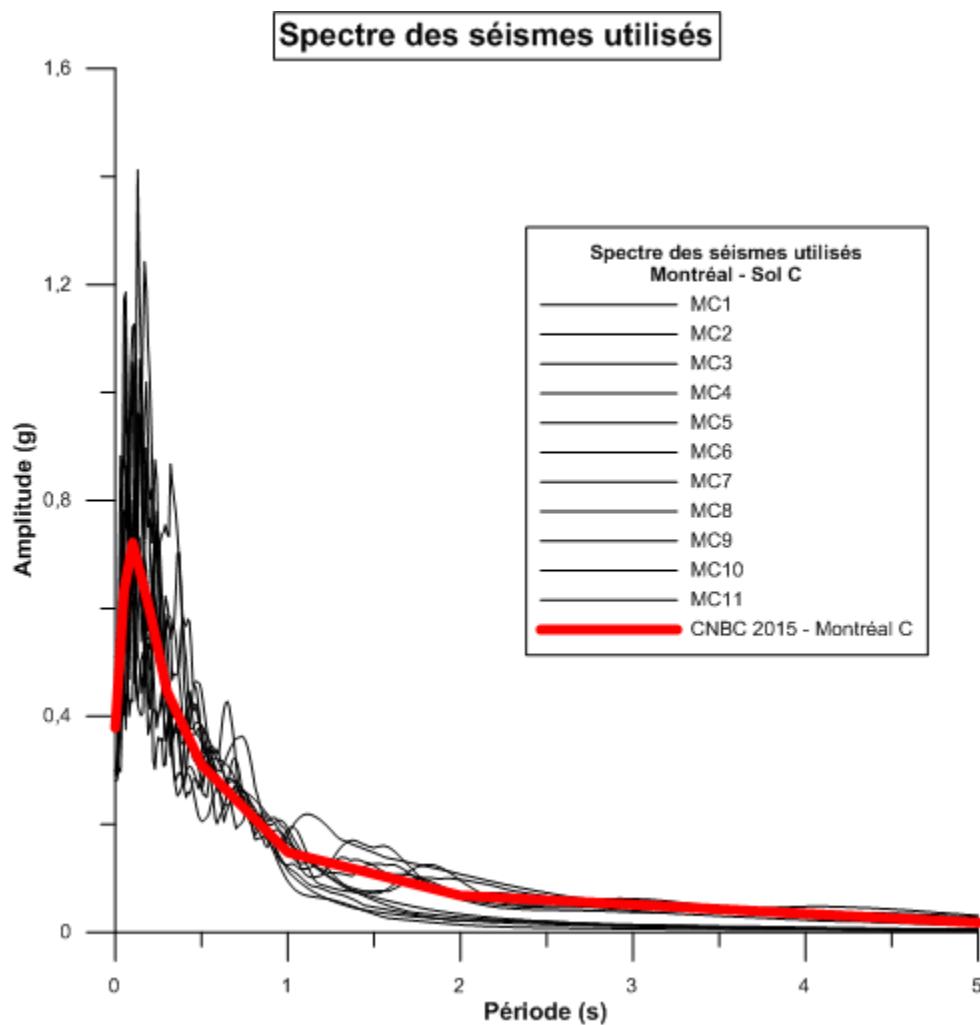


Figure A-1 Spectre des séismes Montréal - sol C

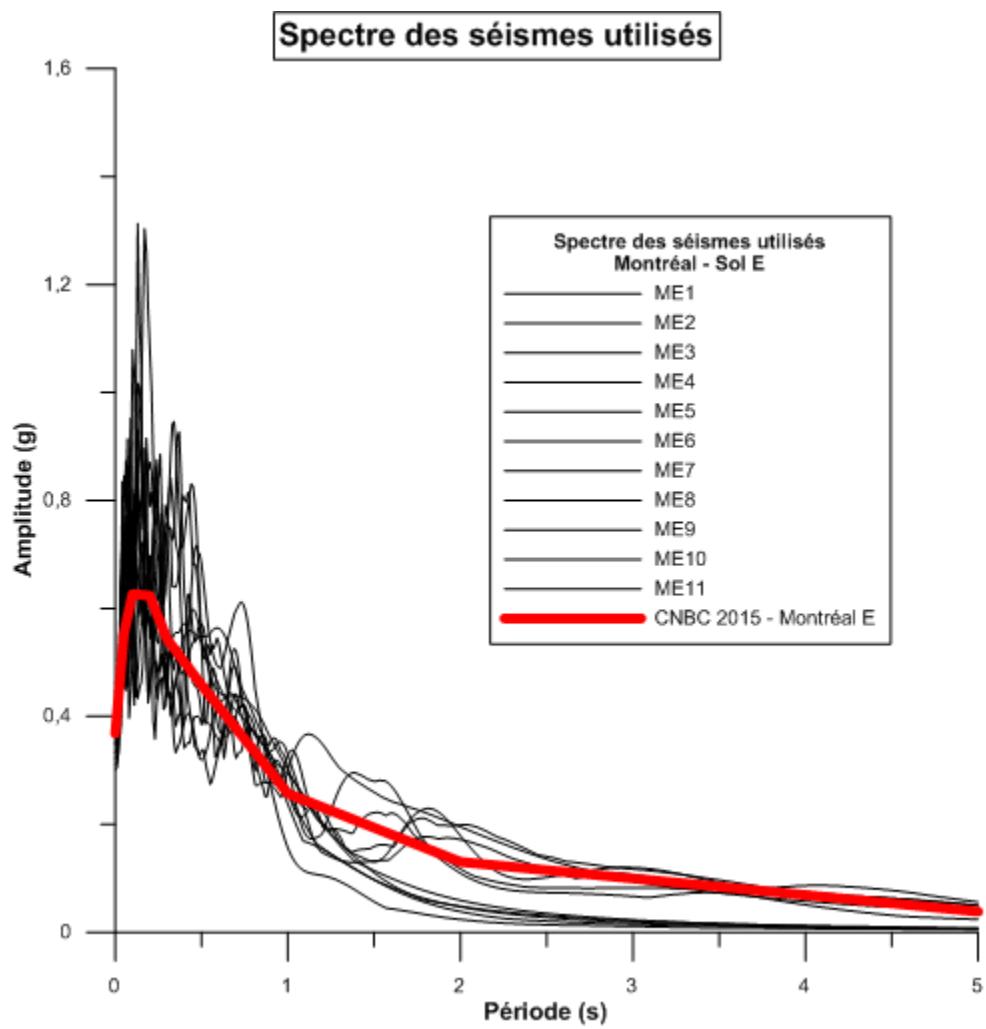


Figure A-2 Spectre des séismes Montréal - sol E

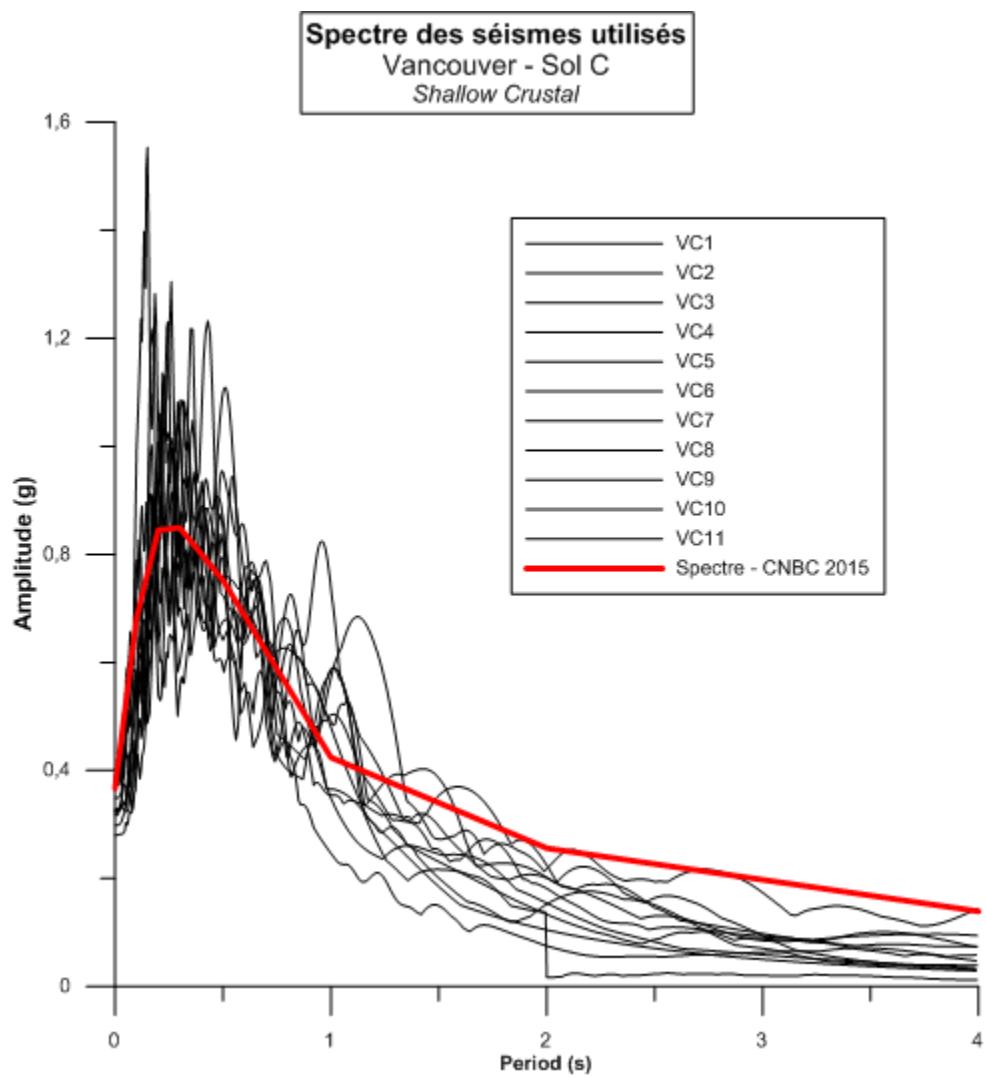


Figure A-3 Spectre des séismes Vancouver - sol C - *shallow crustal*

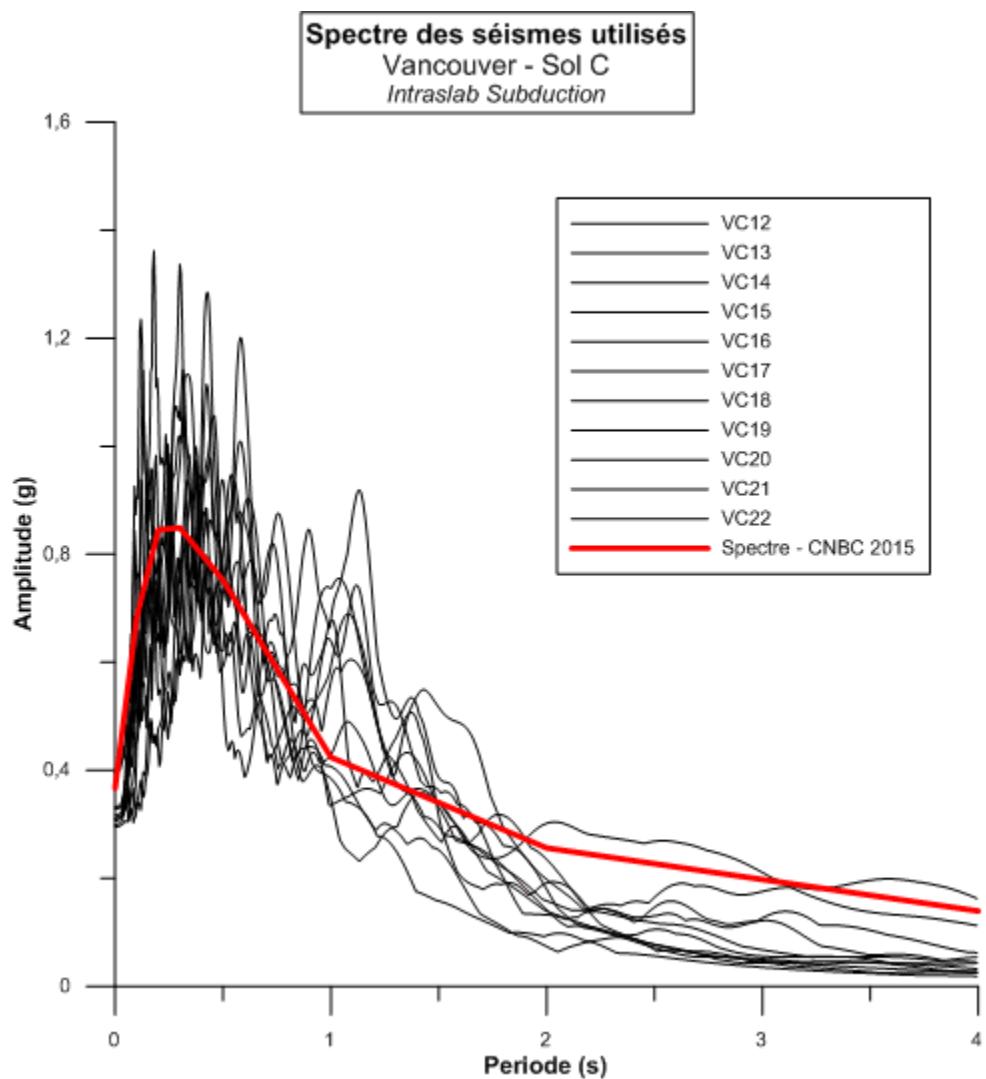


Figure A-4 Spectre des séismes Vancouver - sol C - *intraslab subduction*

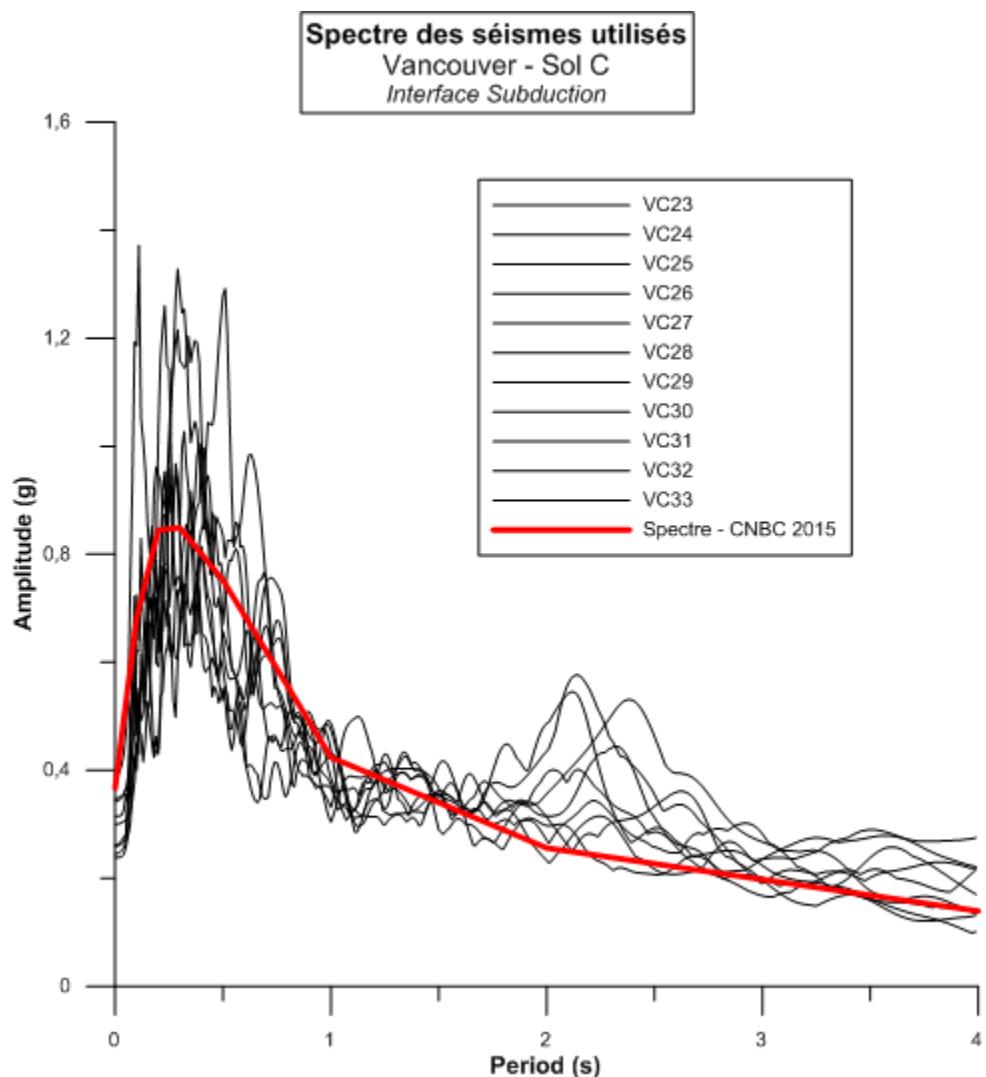


Figure A-5 Spectre des séismes Vancouver - sol C - *interface subduction*

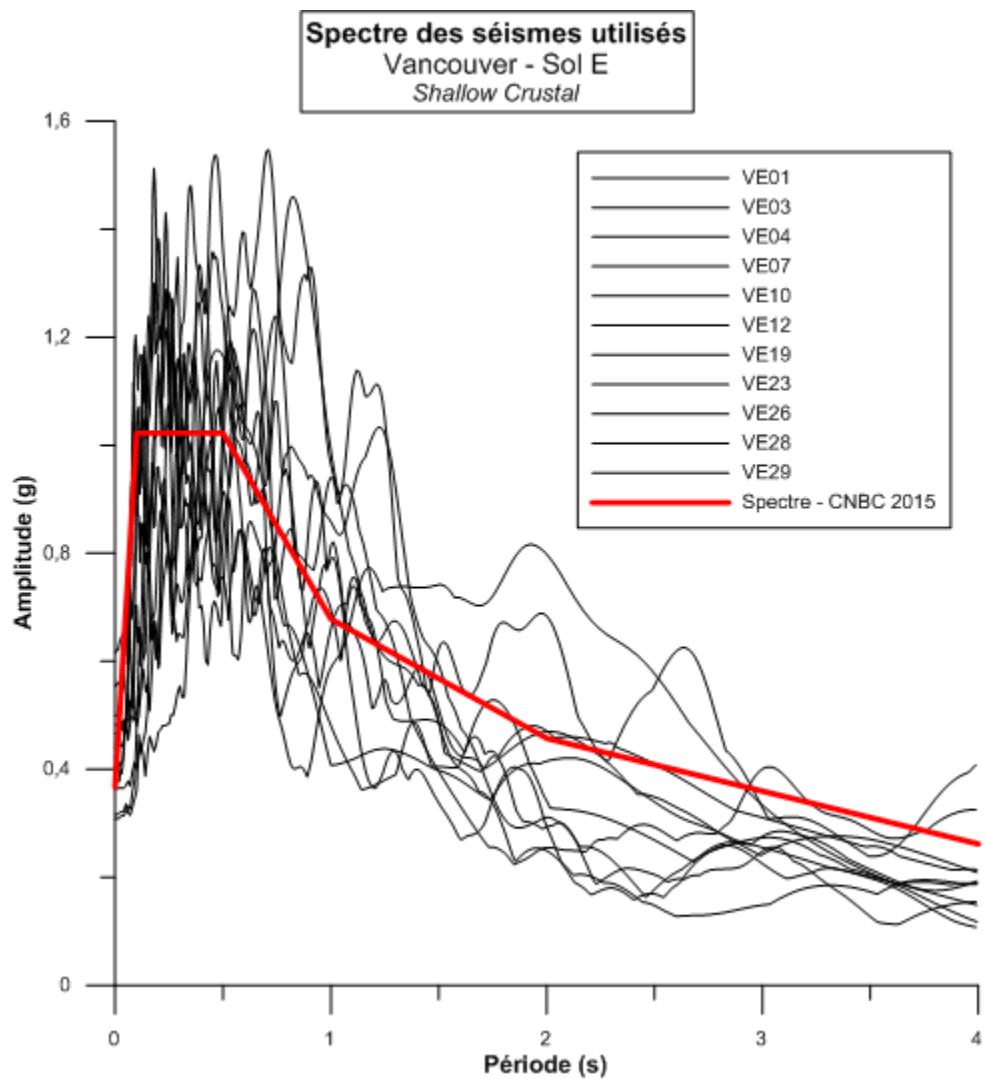


Figure A-6 Spectre des séismes Vancouver - sol E - *shallow crustal*

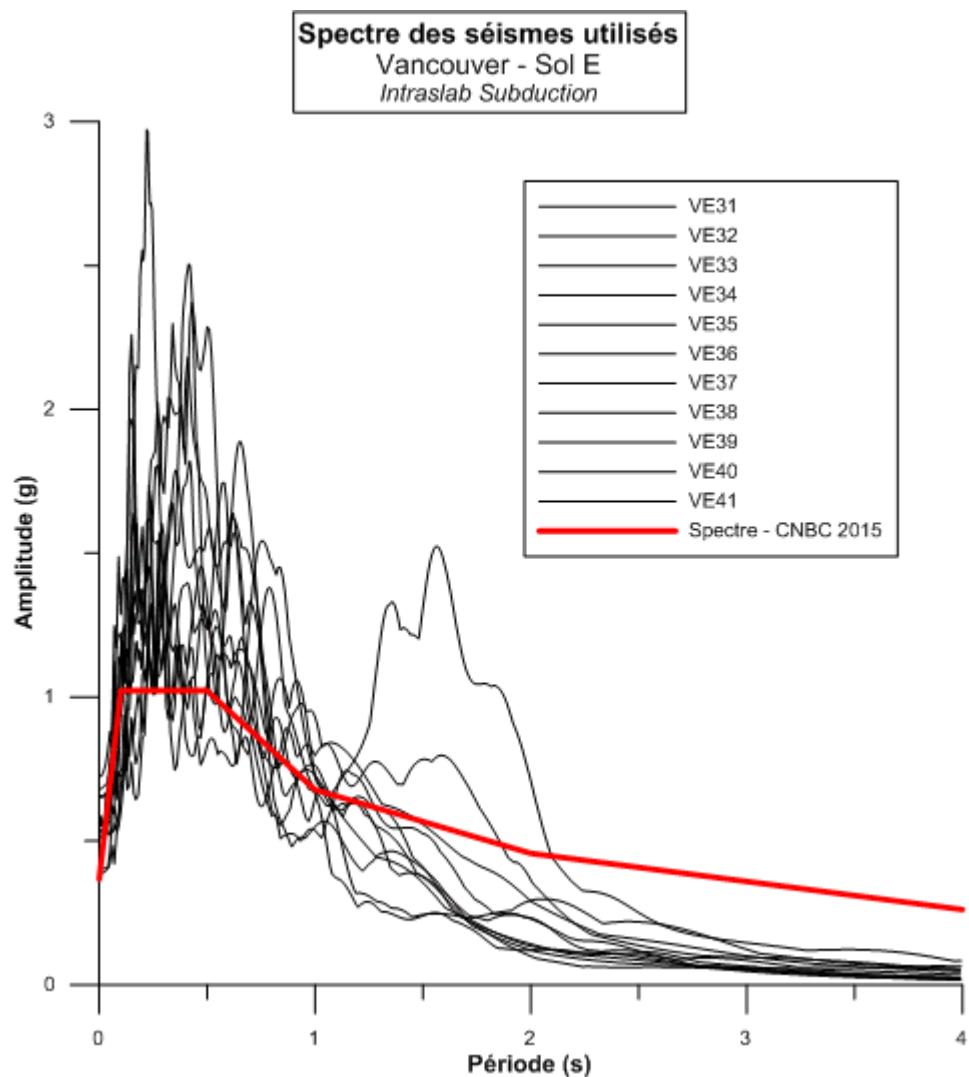


Figure A-7 Spectre des séismes Vancouver - sol E - *intralab subduction*

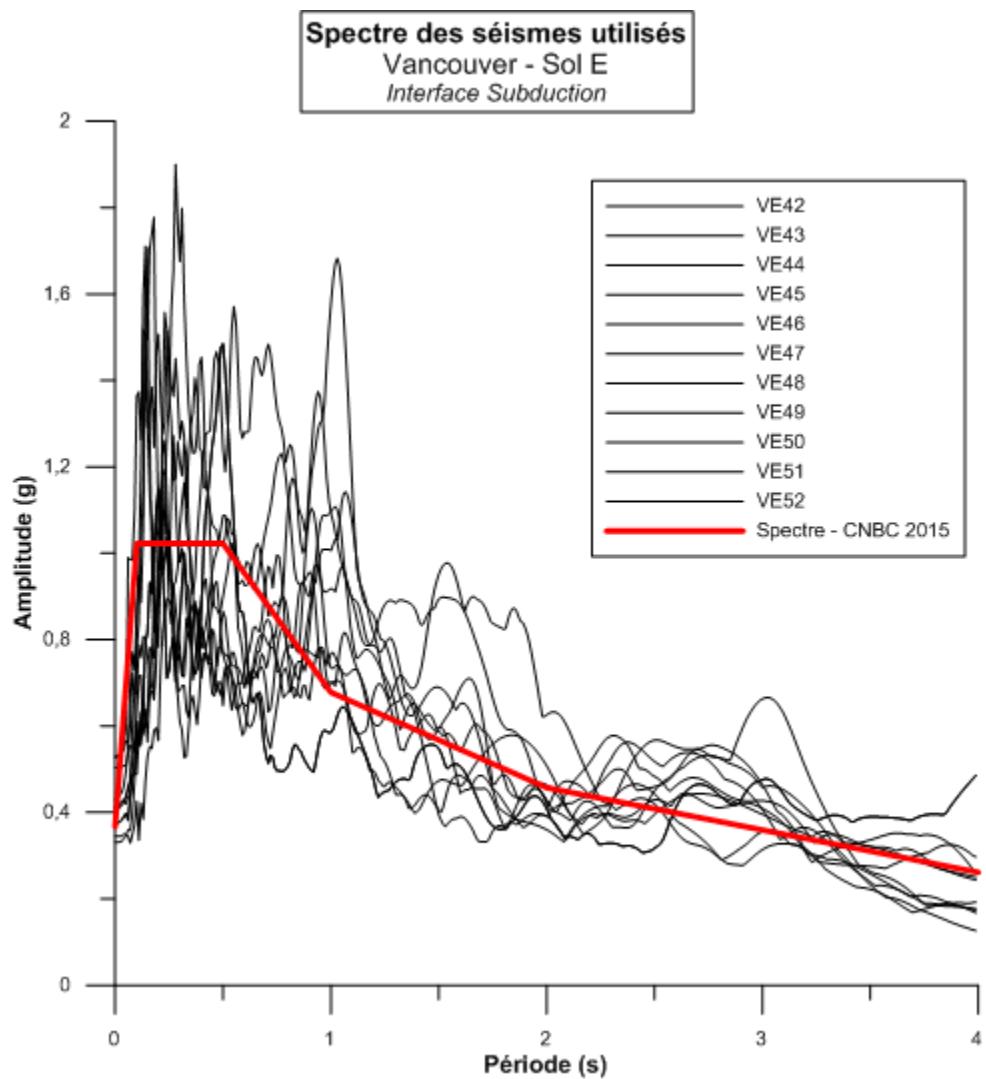


Figure A-8 Spectre des séismes Vancouver - sol E - *interface subduction*

Tableau A-1 Tableau des caractéristiques des séismes utilisés dans les analyses numériques

File No.	dt (s)	n pts ()	Type	Earthquake	Mw	Record	R (km)	Site Class	Vs30 (m/s)	Comp.	SF1	SF2
MC1.txt	0,002	5000	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	6,0	Trial 1	12,8	C	---	239,3	0,5	1,03
MC2.txt	0,002	7000	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	6,0	Trial 2	16,9	C	---	41,0	0,9	1,03
MC3.txt	0,002	5000	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	6,0	Trial 1	17,0	C	---	238,8	0,7	1,03
MC4.txt	0,002	5500	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	6,0	Trial 2	17,0	C	---	238,8	0,9	1,03
MC5.txt	0,002	7000	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	6,0	Trial 2	24,4	C	---	78,7	1,6	1,03
MC6.txt	0,002	10000	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	7,0	Trial 2	14,9	C	---	73,5	0,5	---
MC7.txt	0,002	11000	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	7,0	Trial 1	20,1	C	---	126,4	0,5	---
MC8.txt	0,002	11000	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	7,0	Trial 3	25,6	C	---	276,5	0,6	---
MC9.txt	0,002	13500	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	7,0	Trial 1	41,6	C	---	304,4	1,3	---
MC10.txt	0,002	13500	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	7,0	Trial 2	45,2	C	---	85,6	1,6	---
MC11.txt	0,002	13500	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	7,0	Trial 2	98,6	C	---	157,7	1,9	---

Tableau A-1 Tableau des caractéristiques des séismes utilisés dans les analyses numériques-suite

File	dt	n pts	Type	Earthquake	Mw	Record	R	Site	Vs30	Comp.	SF1	SF2
No.	(s)	()					(km)	Clas s	(m/s)			
ME1.txt	2	4001	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	6,0	Trial 1	12,8	E	---	114,9	0,5 2	1,09
ME2.txt	2	4001	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	6,0	Trial 1	12,8	E	---	239,3	0,6 0	1,09
ME3.txt	2	6000	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	6,0	Trial 2	16,9	E	---	41,0	0,5 9	1,09
ME4.txt	2	5000	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	6,0	Trial 2	17,0	E	---	238,8	0,9 9	1,09
ME5.txt	2	5000	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	6,0	Trial 1	21,1	E	---	126,3	0,8 0	1,09
ME6.txt	2	1	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	7,0	Trial 3	17,0	E	---	307,6	0,5 2	---
ME7.txt	2	0	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	7,0	Trial 1	20,1	E	---	126,4	0,6 3	---
ME8.txt	2	0	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	7,0	Trial 3	25,6	E	---	276,5	0,7 5	---
ME9.txt	2	0	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	7,0	Trial 1	41,6	E	---	304,4	0,9 0	---
ME10.txt	2	0	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	7,0	Trial 1	45,2	E	---	85,6	1,1 1	---
ME11.txt	2	0	Crustal	Simulated - Atkinson (2009)	7,0	Trial 1	98,6	E	---	157,7	1,3 6	---

Tableau A-1 Tableau des caractéristiques des séismes utilisés dans les analyses numériques-suite

File No.	dt (s)	n pts ()	Type	Earthquake	Mw	Record	R (km)	Site Class	Vs30 (m/s)	Comp.	SF1	SF2
VC301.txt	0,01	6181	Crustal	1971 San Fernando	6,61	Castaic - Old Ridge Route	23		450	291	1,3 9	---
VC302.txt	0,01	2857	Crustal	1971 San Fernando	6,61	Pasadena - CIT Athenaeum	25		415	90	2,7 3	---
VC303.txt	0,00 5	7999	Crustal	1989 Loma Prieta	6,93	Coyote Lake Dam - Southwest Abutment	20		561		2,3 0	---
VC304.txt	0,00 5	7999	Crustal	1989 Loma Prieta	6,93	Gilroy Array #6	18		663	0	2,9 5	---
VC305.txt	0,01	2999	Crustal	1994 Northridge	6,69	Burbank - Howard Rd.	17		582	60	2,8 7	---
VC306.txt	0,02	2000	Crustal	1994 Northridge	6,69	Castaic - Old Ridge Route	21		450	90	0,6 6	---
VC307.txt	0,00 5	5747	Crustal	1994 Northridge	6,69	LA - Brentwood VA Hospital	23		417		1,7 1	---
VC308.txt	0,01	2999	Crustal	1994 Northridge	6,69	Sunland - Mt Gleason Ave	13		402		2,4 5	---
VC309.txt	0,00 5	1199 1	Crustal	1989 Loma Prieta	6,93	Hollister & Pine	51		371	90	1,5 8	---
VC310.txt	0,00 5	7915	Crustal	1989 Loma Prieta	6,93	Palo Alto - SLAC Lab	54		425	360	1,1 8	---
VC311.txt	0,01	5435	Crustal	July 21, 1952 Kern County	7,4	Taft Lincoln School	46		385	21	2,0 6	---
VC312.txt	0,00 5	1920 0	Intraslab	28/02/2001 Nisqually	6,8	0720a	70	C	---	360	4,2 5	---
VC313.txt	0,00 5	2340 0	Intraslab	28/02/2001 Nisqually	6,8	1416a	64	C	---	125	2,1 7	---
VC314.txt	0,00 5	2340 0	Intraslab	28/02/2001 Nisqually	6,8	1416c	64	C	---	215	2,1 1	---
VC315.txt	0,00 5	2220 0	Intraslab	28/02/2001 Nisqually	6,8	1421a	59	C	---	200	2,3 6	---

Tableau A-1 Tableau des caractéristiques des séismes utilisés dans les analyses numériques-suite

File	dt	n pts	Type	Earthquake	Mw	Record	R	Site	Vs30	Comp.	SF1	SF2
No.	(s)	()					(km)	Class	(m/s)			
VC316.txt	0,00 5	2220 0	Intraslab	28/02/2001 Nisqually	6,8	1421c	59	C	---	290	1,7 2	---
VC317.txt	0,00 5	1123 3	Intraslab	13/01/2001 El Salvador	7,6	4359a	76	C	---	360	2,6 3	---
VC318.txt	0,00 5	1123 3	Intraslab	13/01/2001 El Salvador	7,6	4359c	76	C	---	270	2,9 6	---
VC319.txt	0,00 5	9577	Intraslab	13/01/2001 El Salvador	7,6	6987c	70	C	---	360	2,0 1	---
VC320.txt	0,00 5	1266 1	Intraslab	13/01/2001 El Salvador	7,6	7133c	82	C	---	90	1,5 9	---
VC321.txt	0,00 5	1024 5	Intraslab	13/01/2001 El Salvador	7,6	7147c	93	C	---	180	4,8 1	---
VC322.txt	0,00 5	1127 5	Intraslab	13/01/2001 El Salvador	7,6	7157c	83	C	---	180	1,3 8	---
VC323.txt	0,01 0	3900 e	Interplat	11/03/2011 Tohoku, Japan	9	AKT017	152	C	---	EW	4,3 1	1,2
VC324.txt	0,01 0	3900 e	Interplat	11/03/2011 Tohoku, Japan	9	AKT017	152	C	---	NS	4,4 7	1,2
VC325.txt	0,01 0	3900 e	Interplat	11/03/2011 Tohoku, Japan	9	AKTH191	155	C	---	EW	3,6 9	1,2
VC326.txt	0,01 0	3900 e	Interplat	11/03/2011 Tohoku, Japan	9	AKTH191	155	C	---	NS	4,1 4	1,2
VC327.txt	0,01 0	3900 e	Interplat	11/03/2011 Tohoku, Japan	9	AOM008	166	C	---	EW	3,9 9	1,2
VC328.txt	0,01 0	3900 e	Interplat	11/03/2011 Tohoku, Japan	9	AOM008	166	C	---	NS	3,4 1	1,2
VC329.txt	0,01 0	3900 e	Interplat	11/03/2011 Tohoku, Japan	9	AOM028	167	C	---	NS	2,7 7	1,2
VC330.txt	0,01 0	3900 e	Interplat	11/03/2011 Tohoku, Japan	9	IBR008	161	C	---	NS	2,3 2	1,2
VC331.txt	0,01 0	3900 e	Interplat	11/03/2011 Tohoku, Japan	9	YMT002	161	C	---	EW	3,1 1	1,2

Tableau A-1 Tableau des caractéristiques des séismes utilisés dans les analyses numériques-suite

File No.	dt (s)	n pts ()	Type	Earthquake	Mw	Record	R (km)	Site Class	Vs30 (m/s)	Comp.	SF1	SF2
VC332.txt	0,01	3900 0	Interplate	11/03/2011 Tohoku, Japan	9	YMT009	156	C	---	EW	2,7 7	1,2
VC333.txt	0,01	3900 0	Interplate	11/03/2011 Tohoku, Japan	9	YMT009	156	C	---	NS	2,5 9	1,2
VE101.txt	5	0,00 7814	Crustal	1979 Imperial Valley-06	6,53	El Centro Array #12	17,9 4		197	140	3,4 4	---
VEv101.tx t	5	0,00 7817	Crustal	1979 Imperial Valley-06	6,53	El Centro Array #12	17,9 4		197	UP	3,4 4	---
VE103.txt	5	0,00 7923	Crustal	1979 Imperial Valley-06	6,53	El Centro Array #3	12,8 5		163	140	1,5 0	---
VEv103.tx t	5	0,00 7917	Crustal	1979 Imperial Valley-06	6,53	El Centro Array #3	12,8 5		163	UP	1,5 0	---
VE104.txt	5	0,00 8000	Crustal	1979 Imperial Valley-06	6,53	Westmorland Fire Sta	15,2 5		194	180	5,0 0	---
VEv104.tx t	5	0,00 8000	Crustal	1979 Imperial Valley-06	6,53	Westmorland Fire Sta	15,2 5		194	UP	5,0 0	---
VE107.txt	0,01	0,00 8001	Crustal	2004 Niigata_Japan	6,63	NIG014	28,4 2		128	NS	2,5 7	---
VEv107.tx t	0,01	0,00 2998 0	Crustal	2004 Niigata_Japan	6,63	NIG014	28,4 2		128	UP	2,5 7	---
VE110.txt	0,01	0,01 8001	Crustal	Chuetsu-oki_Japan	6,80	NIG014	27,0 9		128	EW	3,2 9	---
VEv110.tx t	0,01	0,01 3000 0	Crustal	Chuetsu-oki_Japan	6,80	NIG014	27,0 9		128	UD	3,2 9	---
VE112.txt	0,01	0,01 8001	Crustal	2008 Iwate_Japan	6,90	MYG006	30,3 9		147	NS	1,8 1	---
VEv112.tx t	0,01	0,01 3000 0	Crustal	2008 Iwate_Japan	6,90	MYG006	30,3 9		147	UD	1,8 1	---
VE119.txt	5	0,00 1200 1	Crustal	2010 Darfield_New Zealand	7,00	Christchurch Hospital	18,4 0		194	W	2,3 9	---
VEv119.tx t	5	0,00 2216 0	Crustal	2010 Darfield_New Zealand	7,00	Christchurch Hospital	18,4 0		194	UP	2,3 9	---

Tableau A-1 Tableau des caractéristiques des séismes utilisés dans les analyses numériques-suite

File	dt	n pts	Type	Earthquake	Mw	Record	R	Site	Vs30	Comp.	SF1	SF2
No.	(s)	()					(km)	Class	(m/s)			
VE123.txt	0,00 5	8001	Crustal	1987 Superstition Hills-02	6,54	El Centro Imp. Co. Cent	18,2 0		192	090	2,3 7	---
VEv123.tx t	0,00 5	1199 9	Crustal	1987 Superstition Hills-02	6,54	El Centro Imp. Co. Cent	18,2 0		192	UP	2,3 7	---
VE126.txt	0,00 5	1199 9	Crustal	1987 Superstition Hills-02	6,54	Westmorland Fire Sta	13,0 3		194	180	1,7 8	---
VEv126.tx t	0,00 5	1199 9	Crustal	1987 Superstition Hills-02	6,54	Westmorland Fire Sta	13,0 3		194	UP	1,7 8	---
VE128.txt	0,00 5	7830	Crustal	1989 Loma Prieta	6,93	Hollister City Hall	27,6 0		199	090	1,9 6	---
VEv128.tx t	0,00 5	7826	Crustal	1989 Loma Prieta	6,93	Hollister City Hall	27,6 0		199	UP	1,9 6	---
VE129.txt	0,00 5	1600 1	Crustal	2010 El Mayor-Cucapah_Mexico	7,20	El Centro Array #12	11,2 6		197	090	1,1 5	---
VEv129.tx t	0,00 5	5460 0	Crustal	2010 El Mayor-Cucapah_Mexico	7,20	El Centro Array #12	11,2 6		197	UP	1,1 5	---
VE131.txt	0,00 5	8001	Intraslab	28/02/2001 Nisqually	6,80	0730a	45	E		180	2,1 9	1,12 5
VE132.txt	0,00 5	8001	Intraslab	28/02/2001 Nisqually	6,80	1437a	51	D		270	4,6 8	1,12 5
VE133.txt	0,00 5	8001	Intraslab	28/02/2001 Nisqually	6,80	1437c	51	D		360	6,0 1	1,12 5
VE134.txt	0,01 0,01	3001	Intraslab	24/03/2001 Japan	6,80	EHM003	50	D		NS	2,0 5	1,12 5
VE135.txt	0,01 0,01	3001	Intraslab	24/03/2001 Japan	6,80		47	D		EW	5,2 5	1,12 5
VE136.txt	0,01 0,01	3001	Intraslab	24/03/2001 Japan	6,80		47	D		NS	3,9 4	1,12 5
VE137.txt	0,01 0,01	3001	Intraslab	24/03/2001 Japan	6,80		63	D		EW	1,4 3	1,12 5
VE138.txt	0,01 0,01	3001	Intraslab	24/03/2001 Japan	6,80		47	D		EW	1,8 9	1,12 5

Tableau A-1 Tableau des caractéristiques des séismes utilisés dans les analyses numériques-suite

File No.	dt (s)	n pts ()	Type	Earthquake	Mw	Record	R (km)	Site Class	Vs30 (m/s)	Comp.	SF1	SF2
VE139.txt	0,01	3001	Intraslab	24/03/2001 Japan	6,80		47	D		NS	1,8 9	1,12 5
VE140.txt	0,01	3001	Intraslab	24/03/2001 Japan	6,80		56	D		EW	1,5 7	1,12 5
VE141.txt	0,01	3001	Intraslab	24/03/2001 Japan	6,80		56	D		NS	2,1 3	1,12 5
VE142.txt	0,01	1	Interplat e	11/03/2011 Tohoku, Japan	9,00		159	D		EW	6,6 6	---
VE143.txt	0,01	1	Interplat e	11/03/2011 Tohoku, Japan	9,00		159	D		NS	7,2 2	---
VE144.txt	0,01	1	Interplat e	11/03/2011 Tohoku, Japan	9,00		160	D		EW	4,5 4	---
VE145.txt	0,01	1	Interplat e	11/03/2011 Tohoku, Japan	9,00		155	D		EW	5,6 6	---
VE146.txt	0,01	1	Interplat e	11/03/2011 Tohoku, Japan	9,00		164	D		EW	3,3 9	---
VE147.txt	0,01	1	Interplat e	11/03/2011 Tohoku, Japan	9,00		155	E		EW	1,4 7	---
VE148.txt	0,01	1	Interplat e	11/03/2011 Tohoku, Japan	9,00		155	E		NS	1,3 4	---
VE149.txt	0,01	1	Interplat e	26/09/2003 Tokachi-Oki, Japan	8,00		124	D		EW	7,3 3	---
VE150.txt	0,01	1	Interplat e	26/09/2003 Tokachi-Oki, Japan	8,00		124	D		NS	6,6 1	---
VE151.txt	0,01	1	Interplat e	26/09/2003 Tokachi-Oki, Japan	8,00		126	D		EW	5,5 7	---
VE152.txt	0,01	1	Interplat e	26/09/2003 Tokachi-Oki, Japan	8,00		155	D		NS	3,3 5	---

ANNEXE B – COMPLÉMENT DES FIGURES DE L'ARTICLE DU CHAPITRE 4

La présente annexe fournit les résultats des analyses menées sur les configurations "3 étages" qui n'ont pas été présentées dans le Chapitre 4.

Il est notamment nécessaire de remarquer l'augmentation des déplacements verticaux dans les configurations sols mous par rapport aux sols durs, mais aussi dans les configurations de l'ouest par rapport à celles de l'est.

Pour chaque figure, le premier graphique présente le soulèvement vertical à la base des colonnes, les déplacements horizontaux au toit et un signal sismique caractéristique de la configuration étudiée. Le second graphique en bas à gauche présente l'évolution de l'ensemble des paramètres détaillés dans l'article que sont, de bas en haut, le soulèvement à la base, la réaction verticale à la base des colonnes, le cisaillement au sol, les efforts dans la diagonale à l'étage n°1, et la comparaison entre les efforts de compression dans la partie supérieure de la colonne et les efforts de cisaillement dans la poutre au toit. Le troisième graphique présente, de bas en haut, l'évolution hystérétique de la réaction à la base en fonction du déplacement au toit et du cisaillement à la base en fonction du déplacement au toit également.

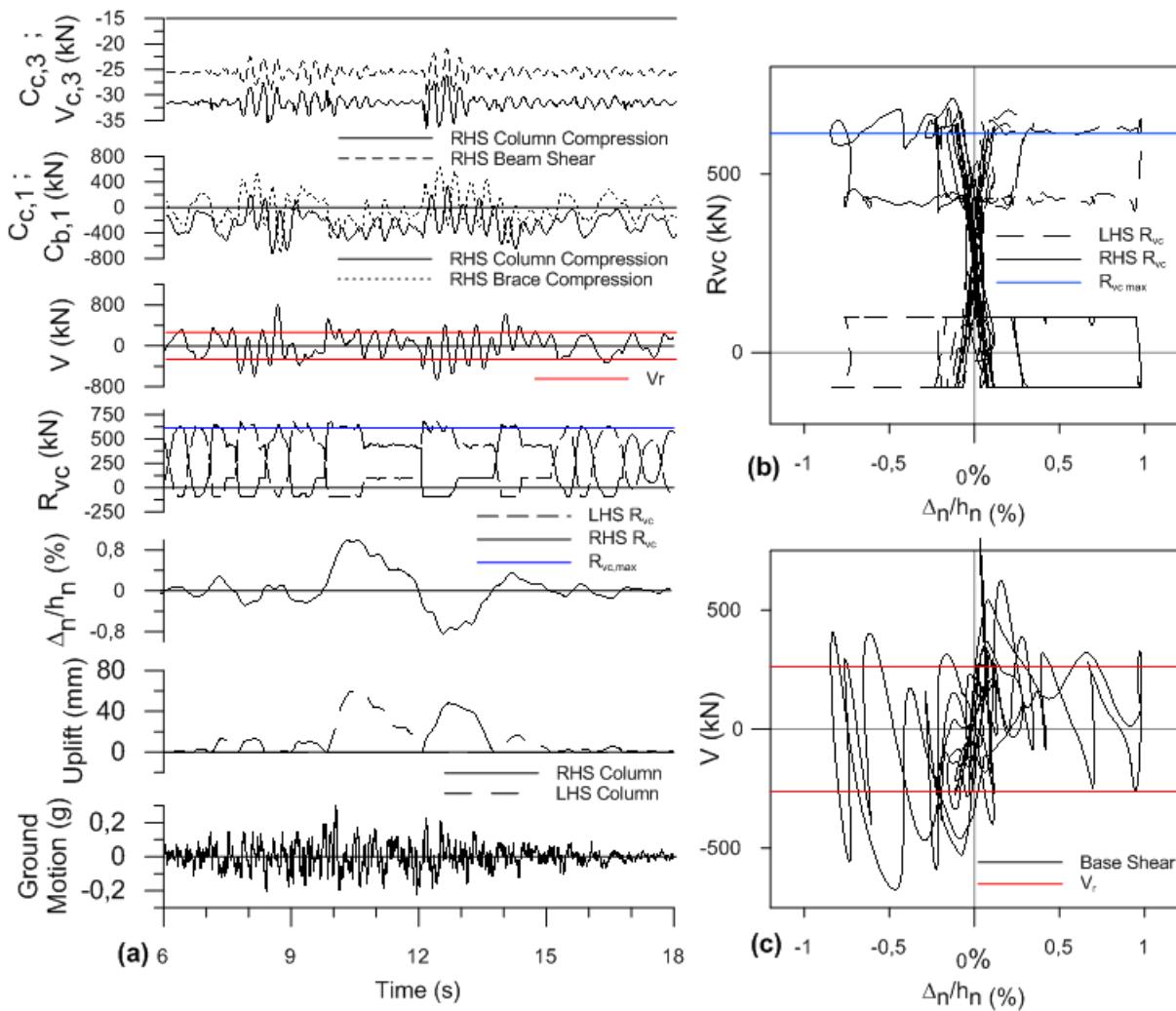


Figure B-1 Résultats de l'analyse - configuration M3C

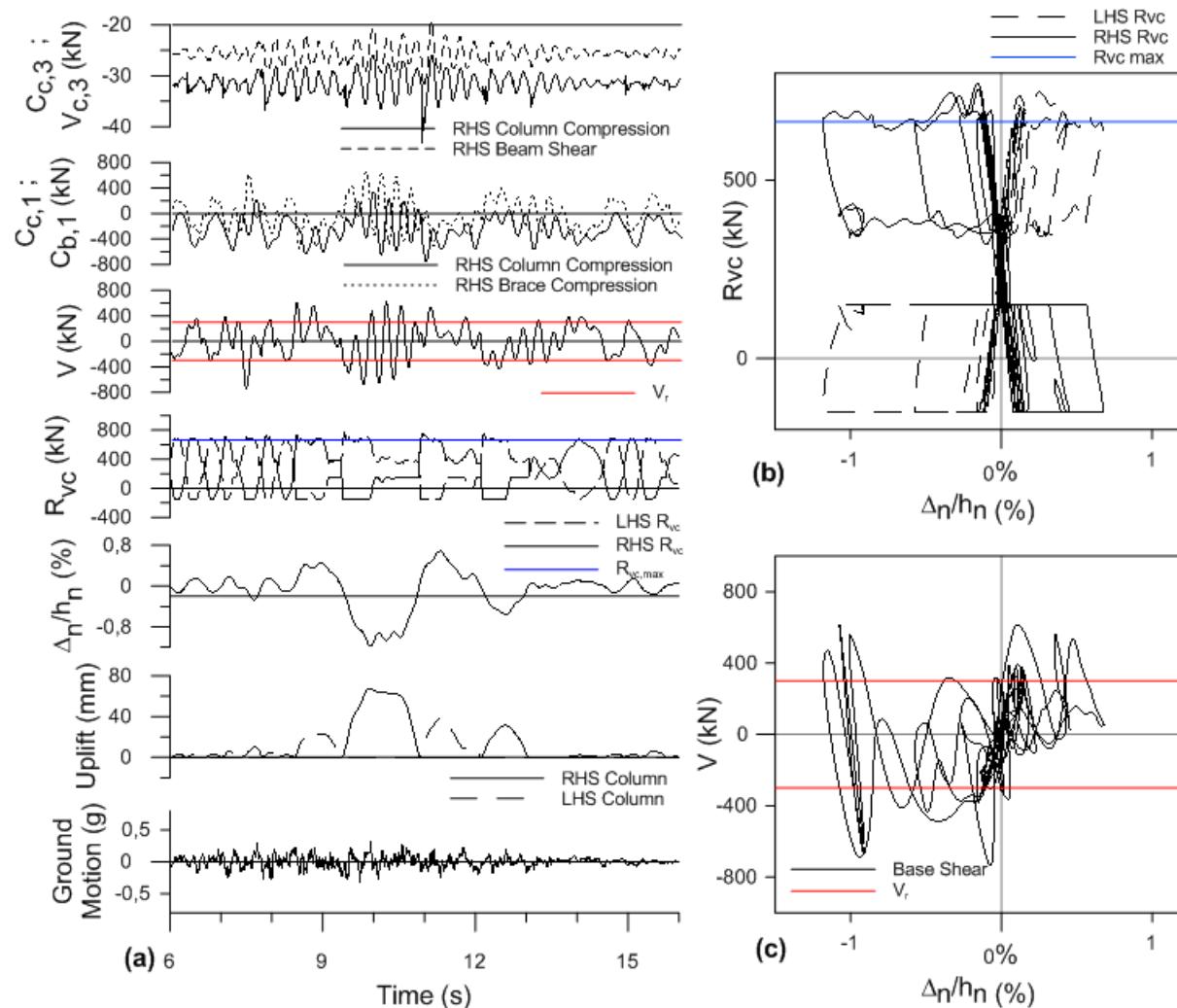


Figure B-2 Résultats de l'analyse - configuration M3E

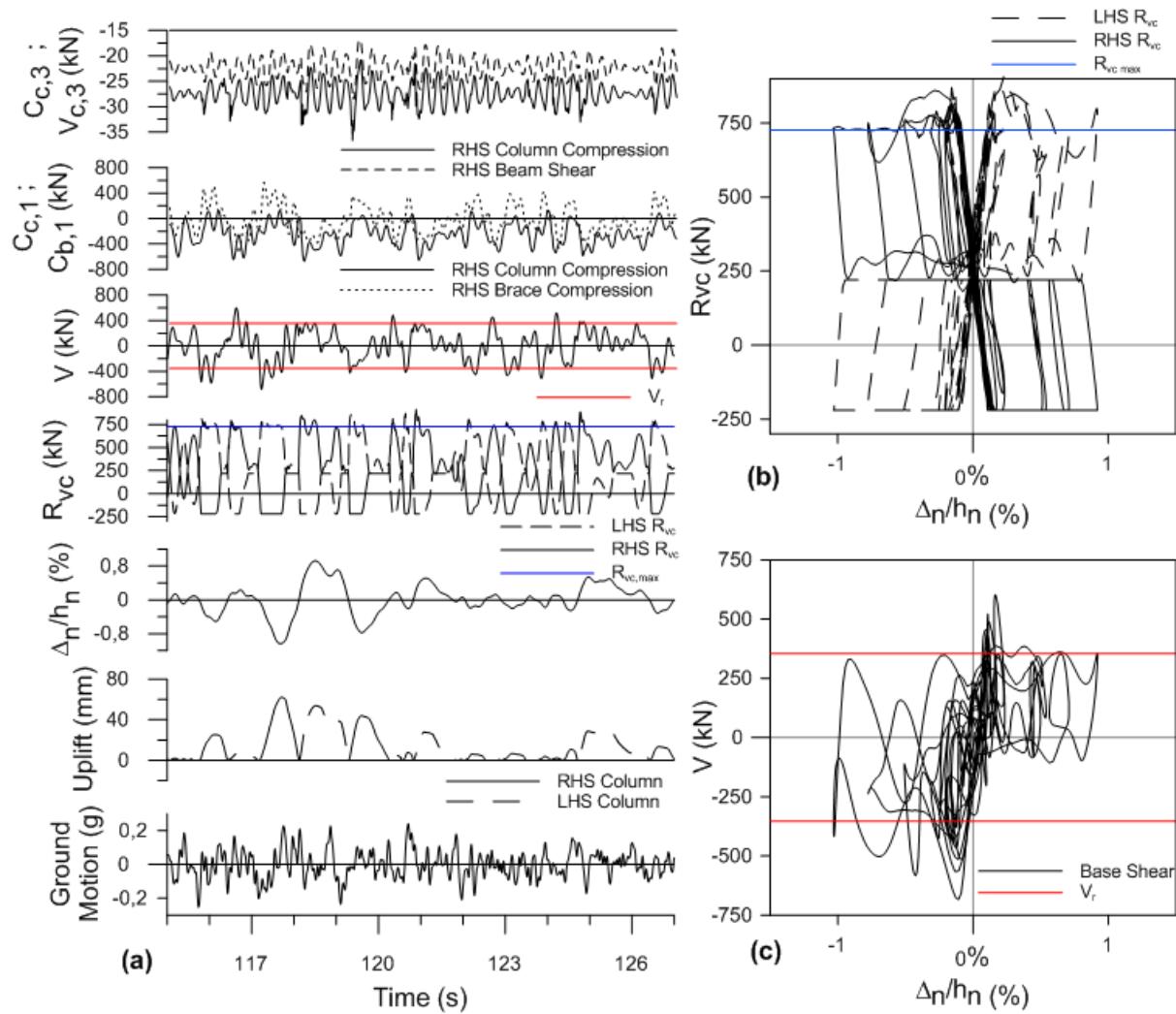


Figure B-3 Résultats de l'analyse - configuration V3C

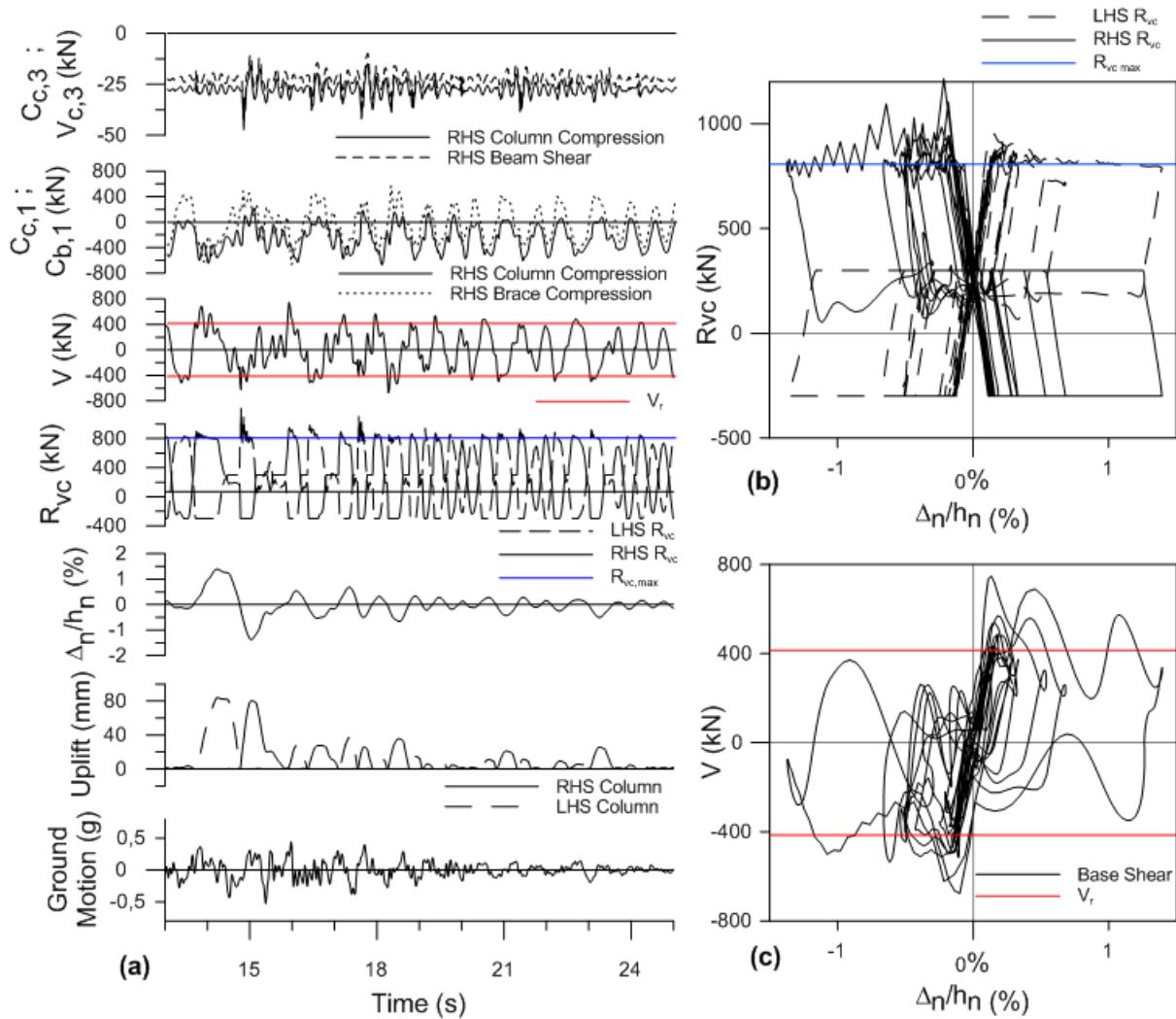


Figure B-4 Résultats de l'analyse - configuration V3E

ANNEXE C – PLAN D'ATELIER DU SPECIMEN EXPÉRIMENTAL

L'annexe C présente la liste et les plans d'atelier des différentes pièces du montage expérimental conçu pour vérifier les résultats numériques obtenus.

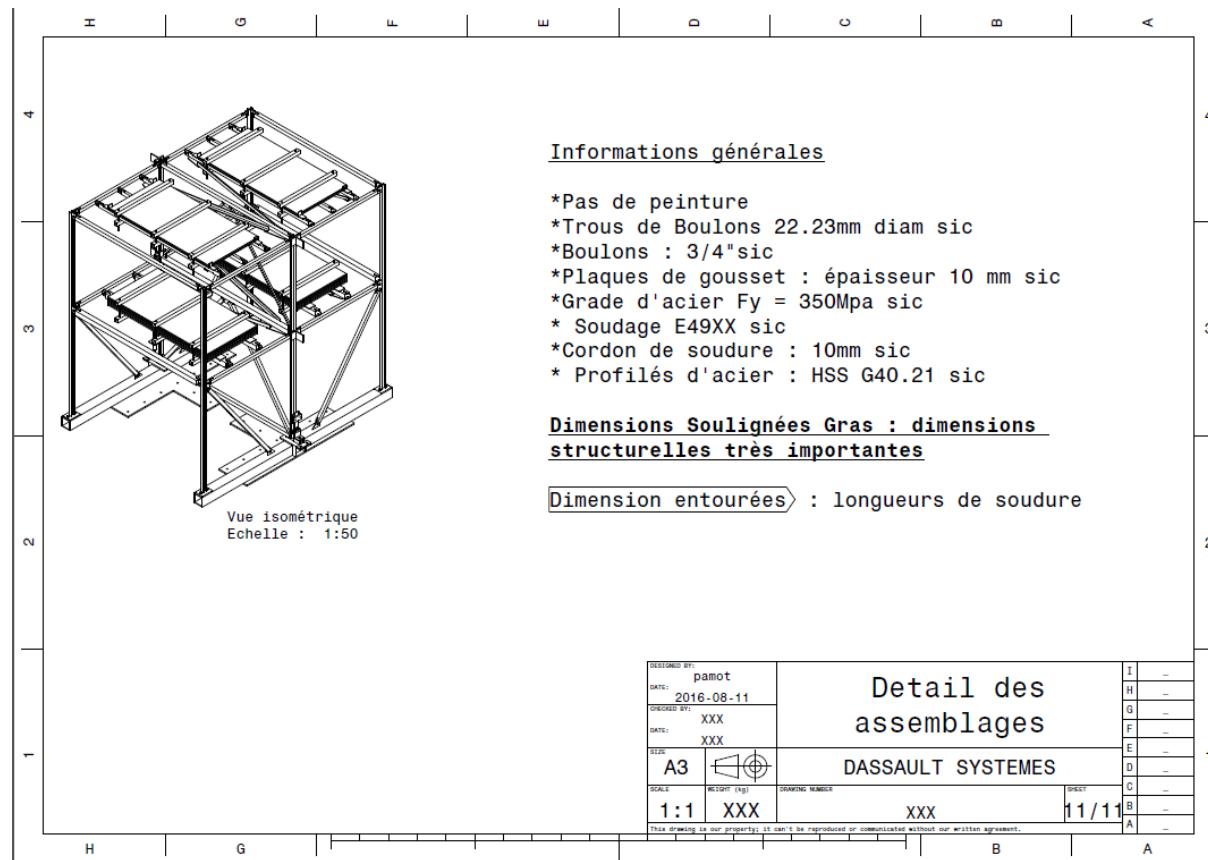


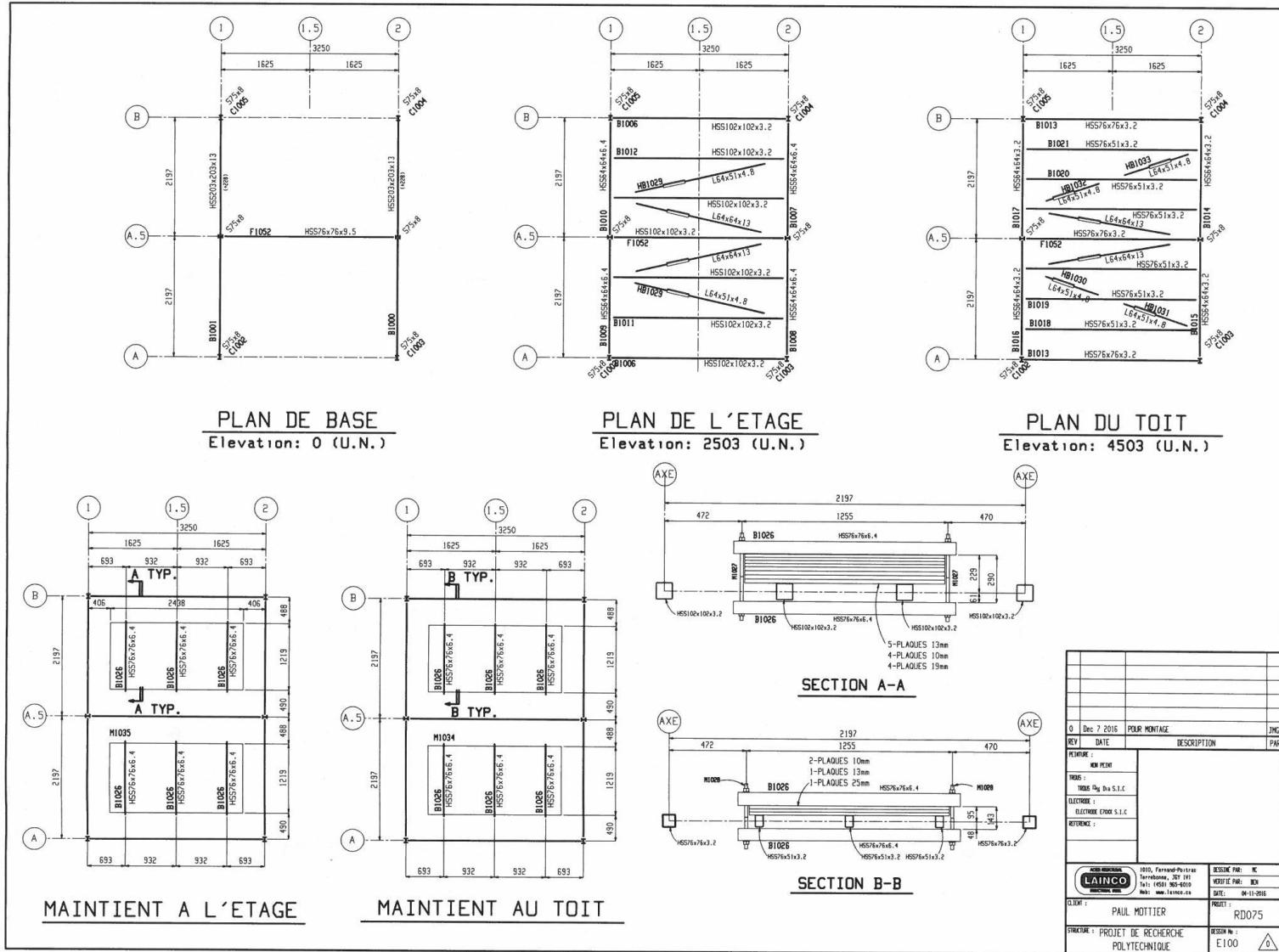
Figure C-1 Représentation globale du montage expérimental

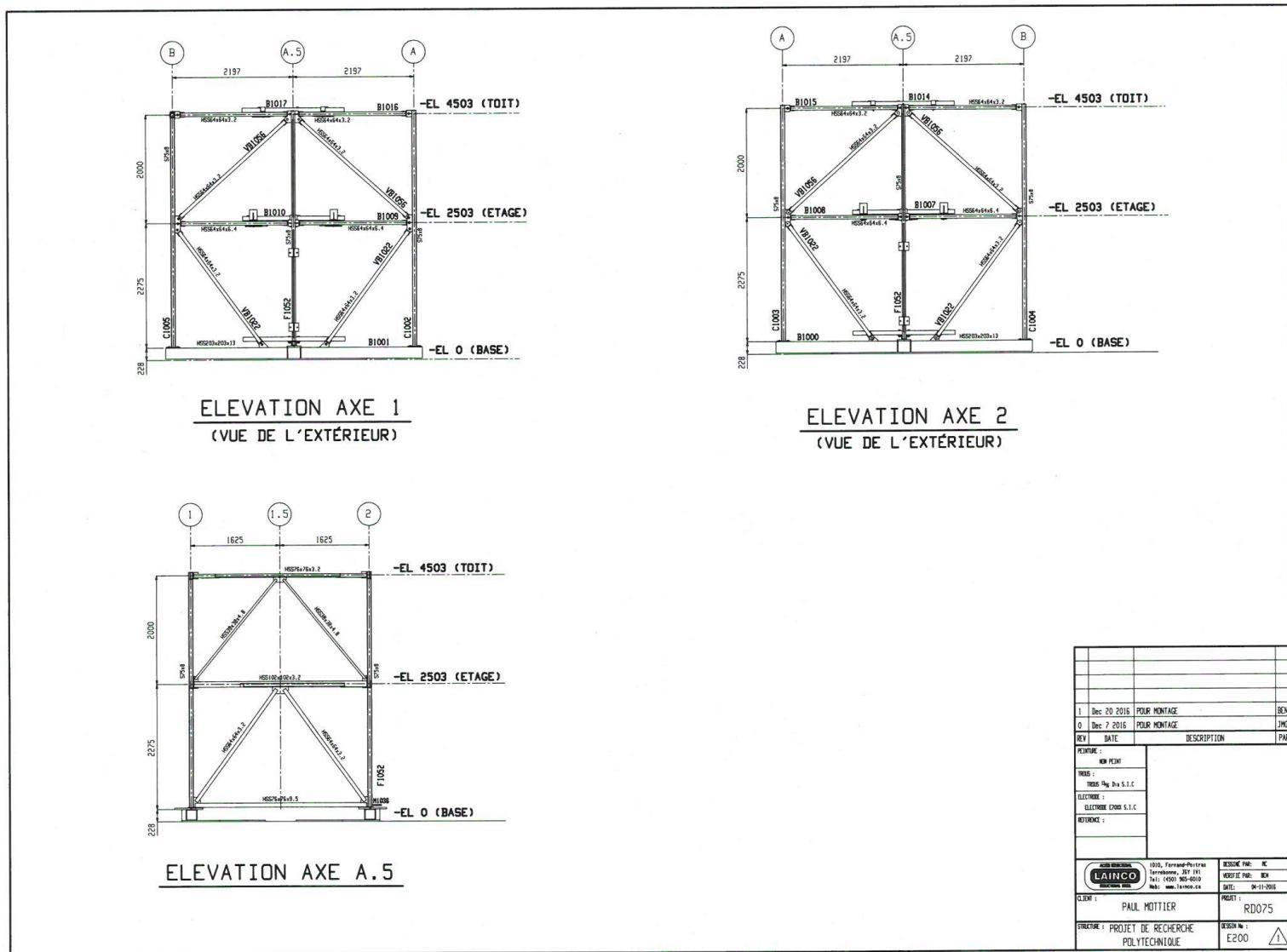
Tableau C-1 Liste des pièces du modèle expérimental

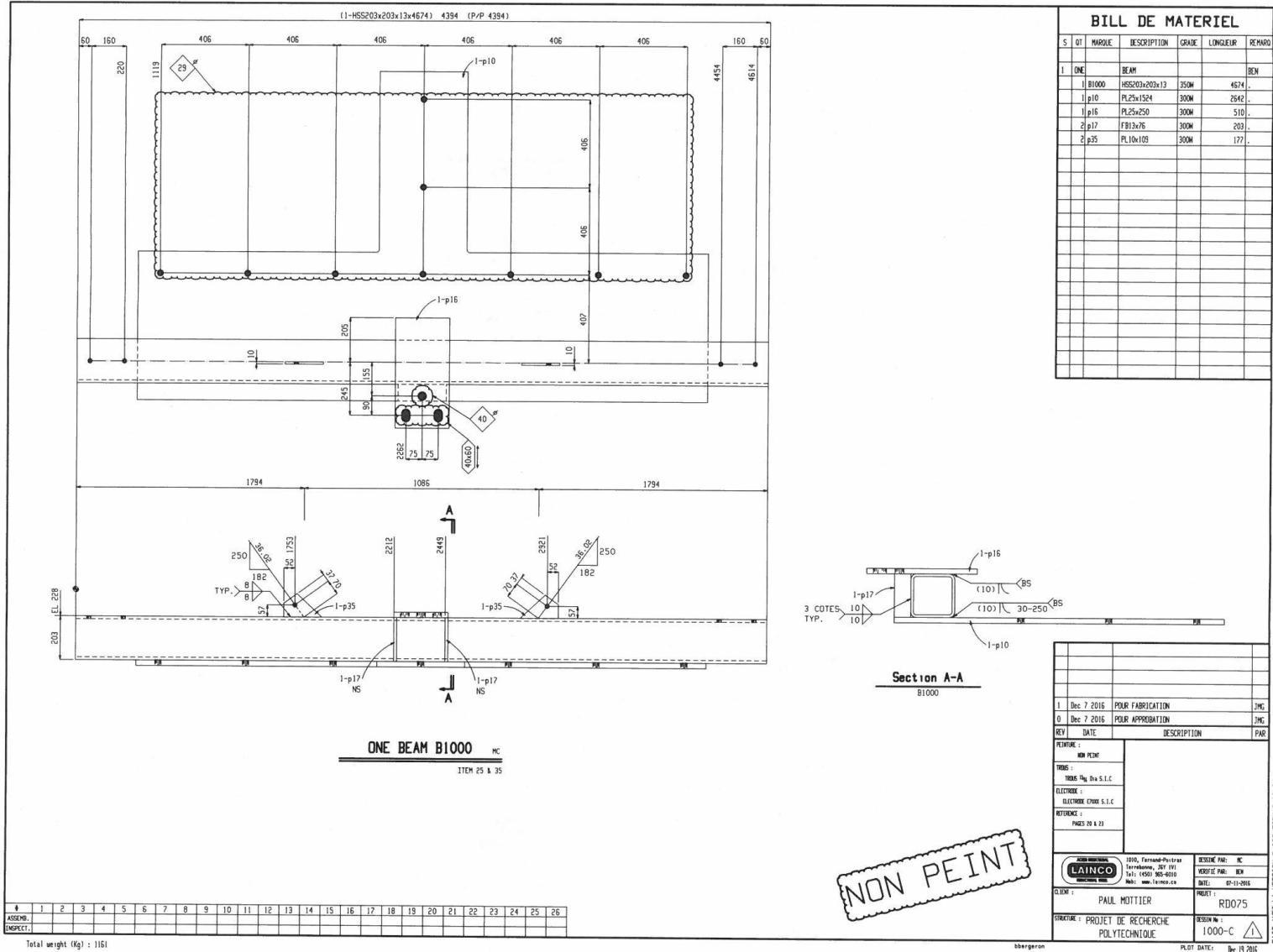
Liste des pièces du modèle expérimental			
Qté	Référence	Qté	Référence
2	Poteau Central _ S75x8	2	Plaque de serrage bas
1	Beam Brace Toit - HSS76x76x3.2	2	Plaque de Maintien extérieur
1	Beam Brace Etage - HSS102x102x3.2	2	Cornière_Butée 2 _L152x152x16
1	Bielle Basse Brace - HSS76x76x9.5	2	Ressort
2	HSS38x38x4.8	2	Plaque de Frottement
2	HSS64x64x3.2	4	Plaque Haute Dureté
2	Poteau Extérieur Droit- S75x8	2	Plaque de serrage dispositif haut
2	Poteau Extérieur Gauche S75x8	2	Plaque de Serrage haut_complement
2	Beam Secondaire Etage Droit - HSS64x64x6.4	2	Contreventement Poutre Étage - L64x64x13
2	Beam Secondaire Etage Gauche - HSS64x64x6.4	2	Cvt_X_boulon_etage-L64x51x4.8
2	Beam Secondaire Toit Droit - HSS64x64x3.2	2	Contreventement Poutre Toit - L64x64x13
2	Beam Secondaire Toit Gauche - HSS64x64x3.2	2	Contreventement_long_toit_L64x51 x4.8
2	Beam Etage Hors Brace - HSS102x102x3.2	2	Contreventement_court_toit_L64x51 x4.8
2	Beam Toit Hors Brace - HSS76x76x3.2	4	Contreventement Hors Plan - HSS64x64x3.2
1	Poutrelle Etage - HSS102x102x3.2	14	Plaque -4'x8'x3/4"
1	Poutrelle_Etage_2_HSS102x102x3.2	8	Plaque - 4'x8'x1"
1	Poutrelle Etage Contreventee - HSS102x102x3.2	2	Plaque Lien Table - 1"

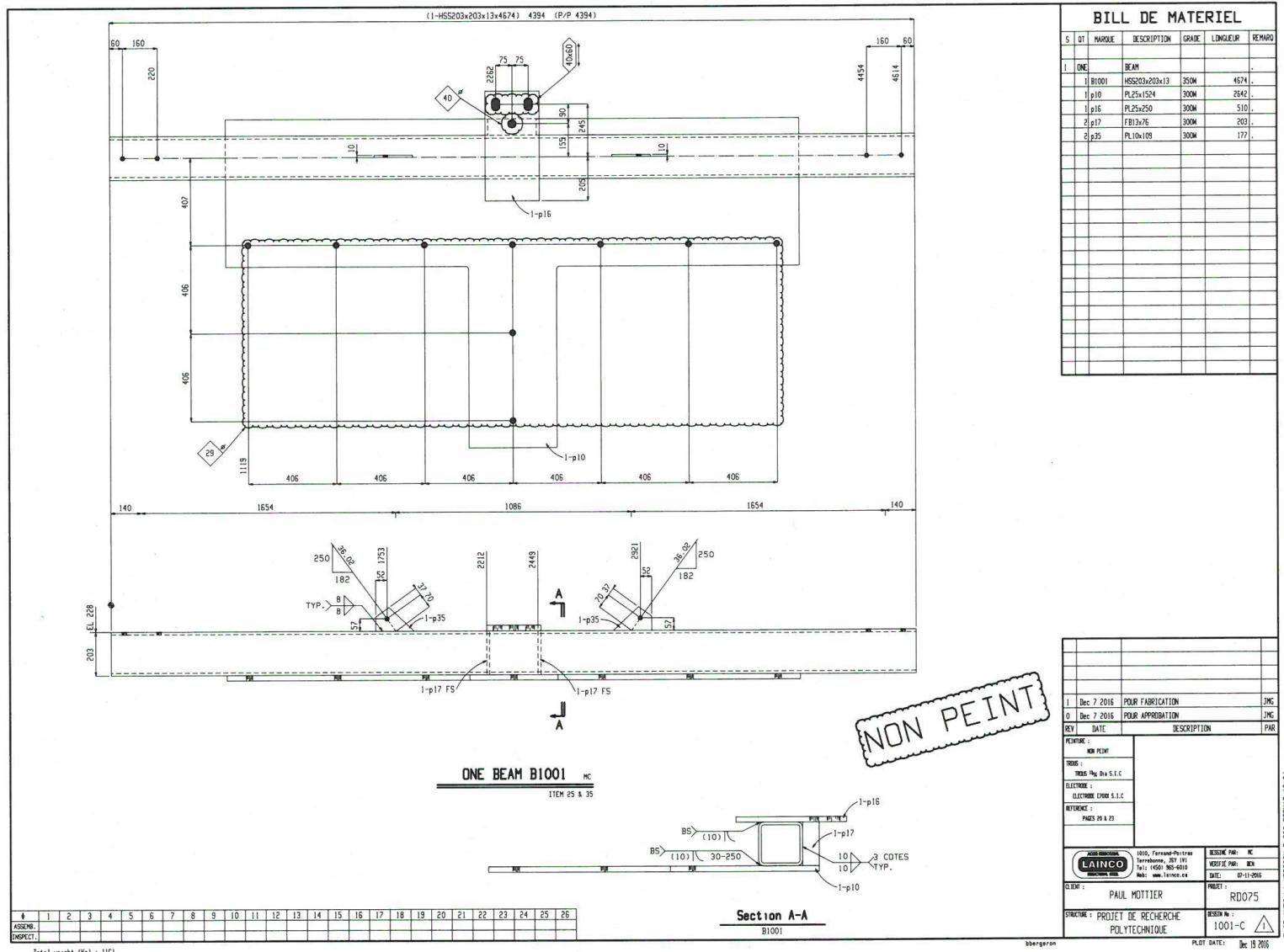
Tableau C-1 Liste des pièces du modèle expérimental-suite

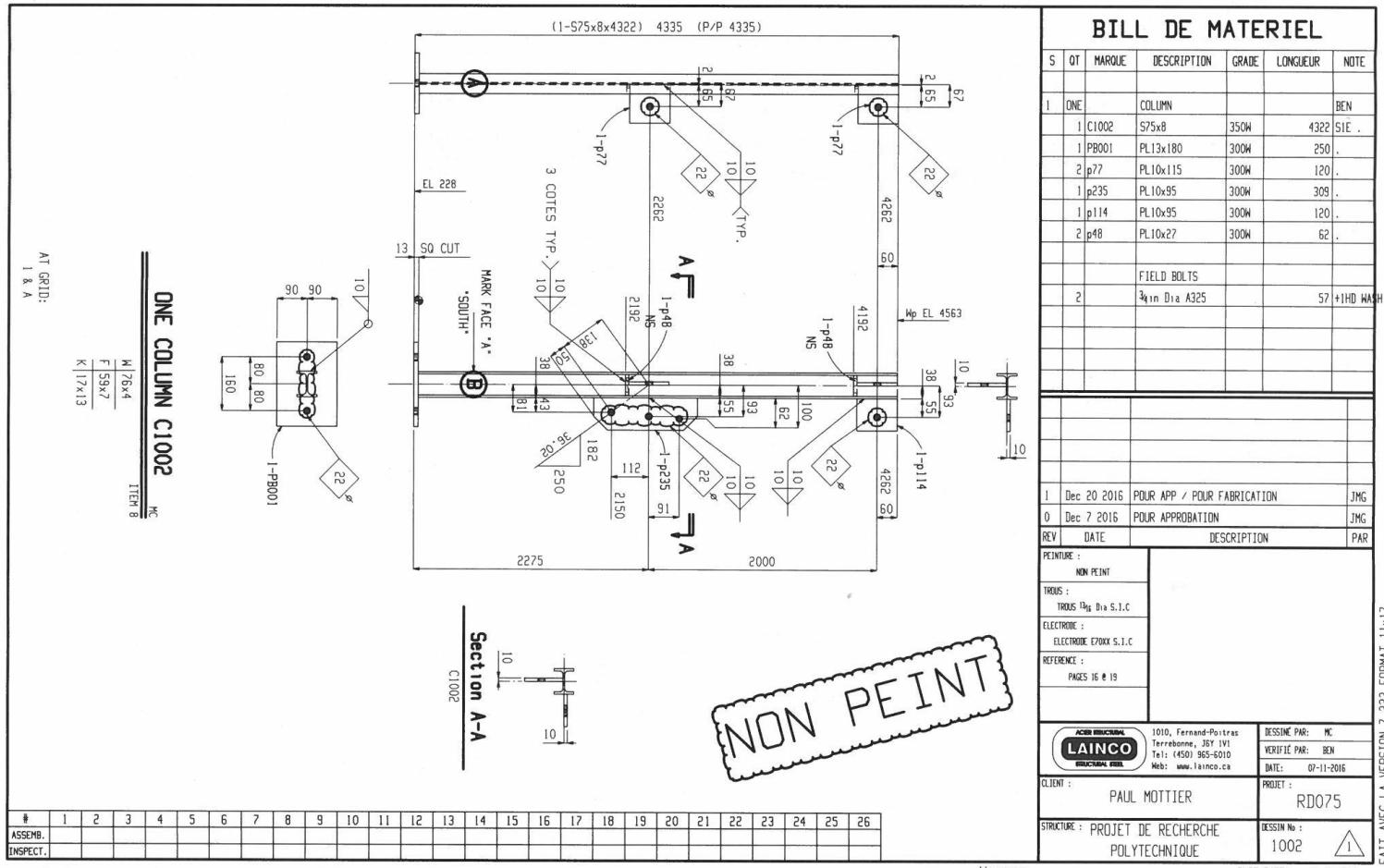
Liste des pièces du modèle expérimental			
Qté	Référence	Qté	Référence
1	Poutrelle_etage_contreventee_2_HSS102x1 02x3.2	24	Maintien_plaques
1	Poutrelle Toit - HSS76x51x3.2	24	tige_fixation
1	Poutrelle_toit_2_HSS76x51x3.2	64	ASME B18.2.2 NUT 3/4 UNC STEEL HEAVY HEXAGON
1	Poutrelle Toit Contreventee_1-1 - HSS76x51x3.2	64	ASME B18.2.1 BOLT 3/4 x 1.75 UNC STEEL HEAVY HEXAGON
1	Poutrelle_toit_cvt_1-2-HSS76x51x3.2	8	ASME B18.2.1 BOLT 3/4 x 2.75 UNC STEEL HEAVY HEXAGON
1	Poutrelle Contreventee_2-1_HSS76x51x3.2	8	ASME B18.2.2 NUT 3/4 UNC STEEL HEAVY HEXAGON_colonne
1	Poutrelle_Centreventee_2-2-HSS76x51x3.2	2	Plaque_extremite_ressort_large
2	Tube de Support - HSS203x203x13	2	Plaque Extremite Ressort Fine
2	Cube de Fixation - HSS89x89x13	1	Table sismique
2	Corniere Fixation Dispositif - L152x102x16		









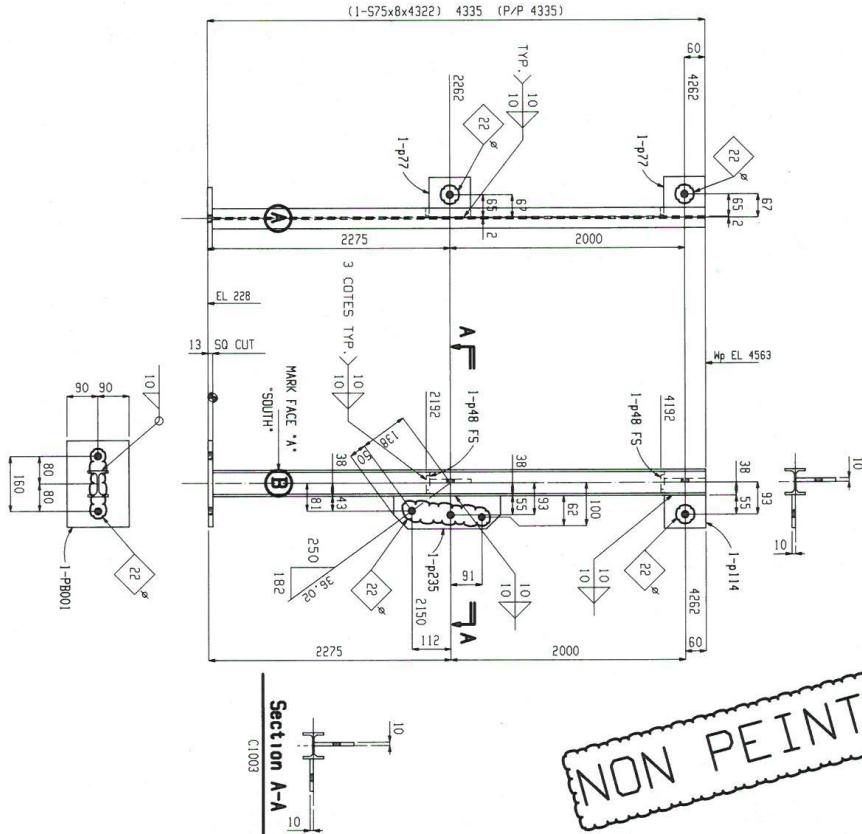


ONE COLUMN C1003

AT GRID:
A & 2
F 59x7
K 17x13

**1** **2** **3** **4** **5** **6** **7** **8** **9** **10** **11** **12** **13** **14** **15** **16** **17** **18** **19** **20** **21** **22** **23** **24** **25** **26**

Total weight (Kg) : 47



NON PEINT

BILL DE MATERIEL						
5	QT	MARQUE	DESCRIPTION	GRADE	LONGUEUR	NOTE
1	DNE		COLUMN			BEN
	1	C1003	S75x8	350W	4322	SIE .
	1	PB001	PL13x180	300W	250	.
	2	p77	PL10x115	300W	120	.
	1	p35	PL10x95	300W	309	.
	1	p14	PL10x95	300W	120	.
	2	p48	PL10x27	300W	62	.
			FIELD BOLTS			
	2		3 ₄ in Dia A325		57	+1HD WA
1	Dec 20 2016		POUR APP / POUR FABRICATION			JMG
0	Dec 7 2016		POUR APPROBATION			JMG
REV	DATE		DESCRIPTION			PAR
PEINTURE :						
NON PEINT						
TROUS :						
TROUS 12 ₁₆ Dia S.I.C						
ELECTRODE :						
ELECTRODE E70XX S.I.C						
REFERENCE :						
PAGES 16 & 19						
ACIER STRUCTURAL LAINCO STRUCTURAL STEEL	1010, Fernand-Poitras Terrebonne, J6V 1V1 Tel: (450) 955-6010 Web: www.lainco.ca	DESSIN PAR : MC VERIFIE PAR : BEN DATE : 07-11-2016				
CLIENT : STRUCTURE : PROJET DE RECHERCHE POLYTECHNIQUE	PAUL MOTTIER	PROJET : RD075				
		DESSIN NO : 1003				

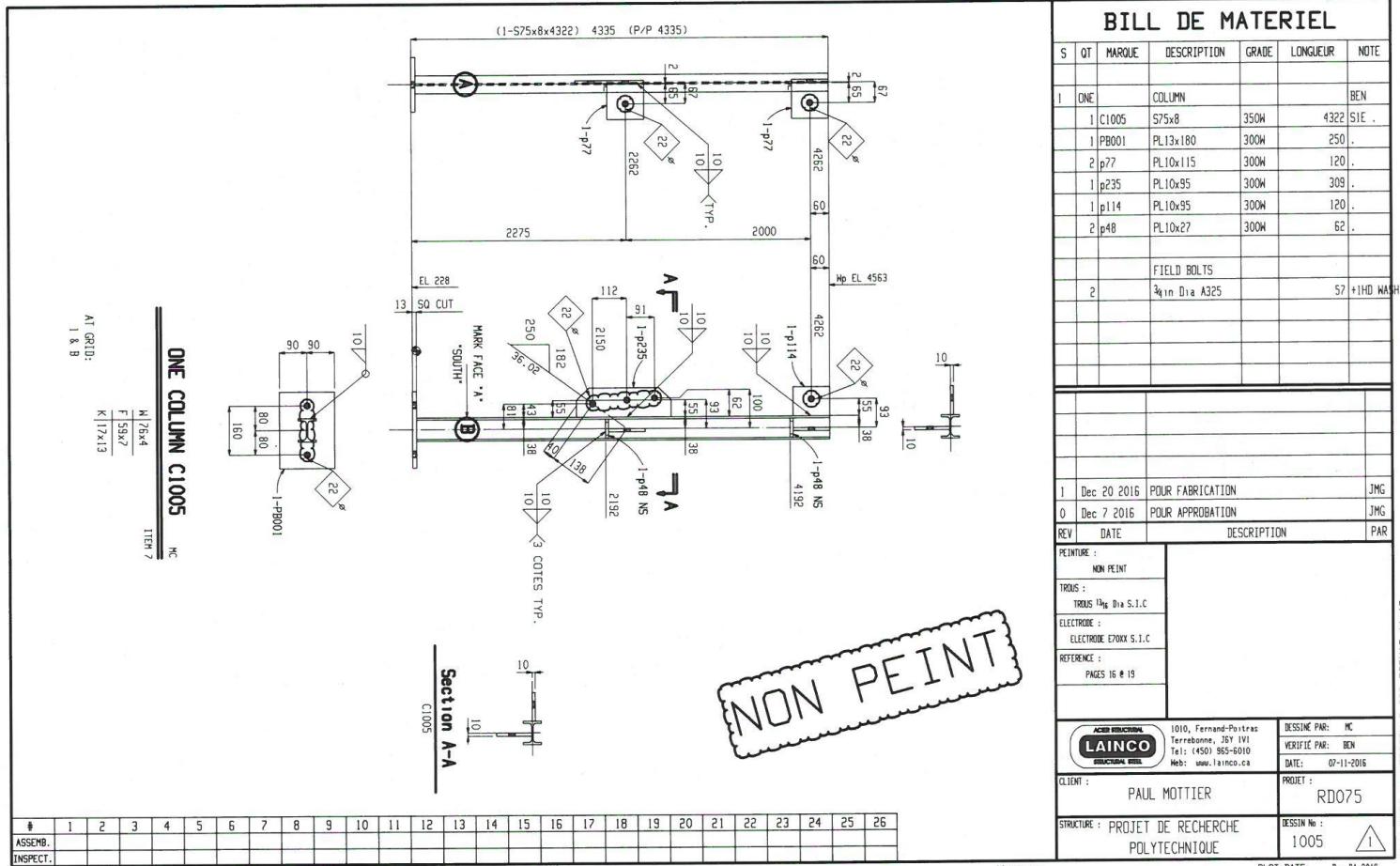
FAIT AVEC LA VERSION 7.323 FORMAT 11x17

Total weight (Kg) : 47

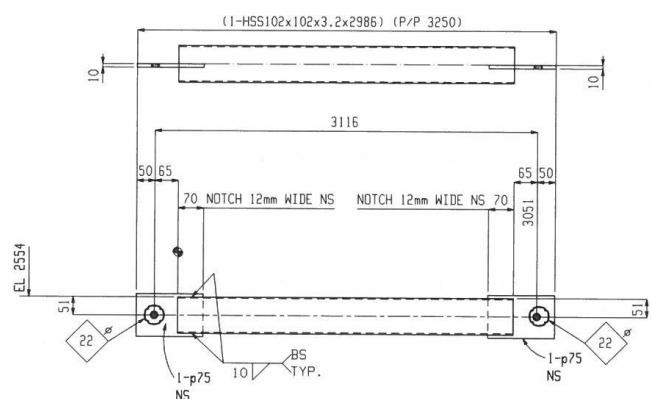
bbergeron

PLOT DATE: Dec 21 2016

FAIT AVEC LA VERSION 7.323 FORMAT 11x17



Total weight (Kg) : 47



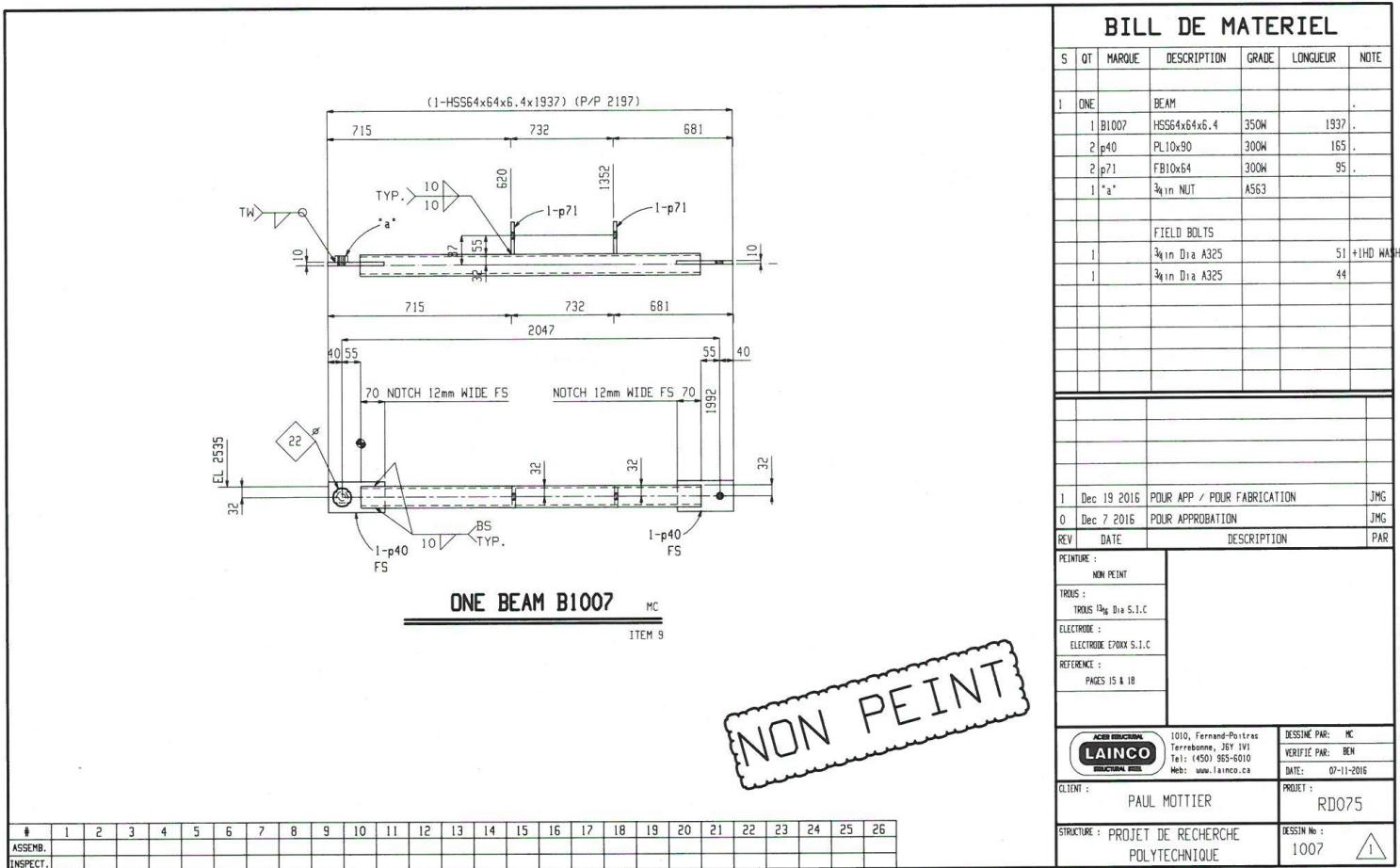
ONE BEAM B1006 MC
ITEM 1

NON PEINT

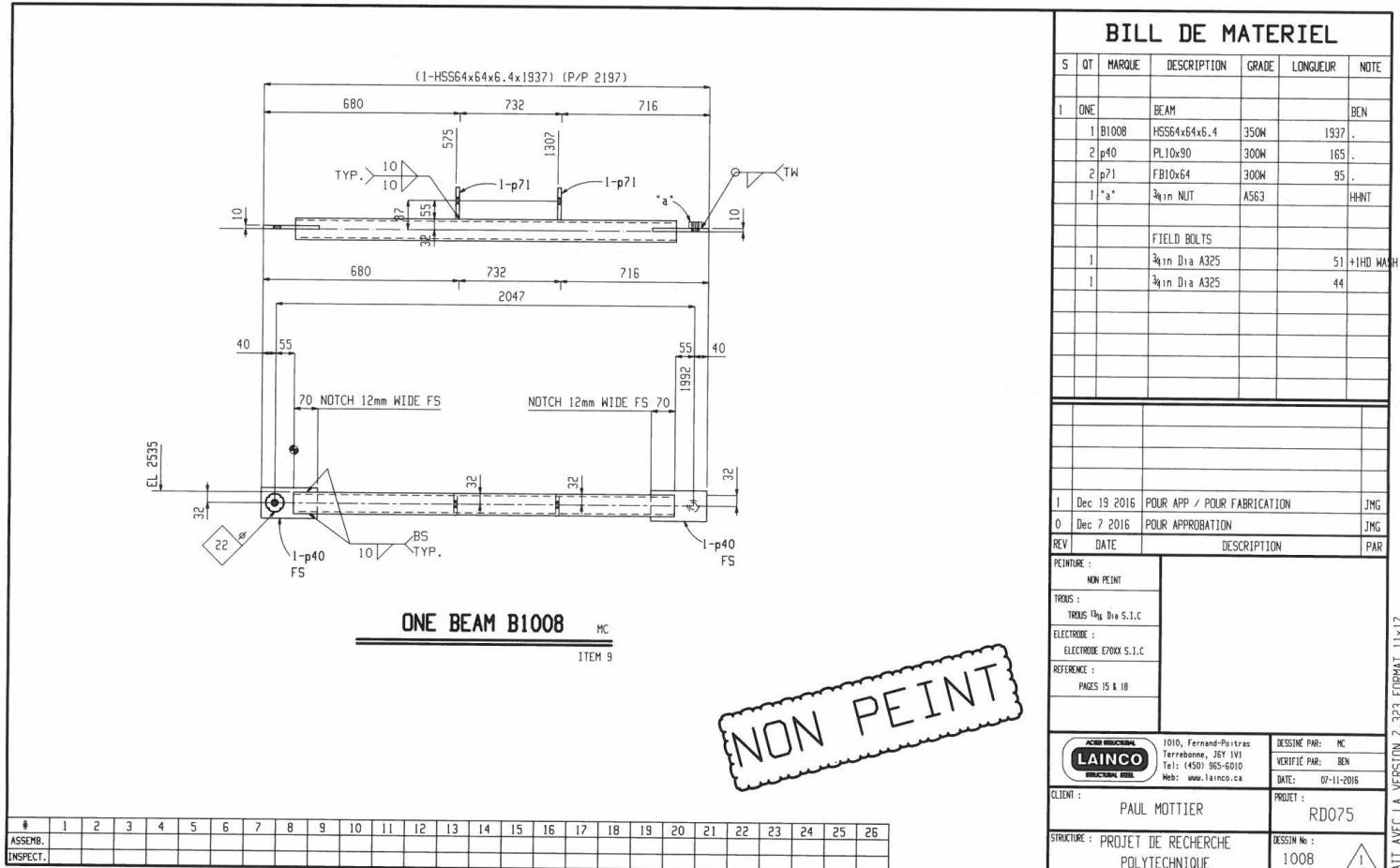
Total weight (Kg) : 32

bbergeron

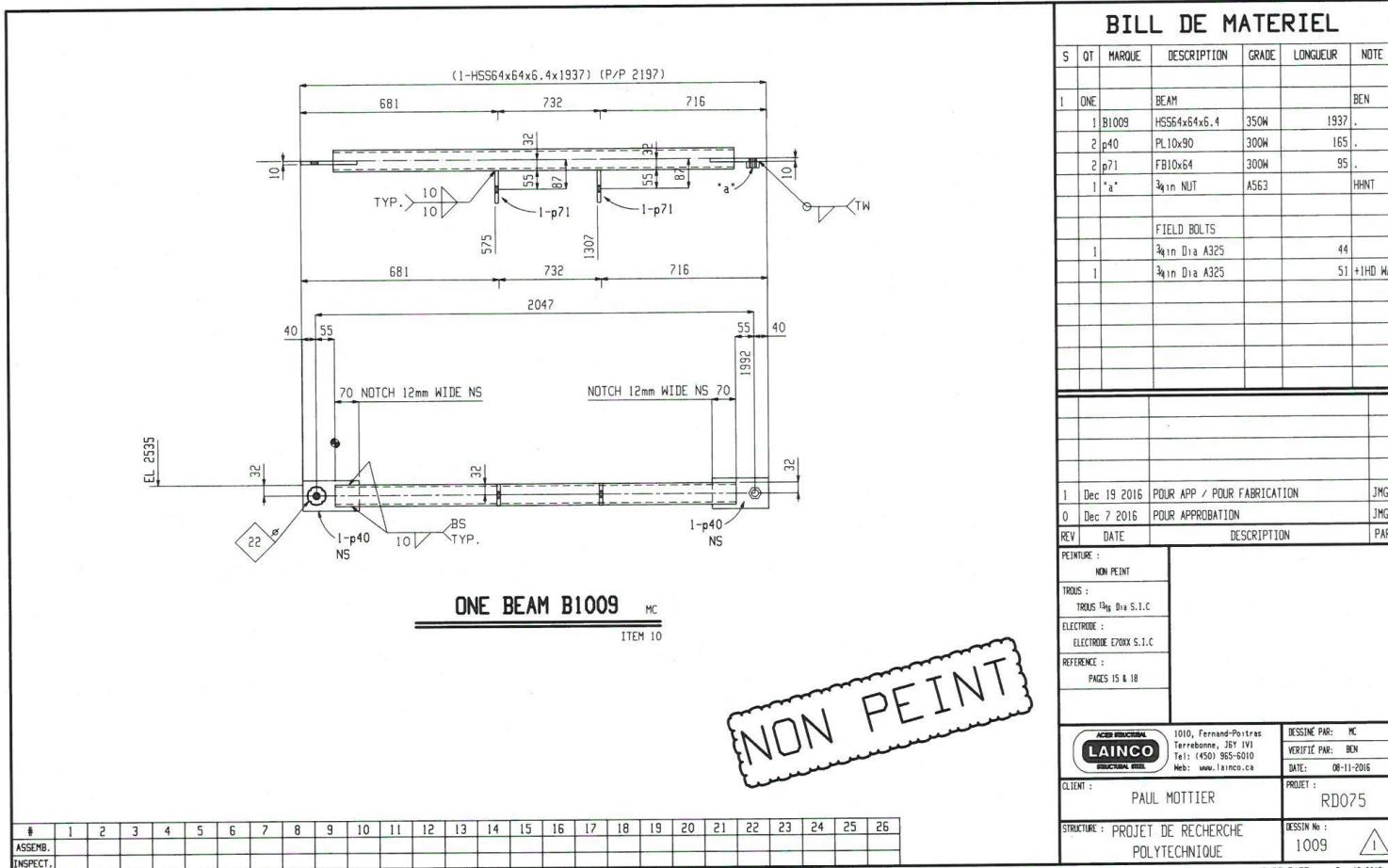
PLOT DATE: Dec 19 2016



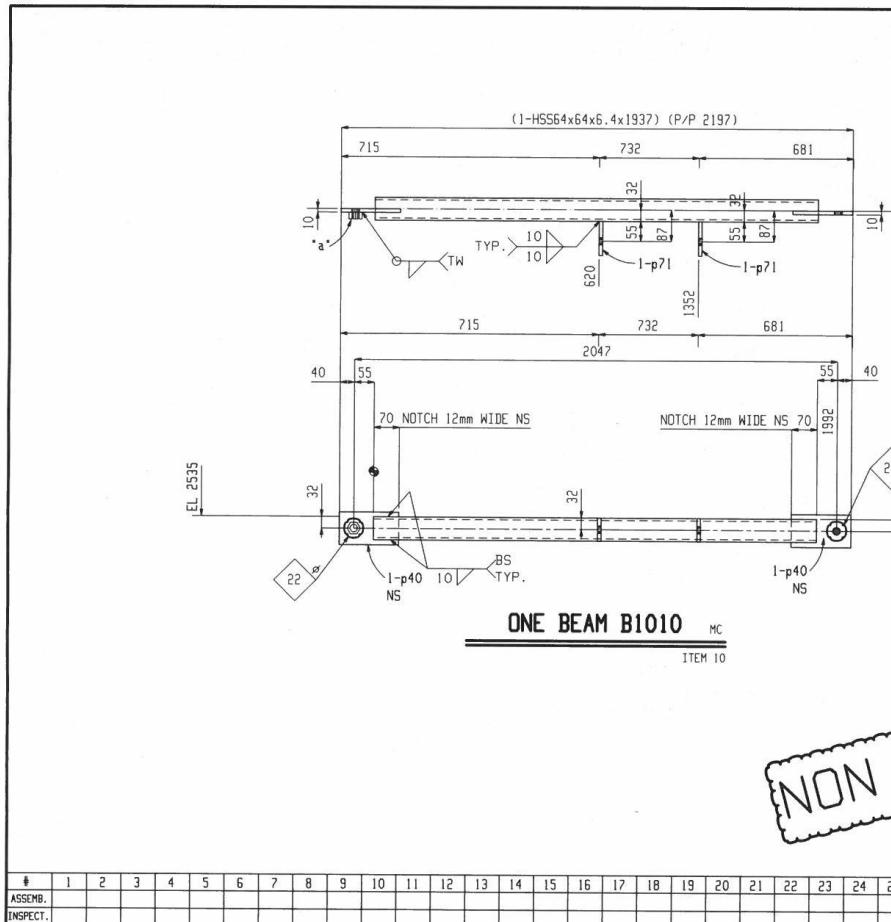
Total weight (Kg) : 24



Total weight (Kg) : 24



Total weight (Kg) : 24



ASSEMBL. **INSPECT.**

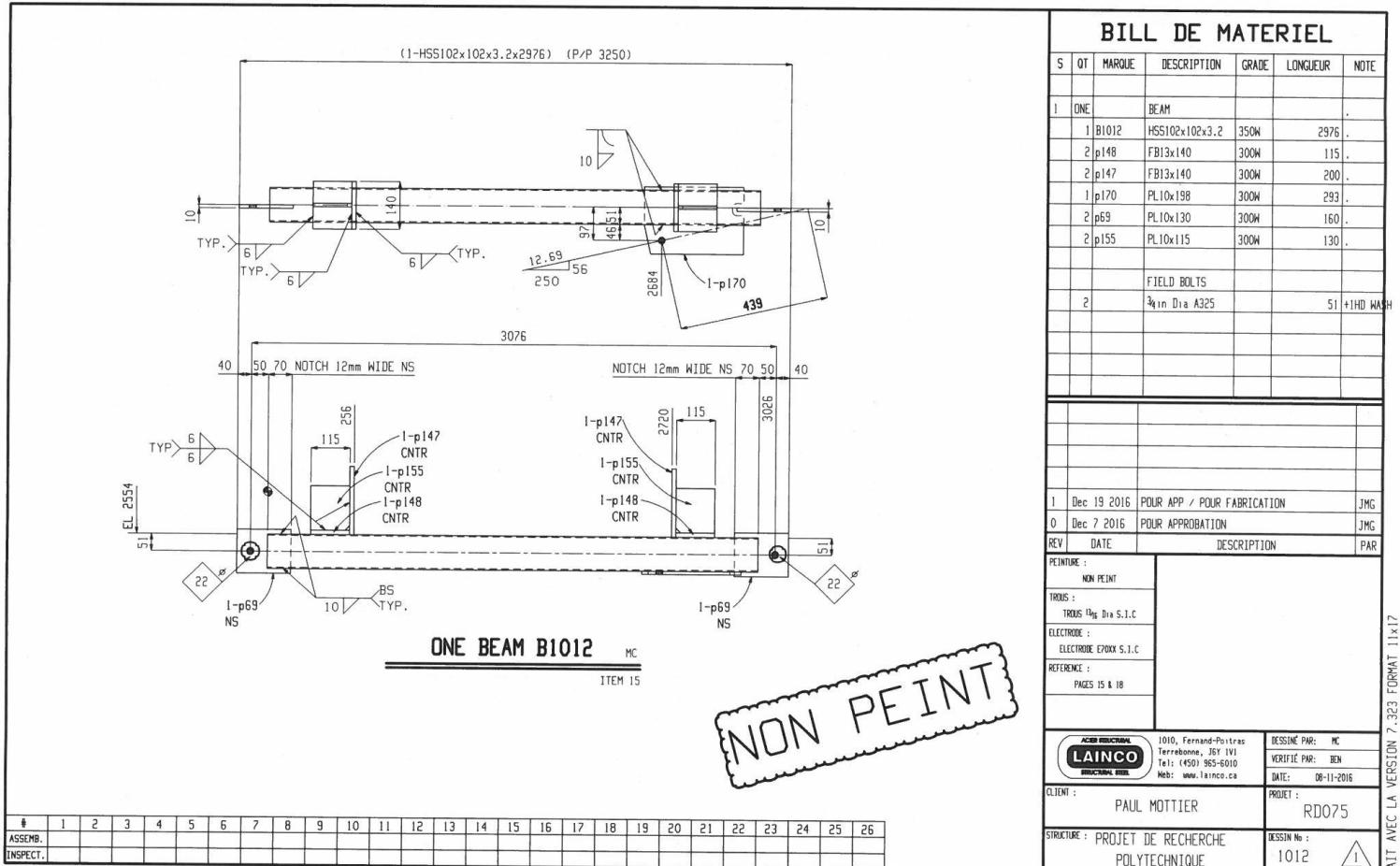
Total weight (Kg) : 24

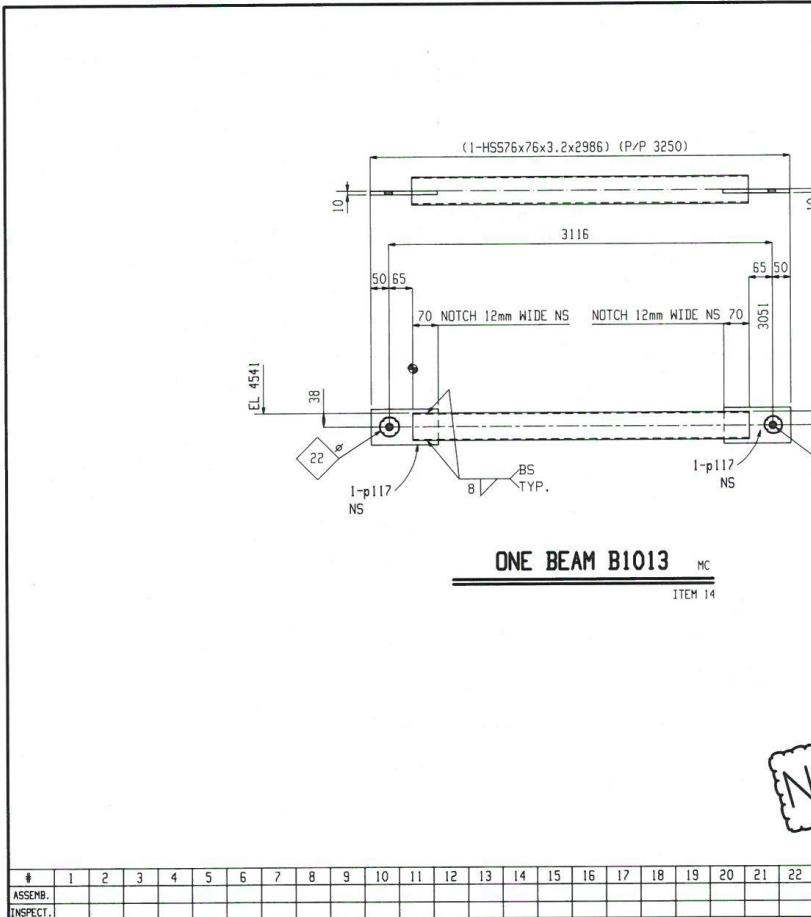
bbergeron

BILL DE MATERIEL										
S	QT	MARQUE	DESCRIPTION	GRADE	LONGUEUR	NOTE				
I	ONE	BEAM				.				
1	B1010	HSS64x64x6.4		350W	1937	.				
2	p40	PL10x90		300W	165	.				
2	p71	F10x64		300W	95	.				
1	"a"	3/4in NUT		A563		HINT				
FIELD BOLTS										
I		3/4in Dia A325			51	+1HD WA				
I		3/4in Dia A325			44					
1	Dec 19 2016	POUR APP / POUR FABRICATION				JMG				
0	Dec 19 2016	POUR APPROBATION				JMG				
REV	DATE	DESCRIPTION			PAR					
PEINTURE :										
NON PEINT										
TROUS :										
TROUS 12g Dia S.I.C										
ELECTRODE :										
ELECTRODE E70XX S.I.C										
REFERENCE :										
PAGES 15 & 18										
LAINCO STRUCTURAL STEEL		1010, Fernand-Poitras Terrebonne, J6Y 1V1 Tel: (450) 985-8010 Web: www.lainco.ca		DESSINÉ PAR : MC VERIFIÉ PAR : BEN DATE : 08-11-2016						
CLIENT :	PAUL MOTIER			PROJET : RD075						
STRUCTURE :	PROJET DE RECHERCHE POLYTECHNIQUE			DESSIN N° : 1010						

PLOT DATE: Dec 19 2016

.IT AVEC LA VERSION 7.323 FORMAT 11x17





Total weight (Kg) : 24

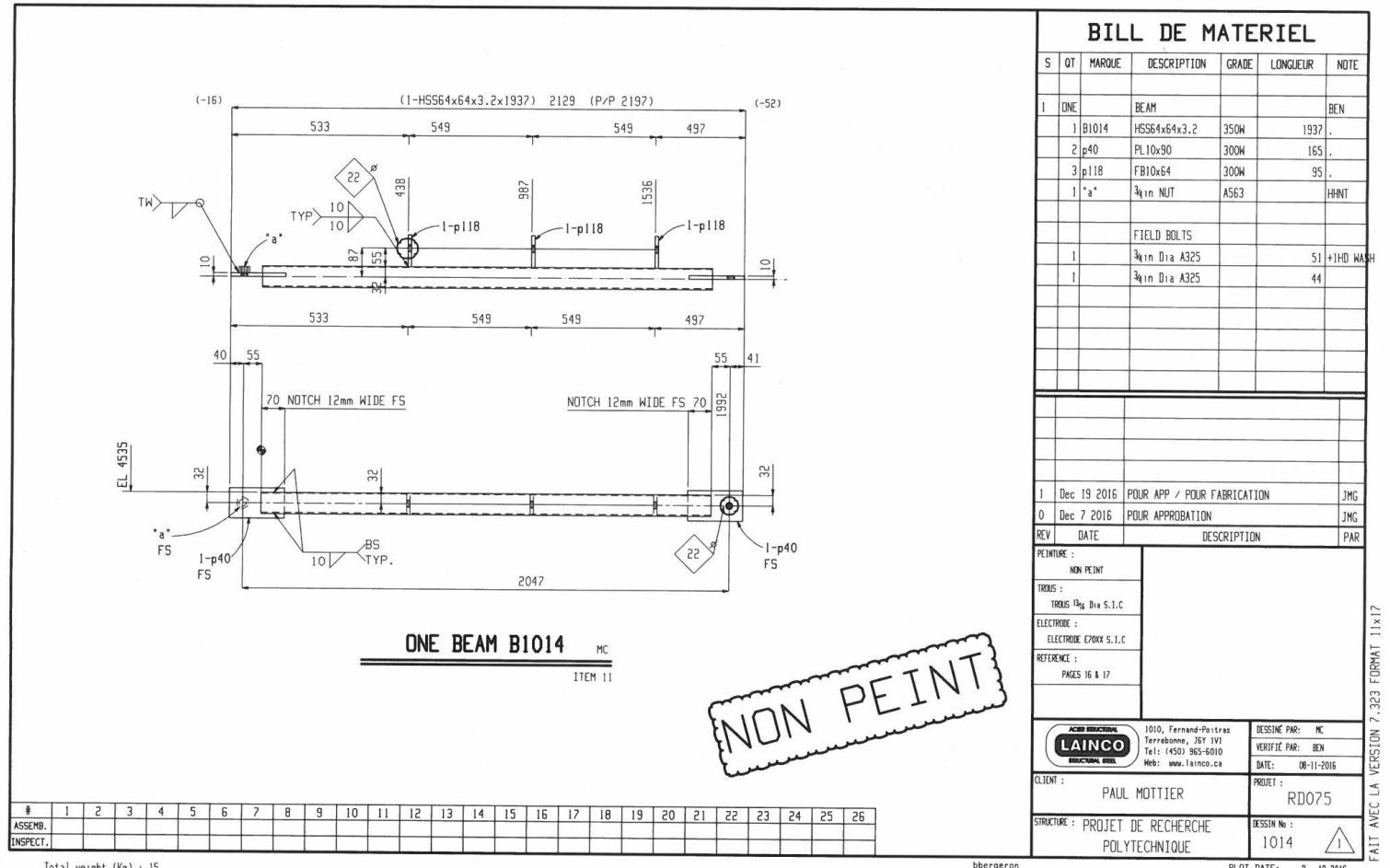
NON PEINT

ASSEMBL. **INSPECT**

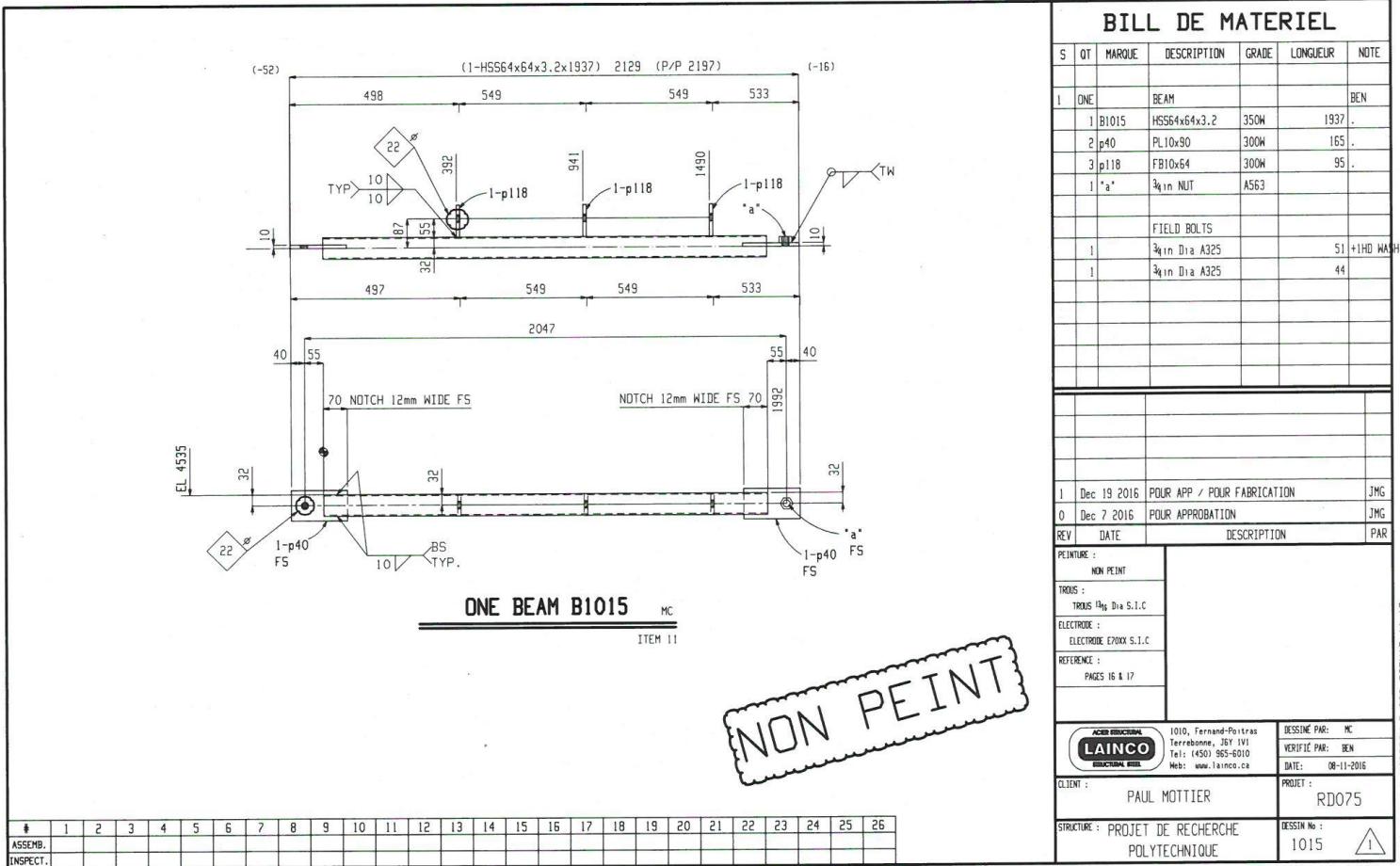
bbergeron

PLOT DATE: Dec 19 2016

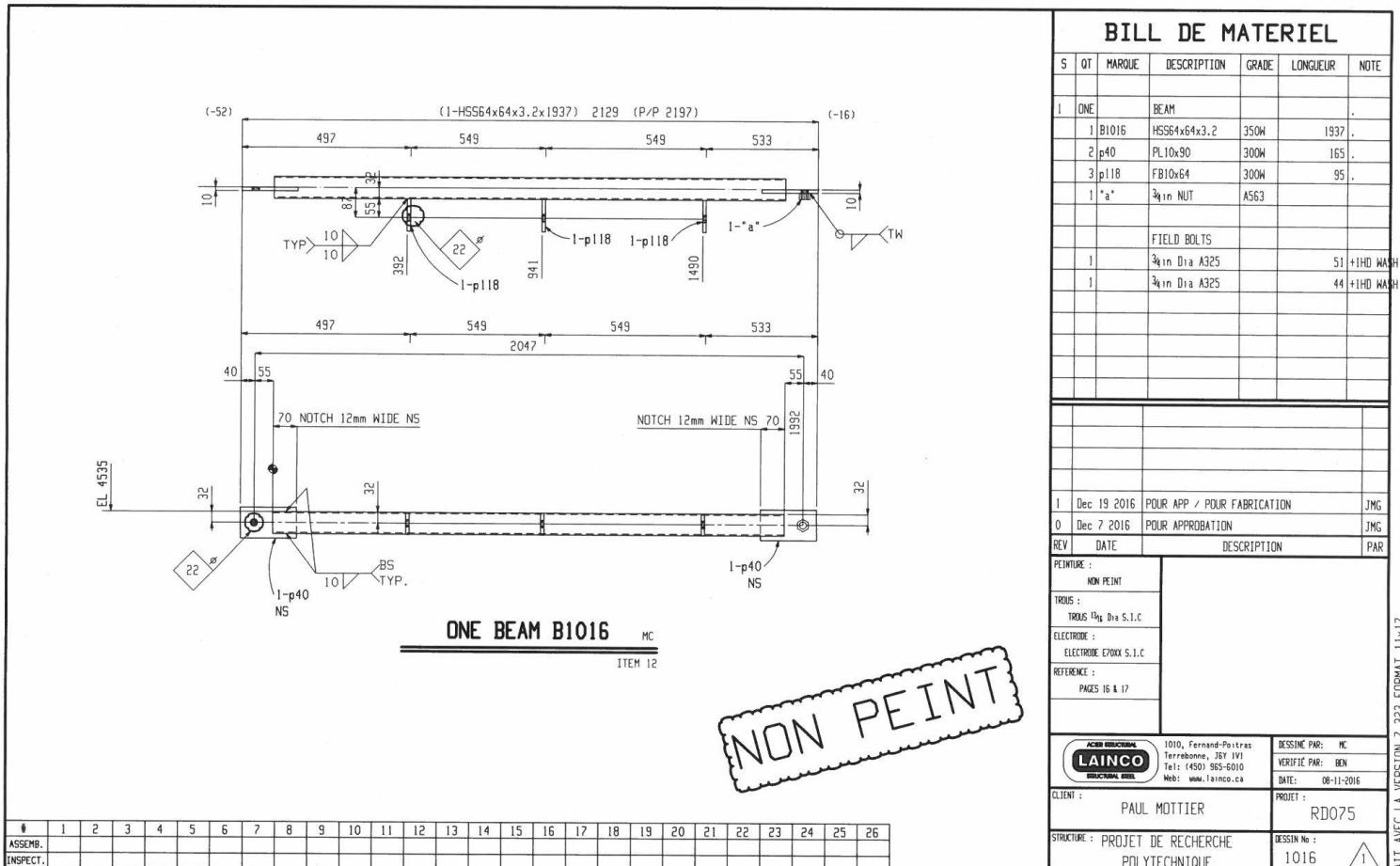
FAIT AVEC LA VERSION 7.323 FORMAT 11x17



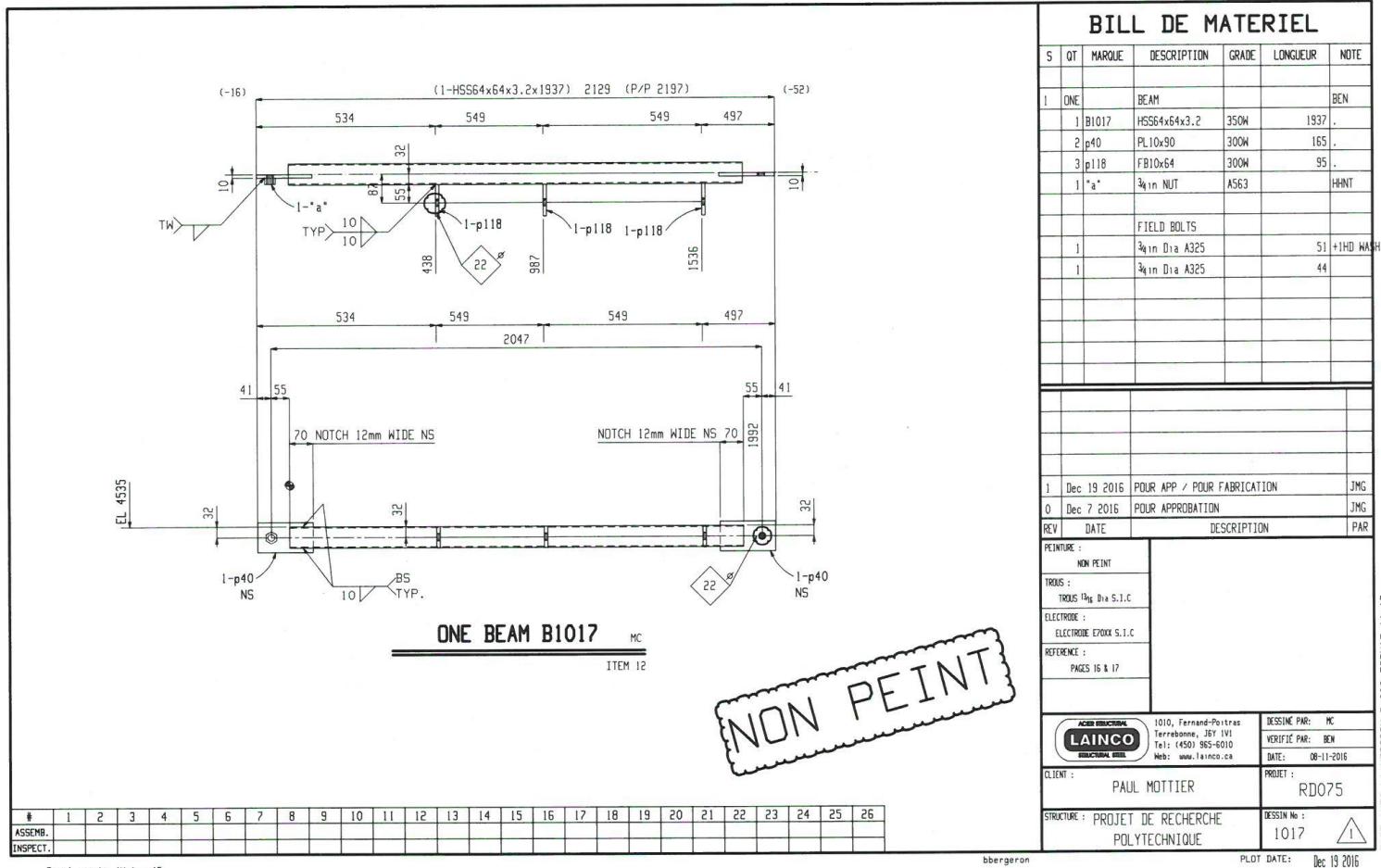
Total weight (Kg) : 15

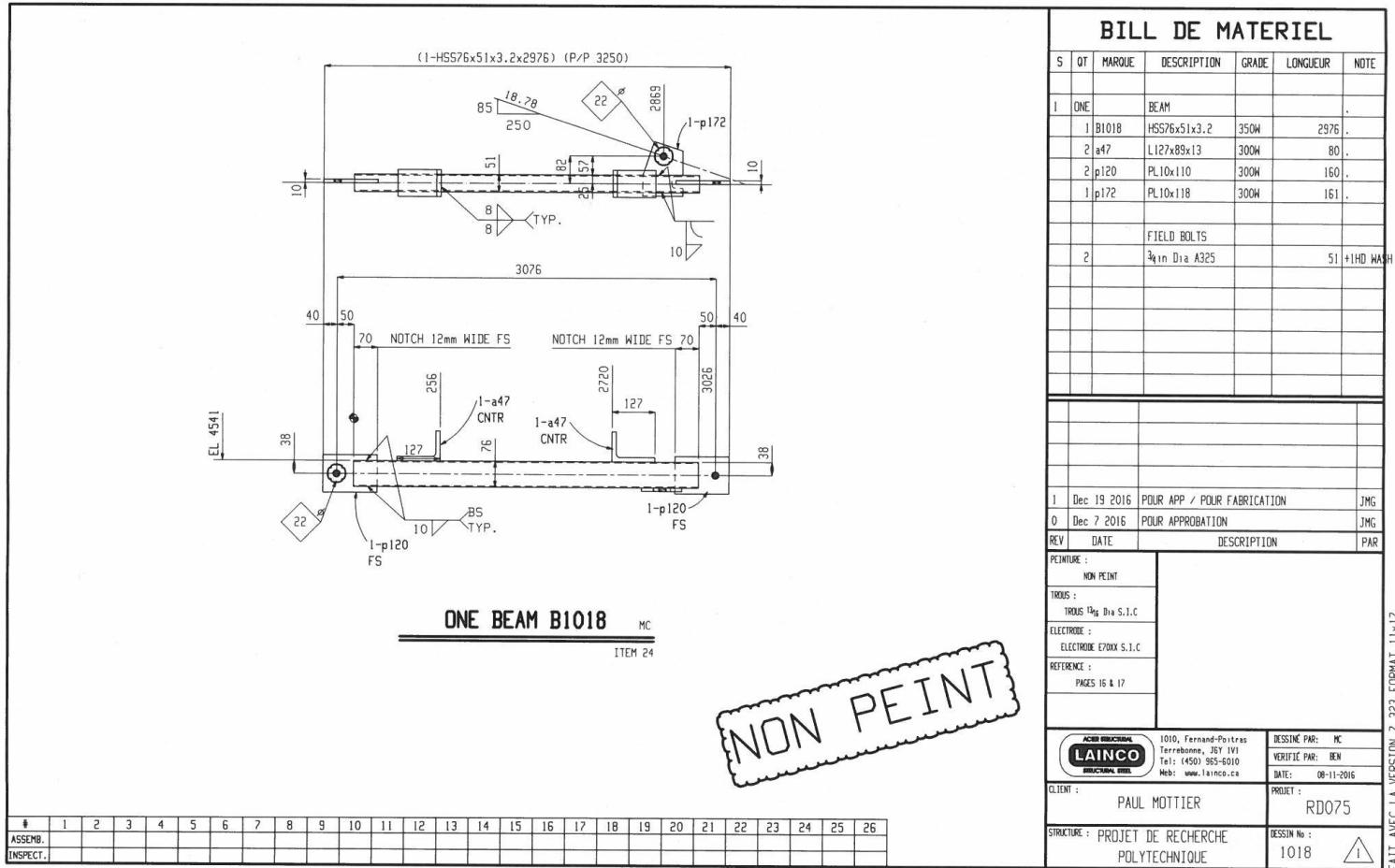


Total weight (Kg) : 15

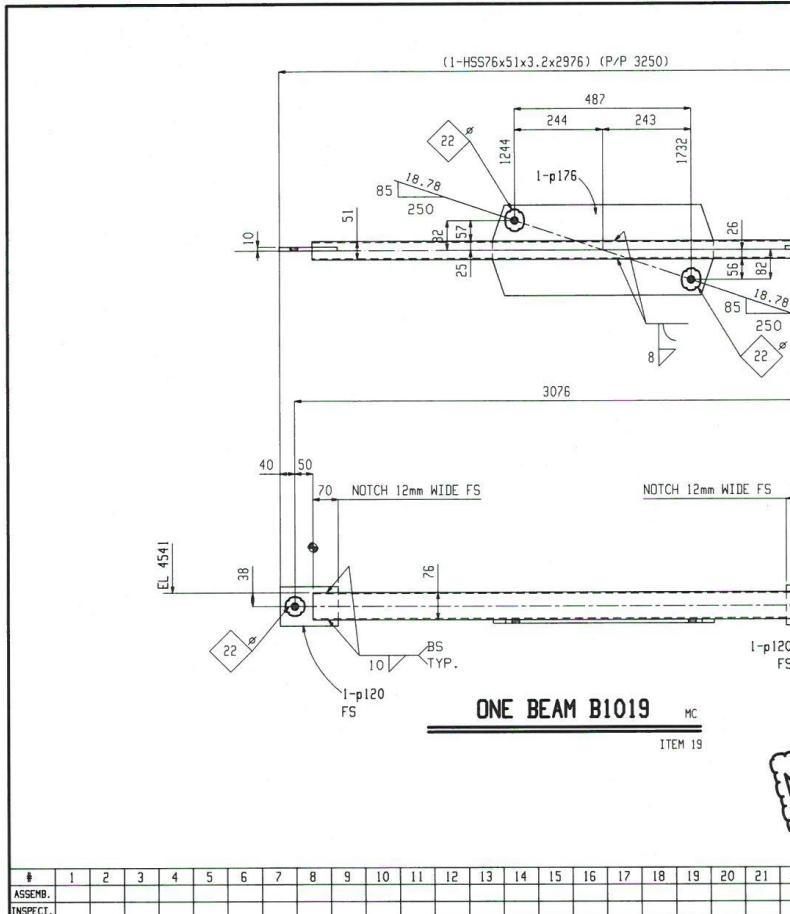


Total weight (Kg) : 15





Total weight (Kg) : 25



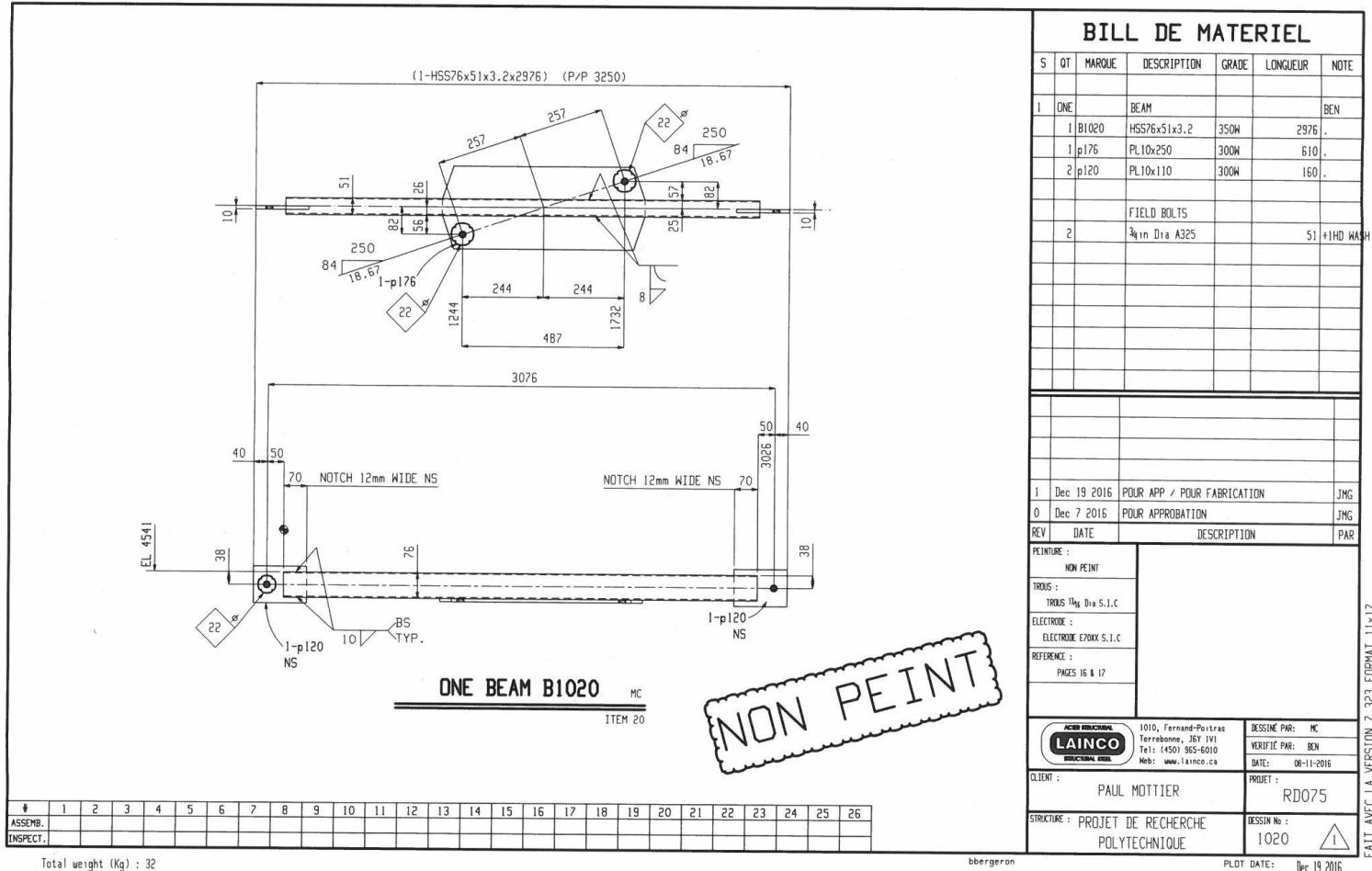
Total weight (Kg) : 32

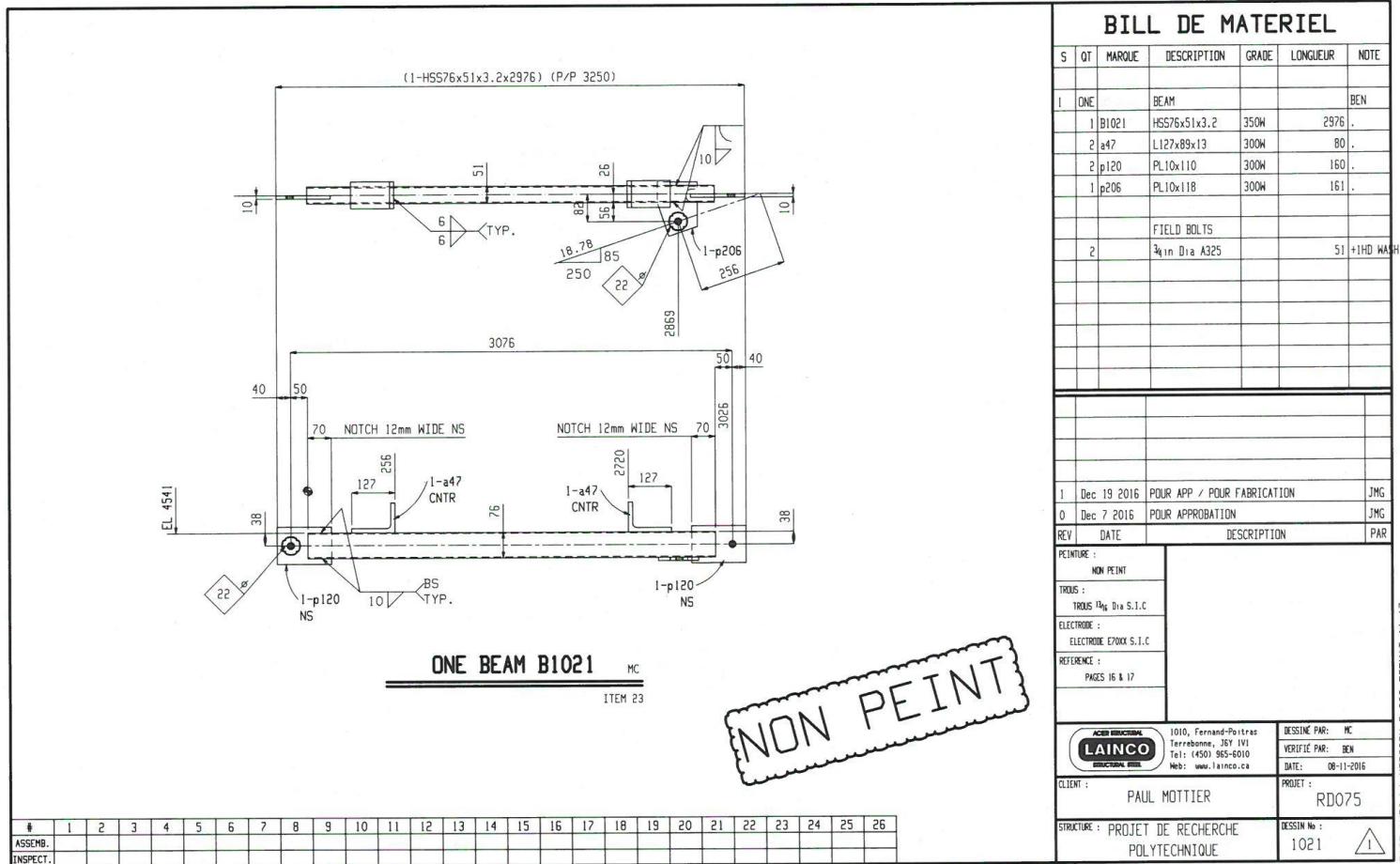
NON PEINT

#	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

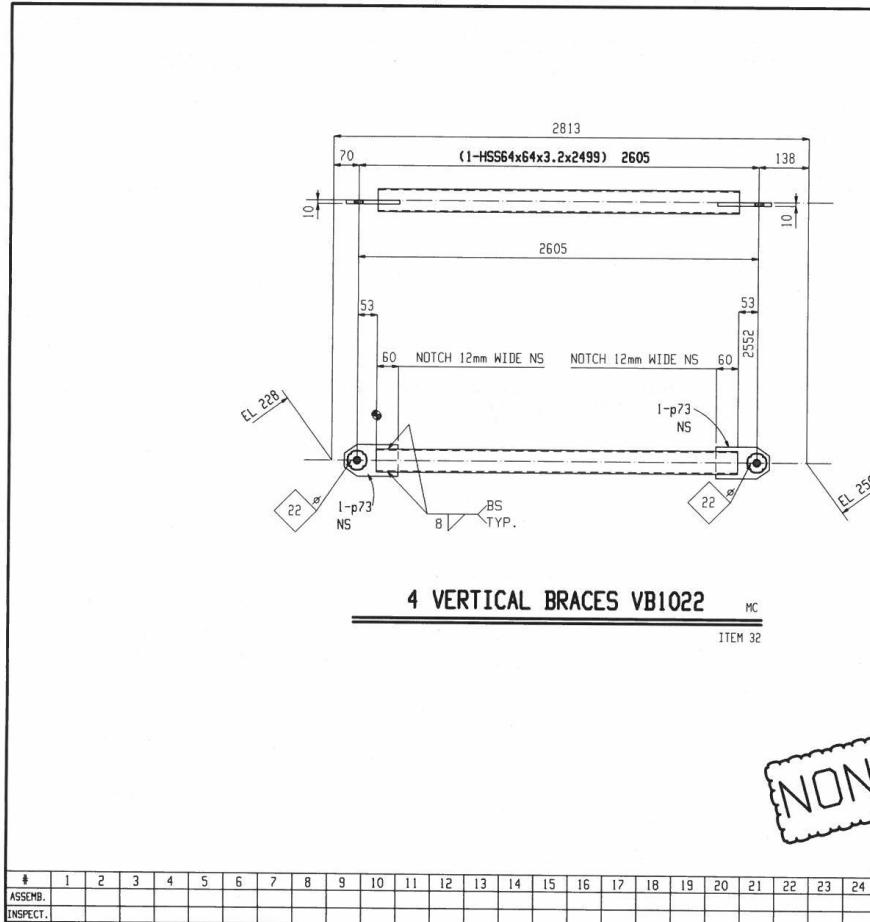
bbergeron

FAIT AVEC LA VERSION 7.323 FORMAT 11x17





Total weight (Kg) : 25



NON PEINT

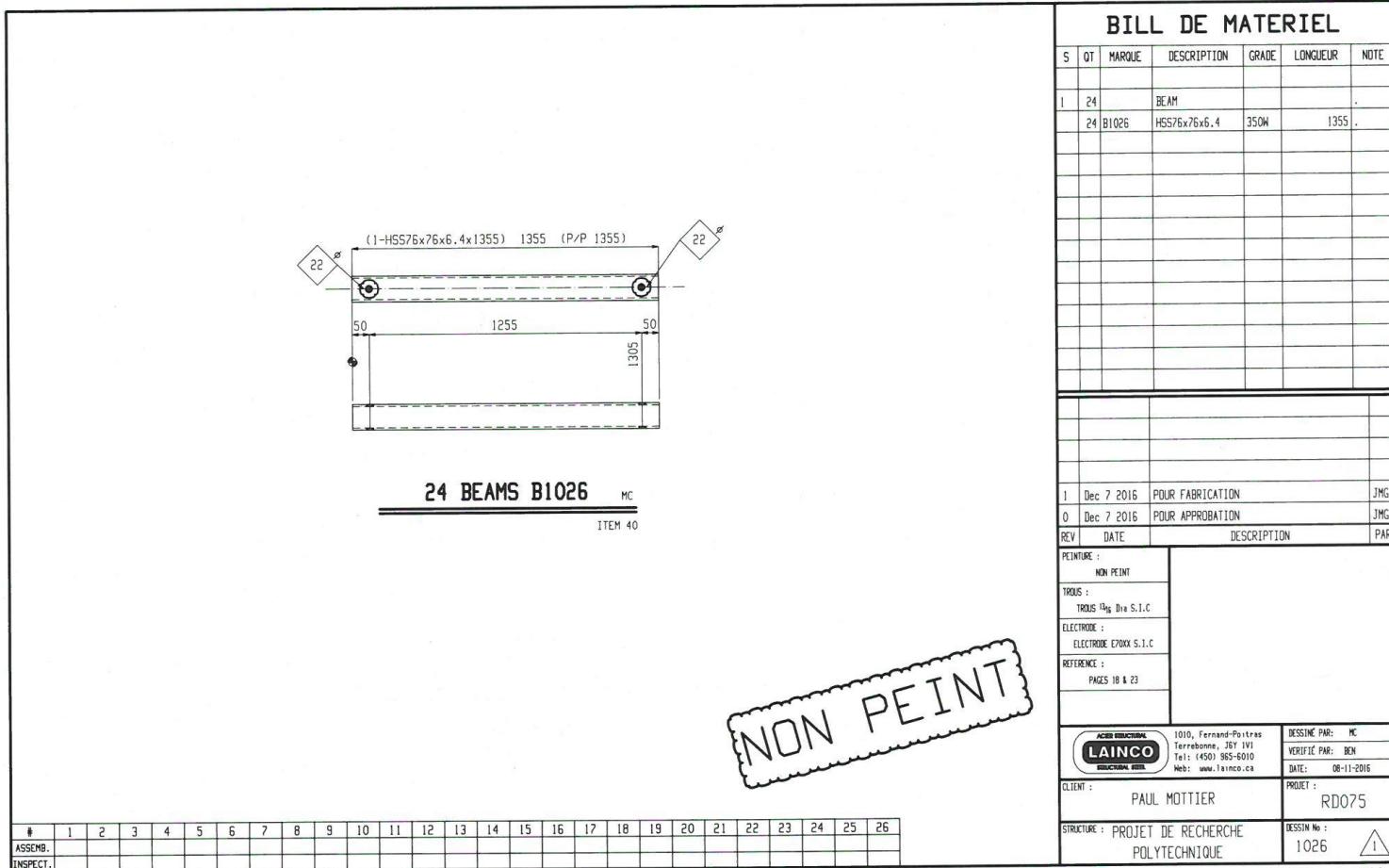
ASSEMBL. **INSPECT.**

Total weight (Kg) : 66

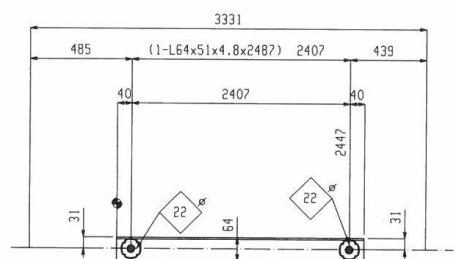
bbergeron

PLOT DATE: Dec 19 2016

FAIT AVEC LA VERSION 7.323 FORMAT 11x17



Total weight (Kg) : 426



2 HORIZONTAL BRACES HB1029

ITEM 20

SHOP NOTE:
TOE DIRECTION NEAR SIDE
LONG LEG SHOWN

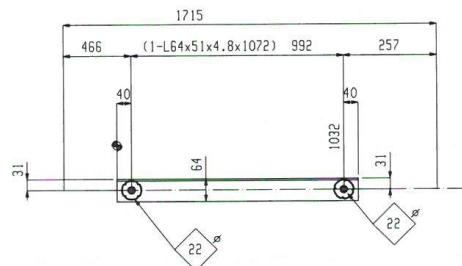
NON PEINT

Total weight (Kg) : 20

bbergeron

PLOT DATE: Dec. 19 2016

FAIT AVEC LA VERSION 7.323 FORMAT 11x17



ONE HORIZONTAL BRACE HB1030

ITEM 31.

SHOP NOTE:
TOE DIRECTION NEAR SIDE
LONG LEG SHOWN

NON PEINT

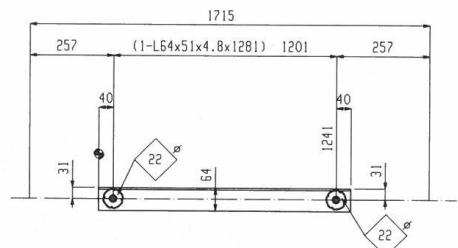
Total weight (Kg) : 4

BILL DE MATERIEL

bbergeron

PLOT DATE: Dec 19 2016

FAIT AVEC LA VERSION 7.323 FORMAT 11x17



ONE HORIZONTAL BRACE HB1031

ITEM 31.1

SHOP NOTE:
TOE DIRECTION NEAR SIDE
LONG LEG SHOWN

NON PEINT

Total weight (Kg) : 5

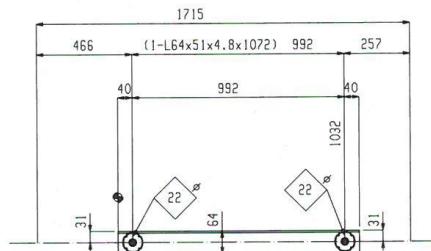
BILL DE MATERIEL

PCNTURE :	NON PEINT		
TRUS :	TRUS 14g Dia S.I.C		
ELECTRODE :	ELECTRODE E70XX S.I.C		
REFERENCE :			
PAGE 15			
ACIER INÉDIT  LAINCO STRUCTURE		1010, Fernand-Poitras Terrebonne, J9Y 1V1 Tel: (450) 965-6010 Web: www.lainco.ca	DESTINÉ PAR : MC VERIFIÉ PAR : BEN DATE : 08-11-2016
CLIENT :	PAUL MOTTIER		PROJET : RD075
STRUCTURE :	PROJET DE RECHERCHE POLYTECHNIQUE		DESSIN N° : 1031
SUJ. DATE : D. 10.2016 			

bbergeron

PLOT DATE: Dec 19 2016

WAIT AVEC LA VERSION 7.323 FORMAT 11x17



ONE HORIZONTAL BRACE HB1032

MO

ITEM 31.

SHOP NOTE:
TOE DIRECTION NEAR SIDE
LONG LEG SHOWN

NON PEINT

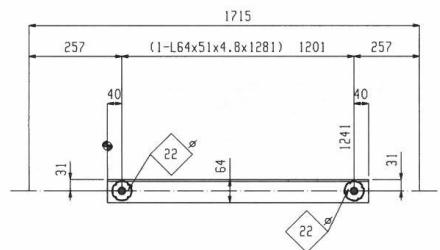
Total weight (Kg) : 4

BILL DE MATERIEL

bbergeron

PLOT DATE: Dec 19 2016

FAIT AVEC LA VERSION 7.323 FORMAT 11x17



ONE HORIZONTAL BRACE HB1033

SHOP NOTE:
TOE DIRECTION NEAR SIDE
LONG LEG SHOWN

NON PEINT

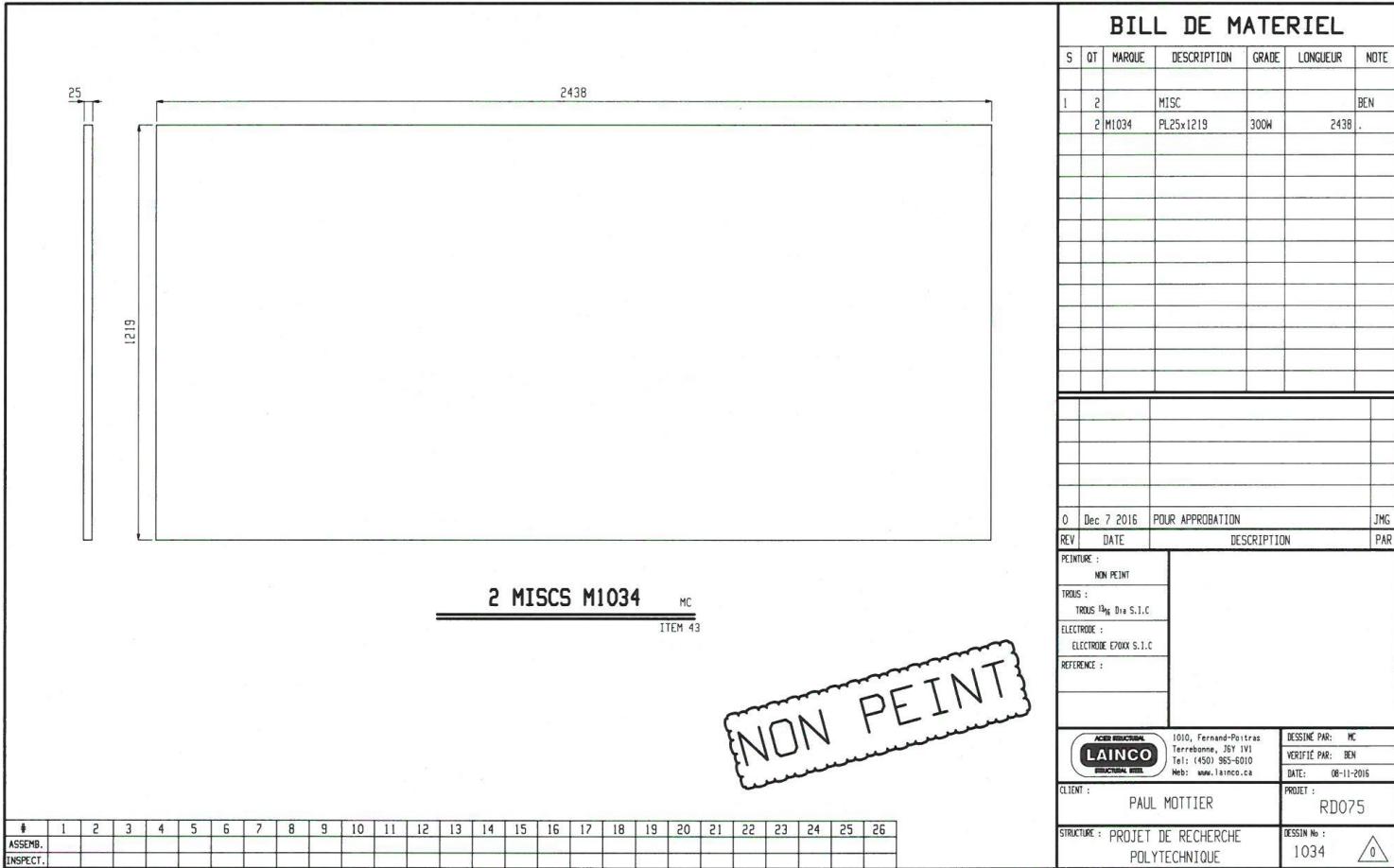
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26
ASSEMBL.
INSPECT.

Total weight (Kg) : 5

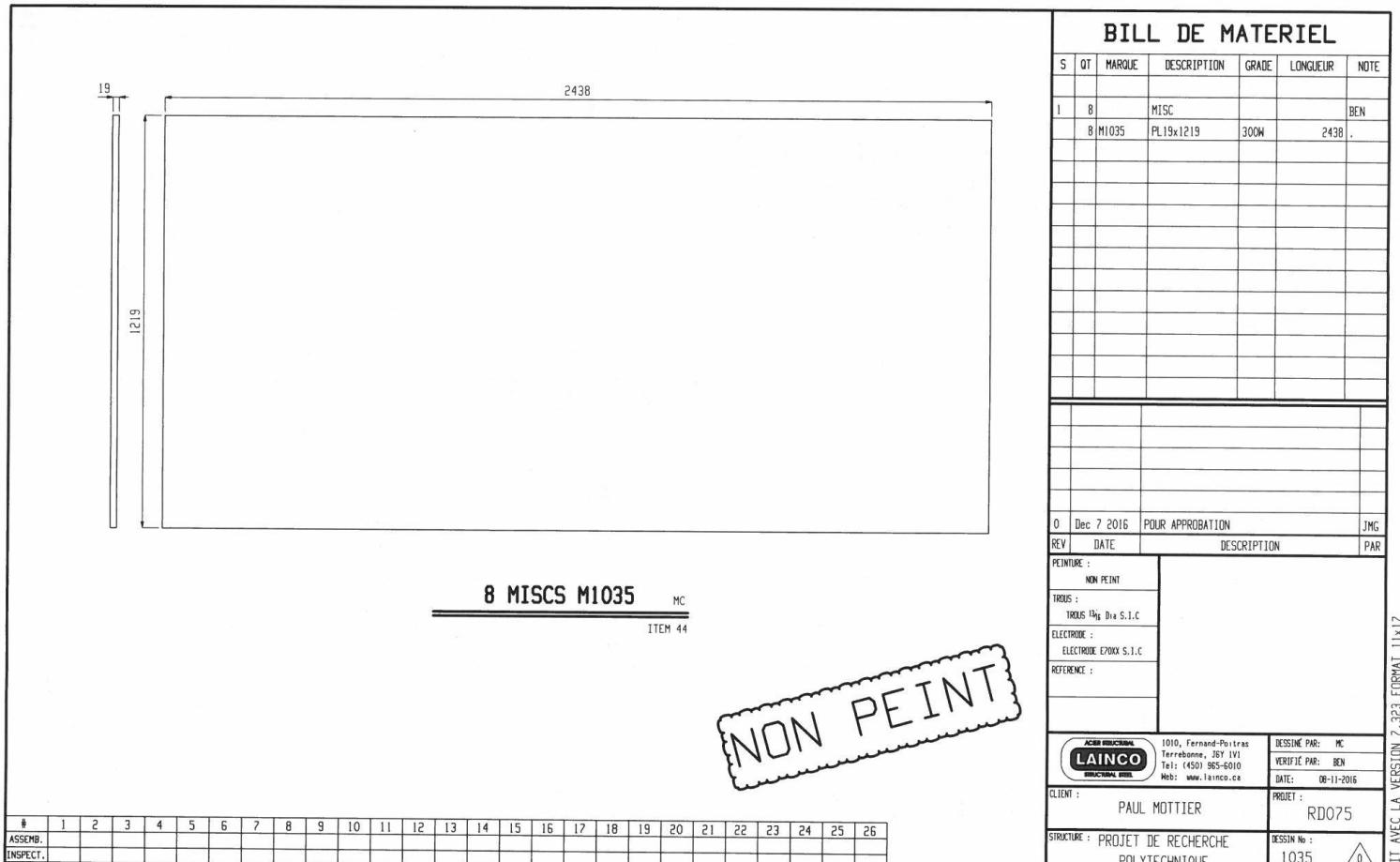
bbergeron

PLOT DATE: Dec 19 2016

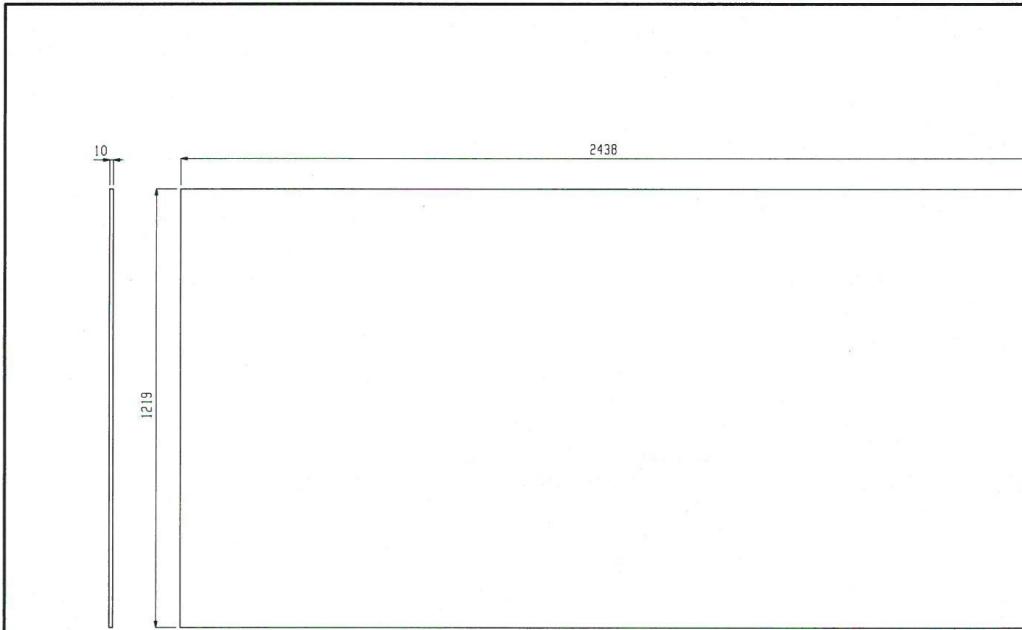
FAIT AVEC LA VERSION 7.323 FORMAT 11x17



Total weight (Kg) : 1167



Total weight (Kg) : 3546



12 MISCS M1045

NON PEINT

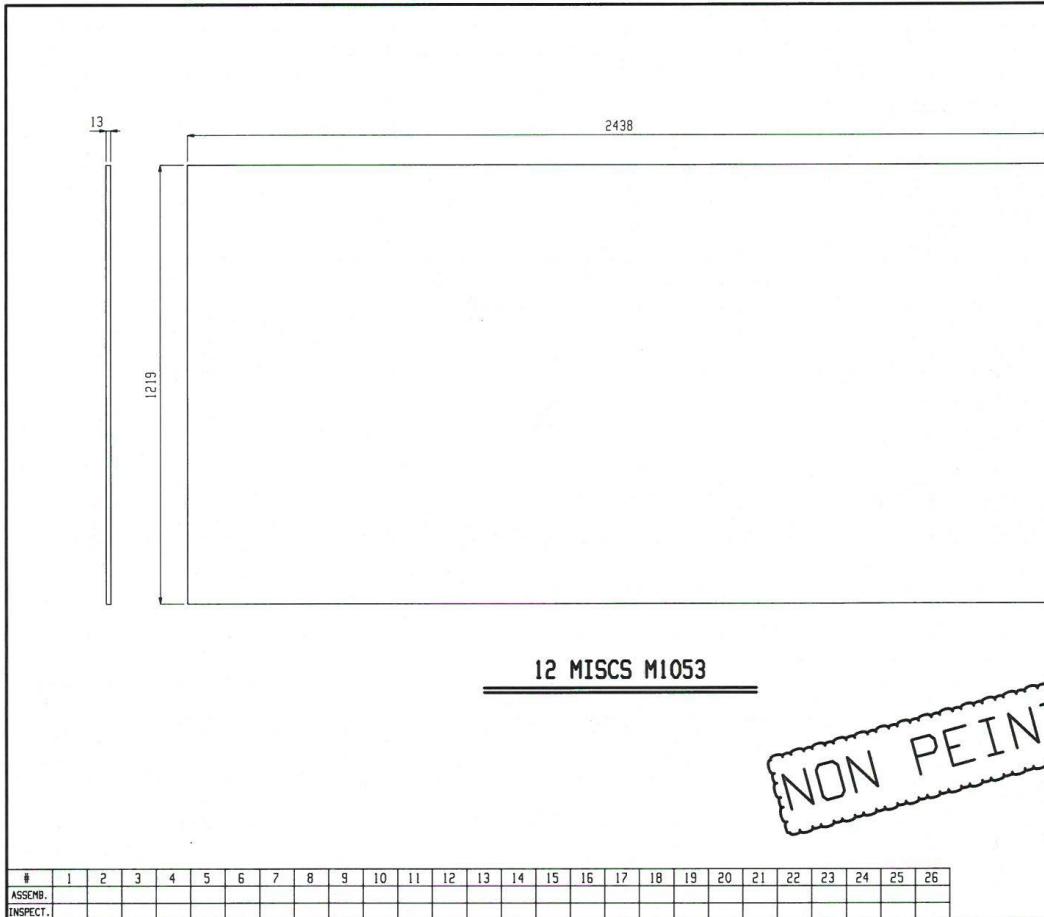
ASSEMBL.
INSPECT.

Total weight (Kg) : 2800

BILL DE MATERIEL

		POUR APPROBATION	
O	Dec 7 2016	JMG	
REV	DATE	DESCRIPTION PAR	
PEINTURE : NON PEINT			
TROUS : TROUS 14 ₁₅ Dia S.I.C			
ELECTRODE : ELECTRODE EPOX 5.I.C			
REFERENCE :			
ACIER FRICHEUL LAINCO STRUCTURAL STEEL		1010, Fernand-Poitras Terrebonne, J9Y 1V1 Tel: (450) 955-6010 Web: www.lainco.ca	DESSINÉ PAR : JMG VÉRIFIÉ PAR : BEN DATE : 07-12-2016
CLIENT : PAUL MOTTIER		PROJET : RD075	
STRUCTURE : PROJET DE RECHERCHE POLYTECHNIQUE		DESSIN N° : 1045	
		PILOTE DATE : D 10 2016	

FAIT AVEC LA VERSION 7.323 FORMAT 11x17

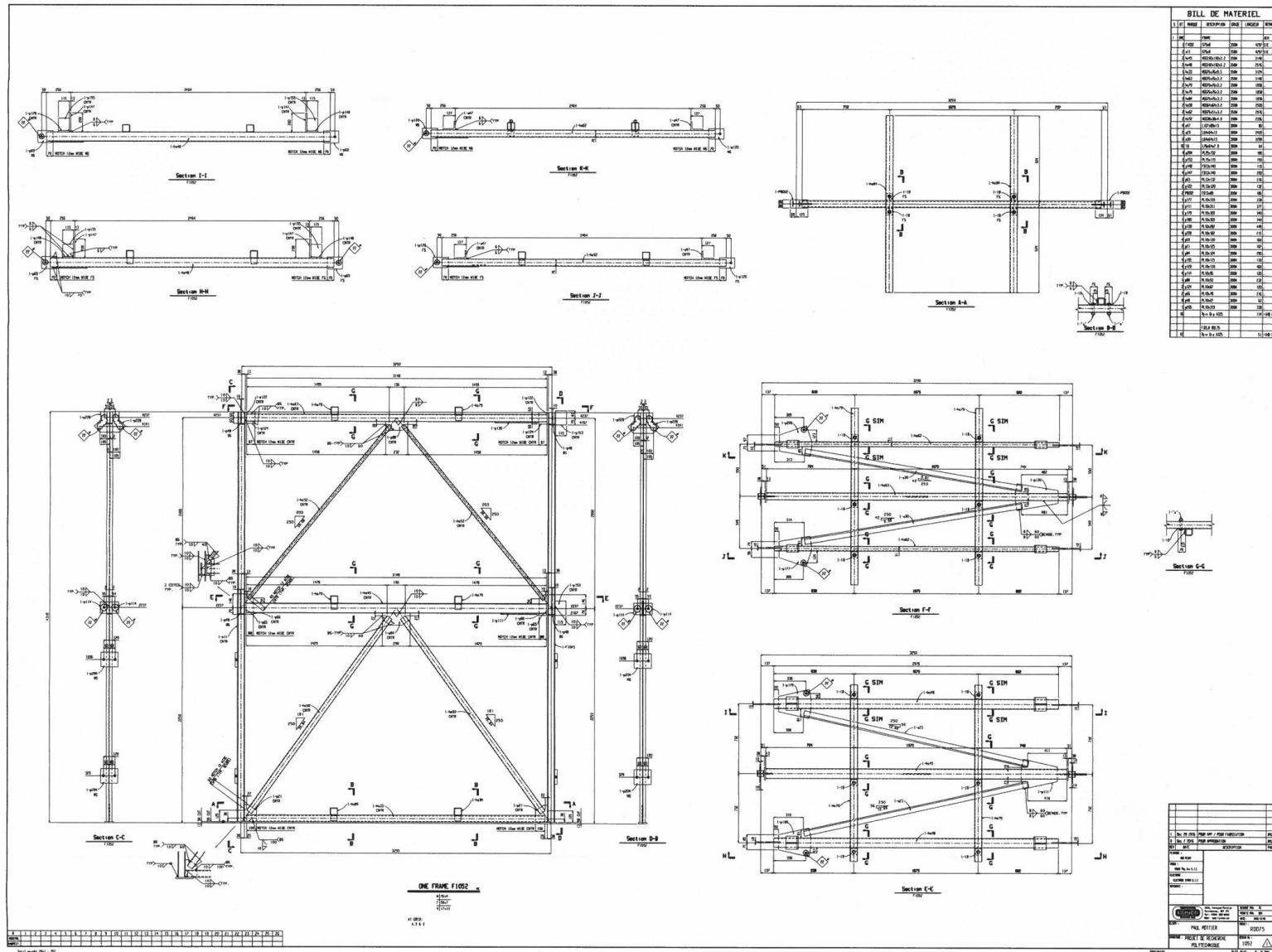


1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26
ASSEMBL.
INSPECT.

Total weight (Kg) : 3640

bbergeron

FAIT AVEC LA VERSION 7.323 FORMAT 11x17



ANNEXE D – PROGRAMME D’ESSAIS ENVISAGÉS

L’annexe D présente le protocole d’essai envisagé pour le spécimen expérimental.

La phase de tests expérimentaux comprendrait les différentes étapes listées dans le Tableau D-1.

Pour soulager le spécimen, les tests iraient de manière croissante de petites sollicitations et efforts à grandes sollicitations et efforts. Les notations « configuration Montréal » et « configuration Vancouver » renvoient au nombre de plaques annexes simulant le reste de la masse du bâtiment qu’il faudrait utiliser. Ces données sont rassemblées dans le Tableau D-2.

Tableau D-1 Programme d’essais envisagés

Type	Nombre	Configuration	Moyen de Dissipation	Séisme
Caractérisation de dispositifs de dissipation d’énergie	12		Plastification des barres d’acier	MC7.0 (2) ME7.0 (2)
		/		VC Crustal (2) VE Crustal (2) VC Inter (2) VC Intra (2)
				MC7.0 ME7.0
	6		Ressorts Ringfeder ©	VC Crustal VE Crustal VC Inter VC Intra
Essais harmoniques	6	A vide En charge (Montréal)	/	Sollicitation harmonique
Arrêt brusque	6	A vide En charge (Montréal)	/	Sollicitation échelon
Balayage de fréquence	6	A vide En charge (Montréal)	/	Sollicitation de faible amplitude
				MC6.0 MC7.0 ME6.0 ME7.0 MC6.0 MC7.0 ME6.0 ME7.0
Essais dynamiques	8	Configuration Montréal	Ressorts Ringfeder ©	
			Dissipation par Friction	

Tableau D-1 Programme d'essais envisagés-suite

Type	Nombre	Configuration	Moyen de Dissipation	Séisme
				MC6.0
	4	Configuration Montréal	Plastification des barres d'acier	MC7.0
				ME6.0
				ME7.0
Essais dynamiques				VC Intra#1
				VC Intra#2
				VC Inter#1
				VC Inter#2
				VC Crustal#1
				VC Crustal#2
			Dissipation par Friction	VE Intra#1
	16	Configuration Vancouver		VE Intra#2
				VE Inter#1
				VE Inter#2
				VE Crustal#1
				VE Crustal#2
			Ressorts Ringfeder ©	VC Crustal#1
				VE Crustal#1
			Plastification des barres d'acier	VC Crustal#1
				VE Crustal#1

Tableau D-2 Description du choix du nombre de plaques annexe

Configuration	Masses réellement attendue	Équivalent en plaques	Nombre de plaques utilisé
Montréal C	Toit :	1,2	1
	Étage :	2,2	2
Montréal E	Toit :	1,4	1
	Étage :	2,1	2
Vancouver C	Toit :	0,4	0
	Étage :	0,5	0
Vancouver E	Toit :	0,5	0
	Étage :	0,3	0