UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DE BÂTIMENTS INDUSTRIELS AVEC SYSTÈMES DE CONTREVENTEMENT EN ACIER DE FAIBLE DUCTILITÉ

JULIEN RICHARD
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)
AVRIL 2009

© Julien Richard, 2009.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉTUDE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DE BÂTIMENTS INDUSTRIELS AVEC SYSTÈMES DE CONTREVENTEMENT EN ACIER DE FAIBLE DUCTILITÉ

présenté par: RICHARD Julien
en vue de l'obtention du diplôme de: Maîtrise ès sciences appliquées
a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LÉGER Pierre, Ph.D., président
M. KOBOEVIC Sanda, Ph.D., membre et directeur de recherche
M. TREMBLAY Robert, Ph.D., membre et codirecteur de recherche
M. BAUMBER Terrence, Ph.D., membre

Remerciements

Dans ces phrases, je souhaite exprimer toute ma reconnaissance aux personnes et organismes qui ont rendu possible ce projet, de près ou de loin. Je désire tout d'abord remercier ma directrice de recherche, Mme Sanda Koboevic, de m'avoir suivi tout au long de mon travail. Je souhaite également remercier mon codirecteur de recherche, M. Robert Tremblay. Sa grande disponibilité et ses enseignements si généreusement partagés ont été essentiels à la réalisation de mon projet. Je désire aussi remercier M. Pierre Léger et M. Terrence Baumber, pour le temps qu'ils ont consacré à la lecture et à l'évaluation de ce mémoire, en tant que membres de jury.

Je tiens à remercier le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) et la firme de génie-conseil Hatch pour leur support financier à travers la Bourse d'études supérieures à incidence industrielle (ESII) dont j'ai bénéficié. Merci à mes collègues de chez Hatch, Robert A. MacCrimmon, Marco Campanelli, et Jean-François Marchand, pour l'intérêt qu'ils ont démontré par rapport à mon projet et pour avoir facilité sa réalisation. Je désire remercier le personnel du laboratoire de structures Hydro-Québec de l'École Polytechnique ainsi que l'ensemble des stagiaires ayant travaillé en lien avec mon projet pour leur aide technique ayant permis la réalisation de mes essais expérimentaux. Je veux aussi remercier mes collègues étudiants, Adam Korzekwa, Charles-Philippe Lamarche, Jonathan Rozon et Kim Guilini-Charrette pour leur aide et leur amitié.

Je souhaite finalement exprimer toute ma gratitude à ma conjointe Isabelle, ma famille et mes amis qui m'ont soutenu pendant ce projet, et dans toutes mes autres entreprises.

Résumé

Au cours des séismes d'importance récents, les bâtiments industriels en acier ont généralement démontré une bonne performance. Peu d'effondrements de ces bâtiments ont été rapportés, la plupart des défaillances de ces structures ayant été observées sur des éléments individuels comme des diagonales de contreventement et des assemblages. Malgré ce bon comportement global, certains dommages structuraux et non structuraux subis lors de ces événements ont causé des interruptions d'opération de plusieurs industries. Les bâtiments industriels peuvent abriter des activités de nature diverse et avoir une importance vitale. Pour cette raison, les arrêts d'opération peuvent avoir des impacts économiques et sociaux négatifs, incluant des pertes de revenus pour l'industrie, des pertes d'emplois, des pénuries de biens essentiels ainsi que des pannes électriques et de communications. Certains bâtiments industriels produisent ou entreposent des matières dangereuses, ce qui peut également représenter un risque majeur dans le cas de fuites dues à une réponse sismique inadéquate.

Pour toutes ces raisons, des normes de conception sismiques appropriées aux bâtiments industriels sont essentielles. Malheureusement, les exigences sismiques des codes de conception actuels ont été développées pour des bâtiments conventionnels tels que les édifices résidentiels ou à bureaux, ces derniers ayant des systèmes de résistance aux charges latérales réguliers et bien déterminés. Ce type de structures n'est pas représentatif des bâtiments industriels qui ont régulièrement des géométries complexes et irrégulières, de grandes masses concentrées et un patron de contreventement asymétrique. L'application des normes actuelles aux bâtiments industriels pose donc certaines difficultés aux ingénieurs qui les conçoivent et peut mener à des conceptions inadéquates.

La recherche présentée dans ce mémoire a pour objectif de vérifier si les exigences des codes de conception actuels permettent d'assurer aux bâtiments industriels un comportement sismique adéquat. Il s'agit d'un projet exploratoire visant à mieux identifier la problématique sismique de ce type de structure et à cibler les sujets qui devront être évalués plus en détail ultérieurement. Les résultats de ce projet serviront également à formuler des recommandations par rapport à l'analyse et à la conception des bâtiments industriels. Ce projet comprend différentes études analytiques et des tests expérimentaux.

Le volet analytique de la recherche est effectué sur deux bâtiments industriels en acier choisis afin de représenter un nombre significatif de structures réelles, conçues selon les pratiques courantes comme des constructions conventionnelles. Le premier bâtiment est une structure en hall abritant des ponts roulants et le second est un bâtiment d'industrie lourde à procédé vertical possédant des irrégularités structurales de masse, de géométrie et de sensibilité à la torsion. Le comportement sismique de ces deux structures est analysé en utilisant différentes méthodes. La comparaison des réponses estimées par les méthodes statique équivalente et d'analyse spectrale avec celles obtenues par analyses temporelles montre que les méthodes préconisées par les codes sont généralement conservatrices malgré les caractéristiques dynamiques des bâtiments étudiés. Sur le bâtiment avec ponts roulants analysés, la répartition de la demande inélastique lors de séismes est également déterminée. Cette étude montre une concentration de la demande dans les poteaux situés à la base de ce bâtiment. Le fait que ces éléments aient des modes de rupture par instabilité laisse présager un risque de dommages. L'utilisation de la plastification des barres d'ancrage aux fondations en vue de réduire les charges sismiques induites dans les bâtiments supportant des ponts roulants est finalement investiguée. Les analyses réalisées démontrent l'efficacité du système étudié pour protéger les poteaux à la base de ces charpentes.

Le volet expérimental du projet vise à obtenir des données sur le comportement inélastique cyclique de diagonales de contreventement de grandes dimensions

semblables à celles utilisées dans les charpentes industrielles. Les diagonales testées sont caractérisées par leurs parois ne respectant pas les critères d'élancement de la norme canadienne d'acier CSA S16-01 pour servir dans des systèmes autres que de construction conventionnelle. Les tests réalisés permettent de déterminer la capacité de déformations inélastiques de telles pièces et de démontrer l'impact de l'élancement de leurs parois sur leur comportement cyclique. Les essais expérimentaux réalisés démontrent néanmoins que les diagonales testées ont tous atteint le niveau de déformation anticipé pour les lors de séisme dans les bâtiments de construction conventionnelle.

Abstract

Steel framed industrial buildings generally have performed well in recent earthquakes. Most of the reported structural damage in these buildings has been limited to the failure of individual components such as bracing members or connections, not to structural collapse. Despite this overall satisfactory structural performance record, structural and non-structural damage in past seismic events has resulted in disruption of operations in several industrial plants. Industrial buildings can house a wide variety of manufacturing, assembly, refining mining or material handling processes, covering a broad range of products. They may also be used in critical facilities such as power plants and communication systems. Downtime periods may therefore have detrimental economical and social consequences, including unemployment and loss of revenues for the industry, or shortage of goods, electrical power and communications. Some buildings also serve for the production or storage of hazardous materials, which can pose a major risk in the case of leakage or of operational malfunction resulting from an unsatisfactory seismic structural response.

Appropriate seismic design provisions for industrial buildings are therefore needed to achieve adequate performance. Unfortunately, current code seismic design requirements have been developed for conventional offices or residential buildings with regular and well-defined lateral force resisting systems, which are not representative of industrial buildings that typically have complex and irregular geometries, uneven mass and/or stiffness distribution. Applying these current code provisions to industrial buildings also poses difficulties to practicing engineers and can even leads to inappropriate designs.

The objective of the research presented in this thesis is to verify if the current design code provisions ensure an adequate seismic performance of industrial buildings. This is an exploratory project aiming to improve the knowledge of the seismic problem in this type of structure and to identify issues to be investigated in further research. The results of this project should also be used to propose recommendations relative to the analysis and design of industrial buildings. This project includes analytical studies and experimental tests.

The analytical part of the research is conducted on two steel industrial buildings selected to represent a significant number of real structures which are designed according to common practices as conventional construction. The first building is a crane-supporting structure and the second one is a heavy industrial building housing a vertical mechanical process and characterized by structural irregularities of mass, geometry and torsional sensitivity. The seismic behaviour of the two selected buildings is determined using different methods. A comparison is made of the responses estimated by the equivalent static forces and response spectrum methods with those obtained by elastic time-history analyses. The results show that the methods recommended by the codes are generally conservative despite the dynamic characteristics of the buildings studied. On the crane-supporting structure, the seismic inelastic demand under earthquake loading is also determined. The analyses indicate that inelastic response in this type of building is likely to develop in the form of buckling of the lower column segment, a failure mode that exhibits limited ductility. Finally, the use of anchor rod yielding in order to reduce the seismic loads induced in crane-supporting structures is assessed. This study shows the effectiveness of that kind of system to protect the lower column members.

The experimental part of the project aims to obtain data on the cyclic inelastic behaviour of large bracing members such as those used in industrial buildings. The tested specimens are characterized by their walls not meeting the slenderness criteria of the Canadian steel code (CSA S16-01) to be used in bracing systems other than

conventional construction category. The tests are used to determine the inelastic deformation capacity of such members and to demonstrate the effect of the wall slenderness on their cyclical behaviour. The experimental tests carried out show that the tested bracing members satisfy the seismic deformation demand anticipated for conventional construction.

Table des matières

REMERCIEMENTS ..... **iv**

RÉSUMÉ ..... **v**

ABSTRACT ..... **viii**

TABLE DES MATIÈRES ..... **xi**

LISTE DES TABLEAUX ..... **xvii**

LISTE DES FIGURES ..... **xix**

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS ..... **xxvi**

LISTE DES ANNEXES ..... **xxxiv**

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION **1**

1.1 Caractéristiques générales des bâtiments industriels 1

1.2 Problématique sismique des bâtiments industriels 4

1.3 Objectifs généraux et méthodologie de la recherche 8

1.4 Organisation du mémoire 9

CHAPITRE 2 : REVUE DE LA LITTÉRATURE **12**

2.1 Normes et guides de conception des bâtiments industriels 12

2.1.1 Normes suivies pour la conception des bâtiments industriels 12

2.1.2 Guides de conception particuliers utilisés pour la conception des bâtiments industriels 16
2.2 Documentation sur le comportement sismique des bâtiments industriels 18
2.2.1 Travaux de recherche 18
2.2.2 Performance de bâtiments industriels lors de séismes historiques 21
2.2.3 Discussion sur les recherches et les observations réalisées 23

CHAPITRE 3 : CHOIX DES ACCÉLÉROGRAMMES 25
3.1 Sélection des accélérogrammes 25
3.1.1 Considérations générales 25
3.1.2 Choix des séismes 27
3.2 Méthode de calibration des accélérogrammes 33
3.3 Résumé des accélérogrammes choisis pour les analyses 37
3.4 Discussion sur le choix des accélérogrammes 44

CHAPITRE 4 : BÂTIMENT SUPPORTANT DES PONTS ROULANTS 46
4.1 Caractéristiques des bâtiments avec ponts roulants 46
4.2 Objectifs spécifiques de l'étude d'un bâtiment avec ponts roulants 49
4.3 Bâtiment avec ponts roulants étudié 50
4.4 Conception 53
4.4.1 Normes et guides de design utilisés 54
4.4.2 Critères de conception suivis 55
4.4.3 Méthodes et hypothèses de conception 56
4.4.4 Présentation des designs du cadre effectués 59
4.4.5 Comparaison des conceptions 60
4.5 Analyses 62
4.5.1 Analyses de flambement 63
4.5.1.1 Objectifs 63
4.5.1.2 Calcul des coefficients d'élancement pour la conception des poteaux 63

4.5.1.3 Méthodologie 68
4.5.1.4 Résultats 71
4.5.1.5 Discussion sur les analyses de flambement 73
4.5.2 Analyses temporelles élastiques.....74
4.5.2.1 Objectifs 74
4.5.2.2 Méthodologie 74
4.5.2.3 Validation de l'utilisation de l'enveloppe des efforts pour le calcul du taux d'utilisation des membrures.....77
4.5.2.4 Analyse des éléments critiques 81
4.5.2.5 Validation des méthodes d'analyse sismique simplifiée.....87
4.5.2.6 Évaluation de la sécurité des équipements de levage.....91
4.5.2.7 Amplification de la réponse sous un amortissement de 3%.....93
4.5.2.8 Discussion sur les analyses temporelles élastiques.....94
4.5.3 Analyses temporelles non linéaires avec tiges d'ancrage ductiles.....96
4.5.3.1 Objectifs, description du concept proposé et méthodologie 96
4.5.3.2 Validation du modèle du système d'ancrage isolé.....102
4.5.3.3 Validation du modèle du système d'ancrage dans une structure simple 106
4.5.3.4 Analyse du bâtiment avec système d'ancrage ductile.....110
4.5.3.5 Discussion sur les analyses avec systèmes d'ancrage ductile.....121
4.5.4 Analyse de l'impact des charges de levage sur la réponse sismique 123
4.5.4.1 Objectifs et méthodologie 123
4.5.4.2 Notions de base sur les pendules.....124
4.5.4.3 Validation d'un modèle simplifié de la charge de levage isolée.....126
4.5.4.4 Validation d'un modèle simplifié de la charge de levage dans le bâtiment réel 129
4.5.4.5 Analyses temporelles du bâtiment avec charge de levage modélisée.....131

4.5.4.6 Analyse dans le domaine des fréquences et comparaison avec un système simple à masses accordées 135
4.5.4.7 Discussion sur l'analyse de l'effet de charges de levage sur la réponse sismique des bâtiments avec ponts roulants 138
4.5.5 Validation d'exigences proposées pour la norme CSA S16-10 relativement aux bâtiments de construction conventionnelle 139
4.5.5.1 Objectifs et méthodologie 139
4.5.5.2 Résumé des exigences proposées pour la norme CSA S16 concernant les structures de construction conventionnelle 140
4.5.5.3 Validation du logiciel utilisé 141
4.5.5.4 Modélisation et analyse du bâtiment avec Perform 3D 147
4.5.5.5 Résultats 155
4.5.5.6 Discussion sur les résultats.....158
4.6 Discussion sur l'étude du bâtiment supportant des ponts roulants 161

CHAPITRE 5 : BÂTIMENT D'INDUSTRIE LOURDE 165
5.1 Caractéristiques des bâtiments industriels lourds 165
5.2 Objectifs de l'étude d'un bâtiment industriel lourd 168
5.3 Méthodologie 169
5.4 Bâtiment étudié 170
5.4.1 Choix du bâtiment.....170
5.4.2 Caractéristiques structurales, architecturales et mécaniques 171
5.4.3 Irrégularités structurales.....173
5.5 Modélisation du bâtiment.....174
5.5.1 Modélisation de la structure 174
5.5.2 Modélisation des masses 175
5.5.3 Analyse modale 177
5.6 Analyses 178
5.6.1 Méthodes de répartition des charges sismiques considérées.....178

5.6.1.1 Méthode de la force statique équivalente 179
5.6.1.2 Méthode d'analyse spectrale 181
5.6.1.3 Méthode d'analyse temporelle élastique par superposition modale 182
5.6.2 Description des paramètres étudiés 183
5.6.3 Étude de la validité des méthodes d'analyse statique et spectrale 185
5.6.4 Étude de la validité de l'analyse selon deux directions orthogonales correspondant à l'orientation des contreventements 190
5.6.5 Validation du nombre de modes inclus dans les analyses temporelles par superposition modale. 192
5.7 Discussion sur l'étude d'un bâtiment industriel lourd 197

CHAPITRE 6 : TESTS EXPÉRIMENTAUX SUR DES DIAGONALES DE CONTREVENTEMENT DE GRANDES DIMENSIONS À PAROIS MINCES EN ACIER 199
6.1 Programme expérimental 200
6.1.1 Mise en contexte et objectifs généraux 200
6.1.2 Spécimens 202
6.1.2.1 Choix des spécimens du programme expérimental 202
6.1.2.2 Géométrie des spécimens étudiés 205
6.1.2.3 Propriétés de matériau des spécimens étudiés 205
6.1.3 Protocole expérimental 206
6.1.3.1 Description du montage 206
6.1.3.2 Instrumentation 208
6.1.3.3 Chargement 210
6.2 Comportement des spécimens et sommaires des résultats 212
6.2.1 Spécimen RHS10 213
6.2.2 Spécimen RHS12 215
6.2.3 Spécimen RHS13 217

6.2.4 Spécimen RHS14 219
6.2.5 Spécimen W1 221
6.2.6 Spécimen W4 224
6.3 Impact de l'élancement des parois sur le comportement 227
6.4 Évaluation de la capacité de déformation inélastique 229
6.5 Discussion sur les essais expérimentaux 234

CHAPITRE 7 : CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS 236

RÉFÉRENCES 245

ANNEXES 251

Liste des tableaux

Tableau 3.1 : Accélérogrammes artificiels originaux utilisés pour Montréal-C 30
Tableau 3.2 : Accélérogrammes historiques originaux utilisés pour Vancouver-C 30
Tableau 3.3 : Accélérogrammes artificiels originaux utilisés pour Vancouver-C 31
Tableau 3.4 : Accélérogrammes historiques originaux utilisés pour le site Vancouver-E 31
Tableau 3.5 : Accélérogrammes originaux utilisés pour le site Seattle-D 32
Tableau 3.6 : Caractéristiques des signaux calibrés utilisés pour le site Montréal-C 38
Tableau 3.7 : Caractéristiques des signaux historiques calibrés utilisés pour le site Vancouver-C 39
Tableau 3.8 : Caractéristiques des signaux artificiels calibrés utilisés pour le site Vancouver-C 40
Tableau 3.9 : Caractéristiques des signaux calibrés utilisés pour Vancouver-E 41
Tableau 3.10 : Caractéristiques des signaux (10%/50 ans) calibrés utilisés pour le site Seattle-D 42
Tableau 3.11 : Caractéristiques des signaux (2%/50 ans) calibrés utilisés pour le site Seattle-D 43
Tableau 4.1 : Nomenclature des conceptions du bâtiment réalisées 53
Tableau 4.2 : Résumé des efforts de conception pour chaque site 56
Tableau 4.3 : Coefficients d'élancement utilisés pour la conception des colonnes principales 67
Tableau 4.4 : Combinaisons de charges utilisées pour les analyses de flambement 69
Tableau 4.5 : Coefficient d'élancement des poteaux pour différents modes de flambement en plan 71

Tableau 4.6 : Coefficient d'élancement des poteaux pour différents modes de flambement en plan 78
Tableau 4.7 : Comparaison des charges reprises par les attaches des poutres de roulement 92
Tableau 4.8 : Comparaison de la réponse à chaque site sous des amortissements de 5% et de 3% 94
Tableau 4.9 : Dimensions des ancrages conçus pour chaque site 113
Tableau 4.10 : Paramètres de réponse des systèmes d'ancrage pour chaque site 121
Tableau 5.1 : Résultats d'analyse modale du bâtiment 177
Tableau 6.1 : Caractéristiques nominales des spécimens du programme d'essais 204
Tableau 6.2 : Propriétés de matériau mesurées pour les spécimens du projet 206
Tableau 6.3 : Évaluation de la capacité de déformation des diagonales par rapport au niveau de déformation anticipé pour un SRCL de type CC 232
Tableau 6.4 : Évaluation de la capacité de déformation des diagonales par rapport au niveau de déformation anticipé pour un SRCL de type MD 232

Liste des figures

Figure 3.1 : Spectres de conception pour chacun des sites considérés 33
Figure 3.2 : Spectres de réponse des signaux calibrés utilisés pour le site Montréal-C 38
Figure 3.3 : Spectres de réponse des signaux historiques calibrés utilisés pour le site Vancouver-C 39
Figure 3.4 : Spectres de réponse des signaux artificiels calibrés utilisés pour le site Vancouver-C.....40
Figure 3.5 : Spectres de réponse des signaux calibrés utilisés pour le site Vancouver-E 41
Figure 3.6 : Spectres des signaux de (10%/50 ans) calibrés utilisés pour le site Seattle-D 42
Figure 3.7 : Spectres des signaux de (2%/50 ans) calibrés utilisés pour le site Seattle-D 43
Figure 4.1 : Aluminerie Alouette de Sept-Îles durant la construction de sa seconde phase.....47
Figure 4.2 : Arrangement de colonnes typique des bâtiments avec ponts roulants 48
Figure 4.3 : Vue en perspective du bâtiment avec ponts roulants étudié.....51
Figure 4.4 : Schéma d'un cadre typique du bâtiment avec ponts roulants étudié.....51
Figure 4.5 : Système de pannes de toiture.....53
Figure 4.6 : Système de lisses 53
Figure 4.7 : Résumé des sections des différentes conceptions du cadre effectuées.....59
Figure 4.8 : Éléments dont le coefficient d'élancement est présenté dans le Tableau 4.3 68

Figure 4.9 : Forme de différents modes de flambement utilisés pour déterminer les coefficients d'élancement dans le plan du cadre 70
Figure 4.10 : Ratios d'utilisation dans le temps de portions de colonne du côté ouest du cadre Vancouver-C sous les séismes v12 et v18 78
Figure 4.11 : Comparaison des efforts de portions de colonnes du cadre Vancouver-C sous les séismes v12 et v18 par rapport aux courbes de résistance considérant l'interaction P-M. 80
Figure 4.12 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Montréal-C 82
Figure 4.13 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Vancouver-C 83
Figure 4.14 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Vancouver-E 83
Figure 4.15 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Seattle-D sous les séismes d'intensité DBE (10% en 50 ans)..... 84
Figure 4.16 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Seattle-D sous les séismes d'intensité MCE (2% en 50 ans) 86
Figure 4.17 : Comparaison des déplacements obtenus à chaque site par diverses méthodes d'analyse 88
Figure 4.18 : Comparaison des accélérations obtenues à chaque site par diverses méthodes d'analyse 89
Figure 4.19 : Comparaison des taux d'utilisation de colonnes en régime élastique obtenus à chaque site par diverses méthodes d'analyse..... 90
Figure 4.20 : Schéma du système d'ancrage étudié 99
Figure 4.21 : Comportement hystérétique du système d'ancrage proposé 100
Figure 4.22 : Modèle d'analyse utilisé..... 100
Figure 4.23 : Modèle du système d'ancrage isolé et historique de charge utilisé..... 102
Figure 4.24 : Détails des modèles du système d'ancrage isolé analysés 104
Figure 4.25 : Résultats des analyses des modèles du système d'ancrage isolé..... 105

Figure 4.26 : Structure simple utilisée pour valider l'utilisation du modèle d'ancrage 107
Figure 4.27 : Résultats des analyses des modèles du système d'ancrage dans une structure simple 109
Figure 4.28 : Déplacement au niveau des ponts roulants du bâtiment sans et avec ancrages 112
Figure 4.29 : Relation contrainte-déformation assignée aux membrures plastiques des ancrages 114
Figure 4.30 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Montréal-C avec ancrages ductiles 116
Figure 4.31 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Vancouver-C avec ancrages ductiles 116
Figure 4.32 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Vancouver-E avec ancrages ductiles 117
Figure 4.33 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Seattle-D avec ancrages ductiles sous les séismes d'intensité MCE (2% en 50 ans) 117
Figure 4.34 : Comparaison des déplacements obtenus à chaque site avec et sans systèmes d'ancrage ductile 119
Figure 4.35 : Comparaison des accélérations obtenues à chaque site avec et sans systèmes d'ancrage ductile 119
Figure 4.36 : Pendule simple utilisé dans le développement d'équations de base 124
Figure 4.37 : Modèle simplifié isolé de la charge de levage 126
Figure 4.38 : Modèle détaillé isolé de la charge de levage 128
Figure 4.39 : Schémas du bâtiment avec levages modélisés de façons simplifiée et détaillée 130
Figure 4.40 : Comparaison du déplacement au niveau des ponts roulants avec et sans levage 132
Figure 4.41 : Comparaison de l'accélération au niveau des ponts roulants avec et sans levage 133

Figure 4.42 : Comparaison des déplacements obtenus pour différentes longueurs de câble sous les enregistrements v12 et v14 134
Figure 4.43 : Comparaison des accélérations obtenues pour différentes longueurs de câble sous les enregistrements v12 et v14 134
Figure 4.44 : Comparaison des ratios d'utilisation d'éléments de colonnes au niveau de la résistance pondérée pour différentes longueurs de câble sous les enregistrements v12 et v14 135
Figure 4.45 : Facteurs d'amplification du déplacement au niveau des ponts roulants issus d'une analyse dans le domaine des fréquences avec et sans levage 136
Figure 4.46 : Facteurs d'amplification du déplacement issus d'équations d'un système simple à masses accordées avec et sans levage 137
Figure 4.47 : Schéma des modèles des spécimens RHS9 et RHS10 créés avec Perform 3D 142
Figure 4.48 : Comparaison des courbes d'hystérésis des spécimens RHS9 et RHS10 expérimentales et estimées par les logiciels Perform 3D et Opensees 143
Figure 4.49 : Schéma du modèle utilisé pour valider la modélisation de la rupture d'assemblage 145
Figure 4.50 : Schéma des modèles utilisés pour valider le comportement des membrures du cadre 146
Figure 4.51 : Résultats obtenus lors de la validation du comportement des membrures du cadre 146
Figure 4.52 : Éléments utilisés dans le modèle Perform 3D pour les poteaux enlacés du cadre 149
Figure 4.53 : Éléments utilisés dans le modèle Perform 3D pour les poteaux au-dessus du niveau des ponts roulants 150
Figure 4.54 : Relation contrainte-déformation du matériau des membrures et des assemblages 151

Figure 4.55 : Résultats du test de Castonguay et courbes force-déformation réelle et simplifiée des soudures seules 152
Figure 4.56 : Forme des patrons de chargement utilisés pour les analyses pushover 154
Figure 4.57 : Courbes pushover obtenues avec un patron de chargement triangulaire 156
Figure 4.58 : Courbes pushover obtenues avec un patron de chargement rectangulaire 156
Figure 4.59 : Chronologie des événements survenus lors des analyses pushover 157
Figure 5.1 : Complexe UGS de raffinage de scorie de titane à Sorel 166
Figure 5.2 : Centrale thermique La Cygne au Kansas 166
Figure 5.3 : Vue isométrique du bâtiment industriel lourd à l'étude 171
Figure 5.4 : Localisation des axes de poteaux 172
Figure 5.5 : Vues en perspective du modèle du bâtiment construit 175
Figure 5.6 : Déformée de la structure dans les modes fondamentaux est-ouest et nord-sud 178
Figure 5.7 : Disposition des niveaux étudiés 184
Figure 5.8 : Emplacement des contreventements étudiés 185
Figure 5.9 : Cisaillements à la base obtenus dans chaque direction selon les méthodes d'analyse 186
Figure 5.10 : Déplacements moyens N-S sous sollicitation N-S selon les méthodes d'analyse 187
Figure 5.11 : Efforts dans les cadres sous sollicitation N-S selon les méthodes d'analyse 187
Figure 5.12 : Déplacements moyens E-O sous sollicitation E-O selon les méthodes d'analyse 188
Figure 5.13 : Efforts dans les cadres sous sollicitation E-O selon les méthodes d'analyse 188

Figure 5.14 : Efforts dans les cadres selon la direction de la charge sismique appliquée 191
Figure 5.15 : Cisaillements à la base obtenus dans chaque direction sous le séisme E60301 en fonction de la masse participante selon le nombre de modes inclus 194
Figure 5.16 : Déplacements moyens E-O sous le séisme E60301 en E-O selon le nombre de modes 194
Figure 5.17 : Efforts dans les cadres sous le séisme E60301 en N-S selon le nombre de modes 195
Figure 6.1 : Configuration typique considérée pour le choix des spécimens 202
Figure 6.2 : Types de section et de mode de flambement considérés pour le choix des spécimens 203
Figure 6.3 : Schéma de la mâchoire inférieure servant à l'attache des spécimens à la presse 207
Figure 6.4 : Photo de la mâchoire inférieure 207
Figure 6.5 : Positionnement en plan des mâchoires dans la presse 208
Figure 6.6 : Positionnement des potentiomètres à cordes et des inclinomètres 209
Figure 6.7 : Positionnement typique des jauges d'extensométrie pour les spécimens RHS et W 210
Figure 6.8 : Correspondance entre les déplacements inter-étages et axiaux des spécimens 211
Figure 6.9 : Protocole de chargement symétrique 211
Figure 6.10 : Protocole de chargement asymétrique 212
Figure 6.11 : Photos des événements importants du test du spécimen RHS10 214
Figure 6.12 : Courbe d'hystérésis obtenue lors du test du spécimen RHS10 214
Figure 6.13 : Photos des événements importants du test du spécimen RHS12 216
Figure 6.14 : Courbe d'hystérésis obtenue lors du test du spécimen RHS12 216
Figure 6.15 : Photos des événements importants du test du spécimen RHS13 218
Figure 6.16 : Courbe d'hystérésis obtenue lors du test du spécimen RHS13 218

Figure 6.17 : Photos du spécimen RHS14 220
Figure 6.18 : Courbe d'hystérésis obtenue lors du test du spécimen RHS14 221
Figure 6.19 : Photos des événements importants du test du spécimen W1..... 223
Figure 6.20 : Courbe d'hystérésis obtenue lors du test du spécimen W1 224
Figure 6.21 : Photos des événements importants du test du spécimen W4..... 226
Figure 6.22 : Courbe d'hystérésis obtenue lors du test du spécimen W4 227
Figure 6.23 : Influence de l'élancement des parois des diagonales sur leur comportement..... 228

Liste des sigles et abréviations

A_g	Aire brute d'une section
AISC	American Institute of Steel Construction
AISE	Association of Iron and Steel Engineers
ASCE	American Society of Civil Engineering
ATC	Applied Technology Council
B	Largeur des semelles d'une section W
b/t, b_0/t	Ratio d'élancement des parois d'une section
b_0	Largeur d'une paroi utilisée pour le calcul de son élancement
C	Terme général désignant une charge de pont roulant
CBF	Système de contreventement à diagonales concentriques - Concentrically braced frame
CC	Système structural de catégorie construction conventionnelle (CNBC 2005, CSA S16-01)
C_D	Charge morte de pont roulant incluant le poids du pont, du chariot, du treuil et autres charges permanentes
C_e	Charge critique de flambement d'Euler
CHS	Profilé tubulaire circulaire, HSS circulaire
C_i	Charge d'impact de pont roulant
CISC	Canadian Institute of Steel Construction

C_L	Charge de levage de pont roulant
C_l	Charge latérale de pont roulant longitudinale à l'allée
CNBC	Code national du bâtiment du Canada
CQC	Méthode de combinaison des réponses modales quadratique complète - Complete quadratic method
C_r	Résistance en compression d'une pièce
C_s	Charge latérale de pont roulant transversale à l'allée
D	Largeur d'une paroi d'une section HSS carrée
	Profondeur de l'âme d'une section W
	Terme général désignant une charge morte
DBE	Séisme de conception - Design Base Earthquake
E	Module d'élasticité, module d'Young
	Terme général désignant une charge de séisme
F_a	Coefficient d'accélération d'un emplacement en fonction du type de sol (CNBC 2005)
FEMA	Federal Emergency Management Agency
F_t	Portion du cisaillement sismique à la base d'une structure concentrée au sommet pour tenir compte de l'effet des modes supérieurs (CNBC 2005)
F_u	Contrainte limite ultime de l'acier
F_v	Coefficient de vitesse d'un emplacement en fonction du type de sol (CNBC 2005)
F_y	Contrainte limite élastique de l'acier

$F_{y\ nominal}$	Contrainte limite élastique nominale de l'acier
H_i	Élévation d'un étage par rapport au sol
h_s	Hauteur d'un étage
I_E	Coefficient de risque parasismique d'une structure (CNBC 2005)
K	Coefficient de longueur effective
k	Paramètre de répartition des charges sismiques pour tenir compte de l'effet des modes supérieurs (ASCE 7-05)
	Terme général désignant une rigidité
KL	Longueur effective
KL/r	Élancement global d'une membrure
L	Terme général désignant une charge vive
	Terme général désignant une longueur
$L_{C\text{-}C}$	Distance théorique entre les points de rencontre des axes des diagonales et des poutres à chaque extrémité
LD	Système structural à ductilité limitée (CNBC 2005, CSA S16-01)
L_H	Distance théorique entre le centre des rotules plastiques se formant aux goussets des spécimens de diagonales de contreventement
L_{total}	Longueur totale des spécimens de diagonales de contreventement
LVDT	Potentiomètre à corde
m	Terme général désignant une masse
m_{CD}	Masse associée aux charges mortes de pont roulant
MCE	Séisme d'intensité maximale probable - Maximum credible earthquake

m_{CL}	Masse associée aux charges de levage de pont roulant
MD	Système structural à ductilité modérée (CNBC 2005, CSA S16-01)
M_r	Résistance aux moments de flexion d'une pièce
M-R	Scénario magnitude-distance
M_v	Facteur tenant compte de l'effet des modes supérieurs sur cisaillement sismique à la base d'une structure (CNBC 2005)
MX.X	Magnitude d'un séisme
n	Paramètre de calcul de la résistance à la compression d'une pièce en acier en fonction des contraintes résiduelles (CSA S16-01)
OCBF	Système de contreventement à diagonales concentriques ordinaire - Ordinary concentrically braced frame (ASCE 7-05, AISC 341-05)
P_{cr}	Charge critique de flambement
PEER	Pacific Earthquake Engineering Research Center
PGA	Accélération maximale au sol - Peek ground accélération
R	Coefficient de modification des charges sismiques (ASCE 7-05)
r	Rayon de giration d'une section
R_d	Coefficient de modification des charges sismiques liée à la ductilité (CNBC 2005)
RHS	Profilé tubulaire carré, HSS carré
R_o	Coefficient de modification des charges sismiques liée à la sur-résistance (CNBC 2005)
R_{sh}	Facteur appliqué à Fy pour estimer les contraintes après écrouissage

R_y	Facteur appliqué à Fy pour estimer la contrainte limite élastique réelle de l'acier
S	Terme général désignant une charge de neige
S(0.2)	Réponse spectrale à une période de 0.2 seconde (CNBC 2005)
S(1.0)	Réponse spectrale à une période de 1.0 seconde (CNBC 2005)
S(T)	Réponse spectrale à une période T (CBNC 2005)
S_1	Réponse spectrale à une période 1.0 seconde (ASCE 7-05)
SAC	Projet américain de recherche sur la conception sismique des charpentes d'acier
SCBF	Système de contreventement à diagonales concentriques spécial - Special concentrically braced frame (ASCE 7-05, AISC 341-05)
S_{D1}	Réponse spectrale de design à une période 1.0 seconde (ASCE 7-05)
S_{DS}	Réponse spectrale de design des courtes périodes (ASCE 7-05)
SPU	Spectre de péril uniforme
SRCL	Système de résistance aux charges latérales
SRSS	Méthode de combinaison des réponses modales par la racine carrée de la somme des carrés - Square root of the sum of the squares method
S_S	Réponse spectrale des courtes périodes (ASCE 7-05)
t	Épaisseur d'une paroi d'une section
T	Période de vibration d'une structure
$T_{empirique}$	Période de vibration d'une structure estimée par une équation empirique

t_g	Épaisseur d'un gousset
U_2	Facteur d'amplification pour tenir compte des effets de second ordre dus à l'action des charges gravitaires sur une structure déformée latéralement
V	Cisaillement sismique à la base d'une structure
V_d	Cisaillement sismique à la base d'une structure déterminé par une méthode d'analyse dynamique
V_s	Vitesse des ondes de cisaillement dans le sol
W	Poids sismique
	Profilé en I
	Terme général désignant une charge de vent
W_i	Poids sismique d'un étage
α	Paramètre de la méthode d'intégration numérique HHT-α
	Coefficient d'écrouissage cinématique
	Rapport entre le déplacement inter-étages associé à la déformation des diagonales et le déplacement inter-étages total ($\Delta_{B,f}/\Delta_f$)
β	Paramètre des méthodes d'intégration numérique Newmark-Beta et HHT-α
δ	Terme général désignant un déplacement ou une déflexion
δ/L_{hinge}	Déformation axiale des spécimens de diagonales de contreventement calculé par le rapport entre le déplacement axial et la distance théorique entre les rotules plastiques formées aux goussets
Δ/h_s	Déplacement inter-étages

$\Delta_{B,f}$	Déplacement inter-étages associé à la déformation des diagonales
$\Delta_{B,t}$	Déplacement inter-étages total associé à la déformation totale des diagonales
Δ_d	Déplacement d'une structure déterminé par une méthode d'analyse dynamique
Δ_e	Portion élastique du déplacement d'une structure subi d'un séisme
Δ_i	Portion inélastique du déplacement d'une structure lors d'un séisme
Δ_f	Déplacement inter-étages total
Δt	Pas de temps d'un enregistrement sismique
Δ_{total}	Déplacement total d'une structure lors d'un séisme
Δ_u	Déplacement ultime d'une soudure
Δ_y	Déplacement limite élastique d'une soudure
ε_L, ε_R, ε_u, ε_X	Déformations servant à décrire une loi de comportement d'un matériau dans le logiciel Perform 3D
ε_{max}	Déformations à la rupture
ε_u	Déformations à l'atteinte de la contrainte ultime
ϕ	Facteur de pondération de la résistance (CSA S16-01, AISC 360-01)
γ	Paramètre des méthodes d'intégration numérique Newmark-Beta et HHT-α
κ	Ratio entre le plus petit et le plus grand moment aux extrémités de la longueur non supportée d'une membrure (positif pour une courbure double et négatif pour une courbure simple)
λ	Coefficient d'élancement normalisé d'une membrure (CSA S16-01)

θ	Angle d'inclinaison d'une diagonale dans un cadre contreventé
	Angle d'orientation d'une soudure
σ	Écart-type
ξP	Amplitude des charges conceptuelles par rapport aux charges gravitaires

Liste des annexes

Annexe 1 : Coupe détaillée du bâtiment avec ponts roulants étudié.....252
Annexe 2 : Détails de conception du bâtiment avec ponts roulants étudié.....253
Annexe 3 : Étude de sensibilité du bâtiment Vancouver-E par rapport aux facteurs de calibration des accélérogrammes 275
Annexe 4 : Détails des spécimens des diagonales étudiés au Chapitre 6 et mesures effectuées (sur CD-ROM) 280
Annexe 5 : Résultats détaillés obtenus des essais de diagonales décrits au Chapitre 6 (sur CD-ROM) 290

Chapitre 1 :
Introduction

1.1 Caractéristiques générales des bâtiments industriels

Le secteur industriel occupe une place importante dans l'économie nord-américaine. Pour cette raison, les bâtiments industriels représentent une part tout aussi significative de l'industrie de la construction. Au Canada, entre les années 2004 et 2008, le secteur industriel a représenté 6.8% de la valeur totale des permis de bâtir (selon Statistique Canada). De façon générale, les structures industrielles sont faites d'acier. Ce matériau est préféré au béton puisqu'il permet une construction rapide et une plus grande versatilité pour permettre des modifications liées à l'évolution des procédés industriels. Le domaine industriel occupe donc une place importante dans l'industrie construction en acier.

Comme discuté par Rolfes et MacCrimmon (2007) et Daali (2004), les bâtiments industriels ont plusieurs caractéristiques qui les distinguent des autres structures. Puisque ces derniers ont pour rôle de supporter des procédés de transformation spécifiques, leur géométrie est directement choisie en fonction de leur utilisation. C'est pourquoi ces bâtiments diffèrent grandement les uns des autres, selon leur secteur d'activité. Parmi les différents types de structures industrielles existantes, les bâtiments en halls surplombés de ponts roulants tels que les aciéries et les alumineries, les bâtiments retrouvés dans l'industrie pétrochimique (souvent ouverts et élancés), les bâtiments en hauteur supportant des procédés de transformation verticaux comme le raffinage de métaux, les papeteries et les centrales thermiques peuvent être cités.

La conception des édifices industriels est fortement influencée par la vocation qui leur est dédiée. La disposition des étages et l'emplacement des éléments structuraux de ces bâtiments sont choisis pour accommoder les procédés et les équipements mécaniques qui y sont rattachés. Pour cette raison, il est commun de ne pas avoir d'étage clairement défini, mais plutôt de grands espaces ouverts et/ou un ensemble de planchers et de passerelles servant uniquement au support des équipements et à leur entretien. Il est également fréquent que le positionnement des éléments de résistance aux charges latérales ne soit pas optimal à cause des contraintes mécaniques et logistiques.

Un autre élément caractérisant les bâtiments industriels est le fait qu'ils soient souvent soumis à d'importantes charges provenant d'équipements (ex. : ponts roulants, réservoirs, véhicules). Celles-ci gouvernent dans bien des cas la conception structurale. Les bâtiments industriels lourds abritent régulièrement des éléments présentant un danger pour la sécurité des occupants. À titre d'exemple, certaines substances toxiques, des métaux en fusion ou des équipements eux-mêmes peuvent être mentionnés. Pour cette raison, l'accès aux usines est généralement limité aux travailleurs. Cela a également une influence sur les surcharges d'occupation pouvant être considérées pour la conception.

En fonction des fluctuations des prix des produits qu'elles transforment (métaux, bois, carburants, etc.) et de l'évolution des procédés qu'elles emploient, les usines sont sujettes à être agrandies et modernisées fréquemment. Leur structure est donc souvent construite en plusieurs phases et modifiée au fil du temps. Puisque certains types d'industrie ne permettent pas d'interrompre la production, toutes les modifications doivent prendre en compte cette contrainte. La production en continu a également un impact sur le niveau de sécurité structurale que peuvent exiger les propriétaires d'usines.

Toutes les caractéristiques et particularités présentées ci-dessus font des bâtiments industriels des structures très différentes des autres types d'édifices. Ces différences se reflètent à la fois au niveau de la conception structurale et des techniques de construction employées. Contrairement aux secteurs commercial, résidentiel et institutionnel où la conception est presque exclusivement axée vers l'économie de matériaux, l'ingénierie des structures industrielles est faite en mettant l'emphase sur l'utilisation prévue des équipements et sur la versatilité des charpentes. Cela mène donc à avoir des structures qui ne sont pas nécessairement les plus économiques, mais qui répondent davantage à des critères pratiques.

Les bâtiments industriels sont conçus en utilisant les mêmes normes que pour les autres types de structures. Au Canada, le Code national du bâtiment (CNBC) et la Norme canadienne d'acier (CSA S16) régissent respectivement le calcul des charges et le dimensionnement des charpentes d'acier. Les normes « Minimum Design Loads For Buildings And Other Structures » (ASCE-7) et « Specification for Structural Steel Buildings » (AISC 360) sont leurs équivalents américains.

Même si les normes utilisées pour le design des bâtiments industriels ont principalement été développées pour les bâtiments commerciaux, résidentiels et institutionnels, la conception de ces structures pour reprendre les charges statiques est généralement aisément réalisée. En effet, en ce qui a trait aux charges gravitaires (poids propre, équipement, occupation et neige) et aux charges de vent (idéalisées de façon statique), les bâtiments industriels diffèrent peu des structures plus simples. Il est donc possible d'appliquer les normes en vigueur sans trop avoir à les adapter. Dans la majorité des cas, les ingénieurs sont en mesure d'effectuer correctement l'analyse et le dimensionnement des structures industrielles en se référant à une documentation assez vaste composée de guides de conception généraux publiés par différentes organisations (voir section 2.1.2). Finalement, puisque la conception des bâtiments industriels est généralement confiée à des bureaux d'études spécialisés dans le secteur, le savoir-faire

de ces entreprises développé au fil des ans par l'observation du comportement en service de ces structures contribue grandement à faciliter leur design.

1.2 Problématique sismique des bâtiments industriels

Tout comme pour les charges dites statiques, la conception parasismique des structures industrielles est réalisée en se servant des mêmes normes que pour les autres types de bâtiments. Au Canada, les charges sismiques sont déterminées par le CNBC alors que le dimensionnement est régi par la norme CSA S16. Dans cette dernière norme, l'article 27 décrit en détail les exigences appliquées pour la conception des éléments de structure pour résister aux charges sismiques. Aux États-Unis, la norme ASCE-7 permet de calculer les charges de séisme et la norme AISC 360 gère le calcul de la charpente d'acier. Les exigences appliquées au design sismique particulier de la structure sont présentées séparément de ce dernier document dans la norme « Seismic Provisions for Structural Steel Building » (AISC 341).

<u>Problèmes liés à l'analyse sismique des structures industrielles</u>

Bien qu'il soit relativement facile d'utiliser les différents codes pour effectuer la conception des bâtiments industriels afin de reprendre les charges gravitaires et de vent, il en est tout autre pour leur dimensionnement sismique. Tel que spécifié par Daali (2004), le fait que les pratiques de conception sismiques aient été développées pour des édifices plus standards complique leur application aux charpentes industrielles dont les caractéristiques dynamiques peuvent grandement être influencées par la présence de grandes masses concentrées, par un patron de contreventement irrégulier, par l'absence d'étage clairement défini et par la géométrie irrégulière de la structure. Les moyens de protection d'équipements pouvant représenter un danger associés à des substances toxiques, à haute température ou à haute pression sont également difficilement évaluables d'après les normes en vigueur.

Puisque les normes sismiques ne sont pas toujours directement utilisables pour les bâtiments industriels, l'ingénieur se retrouve régulièrement dans la situation où il n'a pas d'indication claire quant à la démarche de conception à suivre (Daali, 2004). Étant donné que les séismes représentent un chargement dynamique et que ces structures sont généralement irrégulières, il peut être difficile de pallier ce vide normatif par un jugement intuitif. Pour cette raison, chaque concepteur y va de sa propre interprétation des exigences sismiques. Les projets étant réalisés avec des contraintes de temps serrées, il est rarement possible d'effectuer des analyses poussées afin de vérifier si les hypothèses posées lors de la conception sont justes. Dans certains cas, cette situation peut engendrer des conceptions inadéquates face aux chargements sismiques (trop ou pas assez sécuritaires).

Pour les bâtiments industriels où les normes sismiques sont plus aisément applicables, la situation n'est guère mieux. Dans bien des cas, les ingénieurs n'ont pas les connaissances requises pour être en mesure d'appliquer correctement certaines exigences des normes. Comme exemple, Rolfes et MacCrimmon (2007) citent l'analyse dynamique qui peut être requise pour la conception sismique de structures irrégulières. Bien qu'il soit facile et rapide d'obtenir un dimensionnement à partir d'une telle analyse à l'aide des logiciels de conception utilisés en pratique, cela peut mener à des résultats inadéquats à divers degrés. En effet, le concepteur structural doit savoir que plusieurs de ces programmes ne calibrent pas le chargement sismique selon les exigences des codes, n'effectuent pas de conception par capacité et ne tiennent pas nécessairement compte des différentes non-linéarités de la structure.

Problèmes liés au choix des systèmes de résistance aux charges latérales

De façon traditionnelle, les bâtiments industriels sont conçus en considérant qu'ils ont des systèmes de résistance aux charges latérales (SRCL) peu ductiles aussi appelés de construction conventionnelle (type CC). Cette catégorie de système est associée à un coefficient de modification des forces sismiques lié à la ductilité de 1.5 selon le CNBC

2005 (facteur R_d) et de 3.0 selon la norme ASCE 7-05 (facteur R). Bien que l'utilisation de SRCL à faible ductilité ne permette pas une grande réduction des charges sismiques, la conception de telles structures est beaucoup plus directe puisqu'aucune conception par capacité ou détail sismique particulier n'est requis. Dans ces systèmes, aucun élément n'est désigné spécifiquement pour subir des déformations plastiques lors d'un séisme de conception. Il est plutôt présumé que la plastification demeurera limitée et sera répartie assez uniformément dans la structure.

Puisque ces hypothèses sont généralement moins valides lors de séismes de forte intensité et pour des bâtiments de grande hauteur, le CNBC 2005 et la norme ASCE 7-05 restreignent l'utilisation des systèmes de type CC. Ces limites sont imposées en fonction de la hauteur des structures et du risque sismique associé au site. Ainsi, dans de nombreux cas, l'emploi de systèmes plus ductiles est obligatoire. Dans ce type de SRCL, certains éléments sont choisis pour se déformer plastiquement et une conception par capacité est requise afin de protéger les autres éléments.

Pour plusieurs structures industrielles, l'utilisation de systèmes ductiles est peu souhaitable pour des raisons économiques, sécuritaires et pratiques. En effet, un comportement essentiellement élastique est préféré puisque des déformations excessives subites lors d'un tremblement de terre peuvent compromettre la production industrielle ce que les propriétaires de telles installations veulent absolument éviter. De trop grandes déformations peuvent également représenter un danger pour la sécurité des occupants du bâtiment en provoquant la chute d'équipements ou le déversement de matières dangereuses. Finalement, puisque les structures des bâtiments industriels sont fréquemment modifiées, il peut être ardu d'assurer un comportement ductile adéquat par une conception par capacité. Pour toutes ces raisons, pour les bâtiments industriels, il est souvent difficile, voire impossible, de respecter les restrictions des codes de bâtiments portant sur l'emploi de SRCL peu ductiles lorsque celles-ci sont applicables. Il est donc alors difficile pour le concepteur de ces bâtiments de respecter ces normes.

Besoin d'une évolution des normes de conception

Puisqu'il est reconnu que les bâtiments industriels ont des caractéristiques rendant leur analyse sismique complexe, que les normes actuellement en vigueur sont parfois difficilement applicables pour faire leur conception et que les critères de performance de telles structures peuvent différer de ceux des autres types de bâtiments, divers groupes nord-américains impliqués dans le secteur industriel (CISC, AISC, ASCE) s'entendent pour dire qu'il est nécessaire d'inclure des éléments qui leur sont spécifiques dans les codes suivis pour leur design. Comme discuté par Daali (2004), cette adaptation des normes doit permettre de déterminer un niveau de charges sismiques adéquat en fonction de différents critères de performance en plus de proposer des méthodes d'analyse aisément utilisables. Sans nécessairement chercher à obtenir un comportement sismique optimum, les modifications souhaitées doivent refléter les pratiques courantes de conception. Comme mentionné par Rolfes et MacCrimmon (2007), il est également nécessaire de réviser les valeurs des facteurs de réduction des charges sismiques liés à la ductilité (facteurs R) qui sont utilisées pour les bâtiments industriels et de déterminer des limites de hauteur qui leur sont appropriées.

Pour atteindre ces objectifs, il est primordial de bien connaître le comportement sous sollicitation sismique des bâtiments industriels. Le nombre de recherches effectuées portant sur ce sujet est malheureusement limité. Cette situation plutôt inéquitable, compte tenu de l'importance du secteur industriel, se doit d'être renversée afin d'assurer la sécurité des installations industrielles et de leur environnement limitrophe. De nombreuses recherches sont ainsi requises pour fournir aux ingénieurs en structures des outils d'analyse et de conception mieux adaptés à ces bâtiments. Il est nécessaire d'évaluer, entre autres, quels sont les impacts des différentes caractéristiques de ces structures sur leur demande sismique. En plus de comparer diverses méthodes d'analyse et de générer des solutions applicables pour amoindrir les effets de ces irrégularités, cela doit permettre de déterminer un niveau de charges sismiques adéquat

pour la conception de ces charpentes. Il est également requis d'effectuer des essais expérimentaux sur des assemblages et sur des configurations d'éléments structuraux couramment employés dans le domaine industriel afin de déterminer leur capacité de déformation et d'arriver au développement des détails assurant leur bonne performance lors d'un séisme d'importance.

1.3 Objectifs généraux et méthodologie de la recherche

La recherche dont traite ce mémoire a pour objectif de vérifier si les exigences des codes de conception actuels permettent d'assurer aux bâtiments industriels un comportement sismique adéquat. Il s'agit d'un projet exploratoire visant à mieux identifier la problématique sismique de ce type de structure et à cibler les sujets qui devront être investigués plus en détail ultérieurement. Les résultats de ce projet serviront également à formuler des recommandations par rapport à l'analyse et à la conception des bâtiments industriels. Ce projet comprend différentes études analytiques et des tests expérimentaux.

Le volet analytique de la recherche est effectué sur deux bâtiments industriels choisis afin de représenter un nombre significatif de structures réelles et conçus comme des constructions conventionnelles selon les pratiques courantes. Le premier bâtiment, traité au Chapitre 4, est une structure en hall soutenant des ponts roulants. Le second, traité au Chapitre 5, est un bâtiment d'industrie lourde à procédé vertical caractérisé comme étant fortement irrégulier. Les diverses analyses réalisées sur ces structures visent d'abord à valider les méthodes d'analyse sismique proposées par les codes de conception et à vérifier si ces derniers permettent d'obtenir des dimensionnements adéquats pour résister aux charges de tremblement de terre. Les études sur le bâtiment avec ponts roulants ont également comme objectifs de déterminer la répartition de la demande inélastique survenant dans ces structures lors d'évènements sismiques, de déterminer leur risque de rupture et d'évaluer de quelle façon leur réponse sous séisme

est influencée par leurs caractéristiques. Ces dernières études doivent également servir à évaluer certains dispositifs pouvant être utilisés en vue de réduire les charges sismiques induites dans ces bâtiments, à déterminer l'effet des charges de levage lors d'un séisme et à valider de nouvelles exigences pour la prochaine édition de la norme CSA S16 relativement aux bâtiments de catégorie construction conventionnelle.

Le volet expérimental du projet vise à obtenir des données sur le comportement inélastique cyclique de diagonales de contreventement de grandes dimensions qui ne satisfont pas les critères d'élancement de parois pour être employées dans des détails sismiques à contreventement concentrique (CBF). Ce type de membrures est uniquement utilisable dans les bâtiments de type CC et est typiquement rencontré dans les structures industrielles pour lesquelles les charges de séisme sont souvent considérables. Les tests réalisés doivent permettre de déterminer la capacité de déformations inélastiques de telles pièces et d'évaluer l'impact de l'élancement de leurs parois sur leur comportement cyclique. Ces essais expérimentaux doivent également servir à vérifier si l'utilisation de telles diagonales dans les bâtiments de construction conventionnelle selon les exigences des normes actuelles est sécuritaire.

En plus de faire partie d'un effort de recherche visant au développement de normes de conception sismiques particulières aux bâtiments industriels, les travaux analytiques décrits dans ce mémoire s'inscrivent dans un projet plus global ayant comme objectif d'améliorer les connaissances sur le comportement sismique des structures de construction conventionnelle. Le volet expérimental de ce projet fait quant à lui partie d'un projet plus large visant à l'obtention de données sur le comportement cyclique de diagonales de contreventement de grandes dimensions de différents types.

1.4 Organisation du mémoire

Le premier chapitre du mémoire présente les caractéristiques générales des bâtiments industriels. La problématique sismique de ces derniers est exposée. Les objectifs

généraux de la recherche décrite dans ce mémoire ainsi que la méthodologie suivie sont finalement présentés.

Le Chapitre 2 présente une revue de la documentation portant sur les bâtiments industriels. Dans un premier temps, les normes utilisées pour la conception des structures industrielles sont présentées. Différents documents publiés afin de guider le design de ces charpentes sont ensuite résumés. Finalement, diverses recherches portant sur l'étude du comportement sismique des bâtiments industriels et sur l'observation de leur performance lors de séismes passés sont résumées.

Le troisième chapitre de ce mémoire traite du choix des accélérogrammes utilisés pour réaliser les différentes analyses des deux bâtiments étudiés aux sites considérés. Cette section présente d'abord les paramètres de sélection des enregistrements. Les méthodes de calibration de ceux-ci pour les rendre compatibles aux caractéristiques sismiques des divers sites sont ensuite discutées. Le détail des accélérogrammes choisis et des facteurs d'échelle utilisés est finalement présenté.

Le Chapitre 4 relate les études analytiques réalisées sur un bâtiment typique supportant des ponts roulants. Dans un premier temps, les caractéristiques de ce type de structure ainsi que les objectifs généraux de leur analyse sont discutés. Une description du bâtiment sélectionné pour l'étude et une présentation des conceptions effectuées pour les analyses, incluant les détails sommaires des critères suivis à cet effet, sont réalisées. La présentation des objectifs spécifiques des différentes analyses accomplies, des détails pertinents, des validations requises, des résultats obtenus et des conclusions tirées est par la suite effectuée. Une discussion portant sur l'ensemble des analyses faites sur ce premier bâtiment est présentée en dernier lieu.

Le Chapitre 5 traite de l'étude analytique d'un bâtiment industriel lourd. Comme pour le premier bâtiment abordé, les caractéristiques de ce type de structure et les objectifs de son étude sont abordés. Une description du bâtiment choisi et du modèle utilisé

pour les analyses réalisées est faite. La synthétisation des résultats obtenus et une discussion sur ceux-ci sont ensuite présentées

Le sixième chapitre relate le volet expérimental de ce projet portant sur des essais cycliques sur des diagonales de contreventement de grandes dimensions à parois minces en acier. Une description du programme expérimental, des objectifs et des spécimens testés est présentée. Les résultats obtenus des tests sont par la suite présentés et relativisés en vue de tirer des conclusions sur l'utilisation de telles membrures de contreventement pour résister aux charges sismiques.

Les conclusions générales de l'ensemble de la recherche effectuée sont présentées au Chapitre 7. Ces dernières sont accompagnées de certaines recommandations portant sur l'analyse et la conception de bâtiments industriels en acier. Certaines suggestions pour des travaux ultérieurs sont également discutées. Les références des documents ayant servi pour la recherche sont finalement présentées au Chapitre 8.

Le présent document comprend également cinq annexes. La première présente une coupe détaillée du bâtiment supportant des ponts roulants étudié au Chapitre 4. L'Annexe 2 traite de façon plus détaillée de certains aspects relatifs aux conceptions réalisées de ce même bâtiment. L'Annexe 3 résume une étude de la sensibilité de cette structure par rapport aux facteurs de calibration calculés pour certains des accélérogrammes sélectionnés. L'Annexe 4 présente les détails géométriques des spécimens de diagonale de contreventement dont les tests sont relatés au Chapitre 6 ainsi que les mesures prélevées sur ceux-ci. L'Annexe 5 contient les résultats détaillés obtenus de ces essais expérimentaux.

Chapitre 2 :
Revue de la littérature

Le chapitre qui suit présente un survol de la documentation ayant servi aux fins de la recherche relatée dans ce mémoire. Cette revue a pour objectifs de présenter les normes et les pratiques courantes utilisées pour effectuer la conception des bâtiments industriels, en plus de mettre en contexte le présent travail par rapport à d'autres recherches effectuées sur des sujets connexes.

Dans un premier temps, les règles généralement suivies lors du design sismique des structures industrielles sont décrites en présentant certaines exigences des codes de bâtiment et des normes de construction en acier aussi bien du côté canadien qu'américain. Le contenu de différents guides de conception servant de référence lors de projets industriels est également décrit. Différentes publications portant sur le comportement sismique des bâtiments industriels sont ensuite présentées. Ces dernières comprennent des travaux de recherche effectués sur le sujet ainsi que des observations de la performance de bâtiments industriels lors d'événements sismiques passés.

2.1 Normes et guides de conception des bâtiments industriels

2.1.1 Normes suivies pour la conception des bâtiments industriels

La conception sismique des bâtiments industriels est généralement effectuée en présumant qu'ils sont des structures de catégorie construction conventionnelle pour lesquelles aucun détail particulier n'est requis afin de privilégier un mode de

dissipation d'énergie prédéfini. La section suivante présente les exigences relatives aux constructions de ce type de même que certaines provisions portant sur l'analyse sismique ayant un impact sur le dimensionnement des structures industrielles. Les normes canadiennes et américaines sont toutes deux abordées.

Normes canadiennes

Le design des structures industrielles est généralement effectué en respectant les mêmes normes que pour les autres types de bâtiments. Au Canada, le CNBC 2005 et la norme CSA S16-01 servent respectivement à déterminer les charges de conception et à régir le dimensionnement des charpentes d'acier. Selon ces codes, les structures de catégorie construction conventionnelle sont associées à un coefficient de modification des forces sismiques lié à la ductilité R_d de 1.5 (associé à un facteur R_o de 1.3).

Par rapport aux versions précédentes du CNBC, l'édition 2005 présente de nombreuses modifications dans la partie sismique. Parmi les changements apportés, le fait que le calcul des charges de séisme est maintenant effectué à partir de spectres propres à chaque emplacement, que la récurrence des séismes de conception est passée à 2% en 50 ans, que l'analyse dynamique est devenue la méthode par défaut pour prédire la réponse des bâtiments et qu'une catégorisation des irrégularités structurales est réalisée afin de déterminer les méthodes d'analyse employables et les efforts sismiques de dimensionnement peuvent être cités. De nouvelles restrictions relativement aux types de SRCL pouvant être utilisés sont également appliquées en fonction de la hauteur des bâtiments et du risque sismique de l'emplacement. Ainsi, dans les régions de sismicité moyenne ou élevée, où $I_E F_a S(0.2) \geq 0.35$, l'utilisation de systèmes de type CC est limitée aux structures de moins de 15 mètres de hauteur. Cette dernière exigence ne s'applique toutefois pas aux bâtiments industriels d'un seul étage comme ceux qui supportent des ponts roulants.

Les bâtiments industriels sont probablement les plus affectés par toutes ces modifications. En effet, selon le CNBC 2005, ces derniers doivent être conçus par

analyse dynamique dans bien des cas, étant donné qu'ils présentent souvent des irrégularités structurales. Le choix du type de SRCL est également influencé dans plusieurs situations puisque ces bâtiments dépassent fréquemment les 15 mètres, car ils ont des étages de grande hauteur. Il est néanmoins parfois difficile de répondre à cette exigence pour toutes les raisons énumérées à la section 1.1.

L'article 27.10 de la norme CSA S16-01 et du supplément CSA S16S1-05 régit le design des systèmes de type CC. Celui-ci n'exige pas de calcul par capacité, portant uniquement une attention particulière aux assemblages des membrures des SRCL et aux diaphragmes. Dans les zones plus actives sismiquement ($I_E F_a S(0.2) > 0.45$), ces éléments doivent être conçus pour avoir un mode de rupture ductile ou pour résister à des charges sismiques amplifiées par 1.5 (R_d) sans avoir à dépasser 1.1 (R_y) fois la capacité des membrures qui leur sont jointes. Puisque cette norme ne spécifie pas clairement ce qu'est un assemblage ductile, plusieurs concepteurs sont tentés de considérer que leurs connexions répondent à ce critère pour pouvoir utiliser des efforts plus petits. Le gain obtenu en réduisant la force sismique totale de conception par R_d pour tenir compte de la ductilité de la structure est donc en quelque sorte gratuit.

Dans le cas où l'utilisation de SRCL concentriques de catégorie CC est proscrite, des systèmes de ductilité moyenne (MD) ou de ductilité restreinte (LD) peuvent être employés comme alternatives. Les articles 27.5 et 27.6 de la norme canadienne d'acier décrivent les exigences pour ces systèmes. Ces dernières imposent notamment des limites sur l'élancement des parois des diagonales de contreventement afin d'assurer leur bon comportement cyclique. Ces clauses traitent également de la conception des autres éléments (poteaux, poutres, assemblages et diaphragme), ceux-ci devant être conçus pour la capacité maximale probable des diagonales pour demeurer élastiques.

Normes américaines

Du côté américain, les charpentes industrielles sont également dimensionnées avec les mêmes normes que pour les autres types de bâtiments. La norme ASCE 7-05 sert à

déterminer les charges auxquelles les structures doivent résister et la norme AISC 360-05 est utilisée pour calculer leur résistance. La norme AISC 341-05 décrit quant à elle les exigences particulières aux SRCL spécifiquement détaillés pour résister aux charges sismiques. Selon ces codes, les structures de catégorie construction conventionnelle, qui ne sont pas spécialement conçues pour résister aux charges sismiques, sont associées à un coefficient de modification des forces sismiques lié à la ductilité R de 3.0.

La norme ASCE 7-05 dirige la conception sismique en séparant les structures en 6 différentes catégories de design en fonction des caractéristiques du site et du type d'occupation. Comme le CNBC 2005, différentes irrégularités structurales sont également énumérées. Le choix de la méthode d'analyse utilisée pour estimer la réponse sous séisme des bâtiments est régulé en fonction de la catégorie de design sismique, des caractéristiques de la structure et de ses irrégularités. La sélection du type de SRCL est quant à elle régie par la catégorie de design sismique. Comme au Canada, l'utilisation de systèmes peu ductiles (R = 3.0) est restreinte dans certains cas. En effet, ce type SRCL est interdit pour les catégories de design sismique D, E et F. Pour le cas de bâtiments industriels, de catégorie d'occupation normale (cat. II), cela correspond aux situations où $S_{DS} \geq 0.5$, $S_{D1} \geq 0.2$ ou $S_1 \geq 0.75$. Une particularité du dimensionnement sismique de cette norme par rapport au CNBC 2005 est qu'elle est basée sur une récurrence de 10% en 50 ans. De plus, l'effet des accélérations verticales est pris en compte par la norme ASCE 7-05 à travers les facteurs de pondération affectés aux charges gravitaires dans les combinaisons sismiques. Finalement, les charges de séismes peuvent être majorées pour les cas de structures peu redondantes.

Tout comme au Canada, la conception de SRCL de construction conventionnelle est peu restrictive. En fait, ces systèmes sont conçus pour respecter les exigences de la norme AISC 360-05 sans particularité supplémentaire. Pour le cas où les systèmes non spécifiquement conçus pour résister aux charges sismiques sont interdits, le concepteur doit utiliser un SRCL présentant certains détails particuliers. Les contreventements

concentriques spéciaux (SCBF) et ordinaires (OSBF) peuvent être employés à cet effet. Les exigences liées à ces SRCL sont données par la norme AISC 341-05. Ces dernières demandent un calcul par capacité et sont semblables à celles de la norme CSA S16-01.

2.1.2 Guides de conception particuliers utilisés pour la conception des bâtiments industriels

Puisque certains aspects de la conception des bâtiments industriels ne sont pas couverts en détail par les principales normes présentées à la section précédente, différents guides de design sont utilisés de façon complémentaire. Ces guides sont publiés par des groupes liés à la construction en acier et ont l'avantage de proposer des méthodes de conception et d'analyse plus spécifiques aux structures industrielles.

Le premier guide de conception de bâtiments industriels est le « Guide for the Design and Construction of Mill Buildings (AISE Technical Report No. 13) » (AISE 2003). Ce document fournit aux ingénieurs, entrepreneurs et propriétaires œuvrant dans le secteur industriel une approche de conception et de construction des bâtiments avec ponts roulants permettant d'assurer leur bon comportement en service. Il permet également de déterminer les différentes charges associées à ces équipements ainsi que les combinaisons de ces charges avec les autres types de sollicitations soumises aux bâtiments. Il est à noter que ces dernières sont toutefois élaborées d'après l'approche de conception des contraintes admissibles. Ce guide propose des critères de conception pour les charpentes de ces bâtiments ainsi que pour les voies de roulement des ponts roulants. Finalement, ce document traite de certains aspects géotechniques des bâtiments en hall et contient des tables de coefficients de longueur effective pour l'analyse de leurs poteaux.

Le second guide de structures industrielles est le « AISC Steel Design Guide 7 : Industrial Buildings, Roofs to Anchor Rods » (Fisher, 2004). Bien qu'il soit semblable

au document précédent, notamment par rapport aux sollicitations de ponts roulants, aux combinaisons de charges, aux critères de déformations et aux aspects de conception, ce guide contient plusieurs informations complémentaires. En effet, il présente certaines généralités des bâtiments industriels qui rendent leur conception particulière aux autres types de structures. Ce guide propose également des détails typiques de connexion, de toiture et de revêtement extérieur pour les bâtiments industriels en plus de décrire en détail les étapes de conception de leurs boulons d'ancrage. Finalement, ce document présente des exemples de conception de voies de roulement et de poteaux de bâtiments avec ponts roulants.

Le dernier guide de conception présenté est le « Guide for the Design of Crane-Supporting Steel Structures » (MacCrimmon, 2004) qui est publié par le CISC. Bien qu'il contienne des informations semblables aux deux premiers documents, en particulier sur les charges de pont roulant, sur les combinaisons de charges et sur la conception structurale, ce guide a l'avantage d'être fondé sur les normes canadiennes et d'être fondé sur le concept des états limites. Ce document aborde également de manière détaillée la conception pour la fatigue et propose une liste de vérification pouvant être utilisée lors du design de bâtiments supportant des équipements de levage. Il présente aussi une approche pour améliorer le comportement en service de structures existantes, en plus de discuter de certains des détails des voies de roulement (assemblages, raidisseurs, stoppeurs et contreventements des semelles). Ce guide présente finalement deux exemples de conception de poutre de voie de roulement. À noter qu'une ébauche de la seconde édition de cet ouvrage est parue en 2008.

2.2 Documentation sur le comportement sismique des bâtiments industriels

L'effort de recherche effectué en génie sismique a débuté dans les années 1960 et s'est accu durant les années 1990 suite aux séismes de Northridge en Californie (1994) et de Kobe au Japon (1995) qui ont mis en lumière certaines lacunes des codes de bâtiments de l'époque. L'évolution accélérée des outils d'analyse a également fortement contribué à l'augmentation du nombre de recherches dans ce domaine. Puisque le but principal du génie sismique est de protéger la sécurité des individus, les différents travaux de cette discipline se sont principalement concentrés sur les bâtiments résidentiels, institutionnels et commerciaux qui sont généralement les plus occupés. Même si les charpentes industrielles occupent une place importante dans l'industrie de la construction en acier et que la réponse sismique de ces derniers est bien moins prévisible à cause de leur grande complexité, la documentation disponible sur leur comportement sismique est peu exhaustive et en grande partie composée d'observations de la performance de structures industrielles lors de tremblements de terre historiques.

2.2.1 Travaux de recherche

Comme il a été mentionné précédemment, le nombre de recherches effectuées sur l'étude du comportement sismique de bâtiments industriels est plutôt limité. La plupart des travaux sur ce sujet sont réalisés dans le cadre de projets particuliers et ne sont pas nécessairement relatés dans la littérature. Puisque les bâtiments industriels ont des caractéristiques très variées, les recherches publiées traitent, dans la plupart des cas, de problématiques particulières et ne permettent pas d'obtenir des conclusions généralisables pouvant servir à combler toutes les lacunes des normes de conception

pour ces structures. Cette section présente certaines recherches antérieures sur le sujet qui sont pertinentes dans le cadre de ce projet.

Afin d'évaluer la réponse sismique de générateurs de vapeur en Nouvelle-Zélande, Duchison et Spurr (1986) ont réalisé des analyses temporelles non linéaires sur des modèles de deux de ces structures. Cette étude visait entre autres à évaluer l'effet des concentrations de masse et l'utilisation de diagonales de contreventement avec système de dissipation d'énergie. Les résultats de ces analyses ont montré une demande en déformations inélastiques concentrée dans certaines membrures, particulièrement pour les cas avec masse et rigidité non uniformément distribuées, en plus de démontrer l'inexactitude de la méthode statique équivalente pour estimer la réponse sismique de ces bâtiments irréguliers.

Takanasi et al. (1987) ont réalisé des tests sur table vibrante d'un modèle réduit à l'échelle 1/15 d'un bâtiment industriel du domaine pétrochimique. La structure étudiée était caractérisée par des irrégularités structurales causées par des étages de hauteur variable, par différentes portées de poutre et par une distribution inégale de la masse. Cette étude, effectuée dans les domaines élastique et inélastique, avait pour but de valider les réponses sismiques estimées par les méthodes d'analyse spectrale et temporelle en plus de vérifier l'applicabilité de la méthode statique équivalente. Les résultats obtenus ont montré une excellente évaluation de la réponse par analyse temporelle dans le domaine linéaire et une estimation acceptable de la réponse inélastique. Il a également été déterminé que l'analyse spectrale estime bien la réponse maximale et que la méthode statique peut s'avérer appropriée, lorsqu'un mode de vibration est dominant, pour déterminer le mode de défaillance le plus susceptible de survenir.

Hsu et Jean (2003) ont étudié la performance sismique de supports d'équipements pétrochimiques. Cette recherche avait pour but d'évaluer l'effet des jambes de force (knee brace) sur la rigidité, la résistance et la ductilité de cadres à nœuds rigides, en

plus de valider leur utilisation dans des détails sismiques. Les analyses réalisées ont démontré que ce type de connexions augmente significativement la ductilité de ces structures tout en réduisant le risque de rupture brutale de leurs assemblages.

Tremblay et Poncet (2005) présentent une étude de la réponse sismique de bâtiments avec contreventements concentriques avec une distribution verticale irrégulière de la masse. Bien que cette étude ne porte pas spécifiquement sur les charpentes industrielles, les conclusions tirées sont tout de même pertinentes pour ce domaine, car ce type d'irrégularité y est fréquemment rencontré. Cette recherche a montré que la réponse sismique de bâtiments avec une irrégularité de la distribution verticale de masse peut être sous-estimée dans les étages supérieurs par la méthode d'analyse statique équivalente. Il est néanmoins ressorti que de faire la conception sismique d'après une analyse dynamique ne garantit pas nécessairement une meilleure performance. Il a finalement été conclu que la réduction des efforts sismiques permise par le CNBC 2005 lorsqu'une analyse dynamique est employée (jusqu'à 20% pour les bâtiments réguliers), peut mener à un niveau de performance contre l'effondrement insatisfaisant dans certains cas. L'étude présentée par Tremblay et al. (2005), portant sur le même sujet, est également arrivée à des conclusions similaires.

Dans le domaine de la réhabilitation sismique de bâtiments existants, Roeder et al. (2002) ont évalué la performance d'un bâtiment en hall en acier construit au début du 20e siècle en Californie. Différentes méthodes d'analyse ont été employées à cet effet : statique linéaire, statique non linéaire (pushover) et temporelle linéaire et non linéaire. Les analyses effectuées ont permis de déterminer la réponse dynamique du bâtiment et d'établir sa séquence d'endommagement. Cette étude présente finalement une méthode d'analyse simplifiée pour évaluer le risque sismique d'autres bâtiments de ce type ainsi que des corrections applicables pour améliorer leur comportement inélastique.

Concernant les ponts roulants, Otani et al. (2002) ont effectué des tests expérimentaux et analytiques afin d'évaluer l'effet de la composante verticale des séismes sur la

réponse de ces équipements. Les résultats obtenus avec un modèle réduit à l'échelle 1/8 d'un pont roulant d'une capacité de 150 tonnes ont été comparés à ceux d'analyses temporelles. Cette étude a démontré une bonne correspondance entre les résultats des tests et des analyses même lorsque le pont se soulève des rails. Cela confirme la possibilité d'évaluer les réactions maximales sur les voies de roulement provoquées par les accélérations verticales et l'impact provoqué par le soulèvement du pont.

Sprague et Legatos (2000) ont quant à eux traité de l'évolution des normes de conception sismique de structures diverses autres que de bâtiment. Ce type de construction comprend plusieurs structures typiquement rencontrées dans le secteur industriel afin de soutenir des équipements tels que des convoyeurs, des réservoirs ou des conduites. Ce document présente les caractéristiques spécifiques de différentes charpentes de cette catégorie et résume différentes actions entreprises afin de standardiser les pratiques utilisées pour leur conception.

2.2.2 Performance de bâtiments industriels lors de séismes historiques

Bien que les recherches analytiques et expérimentales sur l'aspect sismique des bâtiments industriels soient peu nombreuses à être relatées dans la littérature, plusieurs observations ont été réalisées sur ces structures à la suite de séismes passés. Ces examens ont l'avantage de fournir des informations incontestables sur la performance des bâtiments industriels et peuvent servir à modifier les normes de conception, lorsque jugé nécessaire. Ces observations ne sont cependant pas toujours généralisables puisqu'elles sont effectuées à la suite d'un séisme particulier qui peut être d'une intensité différente que celle utilisée pour des fins de conception. La section qui suit relate certaines observations effectuées sur des charpentes industrielles suite à des séismes importants survenus au cours des 25 dernières années.

Un des tremblements de terre qui a eu le plus d'effets sur les bâtiments industriels est celui de Kocaeli survenu en 1999 en Turquie. Ce séisme a provoqué de forts

dommages à la structure de plusieurs bâtiments industriels de la région, en plus de voir interrompre leur production de façon plus ou moins prolongée. Ce tremblement de terre a permis de montrer certaines lacunes des bâtiments industriels face aux séismes en plus de favoriser la mise en place de correctifs. Johnson et al. (2000), Bendimerad et al. (1999), Sezen et al. (2000) ainsi que Rahnama et Morrow (2000) décrivent les dommages à différents degrés de structures industrielles de nature variée. Les industries pétrochimiques ont été les plus endommagées par ce séisme à cause des incendies causés par des débordements du contenu de réservoirs qui ont suivi et qui ont duré pendant six jours. Le secteur de la construction automobile a également présenté de nombreux dommages. Dans les charpentes d'acier, des flambements de poteaux, des ruptures de boulons de connexion de fermes de toiture à des poteaux ainsi que plusieurs ruptures d'éléments non structuraux ont eu lieu. Un bâtiment en béton a complètement été détruit tuant une personne. Plusieurs autres structures en béton armé ont eu des rotules plastiques formées à la base de leurs poteaux. Dans une fabrique de tuyaux d'acier, des plastifications et des ruptures de boulons d'ancrage ont été observées. Ces défaillances ont probablement été accentuées par la présence d'un patron de contreventement irrégulier. Deux grues situées à l'extérieur du même bâtiment se sont également effondrées suite au flambement de leurs pattes.

D'autres séismes récents ont également provoqué des dommages à des bâtiments industriels. Le tremblement de terre de Northridge en 1994 a entre autres causé la plastification et la rupture de tiges d'ancrage aux fondations dans une usine d'asphalte, en plus de provoquer le flambement de diagonales de contreventement d'une brasserie (Tremblay et al., 1995).

Le séisme du Costa Rica, survenu en 1991, a provoqué la destruction totale d'un entrepôt en acier d'une usine de fabrication de boîtes dû à la chute de rouleaux sur les poteaux du bâtiment (Swan et Hamburger, 1991). Ce tremblement de terre a aussi causé l'explosion d'un réservoir et sa chute du haut d'un bâtiment. Des voilements locaux ont également été observés sur plusieurs autres réservoirs.

Tel que mentionné par Swan et al. (1990), le tremblement de terre de Loma Prieta en 1989 a peu endommagé la plupart des structures industrielles de la région. Néanmoins, plusieurs flambements de diagonales ainsi que des ruptures de soudures de contreventement, dues à des excentricités dans les connexions, ont été notés. Le fait que certaines ruptures observées soient de nature fragile a mis en lumière le besoin d'avoir des charpentes industrielles ductiles, particulièrement dans les installations pétrochimiques qui sont peu redondantes.

Comme le séisme de Kocaeli, le tremblement de terre de Spitak survenu en Arménie en 1989 a également grandement affecté les édifices industriels. Les bâtiments les plus endommagés ont été des structures en béton préfabriqué, typiques de l'ère soviétique, qui se sont effondrées ou ont eu des dommages majeurs dans plusieurs cas (Yanev, 1989). Bien que la majorité des bâtiments en acier aient bien performé, la perte du revêtement extérieur d'une charpente et certaines ruptures de soudures ont été relevées. L'importance de bien attacher les équipements des bâtiments industriels a été également notée suite aux inspections effectuées après ce séisme.

Des dommages semblables à ceux décrits précédemment ont également été observés dans les structures industrielles lors d'autres événements sismiques récents. Parmi ces séismes, ceux du Chili en 1985, de Mexico en 1985, d'Alaska (Adak) en 1986, de North Palm Springs en 1986 et du San Salvador en 1986 peuvent être mentionnés. Les observations réalisées suite à ces séismes sont entre autres résumées par Thiel (1986) et Horstman et al. (1990).

2.2.3 Discussion sur les recherches et les observations réalisées

Les observations réalisées à la suite de tremblements de terre historiques montrent que les structures de bâtiments industriels en acier ont généralement une bonne performance sismique. En effet, mis à part quelques exceptions, les dommages aux charpentes remarqués ont été limités à des éléments individuels ou aux assemblages,

évitant ainsi les effondrements. Les effets de certaines caractéristiques de ces bâtiments ont toutefois été remarqués. Certaines des recherches citées précédemment ont néanmoins conclu que les méthodes d'analyse dynamiques permettent généralement de prédire fidèlement la réponse sismique des bâtiments industriels malgré leurs particularités.

Les observations relatées ont également montré que la sécurité des installations industrielles peut être compromise par des facteurs autres que structuraux. En effet, les usines ayant eu le plus de dommages et pour lesquelles les interruptions de la production ont été les plus importantes sont celles qui ont eu des déversements de matières dangereuses pouvant causer des incendies ou des chutes d'équipements. Afin d'amoindrir les effets des séismes sur la sécurité des occupants et sur la production, il ressort donc qu'il est primordial de s'assurer que les déformations sismiques des bâtiments industriels ne représentent pas un danger pour les divers équipements et conduits. Il est également nécessaire que ces derniers soient ancrés à la structure adéquatement pour éviter qu'ils se déplacent excessivement, qu'ils basculent ou qu'ils chutent. Finalement, les moyens de protection à appliquer doivent être élaborés à partir d'échanges entre les différents intervenants dans les projets industriels (propriétaires, ingénieurs en structure et mécanique, etc.).

Chapitre 3 :
Choix des accélérogrammes

Ce chapitre présente la méthodologie utilisée pour choisir et calibrer les accélérogrammes qui sont utilisés pour les diverses analyses temporelles réalisées dans le cadre de ce projet. Les détails ainsi que les résultats de ces analyses sont présentés au Chapitre 4 et au Chapitre 5. Quatre emplacements différents sont considérés pour le choix des enregistrements. Les localisations en question sont : un site de classe C à Montréal (Montréal-C), des sites de classe C et E à Vancouver (Vancouver-C et Vancouver-E) et un site de classe D à Seattle (Seattle-D). Les accélérogrammes sont choisis en fonction des combinaisons de magnitude et de distance hypocentrale contribuant le plus significativement au risque sismique de chaque site. Ces enregistrements sont ensuite étalonnés pour rendre leur spectre d'accélération compatible aux spectres de conception spécifiés par les normes. Les caractéristiques des séismes utilisés pour chaque site sont résumées et une comparaison entre leur spectre calibré et le spectre de design est présenté.

3.1 Sélection des accélérogrammes

3.1.1 Considérations générales

La norme FEMA-273 (1997) recommande que les analyses temporelles soient réalisées avec au moins 3 signaux si la réponse maximale est utilisée et avec au moins 7 si la médiane ou la moyenne des résultats est employée. Dans le présent travail, puisque les analyses effectuées visent à valider les méthodes de conception courantes,

12 enregistrements sont minimalement utilisés de pour chaque site. Afin de regrouper suffisamment de signaux représentatifs des caractéristiques des emplacements et de nature variée, la sélection est effectuée à travers des enregistrements issus d'événements historiques et de séismes générés artificiellement.

Pour chaque site considéré, des séismes historiques sont utilisés lorsque des enregistrements de qualité sont disponibles. Idéalement, ces séismes doivent provenir de stations d'enregistrement situées à des emplacements ayant les mêmes caractéristiques de sol que les sites étudiés. À cet égard, la situation géologique et le type de sol sont pris en compte dans le choix des accélérogrammes. Afin d'éviter que les signaux soient altérés par la réponse de structures, ceux-ci doivent préférablement être enregistrés au niveau du sol plutôt que dans des bâtiments. Finalement, le choix des accélérogrammes est restreint à des séismes dont l'intensité spectrale est similaire à celle de design. Dans ce cas, les séismes historiques choisis ne doivent pas nécessiter une calibration par un facteur supérieur à environ 3.0 (voir section 3.2).

Afin de combler le manque d'accélérogrammes historiques répondant aux critères établis et pour s'assurer d'avoir une représentation variée des scénarios magnitude et distance hypocentrale (M-R) utilisés lors de l'élaboration des SPU de chaque site, des séismes artificiels sont aussi utilisés pour les analyses réalisées. Les accélérogrammes simulés sont également ajoutés par souci de représenter le mieux possible les conditions des sites pour lesquels les accélérogrammes historiques ne proviennent pas de la même région, tel qu'à Vancouver. Tout comme pour les séismes historiques, les accélérogrammes simulés sont choisis pour avoir des caractéristiques correspondant au type de sol des sites étudiés. Dans un premier temps, des séismes artificiels sont choisis pour représenter les scénarios M-R d'intensité modérée à courte distance (type 1) et de forte intensité à moyenne distance (type 2) contribuant le plus au risque sismique. Par la suite, d'autres accélérogrammes simulés correspondant à des M-R non dominants sont choisis afin d'avoir une représentation plus variée de l'aléa sismique.

3.1.2 Choix des séismes

Montréal-C

Montréal est localisé dans une zone d'activité sismique relativement importante, fortement influencée par la présence de la roche dure du Bouclier canadien. Les secousses telluriques de cette zone de l'est du continent nord-américain sont caractérisées par leur haut contenu fréquentiel. Bien que le risque sismique de cette région soit significatif, les tremblements de terre d'importance n'y sont pas fréquents. Pour cette raison, très peu d'enregistrements historiques sont disponibles, mis à part ceux du Saguenay en 1988 (M5.9) et de Nahanni en 1985 (M6.9). À cause du fait que les accéléromètres ayant capté ces événements étaient moins précis pour capter les basses fréquences, à partir d'une fréquence située entre 1.0 et 2.0 Hz, les enregistrements effectués ont une intensité beaucoup trop faible près des fréquences naturelles des bâtiments les plus communs. Pour cette raison, ces enregistrements historiques ne sont pas utilisables sans modifier préalablement leur contenu fréquentiel. Puisqu'il est choisi d'utiliser des séismes dont le contenu fréquentiel est non modifié, et que seuls des accélérogrammes historiques du Bouclier canadien peuvent être utilisés pour représenter les tremblements de terre risquant de survenir à Montréal (Tremblay et Atkinson, 2001), il est choisi de ne pas employer d'enregistrements historiques pour les analyses effectuées pour ce site. Dans ce cas, seuls des séismes artificiels sont sélectionnés.

Les accélérogrammes artificiels utilisés proviennent de ceux proposés par Tremblay et Atkinson (2001) pour l'est de l'Amérique du Nord sur un sol de catégorie C. D'après ces travaux, les scénarios M-R contribuant le plus au SPU d'une récurrence de 2% en 50 ans de Montréal pour les courtes et les longues distances sont respectivement M6.0 à 30 km et M7.0 à 70 km. Les séismes choisis incluent 4 accélérogrammes pour chacun de ces scénarios dominants. Deux signaux pour les scénarios M6.5 à 50 km, M7.0 à 50 km et M7.0 à 100 km sont aussi sélectionnés. Le Tableau 3.1 présente les

caractéristiques des accélérogrammes artificiels utilisés pour les analyses du site de Montréal-C.

Vancouver-C

La ville de Vancouver est située sur la côte ouest du Canada. À cause de sa proximité d'une zone de subduction, cette région est caractérisée par une importante sismicité. Bien que la région soit près de la chaîne de montagnes des Rocheuses, le sol y est formé de roches moins dures que dans l'est de l'Amérique du Nord à cause de son plus jeune âge. Cette situation géologique se répercute sur le contenu fréquentiel des tremblements de terre de la région, ces derniers étant moins riches en hautes fréquences. Puisque les secousses sismiques sont relativement fréquentes dans l'ouest de l'Amérique du Nord, et que les séismes survenant dans la région de Vancouver sont semblables à ceux de la Californie, de nombreux enregistrements d'événements historiques sont disponibles.

Les accélérogrammes sélectionnés pour le site Vancouver-C comprennent 10 signaux historiques de l'Ouest américain et 14 accélérogrammes simulés pour l'ouest de l'Amérique du Nord provenant des travaux de Tremblay et Atkinson (2001). Tous les séismes sont associés à un sol de catégorie C, c'est-à-dire avec une vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement dans les 30 premiers mètres de sol comprise entre 360 et 760 m/s. Parmi ces accélérogrammes historiques, 5 représentent un scénario M-R de type 1 et 5 de type 2. Le Tableau 3.2 présente les caractéristiques des accélérogrammes historiques sélectionnés. Comme pour le site Montréal-C, le groupe d'accélérogrammes artificiels comprend 4 signaux pour les scénarios M-R de types 1 et 2. Ces scénarios sont respectivement M6.5 à 30 km et M7.2 à 70 km. Deux accélérogrammes pour les scénarios M6.0 à 20 km, M6.5 à 50 km et M7.2 à 30 km sont également sélectionnés. Le Tableau 3.3 présente les caractéristiques des accélérogrammes artificiels choisis.

Vancouver-E

Le groupe d'accélérogrammes utilisés pour les analyses au site Vancouver-E est formé de 12 enregistrements provenant de la base de données d'événements historiques du PEER. Les enregistrements choisis ont été captés en Californie sur des sols mous ayant une vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement dans les 30 premiers mètres de sol (Vs) inférieure à 200 m/s. Bien que le CNBC 2005 associe les sols de catégorie E à un Vs < 180 m/s, il est choisi de permettre l'utilisation d'accélérogrammes obtenus sur des sols légèrement plus raides afin d'avoir un nombre suffisant d'enregistrements. Le Tableau 3.4 présente les caractéristiques des accélérogrammes sélectionnés pour le site Vancouver-E.

Seattle-D

Seattle étant localisé à environ 200 km au sud de Vancouver, les caractéristiques sismiques et géologiques de ces deux villes sont semblables. Néanmoins, l'intensité des secousses probable à une récurrence de 2% en 50 ans spécifiée par les normes y est supérieure d'environ 50% dans les hautes fréquences. Les séismes utilisés pour les analyses sur ce site sont issus du projet SAC réalisé aux États-Unis en 1997 et visant entre autres à développer une base de données d'accélérogrammes pour plusieurs emplacements, intensités et conditions de sol. Ces enregistrements proviennent de différents événements historiques et artificiels et sont déjà étalonnés pour chaque emplacement. Les analyses réalisées à ce site sont effectuées en considérant à la fois des séismes de récurrence de 10% en 50 ans (DBE ou Design Base Earthquake), équivalents à l'intensité de conception, et de 2% en 50 ans (MCE ou Maximum Credible Earthquake), associés à l'intensité maximale probable. Des accélérogrammes compatibles avec ces deux probabilités sont ainsi sélectionnés. De cette façon, les 20 enregistrements de la base de données SAC pour Seattle sur un sol D pour chacune de ces récurrences sont utilisés (40 au total). Le Tableau 3.5 présente les caractéristiques des accélérogrammes sélectionnés pour le site Seattle-D.

Tableau 3.1 : Accélérogrammes artificiels originaux utilisés pour Montréal-C

Signal	Magnitude (-)	Distance (km)	Scénario (-)	PGA (g)	PGV (m/s)	Type M-R (-)
E60301	6.0	30	1	0.430	0.185	1
E60302	6.0	30	2	0.522	0.151	1
E60303	6.0	30	3	0.470	0.140	1
E60304	6.0	30	4	0.439	0.163	1
E65501	6.5	50	1	0.409	0.234	1
E65502	6.5	50	2	0.377	0.182	1
E70501	7.0	50	1	0.509	0.212	1
E70502	7.0	50	2	0.632	0.276	1
E70701	7.0	70	1	0.301	0.159	2
E70702	7.0	70	2	0.285	0.154	2
E70703	7.0	70	3	0.343	0.147	2
E70704	7.0	70	4	0.292	0.172	2
E701001	7.0	100	1	0.243	0.171	2
E701002	7.0	100	2	0.261	0.191	2

Tableau 3.2 : Accélérogrammes historiques originaux utilisés pour Vancouver-C

Signal	Séisme	Date	Station	Orientation (deg)	Magnitude (-)	Distance (km)	PGA (g)	PGV (m/s)	Type M-R (-)
v11	Northridge	1/17/1994	Castaic, Old Ridge Rd	90	6.7	44	0.568	0.530	1
v12	Northridge	1/17/1994	Santa Monica City Hall	360	6.7	30	0.370	0.251	1
v13	Northridge	1/17/1994	Los Angeles Baldwin Hills	360	6.7	34	0.168	0.176	1
v14	Morgan Hill	4/21/1984	Gilroy Array #4, San Ysidro School	270	6.2	37	0.224	0.259	1
v15	Northridge	1/17/1994	Pacific Palisades-Sunset	280	6.7	26	0.197	0.149	1
v16	Cape Mendocino	4/25/1992	Eureka - Myrtle & West	90	7.0	52	0.178	0.283	2
v17	Loma Prieta	10/18/1989	Stanford Univ.	360	7.0	54	0.288	0.280	2
v18	Loma Prieta	10/18/1989	Presidio	90	7.0	100	0.200	0.340	2
v19	West Washington	4/13/1949	Olympia, Test Lab	86	7.1	76	0.280	0.170	2
v20	Landers	6/28/1992	Barstow	90	7.3	93	0.135	0.258	2

Tableau 3.3 : Accélérogrammes artificiels originaux utilisés pour Vancouver-C

Signal	Magnitude (-)	Distance (km)	Scénario (-)	PGA (g)	PGV (m/s)	Type M-R (-)
W60201	6.0	20	1	0.167	0.185	1
W60202	6.0	20	2	0.204	0.176	1
W65301	6.5	30	1	0.533	0.476	1
W65302	6.5	30	2	0.537	0.660	1
W65303	6.5	30	3	0.578	0.700	1
W65304	6.5	30	4	0.387	0.380	1
W65501	6.5	50	1	0.259	0.245	2
W65502	6.5	50	2	0.279	0.426	2
W72301	7.2	30	1	0.936	0.754	1
W72302	7.2	30	2	0.649	0.827	1
W72701	7.2	70	1	0.247	0.399	2
W72702	7.2	70	2	0.259	0.235	2
W72703	7.2	70	3	0.230	0.372	2
W72704	7.2	70	4	0.252	0.384	2

Tableau 3.4 : Accélérogrammes historiques originaux utilisés pour le site Vancouver-E

Signal	Séisme	Date	Station	Orientation (deg)	Magnitude (-)	Distance (km)	Vs (m/s)	PGA (g)	PGV (m/s)	Type M-R (-)
174-140	Imperial Valley	10/15/1979	USGS 5058 El Centro Array #11	140	6.5	31	196	0.221	0.408	1
174-230	Imperial Valley	10/15/1979	USGS 5058 El Centro Array #12	230	6.5	31	196	0.358	0.452	1
178-140	Imperial Valley	10/15/1979	USGS 5057 El Centro Array #3	140	6.5	30	163	0.258	0.452	1
721-000	Superstition Hills	11/25/1987	CDMG 1335 El Centro Imp. Co. Cent	0	6.5	37	192	0.172	0.286	1
728-090	Superstition Hills	11/25/1987	CDMG 11369 Westmorland Fire Sta	90	6.5	21	194	0.211	0.286	1
728-180	Superstition Hills	11/25/1987	CDMG 11369 Westmorland Fire Sta	180	6.5	21	194	0.274	0.434	1
732-043	Loma Prieta	10/18/1989	USGS 1002 APEEL 2 - Redwood City	43	6.9	66	133	0.220	0.434	2
732-133	Loma Prieta	10/19/1989	USGS 1002 APEEL 2 - Redwood City	133	6.9	66	133	0.268	0.372	2
759-000	Loma Prieta	10/20/1989	CDMG 58375 Foster City - APEEL 1	0	6.9	66	116	0.294	0.372	2
759-090	Loma Prieta	10/21/1989	CDMG 58375 Foster City - APEEL 2	90	6.9	66	116	0.236	0.245	2
808-000	Loma Prieta	10/22/1989	CDMG 58117 Treasure Island	0	6.9	99	155	0.329	0.245	2
808-090	Loma Prieta	10/23/1989	CDMG 58117 Treasure Island	90	6.9	99	155	0.100	0.201	2

Tableau 3.5 : Accélérogrammes originaux utilisés pour le site Seattle-D

Intensité	Signal	Séisme	Date	Station	Orientation (deg)	Magnitude (-)	Distance (km)	PGA (g)	PGV (m/s)	Type M-R (-)
10%/50 ans (DBE)	se01	Imperial Valley	1979	ar06	0*	6.5	1	0.174	-	1
	se02	Imperial Valley	1979	ar06	90*	6.5	1	0.135	-	1
	se03	Morgan Hill	1984	gil03	0*	6.2	15	0.386	-	1
	se04	Morgan Hill	1984	gil03	90*	6.2	15	0.662	-	1
	se05	Olympia	1949	olym	0*	6.5	56	0.383	-	2
	se06	Olympia	1949	olym	90*	6.5	56	0.352	-	2
	se07	Olympia	1949	sab	0*	6.5	80	0.295	-	2
	se08	Olympia	1949	sab	90*	6.5	80	0.389	-	2
	se09	N. Palm Springs	1986	dhsp	0*	6.0	7	0.588	-	1
	se10	N. Palm Springs	1986	dhsp	90*	6.0	7	0.569	-	1
	se11	Seattle	1965	olym	0*	7.1	80	0.752	-	2
	se12	Seattle	1965	olym	90*	7.1	80	0.596	-	2
	se13	Seattle	1965	sed	0*	7.1	61	0.369	-	2
	se14	Seattle	1965	sed	90*	7.1	61	0.303	-	2
	se15	Seattle	1965	taco	0*	7.1	60	0.290	-	2
	se16	Seattle	1965	taco	90*	7.1	60	0.574	-	2
	se17	Valparaiso	1985	llol	0*	8.0	42	0.698	-	1
	se18	Valparaiso	1985	llol	90*	8.0	42	0.671	-	1
	se19	Valparaiso	1985	vina	0*	8.0	42	0.541	-	1
	se20	Valparaiso	1985	vina	90*	8.0	42	0.384	-	1
2%/50 ans (MCE)	se21	Mendocino	1992	petr	0*	7.1	9	0.755	-	1
	se22	Mendocino	1992	petr	90*	7.1	9	0.485	-	1
	se23	Erzincan	1992	erzi	0*	6.7	2	0.605	-	1
	se24	Erzincan	1992	erzi	90*	6.7	2	0.539	-	1
	se25	Olympia	1949	olym	0*	6.5	56	0.895	-	2
	se26	Olympia	1949	olym	90*	6.5	56	0.821	-	2
	se27	Seattle	1965	olym	0*	7.1	80	1.756	-	2
	se28	Seattle	1965	olym	90*	7.1	80	1.391	-	2
	se29	Valparaiso	1985	llol	0*	8.0	42	1.637	-	1
	se30	Valparaiso	1985	llol	90*	8.0	42	1.573	-	1
	se31	Valparaiso	1985	vina	0*	8.0	42	1.270	-	1
	se32	Valparaiso	1985	vina	90*	8.0	42	0.902	-	1
	se33	Artificiel	-	-	0*	7.9	65	0.796	-	2
	se34	Artificiel	-	-	90*	7.9	65	0.647	-	2
	se35	Miyaki-Oki	1978	ofun	0*	7.4	66	0.607	-	2
	se36	Miyaki-Oki	1978	ofun	90*	7.4	66	0.784	-	2
	se37	Artificiel	-	-	0*	7.9	15	0.563	-	1
	se38	Artificiel	-	-	90*	7.9	15	0.535	-	1
	se39	Artificiel	-	-	0*	7.9	15	0.578	-	1
	se40	Artificiel	-	-	90*	7.9	15	0.749	-	1

* Orientation relative des 2 accélérogrammes d'une même station

3.2 Méthode de calibration des accélérogrammes

Bien que les accélérogrammes historiques aient été choisis afin d'avoir un contenu fréquentiel semblable aux séismes susceptibles de survenir à chacun des sites en fonction du type de sol et de la formation géologique, ces derniers doivent être étalonnés pour que leur spectre d'accélération soit compatible au SPU de l'emplacement. Il en est de même pour les séismes artificiels qui proviennent de bases de données générales contenant des enregistrements pour l'est et pour l'ouest de l'Amérique du Nord. Les SPU pour chaque site servant à la calibration des différents accélérogrammes sont présentés à la Figure 3.1.

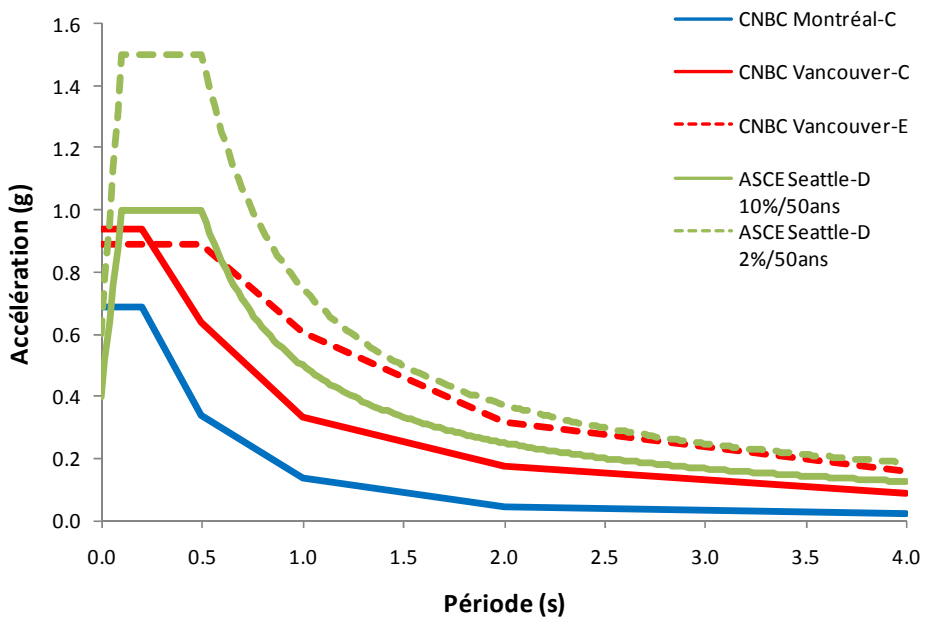


Figure 3.1 : Spectres de conception pour chacun des sites considérés

La calibration des accélérogrammes est faite en appliquant un facteur d'échelle propre à chaque séisme. Ce facteur multiplie chacune des accélérations de l'enregistrement donné. Le contenu fréquentiel de l'accélérogramme reste donc inchangé. La détermination des facteurs utilisés est faite en tentant de rendre le spectre d'accélération du séisme le plus près possible du SPU de l'emplacement sur une plage de périodes choisie. Le choix des facteurs d'échelle est principalement fait en

minimisant la différence des aires du spectre du séisme au-dessus et au-dessous du spectre du code. L'étalonnage est également réalisé en minimisant la différence maximale entre les valeurs spectrales du séisme et du code et en minimisant les différences positive et négative entre les valeurs spectrales du séisme et du SPU. Les critères de calibration varient en fonction des conditions des sites considérés.

Montréal-C

Atkinson (2001) a proposé des facteurs de calibration pour certains des signaux artificiels considérés. Ces facteurs sont déterminés de façon visuelle en tentant d'approcher le plus possible les spectres des séismes au SPU du CNBC 2005. Puisque ces facteurs d'étalonnage ont déjà été utilisés dans plusieurs recherches en donnant de bons résultats, ces derniers sont employés pour les séismes des scénarios M-R dominants. Pour les enregistrements des autres scénarios, les facteurs d'échelle sont déterminés en employant la méthode de calibration proposée par Rozon (2008) en vue de formaliser le choix des facteurs de façon visuelle. Cette méthode consiste à déterminer un facteur d'échelle pour un accélérogramme afin que son spectre d'accélération respecte divers critères sur une plage de périodes spécifique. Pour les séismes de scénarios M-R d'intensité modérée à courte distance (type 1), la plage doit se situer entre 0.2 et 1.0 s et avoir une étendue d'au moins 0.7 s. Pour les séismes de forte intensité à moyenne distance (type 2), la plage ne doit pas comprendre des périodes inférieures à 1.0 s et doit avoir une étendue d'au moins 1.5 s. Les critères à rencontrer sur la plage choisie sont les suivants :

- La différence des aires du spectre du séisme au-dessus et au-dessous du spectre du code doit être d'au plus 5%.
- La différence maximale entre les valeurs spectrales du séisme et du SPU ne doit pas dépasser 40%.
- La différence des écarts positifs et négatifs entre ces deux spectres doit être minimisée.

Comme spécifié précédemment, la méthode d'étalonnage proposée par Rozon (2008) est employée afin de déterminer les facteurs à utiliser avec les séismes artificiels des scénarios M-R non dominants. Cette méthode est également employée pour valider les facteurs proposés par Atkinson (2001) pour les combinaisons M-R principales. Les valeurs des facteurs d'échelle utilisés avec les accélérogrammes pour le site Montréal-C sont présentées au Tableau 3.6.

Vancouver-C

La méthode de calibration proposée par Rozon (2008) est employée pour déterminer les facteurs d'étalonnage à utiliser avec les séismes historiques. Cette méthode est également utilisée avec les enregistrements artificiels des scénarios M-R non dominants pour ce site. Les mêmes critères de calibration sont utilisés. Bien que des facteurs soient déjà proposés par Tremblay (2001) pour les séismes historiques, il est jugé que ces derniers sont trop conservateurs par rapport à ce qui est déterminé par la méthode employée par Rozon (2008). Cette méthode est également utilisée pour valider les facteurs proposés par Atkinson (2001) pour les séismes artificiels. Les valeurs des facteurs d'échelle utilisés avec les accélérogrammes pour le site Vancouver-C sont présentées au Tableau 3.7 et au Tableau 3.8.

Vancouver-E

Puisque les spectres des accélérogrammes captés sur des sols mous présentent typiquement de grandes amplifications à la fréquence de résonance du sol, il est souvent difficile d'effectuer la calibration de ces enregistrements en suivant une méthode semblable à celle présentée précédemment. Pour cette raison et étant donné

Que les accélérogrammes en question doivent être utilisés lors de travaux futurs, une étude plus détaillée est requise afin de choisir les facteurs d'étalonnage à employer[1].

Afin d'étudier l'influence de la plage de calibration sur le facteur d'échelle obtenu, chacun des 12 accélérogrammes pour le site Vancouver-E est calibré en annulant la différence d'aire entre son spectre et celui du CNBC 2005 sur des plages ayant une étendue de 1.0, 2.0 ou 3.0 secondes et débutant à 0.5 ou à 1.0 seconde. Au total, des facteurs de calibration sont obtenus pour 6 différentes plages. En observant les facteurs calculés, il ressort que ces derniers varient peu pour un séisme donné et que la valeur obtenue en considérant une plage allant de 0.5 à 3.5 secondes constitue une valeur médiane dans presque tous les cas. Pour cette raison, et puisque les accélérogrammes doivent servir à l'étude d'autres bâtiments avec des caractéristiques modales variées, il est choisi d'utiliser les facteurs d'échelle déterminés sur cette plage. Afin d'éviter que les spectres calibrés aient des accélérations trop importantes à la fréquence de résonance du sol, il est choisi de réduire les facteurs d'échelle lorsque nécessaire de manière à ne pas excéder 2 fois la valeur spectrale du CNBC 2005 sur plus de 0.1 seconde au total. Les valeurs des facteurs d'échelle utilisés avec les accélérogrammes pour le site Vancouver-E sont présentées au Tableau 3.9.

Dans le but de valider les facteurs de calibration déterminés pour les séismes de ce site, une étude de sensibilité a été effectuée dans le contexte d'un bâtiment réel. Cette étude, présentée à l'Annexe 3, a pour objectif de vérifier si l'utilisation de facteurs légèrement supérieurs peut entraîner une variation disproportionnelle des efforts et des déformations lors de l'analyse non linéaire de la structure traitée au Chapitre 4. Cette

---

[1] Cette étude est faite conjointement avec Kim Guilini-Charrette dans le cadre de son projet de maîtrise à l'École Polytechnique de Montréal intitulé : « Performance parasismique des bâtiments en acier à contreventements concentriques ».

étude montre que la réponse de la structure en question ne semble pas démesurément affectée par les facteurs utilisés. Les facteurs choisis sont donc jugés être appropriés.

Seattle-D

Puisque la base de données utilisée dans la sélection des accélérogrammes pour le site Seattle-D est constituée d'enregistrements déjà calibrés dans le cadre du projet SAC en fonction de l'emplacement, du type de sol et de l'intensité considérée, aucune calibration supplémentaire n'est requise.

3.3 Résumé des accélérogrammes choisis pour les analyses

Les Tableaux 3.6 à 3.11 résument les facteurs de calibration déterminés pour chacun des accélérogrammes utilisés pour les différentes analyses temporelles effectuées dans le cadre de ce projet. La période à laquelle chacun des enregistrements a l'accélération maximale (T dominante) de même que le pourcentage de la durée totale correspondant au moment où le PGA est atteint sont indiqués. Ces deux paramètres permettent d'estimer grossièrement l'effet du séisme sachant que les structures sont plus vulnérables lorsque leur période fondamentale est près de la période dominante du séisme et que les dommages sont généralement plus importants lorsque l'accélération maximale au sol est atteinte tôt après le début des secousses.

Les Figures 3.2 à 3.7 montrent les spectres d'accélération des enregistrements de chacun des sites considérés de manière à illustrer leur étalement et leurs valeurs extrêmes. La valeur médiane des spectres de réponse de l'ensemble des séismes calibrés est également comparée au SPU. Puisqu'un nombre suffisant de signaux est choisi, les valeurs médianes obtenues par analyses dynamiques temporelles peuvent être utilisées aux fins d'étude. Finalement, les courbes correspondant aux médianes plus ou moins un écart-type (84e et 16e centile) sont indiquées afin d'illustrer la distribution des spectres des accélérogrammes.

Tableau 3.6 : Caractéristiques des signaux calibrés utilisés pour le site Montréal-C

Signal	Facteur (-)	Durée (s)	Δt (s)	T dominante (s)	PGA (g)	%durée au PGA (%)
E60301	0.85	8.88	0.010	0.08	0.366	17
E60302	0.85	8.88	0.010	0.05	0.444	22
E60303	0.85	8.88	0.010	0.07	0.399	17
E60304	0.85	8.88	0.010	0.11	0.373	35
E65501	1.05	15.26	0.010	0.23	0.429	17
E65502	0.80	15.26	0.010	0.44	0.302	19
E70501	0.70	20.55	0.010	0.06	0.356	24
E70502	0.60	20.55	0.010	0.11	0.379	24
E70701	0.90	24.07	0.010	0.17	0.271	41
E70702	0.90	24.07	0.010	0.07	0.257	38
E70703	0.90	24.07	0.010	0.12	0.308	15
E70704	0.90	24.07	0.010	0.06	0.262	12
E701001	0.95	23.08	0.010	0.15	0.230	32
E701002	0.95	23.08	0.010	0.10	0.248	22

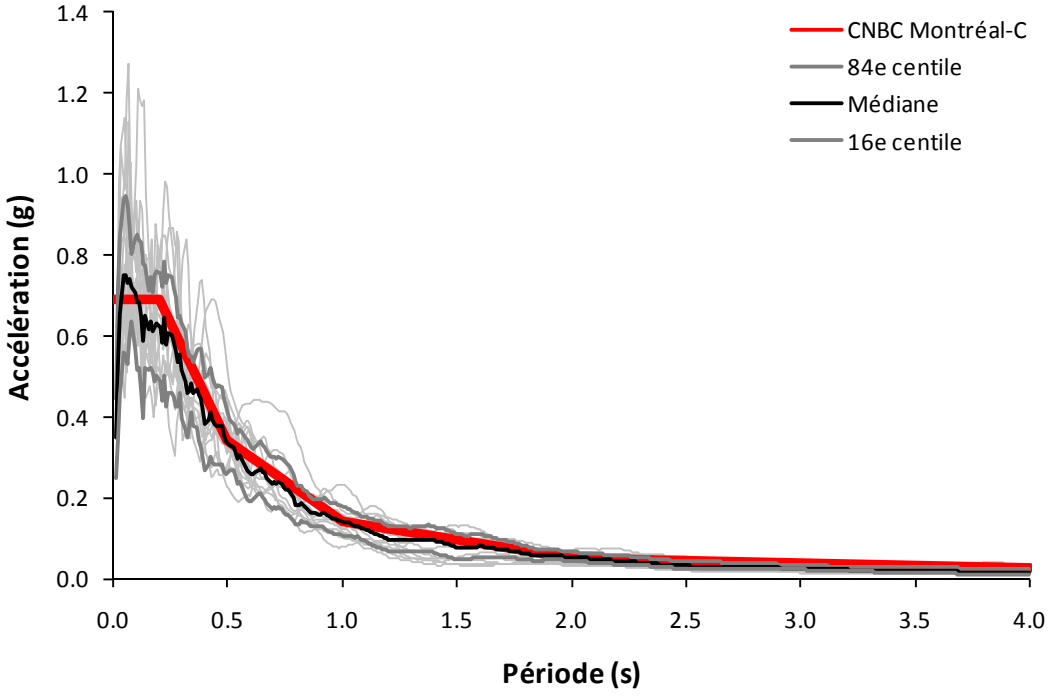


Figure 3.2 : Spectres de réponse des signaux calibrés utilisés pour le site Montréal-C

Tableau 3.7 : Caractéristiques des signaux historiques calibrés utilisés pour le site Vancouver-C

Signal	Facteur (-)	Durée (s)	Δt (s)	T dominante (s)	PGA (g)	%durée au PGA (%)
v11	0.60	40.00	0.020	0.26	0.341	21
v12	1.20	40.00	0.020	0.11	0.444	25
v13	2.00	40.00	0.020	0.16	0.336	26
v14	1.65	39.98	0.005	0.25	0.370	10
v15	2.55	25.00	0.010	0.24	0.502	43
v16	1.15	44.00	0.020	0.53	0.205	24
v17	1.25	30.00	0.005	0.31	0.359	33
v18	1.55	30.00	0.005	0.48	0.310	40
v19	1.45	89.04	0.020	0.21	0.406	22
v20	1.90	40.00	0.020	0.73	0.257	40

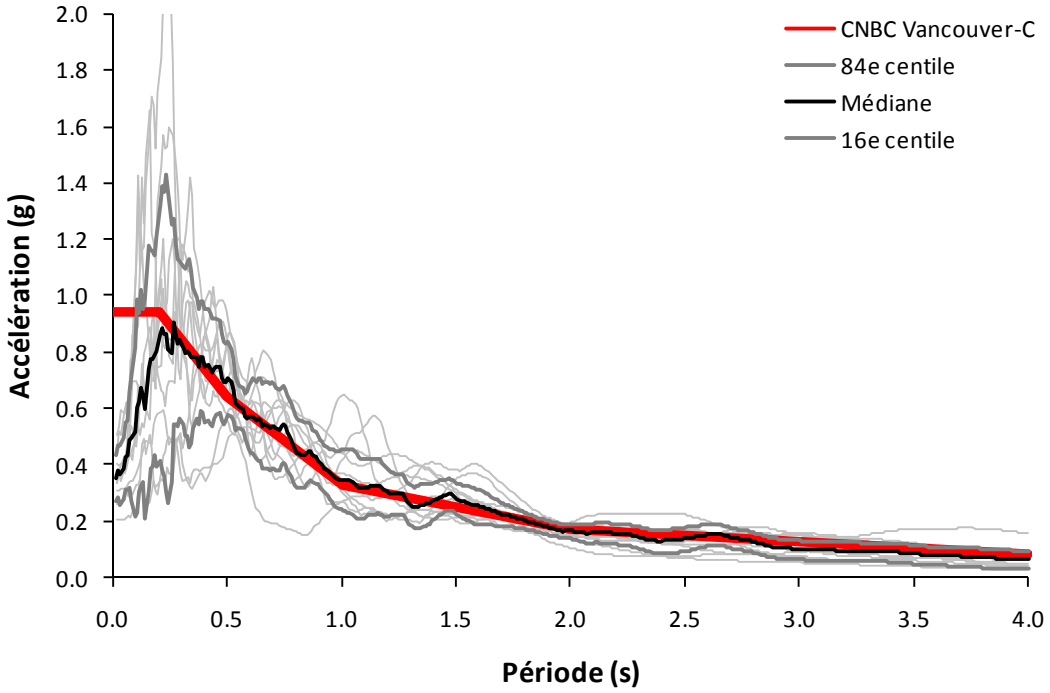


Figure 3.3 : Spectres de réponse des signaux historiques calibrés utilisés pour le site Vancouver-C

Tableau 3.8 : Caractéristiques des signaux artificiels calibrés utilisés pour le site Vancouver-C

Signal	Facteur (-)	Durée (s)	Δt (s)	T dominante (s)	PGA (g)	%durée au PGA (%)
W60201	2.40	4.00	0.010	0.29	0.401	60
W60202	2.15	4.00	0.010	0.14	0.438	60
W65301	1.00	8.53	0.010	0.34	0.533	27
W65302	1.00	8.53	0.010	0.13	0.537	17
W65303	1.00	8.53	0.010	0.28	0.578	26
W65304	1.00	8.53	0.010	0.17	0.387	25
W65501	1.00	8.53	0.010	0.12	0.259	19
W65502	0.85	8.53	0.010	0.15	0.237	34
W72301	0.45	16.65	0.010	0.14	0.421	18
W72302	0.55	16.65	0.010	0.17	0.357	11
W72701	1.00	18.18	0.010	0.33	0.247	35
W72702	1.00	18.18	0.010	0.12	0.259	20
W72703	1.00	18.18	0.010	0.16	0.230	18
W72704	1.00	18.18	0.010	0.14	0.252	36

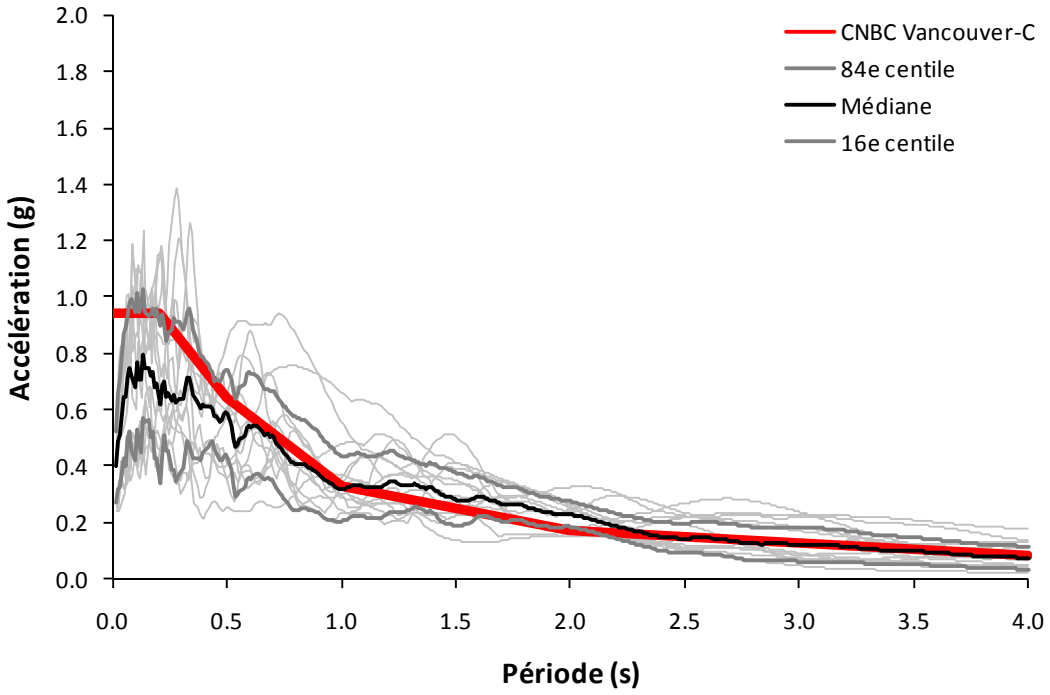


Figure 3.4 : Spectres de réponse des signaux artificiels calibrés utilisés pour le site Vancouver-C

Tableau 3.9 : Caractéristiques des signaux calibrés utilisés pour Vancouver-E

Signal	Facteur (-)	Durée (s)	Δt (s)	T dominante (s)	PGA (g)	%durée au PGA (%)
174-140	1.80	39.04	0.005	0.24	0.655	27
174-230	1.80	39.04	0.005	0.26	0.683	27
178-140	1.50	39.55	0.005	0.18	0.399	21
721-000	1.60	40.00	0.005	0.19	0.573	34
728-090	2.80	40.00	0.005	0.40	0.481	31
728-180	1.60	40.00	0.005	0.35	0.337	32
732-043	1.20	39.95	0.005	1.06	0.328	17
732-133	1.70	39.95	0.005	0.65	0.374	19
759-000	1.80	39.96	0.005	0.49	0.482	31
759-090	1.00	39.96	0.005	0.65	0.294	25
808-000	2.90	39.96	0.000	0.96	0.290	34
808-090	1.70	39.96	0.000	0.63	0.271	34

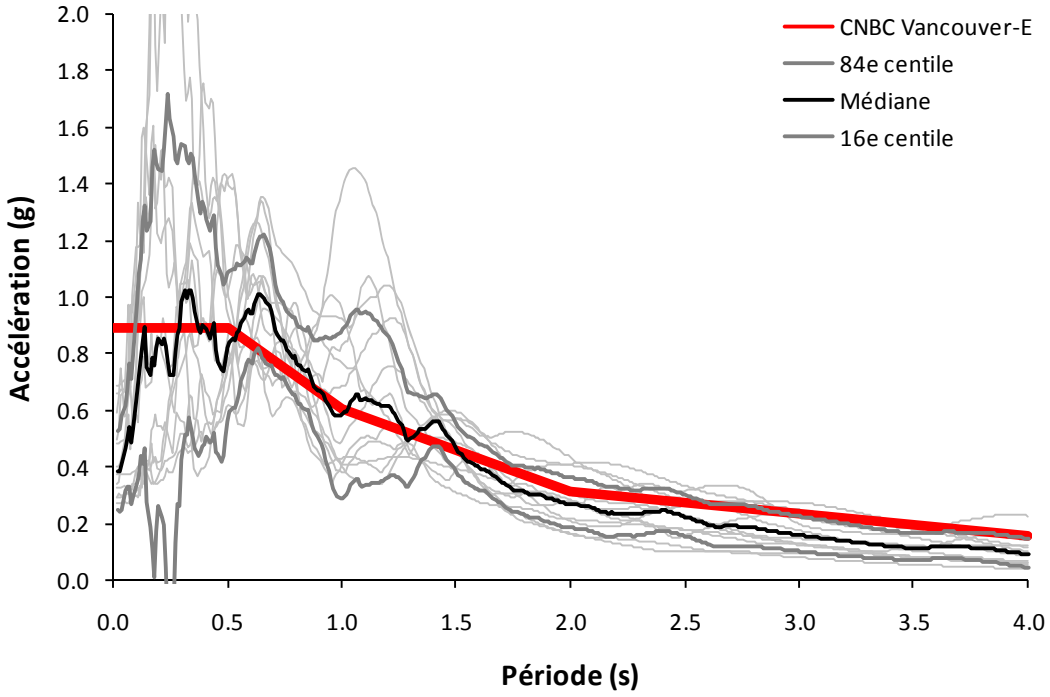


Figure 3.5 : Spectres de réponse des signaux calibrés utilisés pour le site Vancouver-E

Tableau 3.10 : Caractéristiques des signaux (10%/50 ans) calibrés utilisés pour le site Seattle-D

Signal	Facteur (-)	Durée (s)	Δt (s)	T dominante (s)	PGA (g)	%durée au PGA (%)
se01	1.00	39.09	0.010	0.06	0.174	15
se02	1.00	39.09	0.010	0.31	0.135	13
se03	1.00	60.00	0.020	0.16	0.386	8
se04	1.00	60.00	0.020	0.16	0.662	8
se05	1.00	80.00	0.020	0.13	0.383	25
se06	1.00	80.00	0.020	0.14	0.352	25
se07	1.00	66.70	0.020	0.83	0.295	34
se08	1.00	66.70	0.020	0.87	0.389	16
se09	1.00	60.00	0.020	0.17	0.588	4
se10	1.00	60.00	0.020	0.21	0.569	5
se11	1.00	81.84	0.020	0.12	0.752	8
se12	1.00	81.84	0.020	0.15	0.596	10
se13	1.00	74.10	0.020	0.38	0.369	11
se14	1.00	74.10	0.020	0.26	0.303	14
se15	1.00	60.00	0.020	0.13	0.290	15
se16	1.00	60.00	0.020	0.23	0.574	15
se17	1.00	100.00	0.025	0.22	0.698	43
se18	1.00	100.00	0.025	0.31	0.671	42
se19	1.00	100.00	0.025	0.69	0.541	38
se20	1.00	100.00	0.025	0.2	0.384	33

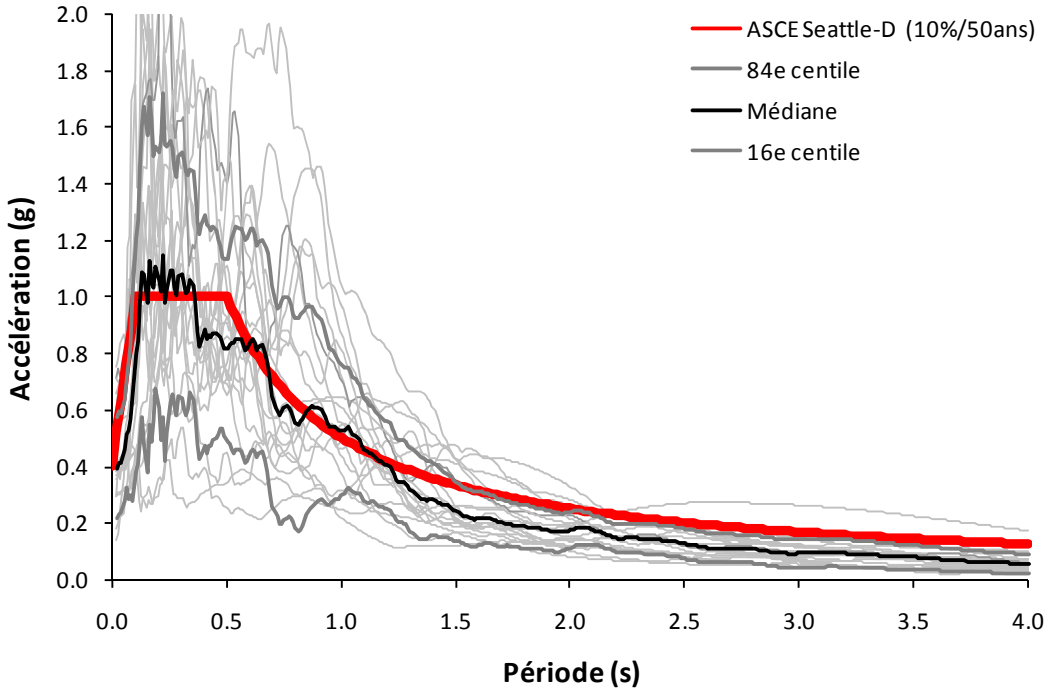


Figure 3.6 : Spectres des signaux de (10%/50 ans) calibrés utilisés pour le site Seattle-D

Tableau 3.11 : Caractéristiques des signaux (2%/50 ans) calibrés utilisés pour le site Seattle-D

Signal	Facteur (-)	Durée (s)	Δt (s)	T dominante (s)	PGA (g)	%durée au PGA (%)
se21	1.00	60.00	0.020	0.68	0.755	5
se22	1.00	60.00	0.020	0.67	0.485	6
se23	1.00	20.78	0.005	0.30	0.605	17
se24	1.00	20.78	0.005	0.29	0.539	14
se25	1.00	80.00	0.020	0.13	0.895	25
se26	1.00	80.00	0.020	0.14	0.821	25
se27	1.00	81.84	0.020	0.12	1.756	8
se28	1.00	81.84	0.020	0.15	1.391	10
se29	1.00	100.00	0.025	0.22	1.637	43
se30	1.00	100.00	0.025	0.31	1.573	42
se31	1.00	100.00	0.025	0.69	1.270	38
se32	1.00	100.00	0.025	0.20	0.902	33
se33	1.00	80.00	0.020	0.31	0.796	50
se34	1.00	80.00	0.020	0.21	0.647	45
se35	1.00	80.00	0.020	0.69	0.607	13
se36	1.00	80.00	0.020	0.98	0.784	14
se37	1.00	80.00	0.020	0.37	0.563	20
se38	1.00	80.00	0.020	0.68	0.535	16
se39	1.00	80.00	0.020	0.27	0.578	29
se40	1.00	80.00	0.020	0.29	0.749	20

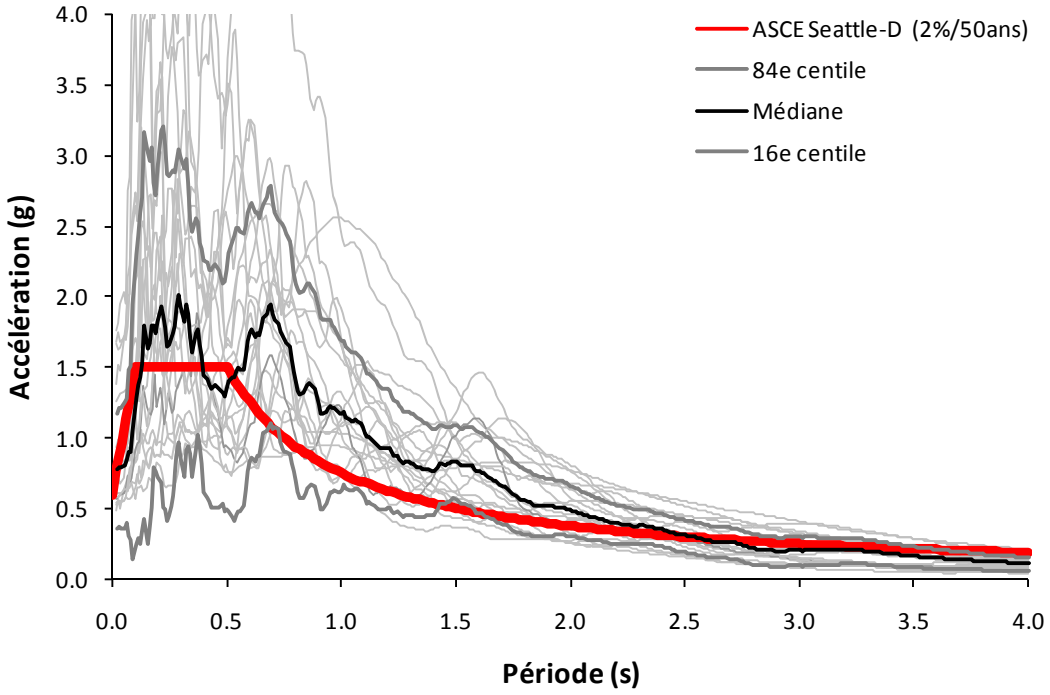


Figure 3.7 : Spectres des signaux de (2%/50 ans) calibrés utilisés pour le site Seattle-D

3.4 Discussion sur le choix des accélérogrammes

Dans ce chapitre, la méthodologie utilisée pour choisir et étalonner les accélérogrammes utilisés pour les diverses analyses temporelles de ce projet a été présentée. Quatre emplacements différents ont été considérés pour le choix des enregistrements. Les accélérogrammes ont été choisis parmi des enregistrements historiques et simulés en fonction des combinaisons M-R qui contribuent le plus au risque sismique de chaque site. Ces signaux ont été ensuite étalonnés pour rendre leur spectre d'accélération compatible aux spectres de conception spécifiés par les normes. Les caractéristiques des séismes utilisés pour chaque site ont été résumées et une comparaison entre leur spectre calibré et le spectre de design a été effectuée. L'observation des données spectrales des accélérogrammes pour chacun des sites traités permet de faire certaines remarques sur les différents groupes de signaux utilisés :

- Au site Montréal-C, la valeur médiane est très près du spectre de conception pour la presque totalité des périodes et l'étendue des valeurs est restreinte.
- Le groupe d'accélérogrammes historiques du site Vancouver-C a une valeur médiane s'approchant du spectre du code et des petites variations. Les séismes simulés pour ce site ont des accélérations médianes inférieures au SPU dans les plus hautes fréquences. La variation des valeurs spectrales de ces signaux est aussi un peu plus importante. Bien que ce groupe risque de sous-estimer la réponse dans les courtes périodes, il est jugé valide compte tenu du fait qu'il soit combiné à l'emploi de séismes historiques collant davantage sur cette plage.
- Bien que les valeurs spectrales du groupe de signaux du site Vancouver-E aient d'importantes variations dues aux amplifications causées par des effets de sol, leur courbe médiane est près du spectre de conception jusqu'à environ 1.5 seconde. Malgré le fait que les accélérations soient néanmoins nettement

inférieures à partir de cette valeur, cette situation n'est toutefois pas jugée préoccupante puisque les bâtiments étudiés dans le cadre de cette recherche ont des périodes en deçà de cette valeur. Il serait cependant important de considérer ce détail pour l'analyse d'autres bâtiments.

- Les deux groupes de signaux pour le site Seattle-D présentent de grandes variations des valeurs spectrales. Le groupe d'intensité 10% en 50 ans a une courbe médiane près du spectre de design et celui d'intensité 2% en 50 ans est supérieur sur presque toutes les périodes. Puisque la base de données à partir de laquelle ces signaux ont été obtenus est déjà calibrée pour ce site, il est choisi d'utiliser ces derniers sans modification. Les résultats des analyses effectuées avec le groupe d'intensité MCE risquent cependant d'être conservateurs.

Chapitre 4 :
Bâtiment supportant des ponts roulants

Le présent chapitre résume différentes études portant sur le comportement sismique d'un bâtiment constitué de plusieurs cadres alignés sur un axe longitudinal et formant un hall abritant des ponts roulants. L'applicabilité des méthodes de conception sismiques définies pour les bâtiments résidentiels et commerciaux de catégorie construction conventionnelle aux structures semblables à celle étudiée est examinée. L'efficacité d'un dispositif visant à réduire leurs charges de séisme et l'effet des charges de levage sur la réponse sismique des bâtiments avec ponts roulants sont évalués. Finalement, des exigences proposées pour la prochaine édition de la norme CSA S16 relativement aux bâtiments peu ductiles sont étudiées dans le contexte des bâtiments de ce type.

Dans un premier temps, une description des caractéristiques propres aux bâtiments supportant des ponts roulants est effectuée. Les objectifs détaillés de l'étude de ce type de structure et la démarche suivie sont par la suite présentés. La description du bâtiment étudié ainsi que le détail des conceptions de ce dernier réalisées pour les différentes études sont présentés. Les études effectuées et les résultats obtenus sont finalement résumés et discutés.

4.1 Caractéristiques des bâtiments avec ponts roulants

Les bâtiments supportant des ponts roulants sont généralement des structures d'un seul étage et sont communément retrouvés dans de nombreux secteurs industriels comme les fonderies, les aciéries, les alumineries et divers ateliers de fabrication. Dans les

prochaines sections du présent document, les termes bâtiments avec ponts roulants, bâtiments en hall ou bâtiment avec cadres disposés en hall seront employés sans distinction afin de désigner ce type de structures. La figure ci-dessous présente un exemple d'un tel bâtiment abritant l'allée des cuves d'une aluminerie.

Figure 4.1 : Aluminerie Alouette de Sept-Îles durant la construction de sa seconde phase (Source : Le Québec en images, 2004)

Les bâtiments en hall ont deux rôles principaux : (i) offrir une protection face aux intempéries et (ii) soutenir des ponts roulants servant à la manutention d'équipements, de pièces, de creusets, etc. La géométrie de ces structures est donc choisie afin de laisser suffisamment d'espace pour permettre d'accommoder les différents procédés ou éléments de la chaîne de fabrication de l'usine. Ces bâtiments peuvent également être formés de plusieurs allées parallèles et avoir de nombreuses ouvertures. Les revêtements extérieurs latéraux et de toiture sont généralement faits en tôle et sont respectivement soutenus par des lisses et des pannes. Puisque les ponts roulants exercent des charges qui sont, dans bien des cas, aussi importantes que le poids propre du bâtiment, la conception des éléments structuraux des bâtiments en hall est la plupart du temps gouvernée par ces équipements.

En fonction des charges à soutenir, du secteur d'activité et de l'époque de la construction, les cadres des bâtiments de ce type sont conçus en utilisant différents arrangements de colonnes et d'éléments de toiture. La Figure 4.2 illustre les différentes configurations de colonnes fréquemment utilisées. Les poteaux peuvent être formés d'une seule section avec un corbeau soutenant les poutres de voies de roulement (uniform bracketed), de deux sections de différentes dimensions avec épissure au niveau du pont roulant (stepped column) ou de deux colonnes servant respectivement à soutenir la toiture et les voies de roulement connectées entre elles pour former un treillis en dessous du niveau du pont roulant (laced column et battened column). En fonction de la largeur du bâtiment, la toiture est soutenue par des poutres à section uniforme, par des poutres à section variable ou par des treillis.

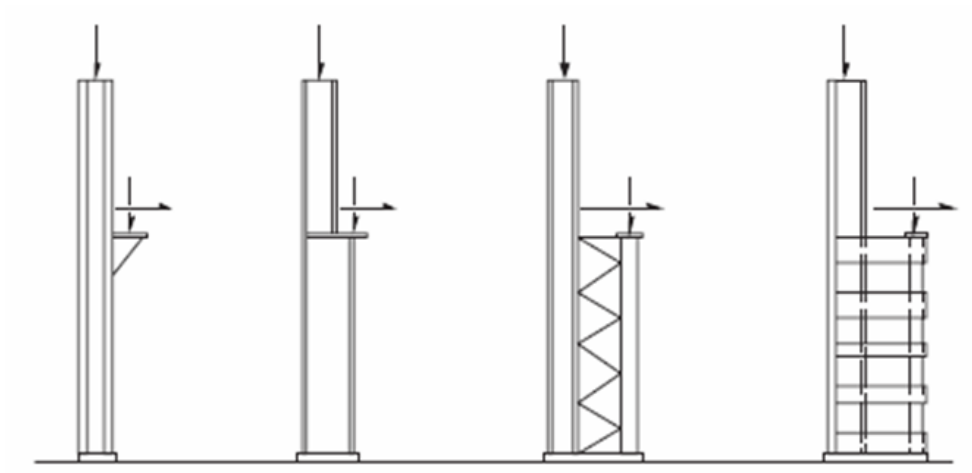


Figure 4.2 : Arrangement de colonnes typique des bâtiments avec ponts roulants (Source : Fisher, 2004)

Les bâtiments en hall ont des systèmes de résistance aux charges verticales relativement simples. En effet, les cadres sont les principaux éléments reprenant ces charges pour les transmettre aux fondations. Les charges qui leur sont tributaires sont donc celles se retrouvant sur la demi-distance séparant les cadres. Afin de résister aux sollicitations latérales de vent ou de séismes, deux différents systèmes sont présents dans ce type de structure. Dans la direction perpendiculaire à l'allée de ponts roulants, les cadres constituent un système rigide s'apparentant à des cadres rigides résistant aux

moments. Dans la direction longitudinale, des contreventements concentriques en treillis sont normalement employés, les efforts étant transmis à ces derniers à travers les poutres reliant les cadres entre eux et les contreventements horizontaux de toiture.

4.2 Objectifs spécifiques de l'étude d'un bâtiment avec ponts roulants

Bien que les bâtiments avec cadres disposés en hall soient très courants dans de nombreux secteurs industriels, peu de recherches portant sur leur comportement sismique ont été effectuées jusqu'à ce jour. Pour cette raison, ces structures sont conçues en employant les mêmes exigences que pour les autres types de charpentes, même si elles présentent des caractéristiques très différentes.

Les différentes études effectuées dans cette section visent globalement à avoir une meilleure connaissance de la réponse sous sollicitation sismique des bâtiments en hall conçus selon les normes en vigueur et pour lesquels les charges de pont roulant sont prépondérantes. Les objectifs spécifiques de cette recherche sont les suivants :

- Déterminer si les méthodes de la force statique équivalente et d'analyse spectrale permettent d'estimer adéquatement la distribution des efforts sismiques dans ces bâtiments.
- Évaluer si les exigences actuelles relatives aux structures de construction conventionnelle permettent d'obtenir des conceptions sismiques de bâtiments en hall offrant un mode de rupture acceptable.
- Évaluer la possibilité de réduire les efforts sismiques dans ces bâtiments en utilisant la plastification des tiges d'ancrage aux fondations comme moyen d'isolation à la base.

- Déterminer l'effet des charges de levage sur la réponse sismique de bâtiments avec ponts roulants et évaluer s'il pourrait être justifié d'inclure ces charges dans les combinaisons sismiques de dimensionnement.
- Évaluer dans quelle mesure les exigences relatives aux bâtiments de construction conventionnelle proposées pour la prochaine édition de la norme CSA S16 permettent d'améliorer le comportement sismique des bâtiments en hall.

4.3 Bâtiment avec ponts roulants étudié

Le bâtiment étudié est proposé par M. Robert A. MacCrimmon, membre du comité technique de la norme CSA S16 et à l'emploi de la firme de génie-conseil Hatch Energy à Niagara Falls. Il s'agit d'un bâtiment fictif en hall formé de cadres alignés sur un axe longitudinal et supportant deux ponts roulants d'une capacité de 40 tonnes chacun. La Figure 4.3 montre une portion du bâtiment vue en perspective. Dans le cadre de ce travail de recherche, seule la réponse sismique du bâtiment dans la direction perpendiculaire à l'allée des ponts roulants est investiguée. Ce choix a été privilégié étant donné que dans l'autre direction, les SRCL généralement utilisés se rapprochent davantage de ce qui est rencontré dans les bâtiments plus conventionnels.

Dans la direction étudiée, les cadres rigides représentent les principaux éléments de résistance aux charges latérales. Le transfert de charges latérales entre les différents cadres est habituellement faible et est souvent négligé lors de leur conception. Pour ces raisons, une modélisation simplifiée bidimensionnelle est adoptée pour les analyses. Le cadre étudié est situé dans la portion centrale de l'allée des ponts roulants et ne pas faire partie de SRCL longitudinal. La Figure 4.4 présente le cadre typique sujet des analyses. Un plan détaillé de la géométrie du cadre est présenté à l'Annexe 1.

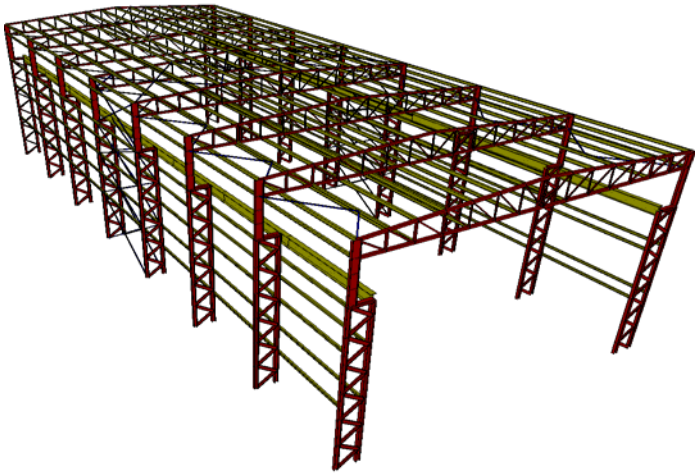


Figure 4.3 : Vue en perspective du bâtiment avec ponts roulants étudié

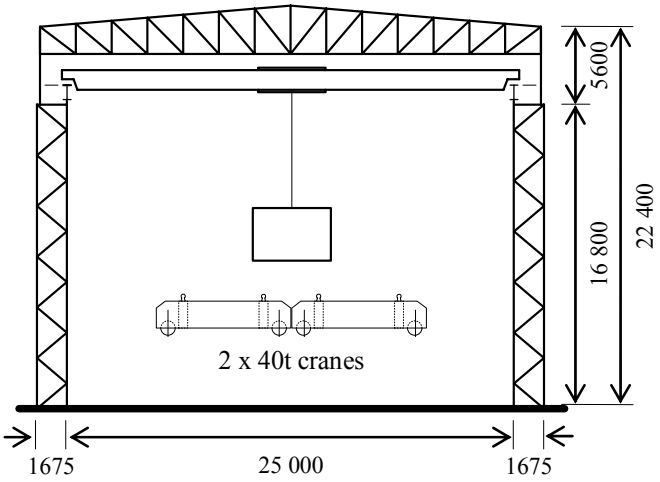


Figure 4.4 : Schéma d'un cadre typique du bâtiment avec ponts roulants étudié

Le cadre bidimensionnel analysé est formé d'une ferme soutenant la toiture appuyée sur des poteaux de part et d'autre de l'allée des ponts roulants. Ce treillis est formé de profilés tubulaires carrés. Les membrures de la corde supérieure sont inclinées de façon à avoir une pente du toit de 1 : 12 soit environ 5° de chaque côté.

La ferme du toit repose sur des poteaux formés de section W divisés en deux portions. Dans la partie supérieure, une colonne simple orientée de façon à avoir son axe fort résistant à la flexion dans le plan du cadre est choisie. Dans la portion sous le niveau des voies de roulement des ponts roulants, les poteaux sont constitués de deux

colonnes reliées entre elles par des diagonales. Il s'agit donc d'un arrangement avec poteaux enlacés (laced column) pour lequel une première colonne reprend majoritairement les charges provenant de la toiture alors qu'une seconde résiste en plus grande partie aux charges verticales de pont roulant. Les poteaux et les diagonales de cette portion sont soudés entre eux par les semelles et sont orientés pour que leur axe fort résiste à la flexion hors du plan du cadre.

Toutes les membrures de cadres sont connectées de façon rigide. L'ensemble forme ainsi un système offrant une résistance aux différentes charges horizontales. Les appuis à la base des poteaux sont considérés être des encastrements parfaits. Bien que ce type de support induise des efforts de flexion supplémentaires aux colonnes, il réduit grandement les déflexions latérales de la structure.

Dans la direction longitudinale du bâtiment, les efforts latéraux sont repris par des contreventements concentriques en treillis verticaux et horizontaux au niveau du toit. Les forces horizontales sont transmises à ces éléments à travers les poutres longitudinales reliant les cadres entre eux. Dans une telle structure, les contreventements horizontaux ont également pour rôle d'assurer la stabilité des fermes de toit en prévenant le flambement de leur corde comprimée.

La Figure 4.5 et la Figure 4.6 présentent respectivement des systèmes typiques de pannes de toiture et de lisses qui servent à soutenir le revêtement extérieur du bâtiment. Le parement est constitué de tôle mince, d'isolant et de coupe-vapeur. Le système de pannes est formé de profilés en I disposés entre les cadres de la bâtisse. Afin de prévenir le déversement de ces poutres, des tirants reliant les pannes entre elles en portée sont employés. Les lisses sont faites de profilés en C orientés pour que leur axe fort puisse résister aux forces de vent. Les lisses sont placées entre les cadres et sont soutenues par des tirants afin de réduire la flexion dans l'axe faible due aux charges de gravité. Ces tirants sont attachés à trois différents niveaux aux poutres longitudinales.

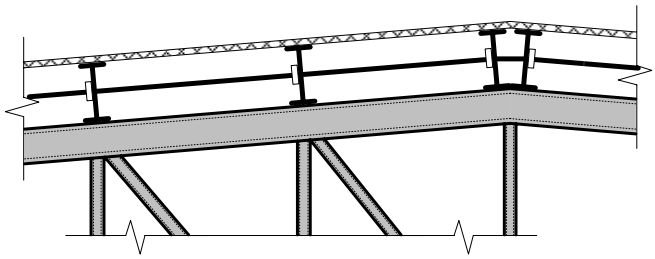


Figure 4.5 : Système de pannes de toiture

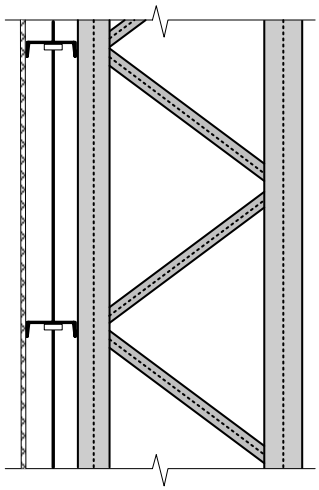


Figure 4.6 : Système de lisses

4.4 Conception

Les analyses effectuées dans ce chapitre sont réalisées sur différentes conceptions du cadre typique 2D choisi et dont la géométrie est présentée à la section précédente. Les designs sont effectués pour des sites localisés dans les villes de Montréal, Vancouver et Seattle en considérant différentes conditions géotechniques pour déterminer les efforts sismiques. En fonction de l'emplacement, le dimensionnement du bâtiment est réalisé en se basant sur les codes en vigueur. Pour le site de Vancouver sur un site de catégorie C, une seconde conception est réalisée en suivant des exigences proposées pour la prochaine édition de la norme canadienne d'acier (CSA S16-10) concernant les structures de construction conventionnelle. Au total, 5 conceptions sont réalisées. Ces dernières sont énumérées avec leurs spécificités dans le Tableau 4.1.

Tableau 4.1 : Nomenclature des conceptions du bâtiment réalisées

Nom de la conception	Emplacement	Classe de site pour la réponse sismique
Montréal-C	Montréal	C
Vancouver-C	Vancouver	C
Vancouver-E	Vancouver	E
Vancouver-C-2010	Vancouver	C
Seattle-D	Seattle	D

La section suivante traite des éléments importants considérés lors de la réalisation des conceptions du cadre étudié. Dans un premier temps, un survol des normes et des guides de conception employés est effectué. Les critères de dimensionnement suivis ainsi que les méthodes et hypothèses de design utilisés sont par la suite énoncés. Finalement, les différentes conceptions des éléments du cadre typique 2D effectuées sont exposées. Une comparaison des dimensionnements réalisés de même que de certains paramètres de design significatifs est également présentée. Le détail des cas et des combinaisons de charges de même que de la conception des éléments secondaires soutenus par le cadre sont présentés à l'Annexe 2.

4.4.1 Normes et guides de design utilisés

Le calcul des charges de conception et le dimensionnement des éléments structuraux pour les sites canadiens (Montréal et Vancouver) sont effectués en respectant le Code national du bâtiment 2005 (CNBC 2005) et la Norme canadienne d'acier (CSA S16-01). Ces normes sont respectivement suivies pour le calcul des charges et pour le dimensionnement des éléments structuraux. La conception du cadre Vancouver-C-2010 servant à l'évaluation des exigences proposées à la prochaine édition de la norme CSA S16 est effectuée en respectant le CNBC 2005, la norme d'acier actuelle et les exigences proposées. Ces exigences sont présentées à la section 4.5.5.2. Pour le site de Seattle, la norme Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-05) et le code d'acier Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360-05) sont employés pour le calcul des charges et pour le design des éléments de structure.

Afin de déterminer les différentes sollicitations associées aux ponts roulants de même que les combinaisons de ces dernières entre elles et avec les autres types de charges, le guide du CISC (MacCrimmon, 2004) est utilisé. Ce guide est également employé afin de réaliser le dimensionnement des poutres des voies de roulement (voir Annexe 2 section A2.3). Les guides de l'ASCE et de l'AISC sont employés en complément au guide du CISC afin de déterminer les critères de conception de la structure.

4.4.2 Critères de conception suivis

Les différents designs effectués du cadre typique 2D étudié sont réalisés en se basant sur des critères de conception géométriques et de déformation. Ces derniers visent principalement à assurer que la structure soit constructible et qu'elle ait un bon comportement en service. Les critères utilisés sont les mêmes pour tous les emplacements considérés.

Les critères géométriques adoptés concernent les dimensions des membrures choisies pour former le cadre. Ces derniers sont les suivants :

- Les membrures dans la portion inférieure au niveau du pont roulant doivent avoir des sections de profondeur semblable afin de permettre le soudage des semelles des poteaux et des diagonales.
- La ferme de toit est formée de membrures tubulaires carrées. Afin de permettre l'assemblage et la soudabilité des pièces entre elles, la dimension minimale des sections choisies est de 76 mm (3") et leur épaisseur ne doit pas être inférieure à 4.8 mm (3/16").

Les critères de déformation employés sont particuliers aux bâtiments avec ponts roulants et proviennent des différents guides de conception énumérés à la section 4.4.1. Ces derniers tiennent compte à la fois du fait que certains éléments des bâtiments industriels peuvent subir d'importantes déflexions sans corrompre la sécurité, et que les équipements de levage sont particulièrement sensibles aux déformations excessives. À noter que la vérification des états limites de service est réalisée avec les charges de neige et de vent de récurrence de 1/10 ans (pris en compte à travers les facteurs d'importance d'après le CNBC 2005) et que les charges latérales de pont roulant ne sont pas considérées simultanément avec le vent. Les principaux critères employés dans les conceptions sont les suivants :

- La flèche verticale au toit doit être inférieure à L/240 (115 mm).
- Le déplacement horizontal au niveau du pont roulant sous des charges non sismiques doit être plus petit que 50 mm et h/240 (70 mm).
- L'écartement des voies de roulement ne doit pas être supérieur à 25 mm.
- Les déplacements inter-étage permis sous des charges sismiques sont de h/40. Le niveau du pont roulant et le toit sont les étages considérés pour ce calcul.

4.4.3 Méthodes et hypothèses de conception

Un résumé des charges employées pour le dimensionnement pour tous les cas d'emplacement étudiés est présenté au Tableau 4.2. À noter que le calcul des charges sismiques est effectué en utilisant l'approche en vigueur pour les bâtiments de construction conventionnelle. Les facteurs de réduction employés sont donc R_dR_o = 1.5 x 1.3 pour les sites canadiens et R = 3.0 pour Seattle. Le détail du calcul des charges de design de même que les combinaisons employées sont présentés en détail à l'Annexe 2.

Tableau 4.2 : Résumé des efforts de conception pour chaque site

Site		Montréal-C	Vancouver-C	Vancouver-E	Vancouver-C-2010	Seattle-D
Poids du cadre	(t)	11.8	11.5	11.9	11.5	10.5
Charges vive totale au toit (S ou L)	(kN)	574	375	375	375	281
Charge de vent latérale totale	(kN)	211	256	256	256	187
Période fondamentale	(s)	1.34	1.25	1.20	1.25	1.21
Poids sismique (W)	(kN)	1228	1184	1188	1184	1059
Charge sismique de design (V)	(kN)	71	176	333	202	146
V/W	(%)	5.8	14.9	28.0	17.1	13.8

La conception du cadre est réalisée de façon itérative. Dans un premier temps, un choix préliminaire de section est fait pour résister aux efforts provenant de combinaisons non sismiques. Les sections choisies sont par la suite vérifiées sous les combinaisons avec charges sismiques déterminées à partir des caractéristiques de la structure préliminaire et modifiées lorsque nécessaire. Le calcul des nouvelles charges sismiques et la vérification de la résistance des membrures sont effectués en itération jusqu'à l'obtention d'un design final.

Les efforts utilisés pour le dimensionnement des membrures sont obtenus à partir d'analyses de second ordre à l'aide du logiciel STAAD.Pro (version 20.07.03.16). La conception des éléments est faite manuellement d'après les efforts calculés et validée en utilisant les options de conception automatique de STAAD.Pro. Une optimisation des sections choisies est réalisée en fonction du poids. Les conceptions sont faites en posant certaines hypothèses qui, sauf avis contraire, seront également employées pour les analyses. Les principales hypothèses utilisées sont les suivantes :

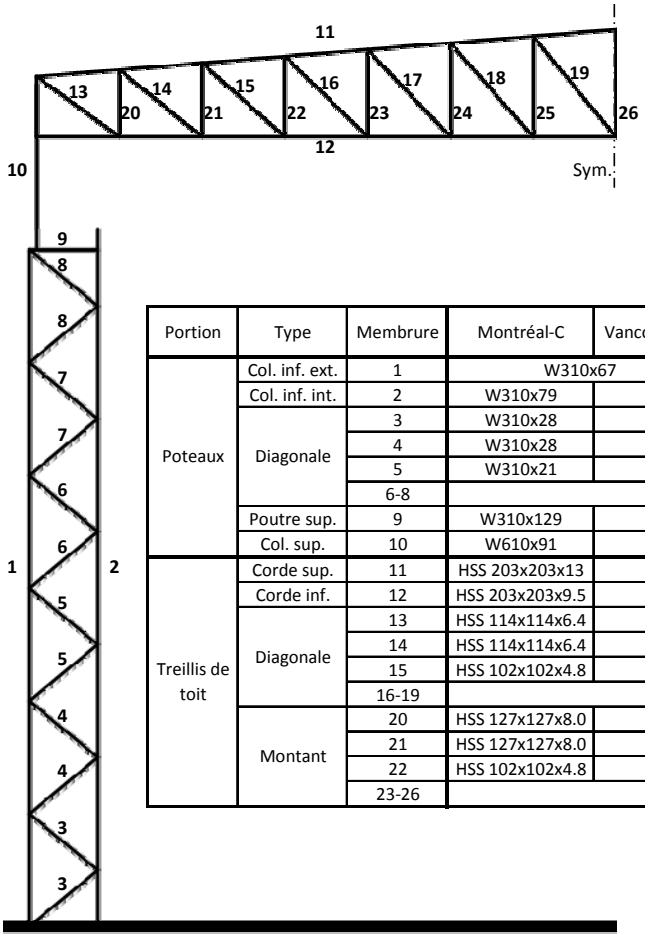
- Toutes les connexions des membrures sont rigides et les poteaux sont parfaitement encastrés à leur base.
- Seule la résistance des membrures est investiguée lors des dimensionnements du cadre. Dans tous les cas, il est supposé que des assemblages suffisamment résistants peuvent être réalisés.
- Les charges horizontales de pont roulant sont divisées de chaque côté de l'allée, car il est présumé que leurs roues ont des semelles doubles.
- La conception sismique est uniquement réalisée pour le cas où deux ponts roulants non chargés avec leurs chariots situés au centre de l'allée sont localisés à l'emplacement le plus défavorable pour le cadre étudié. Le fait qu'aucune situation sismique sans la présence de ponts roulants ne soit étudiée est justifié à l'annexe 2 (section A2.1.7). L'exclusion des charges de levage des combinaisons sismiques est validée à la section 4.5.4.

- Les ponts roulants ne sont pas considérés permettre le transfert de charges entre les poteaux de chaque côté, car ils ne sont pas toujours alignés avec les cadres.
- Le cadre est conçu pour résister à la totalité des charges latérales qui lui sont tributaires dans la direction transversale. En d'autres mots, aucun partage de ces charges entre les cadres voisins n'est considéré. Cela est une hypothèse conservatrice faisant partie des pratiques courantes pour ce type de bâtiment.
- Puisque seul le comportement du bâtiment dans la direction perpendiculaire à l'allée des ponts est étudié, les charges horizontales utilisées sont celles qui sont dans ce sens uniquement.
- Le cadre étudié est considéré être situé dans la portion centrale de l'allée des ponts roulants et ne pas faire partie de contreventement dans le sens longitudinal.
- Des charges horizontales fictives sont utilisées pour la conception tel que requis par les normes CSA S16-01 et AISC 360-05. Ces dernières correspondent à 0.5% des charges de gravité incluses dans les différentes combinaisons, ce qui est près des valeurs suggérées par Schmidt (2001).
- Puisque des charges horizontales fictives sont considérées et qu'une analyse de second ordre est réalisée, les poteaux du cadre peuvent être dimensionnés sans utiliser le concept de longueur effective pour l'étude de la stabilité globale, tel que mentionné par MacCrimmon et al. (1997).
- Le poteau dans la portion supérieure au niveau des ponts roulants est conçu en prenant une longueur de flambement dans le plan du cadre équivalente à la hauteur totale du bâtiment. Bien que cette hypothèse soit conservatrice, cela permet de respecter l'article 13.8.5 de la norme CSA S16-01.
- Les colonnes en dessous du niveau du pont sont conçues en utilisant un coefficient d'élancement (KL/r) équivalent. Ce dernier, déterminé à partir des coefficients d'élancement globaux et locaux, vise à prendre en compte la

possibilité d'avoir un flambement entre les points de retenue latérale en plan ou hors plan dans la portion inférieure, combiné à une instabilité sur toute la hauteur du bâtiment. Le détail du calcul des coefficients d'élancement équivalents employés, de même que des analyses de flambement réalisées pour justifier cette approche sont présentées à la section 4.5.1.

4.4.4 Présentation des designs du cadre effectués

La Figure 4.7 résume les sections choisies pour chaque membrure du cadre aux différents sites considérés.



Portion	Type	Membrure	Montréal-C	Vancouver-C	Vancouver-E	Vancouver- C-2010	Seattle-D
Poteaux	Col. inf. ext.	1	W310x67		W310x79	W310x67	
	Col. inf. int.	2	W310x79	W310x107			W310x86
	Diagonale	3	W310x28	W310x33			W310x24
		4	W310x28	W310x28			W310x21
		5	W310x21	W310x28			W310x21
		6-8	W310x21				
	Poutre sup.	9	W310x129	W310x107			W310x86
	Col. sup.	10	W610x91	W530x82			W530x92
Treillis de toit	Corde sup.	11	HSS 203x203x13	HSS 203x203x8.0			HSS 178x178x8.0
	Corde inf.	12	HSS 203x203x9.5	HSS 203x203x6.4			HSS 178x178x6.4
	Diagonale	13	HSS 114x114x6.4	HSS 102x102x6.4			HSS 102x102x4.8
		14	HSS 114x114x6.4	HSS 89x89x6.4			HSS 102x102x4.8
		15	HSS 102x102x4.8	HSS 89x89x6.4			HSS 76x76x4.8
		16-19	HSS 76x76x4.8				
	Montant	20	HSS 127x127x8.0	HSS 102x102x6.4			HSS 102x102x4.8
		21	HSS 127x127x8.0	HSS 89x89x6.4			HSS 102x102x4.8
		22	HSS 102x102x4.8	HSS 89x89x6.4			HSS 76x76x4.8
		23-26	HSS 76x76x4.8				

Figure 4.7 : Résumé des sections des différentes conceptions du cadre effectuées

4.4.5 Comparaison des conceptions

En observant le choix des membrures effectué et le résumé des différents efforts de conception présenté au Tableau 4.2, il ressort que les sections des cadres sont beaucoup moins variables entre les différents sites que leurs sollicitations. Cela peut être expliqué par le fait que les charges des ponts roulants sont constantes à toutes les conceptions et sont relativement importantes par rapport aux autres efforts.

En comparant les conceptions du cadre pour les emplacements de Montréal et de Vancouver, il ressort que la charge de neige plus importante à Montréal entraîne le choix de sections plus grandes pour le treillis de toit et pour les poteaux au-dessus du niveau des ponts roulants. La charge de neige supérieure explique également le poids sismique plus grand de cette conception. Puisque les charges latérales sont en revanche inférieures à Montréal, les poteaux dans la portion inférieure du bâtiment y sont plus petits que pour les designs à Vancouver. À noter que pour l'ensemble des membrures du cadre Montréal-C, les combinaisons avec charges sismiques ne sont jamais critiques.

Les trois conceptions réalisées pour l'emplacement de Vancouver sont pratiquement identiques, compte tenu du fait qu'elles sont réalisées avec les mêmes charges non sismiques. Les conceptions Vancouver-C et Vancouver-C-2010 sont exactement les mêmes malgré que les charges sismiques soient majorées selon les exigences proposées à la norme CSA S16. La conception Vancouver-E diffère quant à elle des autres uniquement par la section des poteaux extérieurs dans la portion inférieure du bâtiment. Les combinaisons de charges sismiques ne sont pas critiques pour aucune des membrures du cadre Vancouver-C. Pour le cadre Vancouver-C-2010, seuls les poteaux inférieurs extérieurs sont dominés par ces combinaisons. Ces dernières sont cependant critiques pour les poteaux inférieurs extérieurs, pour les poteaux supérieurs et pour certaines diagonales du cadre Vancouver-E.

Le cadre pour le site Seattle-D est dimensionné pour résister à des charges vives au toit et de vent inférieures à celles à Vancouver-C. Bien que l'aléa sismique y soit néanmoins plus important et que le sol y soit plus mou, les charges de tremblement de terre utilisées pour cette conception sont inférieures puisqu'elles correspondent à une récurrence de 10% en 50 ans et qu'elles sont réduites par un facteur de ductilité de 3.0. Puisque les combinaisons de charges sismiques de la norme ASCE 7-05 prennent en considération des accélérations verticales (voir Annexe 2 à la section A2.2), ces dernières sont critiques pour plusieurs membrures. Ainsi, les poteaux inférieurs extérieurs et les poteaux supérieurs sont plus sollicités sous des charges sismiques.

4.5 Analyses

La section qui suit présente cinq études réalisées à partir des conceptions présentées à la section 4.4.4. Ces études sont réalisées afin d'atteindre les objectifs principaux de la recherche portant sur les bâtiments supportant des ponts roulants.

La première étude traitée porte sur des analyses de flambement effectuées afin de valider les hypothèses prises par rapport aux coefficients de longueur effective à utiliser pour le dimensionnement des poteaux du cadre. Cette étude est présentée à la section 4.5.1.

Afin de déterminer la répartition de la demande sismique soumise à la structure traitée et d'évaluer si les normes de conception actuelles mènent à des designs adéquats, différentes analyses temporelles élastiques sont effectuées. Cette étude, présentée à la section 4.5.2, a également pour but de comparer les réponses sismiques prédites par différentes méthodes d'analyse afin de valider leur emploi pour les bâtiments en hall.

La section 4.5.3 présente des analyses temporelles non linéaires réalisées afin d'étudier de quelle façon la plastification des barres d'ancrage des poteaux aux fondations peut être employée comme moyen de réduction des efforts sismiques dans un tel bâtiment. En comparant la réponse du cadre avec et sans plastification des ancrages, le bénéfice lié à l'emploi d'un tel système est quantifié.

La section 4.5.4 traite d'une étude effectuée afin de déterminer l'effet des charges de levage sur la réponse sismique d'un bâtiment avec ponts roulants. Cette étude vise à vérifier si l'absence de ces charges dans les combinaisons sismiques est justifiée.

La section 4.5.5 présente des analyses statiques incrémentales (pushover) réalisées sur le cadre étudié pour évaluer des propositions à la norme CSA S16 portant sur les structures de type CC. En comparant la capacité du cadre conçu avec et sans les exigences étudiées , l'amélioration du comportement liée à ces dernières est vérifiée.

4.5.1 Analyses de flambement

4.5.1.1 Objectifs

L'objectif principal des analyses de flambement présentées dans cette section est de valider les hypothèses de conception prises afin de déterminer les coefficients d'élancement utilisés pour calculer la résistance à la compression des différentes portions des poteaux du bâtiment avec ponts roulants étudié dans ce chapitre. Ces analyses visent également à explorer les possibilités du logiciel SAP2000 pour permettre d'estimer les coefficients d'élancement à utiliser pour concevoir des éléments dont les modes d'instabilité peuvent être difficiles à prévoir.

Dans cette section, le calcul des coefficients d'élancement employés pour la conception des poteaux du bâtiment traité dans ce chapitre est présenté. La méthodologie utilisée pour déterminer les coefficients d'élancement des éléments de la structure à partir d'analyses de flambement est ensuite expliquée. Finalement, les résultats de ces analyses et les conclusions sur cet exercice sont présentés.

4.5.1.2 Calcul des coefficients d'élancement pour la conception des poteaux

<u>Normes et guides pour la conception de tels poteaux</u>

La conception des poteaux des bâtiments supportant des ponts roulants est un sujet relativement complexe. Puisque les poteaux de ces structures ont des charges variant sur leur hauteur et peuvent, selon leur configuration, avoir des sections différentes en haut et en bas du niveau des ponts roulants, tel que montré à la Figure 4.2, la détermination de leur charge critique de flambement élastique peut s'avérer être difficile. Dans la littérature, des abaques ont été développés afin de déterminer des coefficients de longueur effective (K) en fonction des conditions de retenue des poteaux ainsi que des rapports de leur longueur, de leur inertie et de leur chargement.

Ces coefficients peuvent ensuite être employés afin d'établir les longueurs effectives (KL) nécessaires au calcul des charges critiques de flambement ou de la résistance à la compression des segments de poteau. Ce type d'abaque est entre autres présenté dans le « Technical report No. 13 » (AISE, 2003) et dans le « AISC Design guide 7 » (Fisher, 2004).

Les abaques décrits ci-dessus sont toutefois mal adaptés à la conception des poteaux selon les normes canadiennes. En effet, ces outils ont été élaborés pour réaliser des designs d'après le principe des contraintes admissibles en utilisant des efforts obtenus par analyse statique linéaire excluant les non-linéarités géométriques. Selon la norme CSA S16-01, qui est basée sur le principe des états limites, les éléments comprimés d'une structure sont généralement conçus pour résister à des efforts issus d'analyses incluant des charges horizontales fictives et les effets P-Δ. Dans ce cas, la longueur de flambement employée est équivalente à la distance entre les points de retenue latérale. Cela revient à prendre K = 1.0. Pour les poteaux supportant des ponts roulants, l'article 13.8.5 de cette même norme spécifie que leur conception doit se faire séparément pour les segments situés en haut et en bas du niveau du pont en considérant leur propre rigidité flexionnelle et en prenant une longueur de flambement égale à la longueur totale du poteau.

L'article 19.1.4 de la norme CSA S16-01 spécifie que la résistance à la compression des membrures composées de plusieurs pièces doit se faire en utilisant un coefficient d'élancement (KL/r) équivalent afin de considérer la possibilité d'une combinaison de flambements local et global. Ce même article spécifie que le coefficient d'élancement local ne doit pas être supérieur au coefficient global. Le coefficient d'élancement équivalent est calculé à partir des coefficients d'élancement globaux et locaux maximums selon la formule qui suit.

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{equivalent} = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_{local}^{2} + \left(\frac{KL}{r}\right)_{global}^{2}} \tag{4.1}$$

Méthodes et hypothèses de conception des poteaux du bâtiment

Dans le cas de la structure étudiée, les poteaux sont constitués d'un profilé simple dans la portion supérieure au niveau des ponts roulants et de deux colonnes enlacées par des diagonales dans la portion inférieure, comme décrit à la section 4.3. Toutes les connexions sont rigides.

Tel que spécifié à la section 4.4.3, le dimensionnement du poteau dans la partie supérieure est effectué en utilisant un coefficient d'élancement calculé en utilisant une longueur de flambement dans le plan du cadre de 22 400 mm correspondant à la hauteur totale du bâtiment et en utilisant la rigidité flexionnelle de cet élément[2]. Cette hypothèse de calcul respecte l'article 13.8.5 de la norme CSA S16-01 décrit précédemment. Cette hypothèse est néanmoins conservatrice puisqu'il est irréaliste que cette membrure flambe sur une aussi grande longueur.

Le design du poteau dans la partie inférieure est fait de façon indépendante pour chacune des portions de colonne et non pas de manière globale. Ce choix a été pris étant donné que le système se comporte davantage comme deux colonnes séparées reliées par des contreventements au lieu d'une seule à section composée et puisque des efforts de flexion sont en présence à cause des assemblages rigides. Afin de tenir tout de même compte de la possibilité d'avoir un flambement global dans le plan combiné à une instabilité locale en plan ou hors plan, le calcul de la résistance à la compression

[2] D'après des communications personnelles avec R.A. MacCrimmon

de chacune des portions est effectué en utilisant un coefficient d'élancement équivalent qui lui est spécifique. Cette façon de procéder est une alternative à l'utilisation d'un coefficient d'élancement équivalent.

Le calcul du coefficient d'élancement équivalent de chaque portion des poteaux est réalisé à partir de l'équation de l'article 19.1.4 de la norme CSA S16-01 présentée précédemment. Pour le terme d'élancement local, le coefficient utilisé correspond à la pire situation entre un flambement en plan ou hors plan. Pour ce calcul, les rayons de gyration des membrures individuelles sont utilisés et les longueurs de flambement local sont présumées égales à la distance entre les connexions des diagonales dans le plan du cadre et à la distance entre les poutres longitudinales reliant les cadres entre eux dans la direction hors plan. Pour le terme d'élancement global, la hauteur totale du bâtiment (22 400 mm) est utilisée comme longueur de flambement. Le rayon de gyration employé pour ce calcul est celui de la section composée des deux poteaux inférieurs et est déterminé en considérant la position de l'axe neutre de cette dernière. Seule la condition de flambement global dans le plan du cadre est considérée puisqu'elle est la seule à pouvoir être combinée avec une instabilité locale. À noter que la valeur des coefficients K est prise égale à 1.0 autant au niveau local que global.

Bien que cette approche permette de réaliser un dimensionnement tenant compte du flambement composé tel que demandé à l'article 19.1.4 de la norme CSA S16-01, elle ne permet pas d'avoir $(KL/r)_{local} > (KL/r)_{global}$ dans tous les cas. Cette situation n'est pas jugée préoccupante, compte tenu du fait que la conception est effectuée au niveau local et que les coefficients d'élancement locaux et globaux sont relativement faibles (< 100).

<u>Calcul des coefficients d'élancement employés pour la conception</u>

En suivant la méthode décrite précédemment, les coefficients d'élancement utilisés dans la conception des poteaux du bâtiment étudié sont déterminés. Le Tableau 4.3 présente en ombragé les valeurs des coefficients d'élancement dans le plan du cadre et

hors plan utilisés pour la conception des éléments principaux de la structure. Comme il a été spécifié précédemment, le dimensionnement des poteaux en dessous du niveau du pont roulant est réalisé en utilisant des coefficients d'élancement en plan déterminé en combinant les coefficients locaux et globaux pour tenir compte d'un flambement mixte. Dans la direction hors du plan du cadre, seul un flambement local des poteaux est possible. La Figure 4.8 illustre l'emplacement des éléments principaux retrouvés dans le Tableau 4.3.

Tableau 4.3 : Coefficients d'élancement utilisés pour la conception des colonnes principales

	Design		Montréal-C		Vancouver-C		Vancouver-E		Seattle-D	
Élément	Direction		Plan	H-Plan	Plan	H-Plan	Plan	H-Plan	Plan	H-Plan
Colonne supérieure	Section	(-)	W610x91		W530x82		W530x82		W530x92	
	L	(mm)	22400	4100	22400	4100	22400	4100	22400	4100
	K	(-)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	r	(mm)	239	46.5	213	44.0	213	44.0	217	44.9
	KL/r	(-)	**94**	**88**	**105**	**93**	**105**	**93**	**103**	**91**
Colonne inférieure extérieure (local)	Section	(-)	W310x67		W310x67		W310x79		W310x74	
	L	(mm)	2800	7000	2800	7000	2800	7000	2800	7000
	K	(-)	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8
	r	(mm)	49.5	131	49.5	131	63.0	133	49.9	132
	KL/r	(-)	57	**43**	57	**43**	44	**42**	56	**42**
Colonne inférieure intérieure (local)	Section	(-)	W310x79		W310x107		W310x107		W310x86	
	L	(mm)	2800	7000	2800	7000	2800	7000	2800	7000
	K	(-)	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8
	r	(mm)	63.0	133	77.2	135	77.2	135	63.6	134
	KL/r	(-)	44	**42**	36	**41**	36	**41**	44	**42**
Colonnes inférieures (global)	L	(mm)	22400	-	22400	-	22400	-	22400	-
	K	(-)	1.0	-	1.0	-	1.0	-	1.0	-
	r	(mm)	836	-	817	-	831	-	837	-
	KL/r	(-)	27	-	27	-	27	-	27	-
Col. comp. ext.	$(KL/r)_e$	(-)	**63**	-	**63**	-	**52**	-	**62**	-
Col. comp. int.	$(KL/r)_e$	(-)	**52**	-	**50**	-	**49**	-	**52**	-

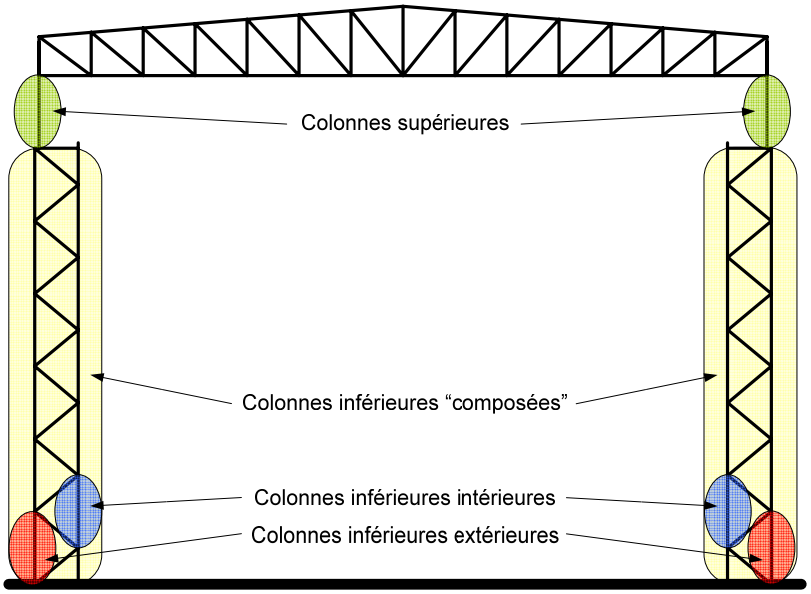


Figure 4.8 : Éléments dont le coefficient d'élancement est présenté dans le Tableau 4.3

4.5.1.3 Méthodologie

Afin de valider les hypothèses prises à la section 4.5.1.2 pour déterminer les valeurs des coefficients d'élancement à employer lors du dimensionnement des poteaux du bâtiment, des analyses de flambement élastiques sont effectuées à l'aide du logiciel SAP2000. Ces analyses sont réalisées sur un modèle du cadre typique 2D conçu à Vancouver sur un sol de type C (Vancouver-C). Le modèle en question est constitué d'éléments poutres. Le détail de cette conception de la structure est présenté à la section 4.4.4.

Les analyses de flambement sont effectuées en utilisant 10 différents cas de charges parmi ceux traités lors de la phase de design. Ce choix est pris afin d'obtenir des résultats reflétant différents contextes de chargement. Le Tableau 4.4 présente les combinaisons de charges utilisées. À noter que les charges de pont roulant (C) sont déterminées avec le chariot au centre de l'allée et que les charges W^+ et W^- font respectivement référence aux charges de vent avec pression interne positive et négative.

Tableau 4.4 : Combinaisons de charges utilisées pour les analyses de flambement

Comb.	Description
1	1.25D + 1.5C + 0.5S
2	1.25D + 1.5C + 0.4W$^+$
3	1.25D + 1.5C + 0.4W$^-$
4	1.25D + 1.5S + 0.5C
5	1.25D + 1.4W$^+$ + 0.5C
6	1.25D + 1.4W$^-$ + 0.5C
7	1.25D + 1.5S + 0.5W$^+$
8	1.25D + 1.5S + 0.5W$^-$
9	1.25D + 1.4W$^+$ + 0.5S
10	1.25D + 1.4W$^-$ + 0.5S

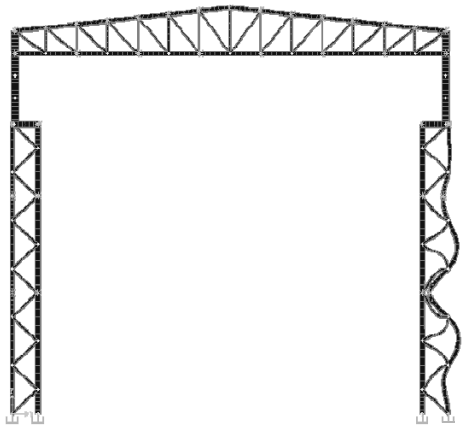
Les analyses de flambement réalisées permettent de déterminer les facteurs d'amplification des charges pour atteindre le flambement de la structure dans différents modes sous un chargement donné. Ces analyses fournissent également la déformée de la structure pour chacun des modes de flambement. Afin de calculer le coefficient d'élancement d'un élément particulier, le premier mode causé par son flambement est d'abord déterminé. En multipliant la charge axiale de l'élément par le facteur d'amplification du mode en question, sa charge critique est obtenue. Le calcul du coefficient d'élancement de l'élément se fait en renversant l'équation de la charge critique d'Euler, tel qu'illustré ci-dessous. À noter que dans ces équations, le terme A est l'aire de l'élément considéré.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 EA}{\left(KL/r\right)^2} \quad \rightarrow \quad \frac{KL}{r} = \sqrt{\frac{\pi^2 EA}{P_{cr}}} \tag{4.2}$$

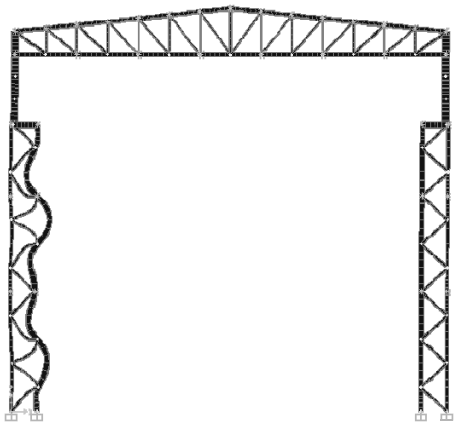
Pour chacune des combinaisons présentées au Tableau 4.4, les premiers modes d'instabilité de chaque type relatés au Tableau 4.3 sont identifiés avec leur facteur d'amplification respectif. Il est à noter que certains modes de flambement ne sont pas critiques pour quelques combinaisons de charges. Puisque le calcul des coefficients d'élancement des poteaux dans la direction hors du plan du cadre ne suscite pas

d'interrogation particulière, les modes de flambement de ce type ne sont pas retenus pour les analyses subséquentes. Ainsi, seuls les modes suivants sont utilisés pour valider les hypothèses sur les coefficients d'élancement de design : flambement en plan d'une colonne inférieure extérieure ou intérieure, flambement global du cadre en plan, et combinaison de flambements global en plan et local d'une colonne inférieure extérieure ou intérieure. Dans le cas du flambement combiné, les instabilités locales sont considérées pouvoir se produire en plan et hors plan. La Figure 4.9 présente la forme de différents modes de flambement utilisés pour déterminer les coefficients d'élancement des poteaux dans le plan du cadre.

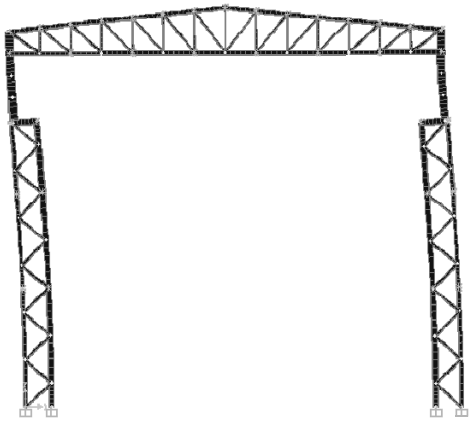
a) Flambement en plan d'une colonne inférieure extérieure



b) Flambement en plan d'une colonne inférieure intérieure



c) Flambement global du cadre en plan



d) Flambements global en plan et local d'une colonne inférieure extérieure

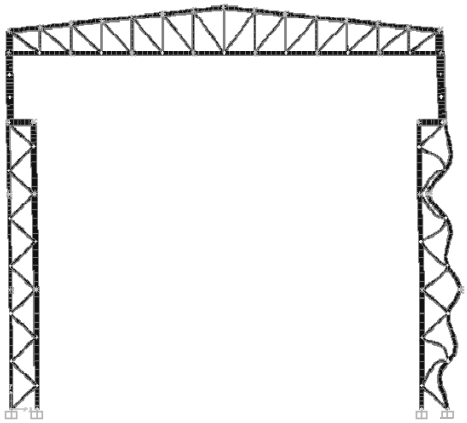


Figure 4.9 : Forme de différents modes de flambement utilisés pour déterminer les coefficients d'élancement dans le plan du cadre

4.5.1.4 Résultats

Le Tableau 4.5 présente les coefficients d'élancement des poteaux obtenus pour différents modes flambement dans le plan du cadre étudié et pour les 10 combinaisons de chargement considérées. Les valeurs maximales sont indiquées en ombrage. Dans ce tableau, les valeurs des coefficients d'élancement employées pour la conception selon ces mêmes modes de flambement sont indiquées aux fins de comparaison. À noter que pour les flambements locaux des colonnes inférieures, il est considéré que les éléments ayant une instabilité sont ceux les plus déformés ou avec la plus grande courbure.

Tableau 4.5 : Coefficient d'élancement des poteaux pour différents modes de flambement en plan

	Combinaison de charges										KL/r
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	design
Type	Flambement local en plan d'une colonne inférieure extérieure										
Facteur	8.43	8.56	8.09	9.61	9.24	7.86	11.48	10.46	10.66	13.74	
Charge	892	863	930	781	728	961	649	715	621	545	
KL/r	47	48	47	47	**50**	47	47	47	50	47	**57**
Type	Flambement local en plan d'une colonne inférieure intérieure										
Facteur	-	27.70	27.06	-	28.88	25.12	-	-	43.11	28.72	
Charge	-	1157	1199	-	1148	1292	-	-	778	922	
KL/r	-	23	23	-	22	23	-	-	22	**25**	**36**
Type	Flambement global en plan (colonne supérieure)										
Facteur	19.88	24.88	22.56	-	-	-	-	-	-	-	
Charge	354	156	236	-	-	-	-	-	-	-	
KL/r	54	**73**	62	-	-	-	-	-	-	-	**105**
Type	Flambements global en plan et local d'une colonne inférieure extérieure										
Facteur	13.27	13.83	12.97	14.10	24.20	12.59	17.73	15.11	30.43	8.81	
Charge	550	661	540	561	388	567	407	529	308	545	
KL/r	48	43	49	46	42	48	48	46	42	**59**	**63**
Type	Flambements global en plan et local d'une colonne inférieure intérieure										
Facteur	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Charge	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
KL/r	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	**50**

En comparant les coefficients d'élancement obtenus par les analyses de flambement à ceux employés pour la conception, il ressort que les valeurs de design sont quelque peu conservatrices. Pour le cas du flambement local en plan des poteaux inférieurs extérieurs et intérieurs, les KL/r obtenus sont moindres de 12% et de 31%

respectivement. Cette différence peut être attribuable aux assemblages rigides des colonnes avec les diagonales. Pour le flambement en plan du poteau supérieur au niveau du pont, le coefficient d'élancement obtenu est inférieur à la valeur de conception de 30%. Cette variation est sans doute due à la différence de rigidité entre les deux portions du poteau. Dans ce cas, le mode d'instabilité en plan du poteau supérieur se situerait entre les conditions idéalisées de flambement global sur toute la hauteur du bâtiment en courbure double (K = 1.0 et L = 22 400 mm) et de flambement local du poteau supérieur uniquement (K = 1.0 et L = 4100 mm).

Les analyses réalisées permettent de démontrer la possibilité qu'un flambement combinant des modes global en plan et local soit critique. En effet, pour le cas de chargement 10, le flambement combiné impliquant une instabilité locale en plan d'une portion d'un poteau extérieur est plus critique que le flambement local seul. Le KL/r obtenu pour ce cas est de 6% inférieur à la valeur de design. Cela permet de confirmer la validité de l'approche de conception prise et décrite à la section 4.5.1.2 pour les poteaux inférieurs extérieurs.

Pour les poteaux inférieurs intérieurs, aucun mode de flambement combiné n'a été identifié par les analyses. Cette situation est attribuable au fait que les poteaux extérieurs ont une charge de flambement inférieure aux poteaux intérieurs et que le flambement combiné implique l'instabilité de l'élément le plus sensible. Bien que le dimensionnement des colonnes extérieures ait été réalisé en supposant la situation avec flambements global en plan du cadre et local hors plan du poteau en question, et que cette situation n'est pas retrouvée par les analyses effectuées, les résultats ne sont pas exagérément conservateurs. En effet, les coefficients d'élancement de conception sont supérieurs d'environ 20% à ceux pour un flambement local hors plan du poteau seul.

4.5.1.5 Discussion sur les analyses de flambement

Les analyses de flambement sont des analyses élastiques. Ce genre d'étude ne permet donc pas de considérer les effets des contraintes résiduelles des sections sur la stabilité des membrures. De plus, les modes de flambement déterminés par de telles analyses ne sont pas nécessairement fidèles à la réalité, compte tenu du fait qu'aucune plastification et redistribution des efforts ne sont modélisées. Cependant, de telles analyses peuvent être un bon outil afin d'avoir une meilleure idée des modes de flambement des structures complexes ou, par exemple, afin de vérifier les longueurs effectives de poteaux dans des situations s'éloignant des cas théoriques. Il est cependant important de noter que les résultats obtenus peuvent être légèrement non conservateurs à cause de l'aspect élastique de telles analyses.

Les analyses de flambement réalisées dans cette section permettent de déterminer que les hypothèses prises afin d'établir les coefficients d'élancement pour concevoir les différents poteaux de la structure étudiée sont conservatrices. Cela est probablement dû au fait que les assemblages des diagonales et des poteaux inférieurs sont considérés rigides et que la colonne supérieure ne flambe pas sur toute la hauteur du bâtiment à cause de la variation de la rigidité entre les différentes sections. Néanmoins, les résultats obtenus démontrent que les valeurs considérées pour la conception ne sont pas excessivement sécuritaires. Pour cette raison, et puisque le comportement inélastique des membrures n'est pas tenu en compte dans ces analyses, il est possible d'affirmer que les hypothèses présentées à la section 4.5.1.2 sont convenables et permettent de tenir compte du flambement combiné d'un poteau enlacé ainsi que du flambement d'un poteau à inertie variable. Dans ce cas, les valeurs des coefficients d'élancement utilisés pour la conception des poteaux du bâtiment, présentées au Tableau 4.3, sont jugées convenables.

4.5.2 Analyses temporelles élastiques

4.5.2.1 Objectifs

La présente section relate les résultats d'analyses temporelles élastiques réalisées sur le bâtiment avec pont roulant étudié dans ce chapitre. Ces analyses ont pour objectif principal d'identifier, sous de réelles sollicitations sismiques, les éléments critiques de cette structure pour laquelle aucune membrure n'a le rôle de subir des déformations inélastiques. En déterminant le mode de défaillance de ces éléments, le risque que leur rupture entraîne un endommagement sévère de la structure dû à sa faible redondance est étudié. Les analyses réalisées dans cette section ont aussi pour but de vérifier si les méthodes de la force statique équivalente et d'analyse spectrale proposées par les codes de design permettent de prédire adéquatement la réponse des bâtiments avec ponts roulants, compte tenu de leur géométrie et de la distribution irrégulière de leur masse. Ces analyses doivent également servir à évaluer l'effet des charges sismiques sur les équipements de levage ainsi que sur les éléments les supportant. Finalement, les résultats des analyses temporelles élastiques doivent servir à des fins de comparaison aux sections 4.5.3 et 4.5.4, traitant respectivement d'analyses non linéaires du bâtiment avec tiges d'ancrage ductiles et des effets des charges de levage sur la réponse sismique de telles structures.

4.5.2.2 Méthodologie

Afin d'atteindre les objectifs précédemment cités, différentes analyses temporelles élastiques sont réalisées sur chacune des structures étudiées et présentées à la section 4.4.4. Pour ce faire, les séismes associés à ces sites sont employés. Le détail de ces accélérogrammes est présenté au Chapitre 3. À noter que pour le site Seattle-D, les groupes de séismes associés à des récurrences de 10% en 50 ans (intensité DBE) et de 2% en 50 ans (intensité MCE) sont tous deux utilisés.

Les charges gravitaires sont incluses dans les analyses en suivant les mêmes combinaisons que celles employées lors de la phase de conception (voir Annexe 2 section A2.2). Pour les sites canadiens, la combinaison 1.0D + 0.25S du CNBC 2005 est prise dans tous les cas. Pour le site de Seattle, les analyses avec des séismes d'intensité DBE sont effectuées avec la combinaison 1.4D + 0.5L qui provient de la norme ASCE 7-05 et qui a été trouvée la plus critique lors de la conception. Les analyses avec des séismes d'intensité MCE sont réalisées avec la combinaison gravitaire 1.05D + 0.25L proposée dans la version préliminaire de la norme ATC-63. Il est à noter que les charges gravitaires de pont roulant sont déterminées uniquement en considérant le cas avec 2 ponts non chargés situés à l'emplacement le plus défavorable pour le cadre et avec leur chariot localisé au centre de l'allée, compte tenu du fait qu'il s'agit de la situation la plus critique, tel que déterminé lors de la conception (voir Annexe 2 section A2.1.7).

Les analyses temporelles sont réalisées par intégration numérique pas à pas dans le temps plutôt que par superposition modale. Ce choix est pris afin d'inclure les non-linéarités géométriques (effets P-Δ inclus). La méthode d'intégration Newmark-Beta à accélération moyenne ($\gamma = ½$, $\beta = ¼$) est employée. Un amortissement de Rayleigh de 5% de l'amortissement critique dans les 2 premiers et principaux modes de vibration du cadre est pris en compte. Malgré le fait que l'amortissement réel d'une telle structure est probablement nettement inférieur (2-3%), il est choisi de réaliser les analyses avec le taux d'amortissement proposé dans les codes de conception. Ce choix est pris puisque la réponse de la structure est étudiée au niveau des charges de design et puisque les résultats obtenus servent à valider les méthodes d'analyse utilisées dans cette même situation. Afin d'être tout de même en mesure de quantifier l'amplification de la réponse sous un amortissement inférieur, certaines analyses supplémentaires sont effectuées avec un taux d'amortissement de 3%. Les résultats de ces analyses avec un taux d'amortissement s'approchant davantage de la réalité sont présentés à la section 4.5.2.7.

À partir des analyses temporelles réalisées, une évaluation des éléments critiques des structures étudiées et que de leur mode de défaillance est effectuée et présentée à la section 4.5.2.4. Pour ce faire, le ratio d'utilisation des membrures des poteaux est calculé pour chaque séisme en considérant les mêmes coefficients d'élancement que lors de la phase de conception. Ce taux de sollicitation est déterminé en comparant les différents efforts maximaux atteints aux résistances probables (ϕ = 1.0 et $F_y = 1.1\ F_{y\ nominal}$) des membrures calculées selon les équations des normes de conception en vigueur au site. Cette approche simplificatrice relativement à l'utilisation de l'enveloppe des efforts est validée à la section 4.5.2.3. À noter que les éléments critiques pour l'emplacement de Seattle sont vérifiés pour les séismes d'intensité DBE et MCE et que les éléments du treillis de toiture ne sont pas considérés puisqu'il a été déterminé, lors de la phase de conception, que les charges sismiques ne sont pas critiques pour ces derniers.

Les analyses temporelles élastiques réalisées sont également utilisées afin de valider les méthodes d'analyse sismique proposées par les codes de conception. Pour ce faire, les déplacements et les accélérations horizontaux au niveau du pont roulant et du toit calculés lors de la phase de design par la méthode des forces statiques équivalentes et par analyse spectrale sont comparés aux valeurs obtenues par la méthode temporelle. Les ratios d'utilisation de membrures déterminés en considérant leur résistance pondérée (ϕ = 0.9 et $F_{y\ nominal}$) sont également comparés aux valeurs prédites élastiquement par ces mêmes méthodes. Puisque les comparaisons des réponses estimées par les différentes méthodes d'analyse sont faites au niveau des charges de conception, les résultats utilisés pour le site de Seattle sont seulement ceux provenant des analyses avec les séismes d'intensité DBE.

Les analyses réalisées doivent finalement servir à évaluer l'effet des séismes sur les ponts roulants et les différents éléments servant à leur support (voir section 4.5.2.6). À cet effet, l'écartement des voies de roulement est déterminé dans le temps afin de vérifier s'il est en deçà des limites acceptables assurant un bon fonctionnement. Les

efforts sismiques induits par ces équipements sont également calculés et comparés aux valeurs utilisées pour la conception des attaches des voies de roulement.

4.5.2.3 Validation de l'utilisation de l'enveloppe des efforts pour le calcul du taux d'utilisation des membrures

Comme il a été spécifié à la section 4.5.2.2, la détermination du taux d'utilisation des membrures selon les équations de résistance des codes de conception est effectuée pour chaque séisme en prenant les différents efforts maximaux calculés dans le temps par les analyses temporelles. En plus du fait que les équations de résistance soient approximatives, cette approche simplificatrice contribue à donner des résultats inexacts, car les différents efforts (forces, cisaillements, moments, etc.) maximaux ne sont pas nécessairement rencontrés au même instant. Néanmoins, les taux d'utilisation calculés de cette façon ne sont pas jugés exagérément conservateurs puisque les analyses de conception ont révélé que les membrures sont majoritairement sollicitées par un seul effort principal et que les différents efforts risquent fortement d'être maximaux à peu près au même instant.

La section suivante relate une étude réalisée afin de valider l'approche simplifiée de calcul des ratios d'utilisation qui est utilisée lors des phases d'analyse présentées plus loin. Pour ce faire, les taux d'utilisation maximums de deux des membrures formant le poteau ouest du cadre au site Vancouver-C sous deux séismes sont déterminés au niveau de la résistance probable par un calcul rigoureux dans le temps et comparés aux valeurs issues de l'approche simplifiée. Les éléments étudiés sont la colonne supérieure au niveau du pont roulant et la colonne extérieure à la base du bâtiment. Les séismes utilisés sont les enregistrements historiques ayant le plus d'effet sur le bâtiment étudié : v12 et v18. La Figure 4.10 présente les ratios d'utilisation dans le temps des membrures inspectées sous ces séismes. Le Tableau 4.6 présente la comparaison des taux de sollicitation obtenus par un calcul rigoureux dans le temps et selon l'approche simplifiée adoptée.

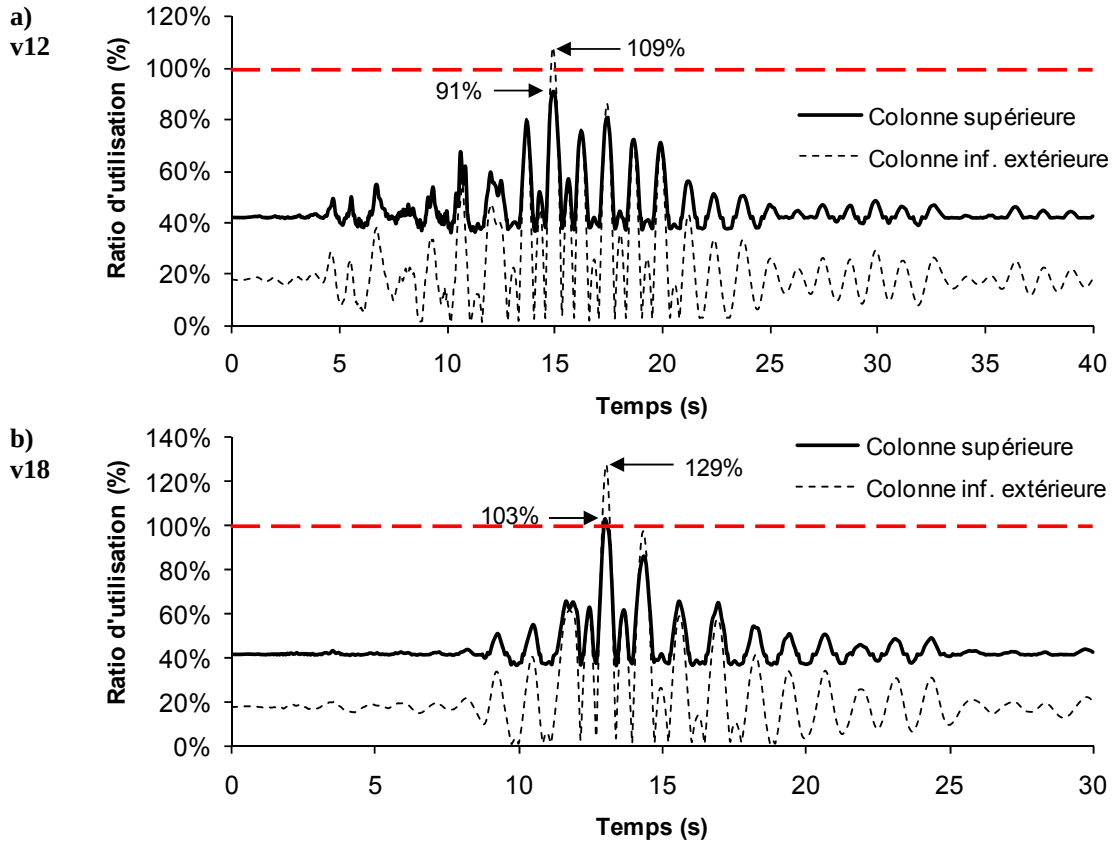


Figure 4.10 : Ratios d'utilisation dans le temps de portions de colonne du côté ouest du cadre Vancouver-C sous les séismes v12 et v18

Tableau 4.6 : Coefficient d'élancement des poteaux pour différents modes de flambement en plan

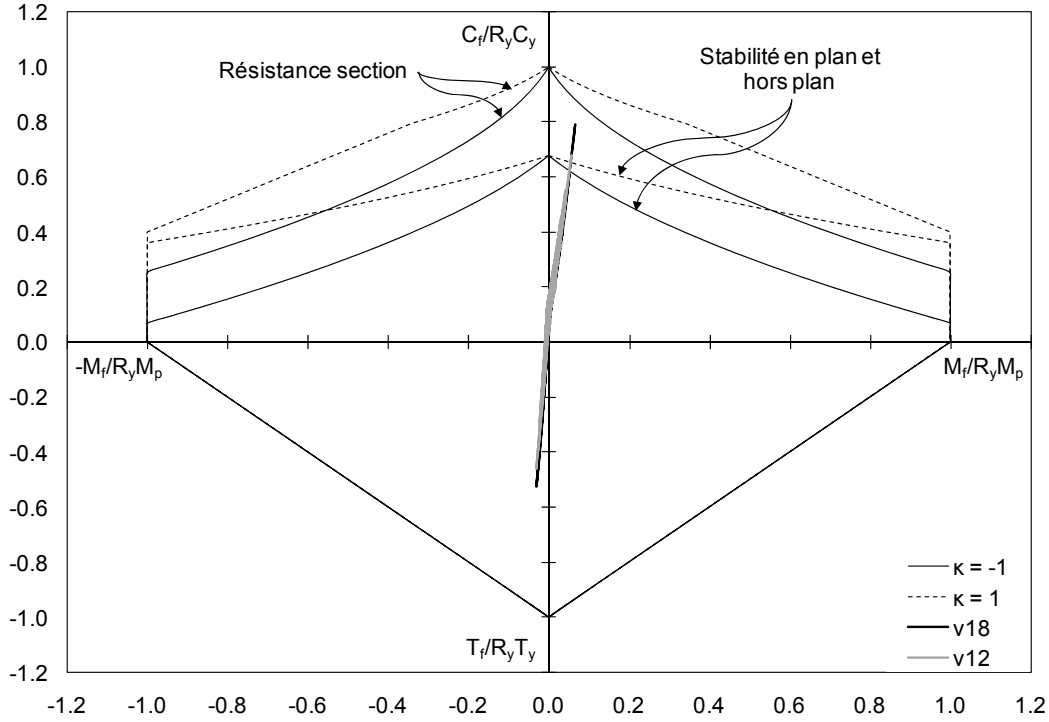
Séisme	v12		v18	
Méthode de calcul	Rigoureuse	Simplifiée	Rigoureuse	Simplifiée
Colonne supérieure	91%	92%	103%	106%
Colonne inf. extérieure	109%	113%	129%	133%

En observant les taux d'utilisation dans le temps, il ressort que les membrures sont faiblement chargées avant l'arrivée des séismes. Cela est attribuable au fait que les charges gravitaires incluses avec les forces sismiques sont de beaucoup inférieures à celles d'autres combinaisons utilisées pour la conception (ex. : pleine charge de neige, charge de levage et vent).

Dans tous les cas, les taux de sollicitation obtenus de façon rigoureuse sont inférieurs à ceux calculés par l'approche simplifiée. Ces résultats correspondent à ce qui était initialement présagé, compte tenu du fait que les différents efforts maximaux ne sont pas considérés simultanément. Néanmoins, les valeurs obtenues de façon plus précise ne sont jamais inférieures de plus de 4% pour la colonne extérieure à la base du cadre et de plus de 3% pour la colonne au-dessus du niveau des ponts roulants. Compte tenu de l'ensemble des autres incertitudes des analyses temporelles élastiques réalisées, l'erreur liée à l'utilisation de l'enveloppe des efforts pour le calcul du taux d'utilisation des membrures est jugée acceptable.

Afin de connaître le mode de rupture des éléments étudiés ci-dessus, leurs efforts axiaux et de flexion sous les séismes v12 et v18 sont incorporés dans des graphiques contenant des courbes de résistance considérant l'interaction des efforts pour différents modes de rupture. Cette opération doit également permettre de vérifier la corrélation entre les moments et les charges axiales. Les courbes de résistance sont tracées en suivant l'article 13.8.2 de la norme CSA S16-01 au niveau probable. Étant donné que le rapport des moments aux extrémités des membrures varie dans le temps, il est choisi de tracer les courbes d'interaction pour les cas extrêmes de moments égaux en courbure simple et double (i.e. κ = -1 et 1). De cette façon, la résistance réelle est toujours située entre ces deux courbes pour chaque mode de rupture. La Figure 4.11a) présente la mise en graphique des efforts de la colonne extérieure ouest à la base du bâtiment sous les séismes v12 et v18 ainsi que les courbes de résistance selon différents modes de rupture. La Figure 4.11b) présente des courbes similaires pour la colonne ouest située au-dessus du niveau des ponts roulants.

a) Colonne extérieure à la base du bâtiment du côté ouest



b) Colonne supérieure au niveau des ponts roulants du côté ouest

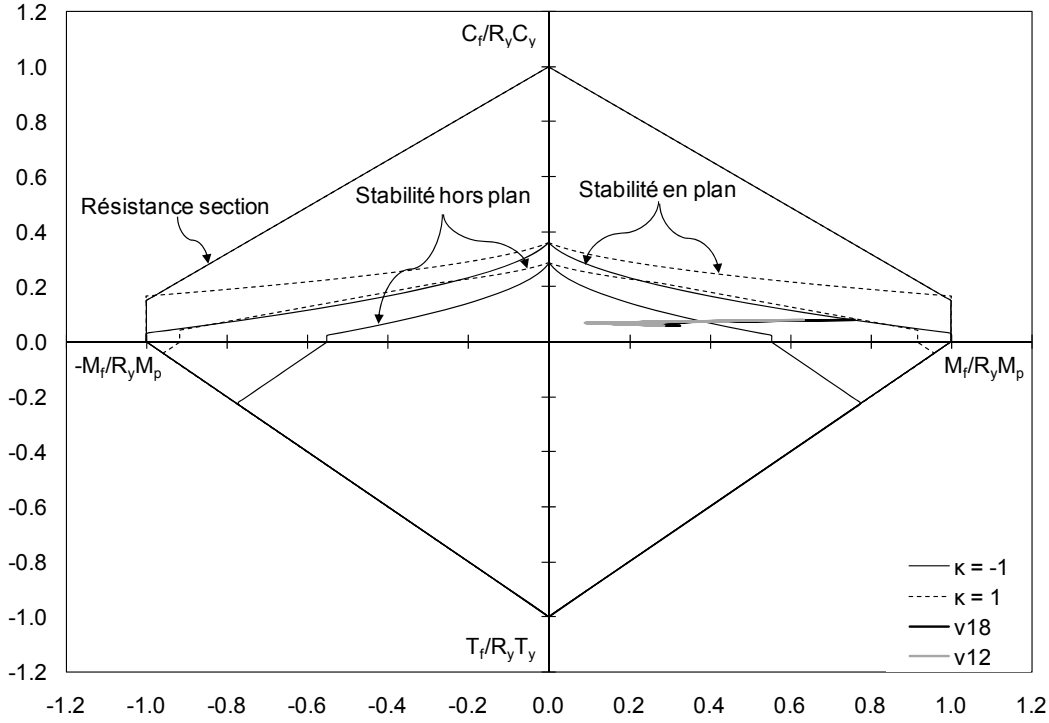


Figure 4.11 : Comparaison des efforts de portions de colonnes du cadre Vancouver-C sous les séismes v12 et v18 par rapport aux courbes de résistance considérant l'interaction P-M.

Le fait que les efforts axiaux et de flexion dans le temps forment une droite presque parfaite pour les deux membrures étudiées montre que ces efforts sont influencés de la même façon par les charges de séisme. Ainsi, il est juste d'affirmer que ces charges sont maximales pratiquement au même instant. Cela vient donc renforcer l'idée d'employer l'enveloppe des efforts afin de calculer le ratio d'utilisation des membrures.

La Figure 4.11a) montre que les colonnes à la base du bâtiment sont principalement affectées par les charges axiales. Cela est dû au fait que ces poteaux enlacés forment un treillis dans lequel les moments secondaires sont faibles. De cette façon, les charges sismiques sont majoritairement résisté par les couples locaux de chaque côté du bâtiment résultant des charges axiales dans les poteaux extérieurs et intérieurs. Le mode de rupture de ces colonnes est par flambement. Compte tenu du fait que ces membrures soutiennent l'ensemble du bâtiment, cette situation est préoccupante.

La Figure 4.11b) illustre le fait que les poteaux au-dessus du niveau des ponts sont majoritairement affectés par les efforts de flexion. Cette situation s'explique par la constance des charges gravitaires au toit durant les tremblements de terre et la faible résistance provenant de l'effet global de cadre. Dans les conditions étudiées, le mode de rupture de ces colonnes se produit par une instabilité en flexion-torsion. Comme pour les poteaux à la base du bâtiment, il s'agit d'un mode non ductile.

4.5.2.4 Analyse des éléments critiques

Afin de déterminer les éléments critiques du cadre et d'évaluer la répartition de la demande inélastique, le ratio d'utilisation des membrures au niveau de la résistance probable est déterminé tel que spécifié précédemment pour chacune des conceptions du bâtiment étudiées sous l'ensemble des séismes qui leur sont associés. Dans cet exercice, il est considéré que les connexions ont une résistance suffisante pour que les membrures soient les seuls éléments se déformant plastiquement. Les 4 figures ci-

dessous présentent les valeurs médianes et du 84e centile des taux de sollicitation des éléments des poteaux à chacun des sites. Puisque le bâtiment est symétrique, les valeurs indiquées sur ces figures correspondent aux ratios maximums des deux membrures jumelles situées de part et d'autre de l'allée. À noter que les taux présentés pour l'emplacement Seattle-D sont déterminés en premier lieu pour les séismes d'intensité DBE car ils correspondent à l'intensité des charges sismiques considérée pour la conception.

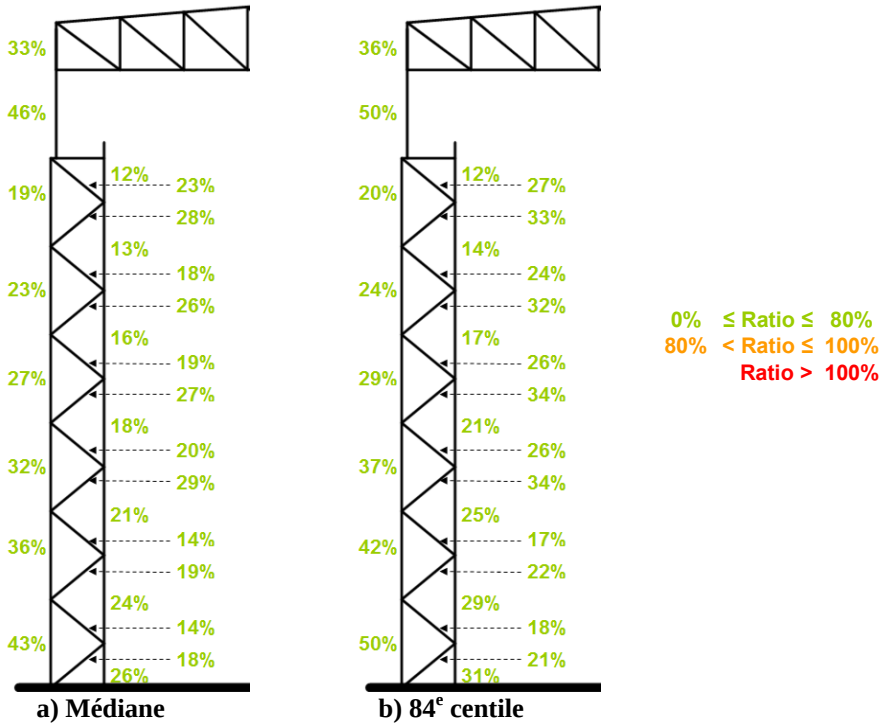
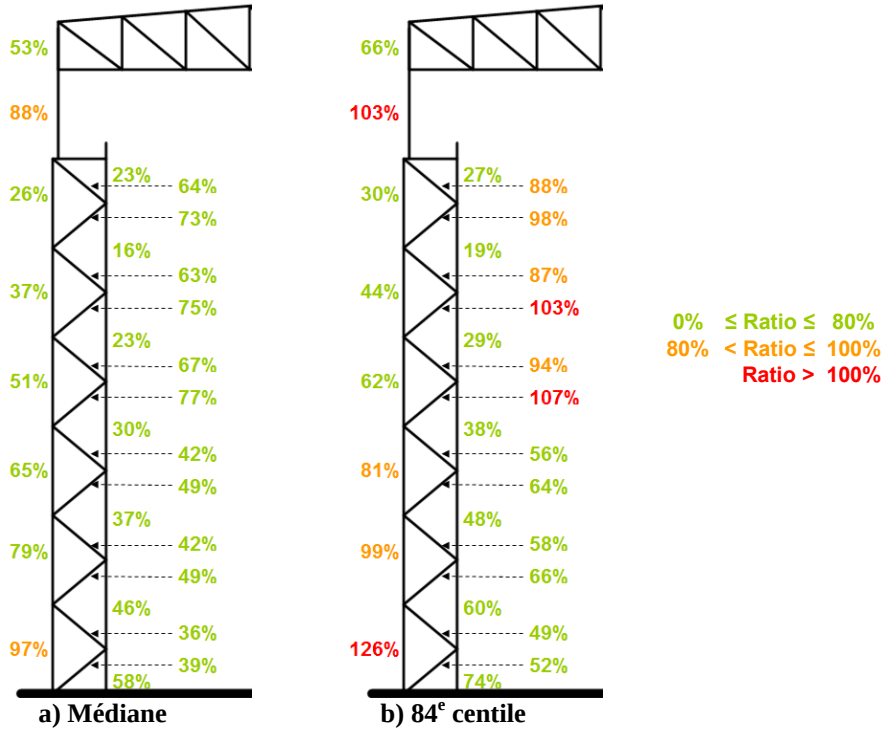
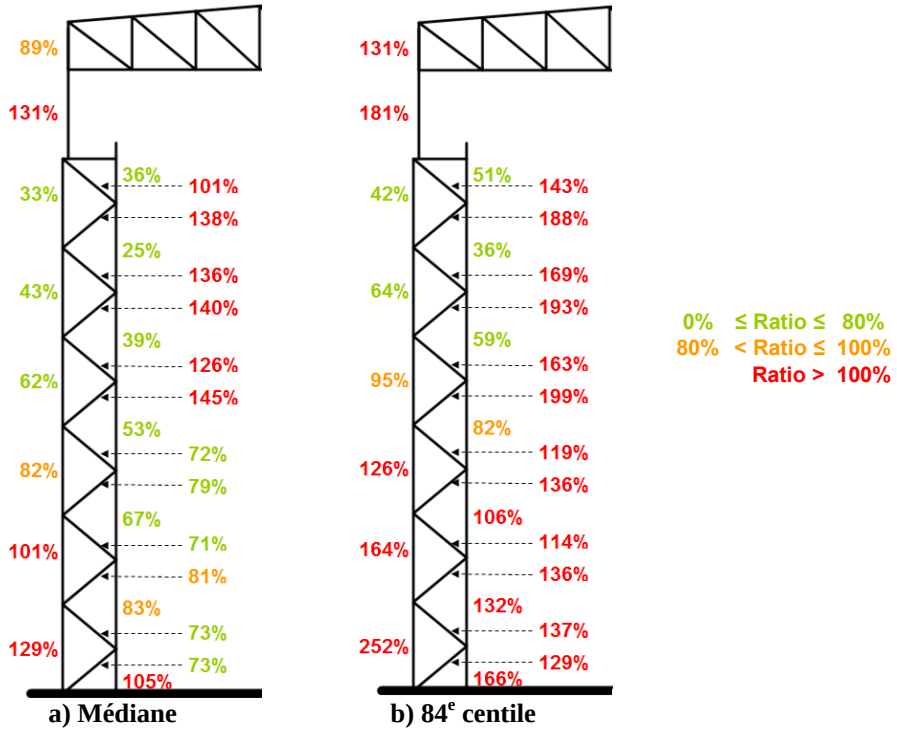


Figure 4.12 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Montréal-C



a) Médiane b) 84e centile

Figure 4.13 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Vancouver-C



a) Médiane b) 84e centile

Figure 4.14 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Vancouver-E

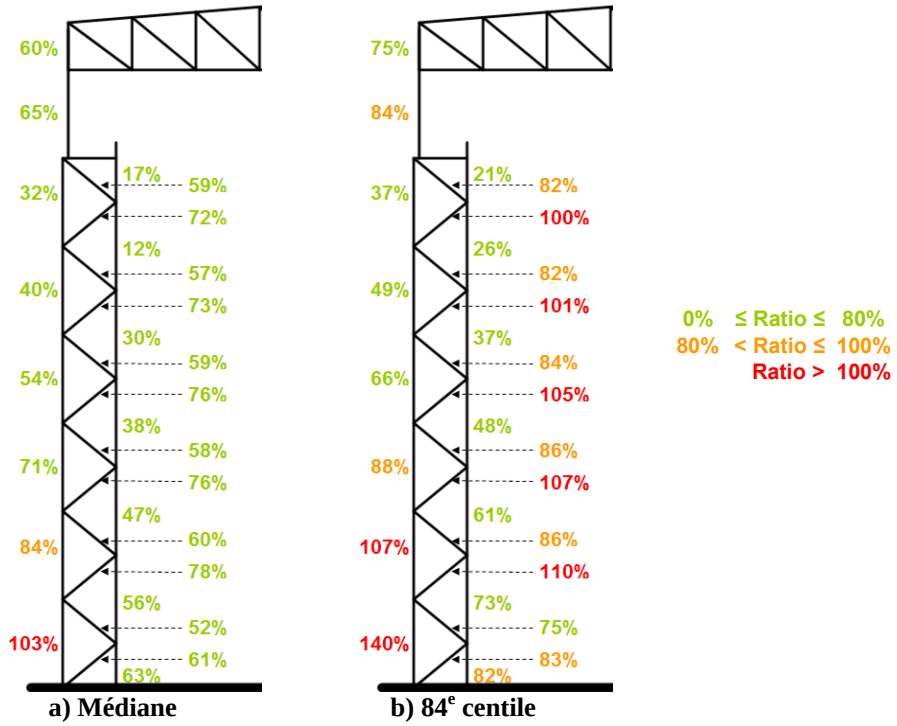


Figure 4.15 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Seattle-D sous les séismes d'intensité DBE (10% en 50 ans)

Comme il a déjà été spécifié, les résultats médians issus des analyses temporelles effectuées avec des accélérogrammes calibrés aux spectres de conception correspondent au niveau d'intensité de design. De cette façon, des taux d'utilisation médians sont utilisés pour déterminer les éléments critiques ainsi que la répartition de la demande inélastique dans la charpente. Les valeurs du 84e centile servent quant à elles à évaluer la dispersion des résultats. Pour chacune des conceptions analysées, puisque les calculs sont réalisés en considérant la résistance sans pondération avec les propriétés probables de matériau, les ratios de sollicitation dépassant 100% indiquent que les membrures en question auraient théoriquement un comportement non linéaire sous séisme. Le risque d'effondrement du bâtiment est évalué en fonction du mode de rupture de ces éléments.

Les résultats médians obtenus pour les cadres situés aux sites Montréal-C et Vancouver-C montrent qu'aucune de leurs membrures n'est surchargée sous un séisme

d'une intensité équivalente à celle de design. Cette situation est attribuable au fait que les combinaisons sismiques n'étaient pas critiques pour la conception des membrures de ces deux cadres. Malgré que les charges sismiques soient non réduites, puisque les analyses sont réalisées à l'élastique, le fait de considérer la résistance probable des éléments rend les taux calculés inférieurs à l'unité. Alors que les valeurs du 84e centile déterminées pour le site Montréal-C ne sont jamais supérieures à 50%, celles du cadre Vancouver-C montrent que les poteaux extérieurs à la base du bâtiment et supérieurs au niveau des ponts roulants voient leur capacité excédée. Puisqu'il a été déterminé à la section précédente que ces membrures ont un mode de rupture par instabilité (respectivement par flambement en flexion et en flexion-torsion), cette situation indique que l'intégrité de ce bâtiment peut être menacée sous des tremblements de terre d'intensité légèrement plus grande que celle du séisme de conception.

Les taux d'utilisation pour le cadre au site Vancouver-E montrent qu'au niveau des charges sismiques de design, les deux poteaux formant la colonne enlacée sont tous deux surchargés à la base. Il en est de même pour la colonne en haut du bâtiment ainsi que pour certaines des diagonales. Sous le 84e centile, toutes les membrures ont des taux d'utilisation plus grands que 100%. Ces résultats concordent avec le fait que les combinaisons sismiques étaient les plus critiques pour plusieurs membrures lors de la conception du bâtiment. Bien que ces résultats ne représentent pas la réalité, car les analyses effectuées ne tiennent pas compte de la redistribution des efforts, il est clair que l'intégrité de ce cadre est menacée, même au niveau des charges de conception, dû au fait que les modes de rupture observés ne sont pas ductiles.

Les résultats du cadre Seattle-D sont semblables à ceux du site Vancouver-C, à l'exception du fait que la colonne extérieure à la base du bâtiment ait un taux médian un peu plus grand que 100%. Les séismes utilisés pour cet emplacement sont néanmoins d'une intensité inférieure aux autres sites, puisque les charges sismiques de conception équivalent à une récurrence de 10% en 50 ans (intensité DBE). Afin d'être en mesure d'évaluer le comportement du cadre Seattle-D sous des séismes d'intensité

correspondant à une récurrence de 2% en 50 ans, le taux de sollicitation de ces membrures est déterminé pour les accélérogrammes d'intensité MCE. Les valeurs obtenues doivent également servir aux fins de comparaison à la section 4.5.3, traitant d'analyses avec système d'ancrage ductiles agissant comme éléments fusibles. La Figure 4.16 présente les résultats en question.

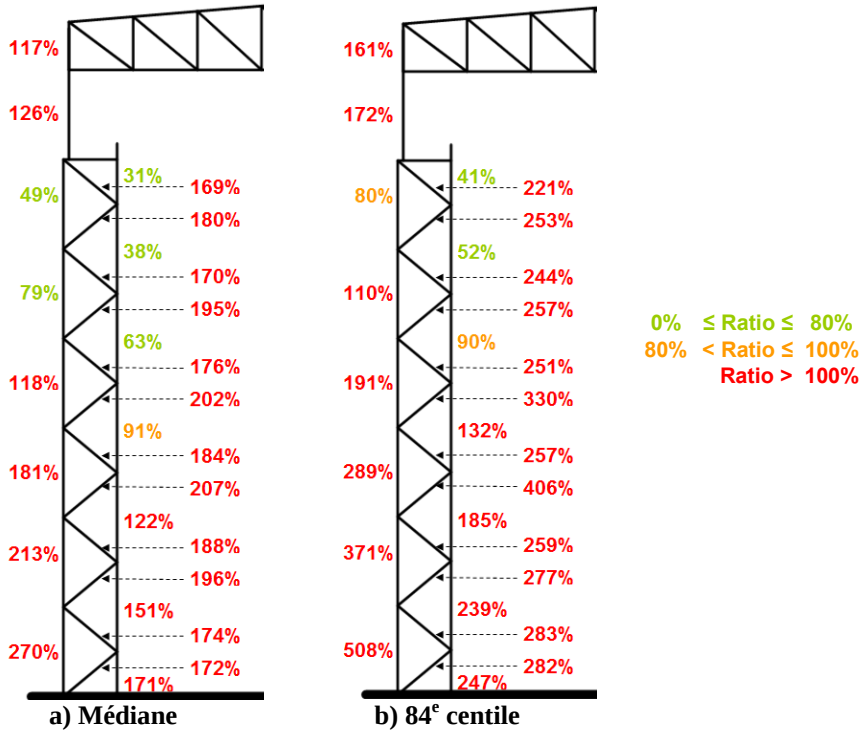


Figure 4.16 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Seattle-D sous les séismes d'intensité MCE (2% en 50 ans)

Les résultats des analyses au site Seattle-D sous les séismes d'une récurrence de 2% en 50 ans sont similaires à ceux de l'emplacement Vancouver-E. Aux deux niveaux considérés (médian et 84e centile), l'ensemble des éléments voient leur résistance dépassée.

Bien que les résultats obtenus doivent être relativisés, étant donné que les équations de résistance des normes sont approximatives et que les analyses élastiques ne tiennent pas compte de la plastification, du flambement et de la redistribution des efforts, ces derniers indiquent que de nombreux éléments sont critiques sous des séismes de

grande intensité (2% en 50 ans), particulièrement aux sites Vancouver-E et Seattle-D. Il est remarqué que la demande sismique se concentre dans les poteaux à la base du bâtiment et au-dessus du pont roulant, plutôt que de se répartir un peu partout dans la structure, tel que supposé pour les systèmes de construction conventionnelle. Puisque les modes de rupture par instabilité de ces éléments ne permettent pas la dissipation d'énergie de façon stable et que la structure est peu redondante, le risque de ruine du bâtiment est non négligeable.

4.5.2.5 Validation des méthodes d'analyse sismique simplifiée

Afin de déterminer si les méthodes de la force statique équivalente et d'analyse spectrale permettent d'estimer correctement la réponse des structures avec ponts roulants, différents résultats obtenus à l'aide de ces méthodes sont comparés avec ceux issus des analyses temporelles effectuées. Les résultats utilisés pour ces comparaisons sont : les déplacements et accélérations au niveau des ponts et au toit dans la direction perpendiculaire à l'allée ainsi que les ratios d'utilisation des colonnes extérieures à la base et des poteaux supérieurs calculés avec la résistance pondérée. Afin d'utiliser la même base comparative, les charges sismiques sont déterminées élastiquement pour toutes les méthodes (c.-à-d. $R_d = R_o = 1.0$) au niveau des charges de conception. Dans ce cas, le site Seattle-D est étudié avec le groupe d'accélérogrammes d'intensité DBE. À noter que les analyses temporelles sont calibrées de manière à avoir un cisaillement à la base égal à 100% de la valeur statique aux sites canadiens et à 85% de V à Seattle-D (tel que spécifié dans le CNBC 2005 et la norme ASCE 7-05). La Figure 4.17 et la Figure 4.18 présentent respectivement la comparaison des déplacements et des accélérations absolues. La Figure 4.19 compare les taux de sollicitation des colonnes inspectées.

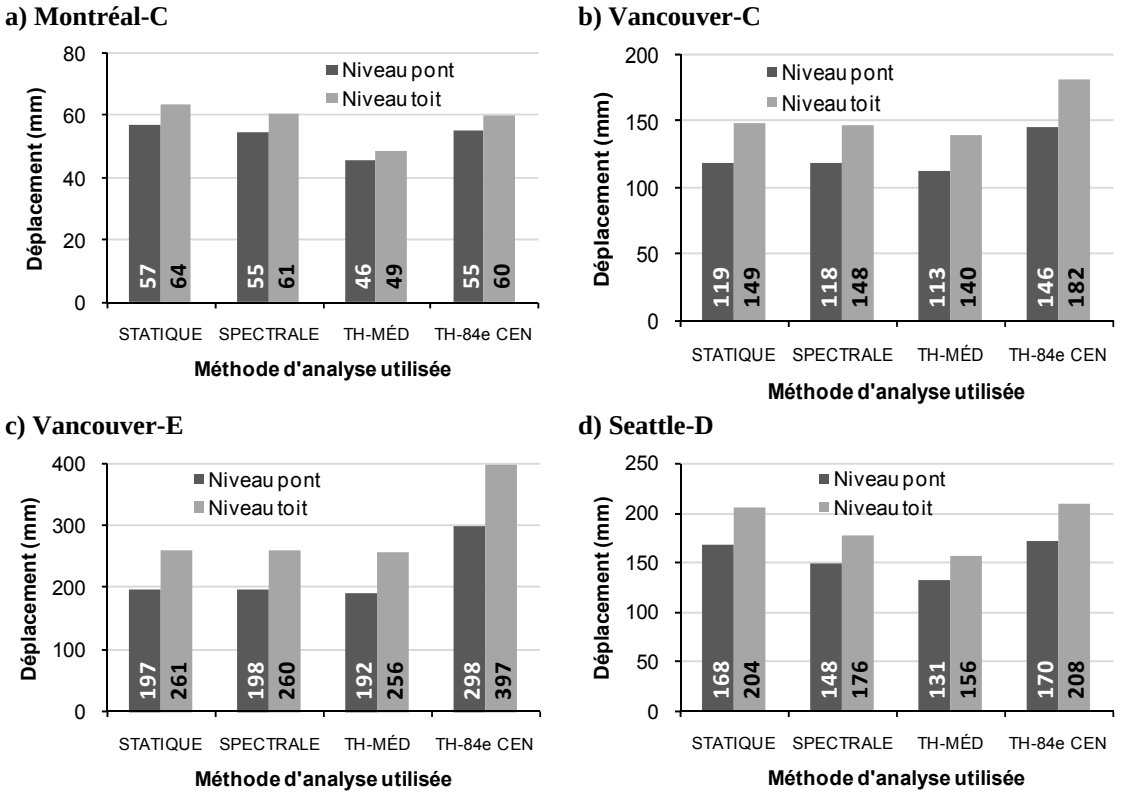


Figure 4.17 : Comparaison des déplacements obtenus à chaque site par diverses méthodes d'analyse

Les déplacements obtenus pour chacun des sites montrent que les méthodes d'analyse statique et spectrale donnent des résultats quasi semblables pour des cisaillements équivalents. Dans tous les cas, ces méthodes donnent des déplacements plus grands que les médianes des analyses temporelles. À l'exception du site Vancouver-E qui utilise des séismes avec de grands effets de sols (voir section 3.3), les valeurs du 84e centile ne sont jamais supérieures de plus de 23% aux déplacements des méthodes simplifiées. Ces comparaisons montrent donc que les deux méthodes simplifiées étudiées permettent une approximation efficace des déplacements de tels bâtiments en hall. En considérant le niveau des ponts et le toit comme des étages distincts, les déplacements inter-étages (drift) maximums obtenus sont de 1.2%. Même si cette valeur soit bien inférieure à la limite de 2.5% du CNBC 2005, elle excède tout de même la limite utilisée pour la conception (h/240). Dans cette situation, il serait donc important de s'assurer de la sécurité des équipements de levage sous séisme.

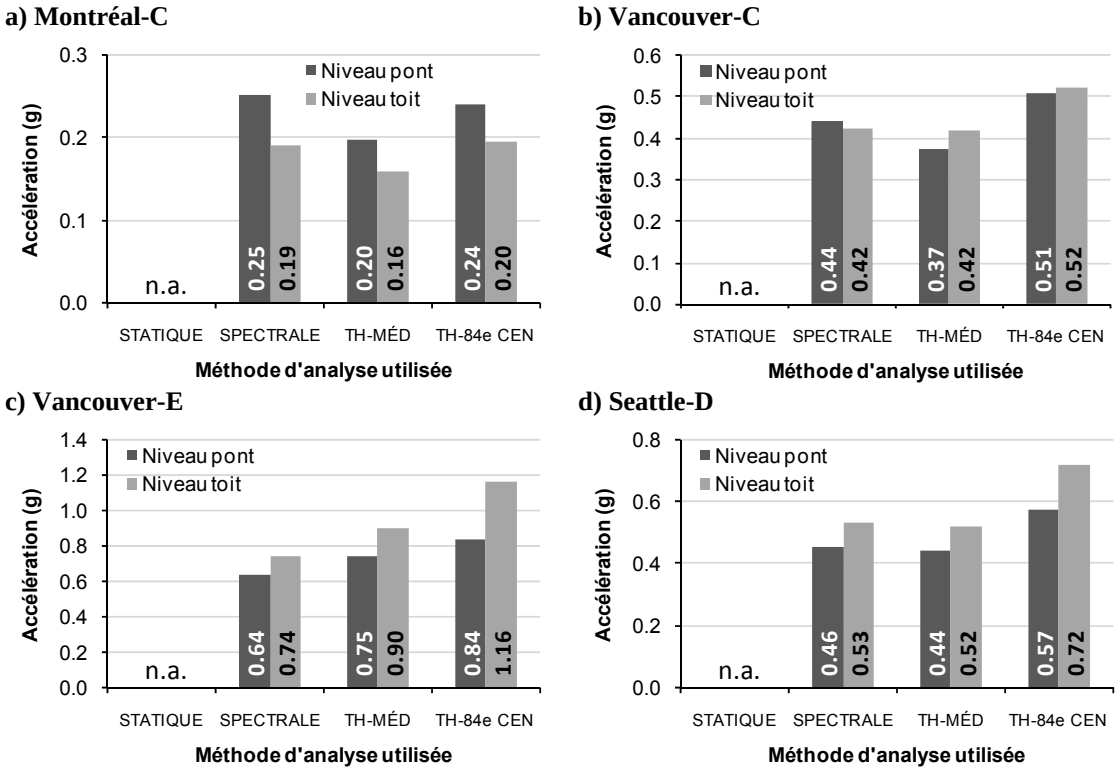


Figure 4.18 : Comparaison des accélérations obtenues à chaque site par diverses méthodes d'analyse

Pour les sites Montréal-C, Vancouver-C et Seattle-D, les accélérations absolues obtenues par méthode spectrale sont plus grandes que les valeurs médianes des analyses temporelles. Pour l'emplacement Vancouver-E, les valeurs médianes d'analyses temporelles sont plus grandes que celles de la méthode simplifiée d'environ 20%. Dans tous les cas, les valeurs médianes et du 84e centile des analyses ne diffèrent jamais de plus de 40%. Toutes ces observations indiquent que la méthode spectrale permet d'estimer convenablement les accélérations dans une telle structure.

Le fait que les accélérations au niveau des ponts roulants soient plus grandes que celles au toit au site Montréal-C est intéressant. Cela montre l'effet du second mode de vibration de la structure, ce mode étant plus fortement excité par le haut contenu fréquentiel des enregistrements utilisés pour ce site de l'est de l'Amérique du Nord.

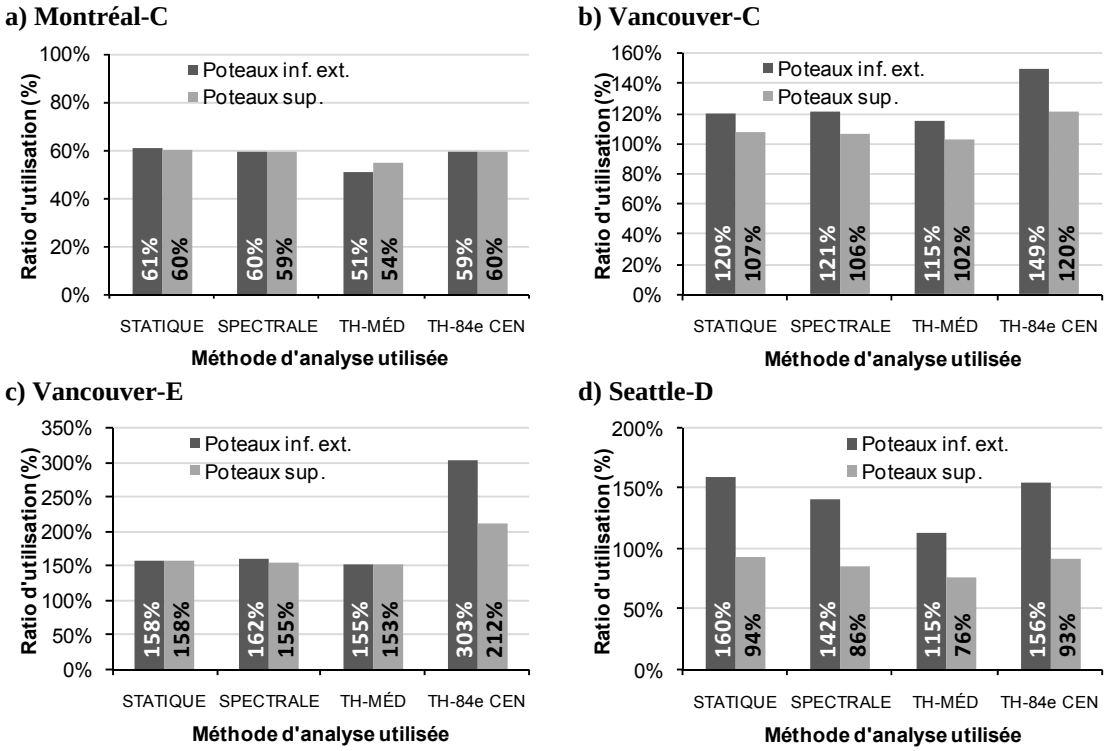


Figure 4.19 : Comparaison des taux d'utilisation de colonnes en régime élastique obtenus à chaque site par diverses méthodes d'analyse

Pour l'ensemble des sites au Canada, les taux d'utilisation des deux membrures analysées sont pratiquement les mêmes pour toutes les méthodes considérées. À Seattle, les ratios obtenus par analyse statique équivalente sont typiquement plus grands que par les méthodes dynamiques. Ces résultats sont probablement attribuables au fait que la méthode spectrale a été calibrée afin d'obtenir un cisaillement égal à 0.85V plutôt qu'à 1.0V comme aux autres sites.

La comparaison des déplacements, des accélérations et des taux d'utilisation permet de conclure que les méthodes simplifiées des codes de conception estiment adéquatement la réponse de structures avec ponts roulants. En effet, les valeurs trouvées par méthode statique et spectrale sont plus grandes que les valeurs médianes des analyses temporelles dans la majorité des cas, tout en n'étant jamais nettement inférieures.

4.5.2.6 Évaluation de la sécurité des équipements de levage

Lors d'événements sismiques, différents effets peuvent corrompre la sécurité des équipements de levage en entraînant leur chute. Outre la rupture de membrures structurelles principales, les changements importants de la distance entre les rails, les grandes accélérations verticales et la rupture des attaches des voies de roulement peuvent également représenter un danger sérieux. Afin d'évaluer le risque de chute des équipements de levage du bâtiment étudié, l'écartement (ou le rapprochement) des rails ainsi que les efforts induits dans les éléments d'attaches des poutres de roulement obtenus des analyses temporelles élastiques effectuées sont analysés.

Lors de la phase de conception, le changement de la distance entre les voies de roulement est un des paramètres primordiaux à vérifier afin d'assurer le bon comportement des ponts roulants en service. Dans le cas du bâtiment étudié, les combinaisons gravitaires avec pleine charge de neige étaient celles causant le plus grand écartement et les combinaisons gravitaires avec pleine charge de levage engendraient le plus grand rapprochement. Puisque la méthode de la force statique équivalente applique les charges dans une seule direction et que l'analyse spectrale donne les déplacements en valeurs absolues, les écartements obtenus avec les combinaisons sismiques sont difficilement quantifiables. Afin d'évaluer si les charges sismiques peuvent engendrer un écartement important, la distance entre les points d'attache supérieurs des voies de roulement déterminées par analyse temporelle est étudiée dans le temps pour les cadres aux sites Montréal-C et Vancouver-C sous deux séismes chacun. Les résultats obtenus montrent que les déplacements de chaque côté sont en phase et que le changement de la distance entre les rails est négligeable pour l'ensemble des cas considérés. Cette situation est probablement attribuable au fait que l'ensemble des modes de vibration horizontaux avec une masse modale effective non nulle sont symétriques de chaque côté. Dans le cas du bâtiment étudié, il est donc convenable d'utiliser les méthodes simplifiées d'analyse sismique même si elles ne permettent pas d'évaluer l'écartement des voies de roulement. Pour une structure non

symétrique (masse et/ou géométrie) ou lorsque certains éléments ont un comportement non linéaire, une évaluation de l'écartement par méthode temporelle pourrait néanmoins être requise.

Les attaches des poutres de roulement sont censées être dimensionnées pour reprendre les charges horizontales de pont roulant en service et lors de séismes. Afin d'évaluer le risque de rupture de ces éléments, les forces élastiques induites de chaque côté par l'accélération des masses propres aux ponts roulants et aux voies de roulement obtenues selon les méthodes de la force équivalente, d'analyse spectrale et d'analyses temporelles (médiane) sont comparées entre elles. Les charges d'inertie sont présumées être égales à la masse tributaire de chaque côté au niveau des ponts roulants (177 kN) multipliée par les accélérations présentées à la Figure 4.18. Les efforts sismiques sont également comparés aux charges latérales pondérées des ponts roulants (sidethrust) présentées à l'annexe 2. Le Tableau 4.7 présente la comparaison en question.

Tableau 4.7 : Comparaison des charges reprises par les attaches des poutres de roulement

Site	1.5 C_s (kN)	F_{stat} (kN)	F_{spec} (kN)	$F_{th\text{-}méd}$ (kN)
Montréal-C	59	19	44	35
Vancouver-C	59	52	78	65
Vancouver-E	59	98	113	133
Seattle-D	59	83	81	78

Les résultats obtenus montrent que les forces dans les attaches déterminées par méthode d'analyse spectrale sont relativement près des valeurs médianes des analyses temporelles. À l'exception du site Seattle-D, les efforts estimés par analyse statique sont inférieurs de façon significative à ceux des analyses dynamiques. Pour cette raison, il est jugé que cette méthode est inappropriée pour dimensionner les attaches pour les efforts sismiques À noter qu'aux sites sur la côte ouest du continent, les charges horizontales dépassent les forces horizontales de pont roulant dans tous les cas.

4.5.2.7 Amplification de la réponse sous un amortissement de 3%

Comme il a déjà été spécifié, les analyses temporelles élastiques sont réalisées en considérant un amortissement de 5% de la valeur critique. Cette valeur est employée afin de refléter les conditions proposées par les codes de conception même si elle est supérieure à l'amortissement réel pour une telle structure oscillant autour de 2 à 3%. Afin d'être en mesure de quantifier l'amplification de la réponse de la structure lorsqu'un amortissement s'approchant davantage de la réalité est utilisé, des analyses supplémentaires sont réalisées avec 3% d'amortissement pour chacun des 4 cadres étudiés sous 3 différents séismes.

Les accélérogrammes employés pour cette étude comparative sont respectivement ceux ayant provoqué les déplacements maximums, minimums et le plus près des valeurs médianes. Les paramètres utilisés pour comparer les réponses sont les déplacements et accélérations au toit et au niveau des ponts ainsi que les ratios d'utilisation selon la résistance probable des poteaux extérieurs à la base du bâtiment et des colonnes supérieures. Les résultats obtenus sont synthétisés au Tableau 4.8.

Les résultats obtenus avec un amortissement de 3% sont dans tous les cas supérieurs à ceux obtenus avec 5%. Mis à part quelques exceptions, les séismes ayant le plus d'effet sur le bâtiment sont ceux pour lesquels l'amplification des déplacements et des accélérations est la plus importante sous un amortissement de 3%. Cela est dû aux effets P-Δ plus grands sous ces séismes. Avec un amortissement de 3%, l'amplification des déplacements est de l'ordre de 10% à Montréal, 17% à Vancouver et 8% à Seattle. Les accélérations sont quant à elles majorées d'environ 25% à Montréal, 18% à Vancouver et 15% à Seattle. Puisque la modification du taux d'amortissement affecte uniquement les charges de séisme, la variation des ratios d'utilisation est un peu plus petite que celle des déplacements. Étant donné que les taux de sollicitation font appel à des équations d'interaction, ces derniers varient parfois de façon non proportionnelle aux déformations, particulièrement pour les membrures très chargées. Cela explique

les très grands écarts des ratios observés entre les analyses avec 3% et 5% d'amortissement.

Tableau 4.8 : Comparaison de la réponse à chaque site sous des amortissements de 5% et de 3%

Site	Séisme	Amort.	Déplacement (mm)		Accélération (g)		Taux d'utilisation (%)	
			Toit	P-roulant	Toit	P-roulant	Col. inf. ext.	Col. sup.
Montréal-C	E70501 (max)	5%	57	62	0.28	0.20	52	50
		3%	63	70	0.35	0.26	57	54
		Différence	+10%	+12%	+24%	+31%	+9%	+8%
	E60302 (min)	5%	24	20	0.21	0.15	30	39
		3%	25	22	0.26	0.19	31	42
		Différence	+3%	+8%	+22%	+28%	+5%	+7%
	E70502 (méd)	5%	44	46	0.18	0.15	43	46
		3%	48	52	0.21	0.18	46	49
		Différence	+10%	+13%	+18%	+20%	+6%	+7%
Vancouver-C	W65302 (max)	5%	189	243	0.58	0.68	175	123
		3%	226	293	0.68	0.77	305	139
		Différence	+19%	+21%	+17%	+13%	+74%	+13%
	W72702 (min)	5%	78	92	0.24	0.28	69	71
		3%	88	106	0.30	0.34	77	78
		Différence	+12%	+14%	+22%	+21%	+12%	+10%
	v13 (méd)	5%	116	144	0.38	0.43	100	88
		3%	134	168	0.45	0.51	117	95
		Différence	+16%	+17%	+19%	+19%	+16%	+9%
Vancouver-E	732-043 (max)	5%	341	459	0.91	1.27	318	205
		3%	387	522	1.03	1.44	449	228
		Différence	+13%	+14%	+13%	+14%	+41%	+11%
	808-090 (min)	5%	128	162	0.35	0.43	88	96
		3%	133	169	0.37	0.47	91	99
		Différence	+4%	+5%	+5%	+9%	+4%	+3%
	728-090 (méd)	5%	206	276	0.73	0.93	142	148
		3%	279	368	0.93	1.21	237	179
		Différence	+36%	+34%	+28%	+31%	+67%	+21%
Seattle-D	se07 (max)	5%	213	263	0.54	0.72	196	90
		3%	250	313	0.67	0.84	317	101
		Différence	+17%	+19%	+25%	+16%	+61%	+12%
	se02 (min)	5%	53	50	0.14	0.17	49	39
		3%	53	51	0.15	0.19	49	40
		Différence	+0%	+1%	+13%	+12%	+0%	+1%
	se13 (méd)	5%	130	155	0.45	0.50	102	66
		3%	136	163	0.52	0.55	107	68
		Différence	+5%	+5%	+15%	+10%	+5%	+4%

4.5.2.8 Discussion sur les analyses temporelles élastiques

Les analyses temporelles élastiques présentées dans cette section ont permis de mettre en lumière certains faits laissant présager que les normes actuelles de conception sismique de bâtiments de catégorie construction conventionnelle peuvent être

inadéquates pour les structures supportant des ponts roulants. De ces analyses, particulièrement aux sites de l'ouest de l'Amérique du Nord, il ressort que la demande en déformation inélastique survenant lors de séismes se concentre principalement dans les poteaux extérieurs à la base et dans les colonnes supérieures au niveau des ponts. Puisque ces membrures ont un mode de rupture par instabilité et qu'elles jouent un rôle important pour résister aux charges gravitaires et latérales, cette situation est préoccupante. La distribution non uniforme de la demande inélastique va également à l'encontre de ce qui est normalement présumé pour les bâtiments de construction conventionnelle.

En comparant les réponses de la structure obtenues par analyse temporelle à celles issues des méthodes statiques équivalentes et d'analyse spectrale, les méthodes d'analyse approximatives permises par les codes de conception ont été validées pour les bâtiments avec ponts roulants. Malgré la répartition particulière de la masse de ces structures, les réponses calculées par les méthodes statique et spectrale (calibrées) sont très près dans la majorité des cas, car ce type de bâtiment a une réponse sismique fortement influencée par son premier mode vibratoire. Puisque les déplacements et efforts estimés par ces méthodes sont rarement inférieurs aux valeurs médianes des analyses temporelles, leur utilisation est du côté conservateur. Il a toutefois été trouvé que les méthodes dynamiques sont plus adéquates pour estimer les efforts sismiques repris par les attaches des voies de roulement.

Bien que les résultats obtenus doivent être relativisés, étant donné que les analyses effectuées ne tiennent pas compte de l'ensemble des comportements non linéaires et sont réalisées avec un amortissement supérieur à la réalité, ils permettent néanmoins d'évaluer la vulnérabilité sismique des structures semblables à celles étudiées. Des analyses temporelles non linéaires seraient toutefois envisageables afin d'avoir une idée plus précise du risque réel. Il serait également utile d'analyser des bâtiments en trois dimensions et dont l'ensemble des éléments seraient dominés par les charges sismiques lors de leur conception.

4.5.3 Analyses temporelles non linéaires avec tiges d'ancrage ductiles

4.5.3.1 Objectifs, description du concept proposé et méthodologie

Bien que les analyses réalisées dans la section précédente aient certaines incertitudes et ne considèrent pas les comportements non linéaires du bâtiment (voir section 4.5.2.8), elles ont permis de mettre en lumière le fait que la demande sismique élastique des structures étudiées est parfois supérieure à leur capacité. Sous les efforts médians issus des analyses temporelles élastiques, certaines membrures des conceptions des sites Vancouver-E et Seattle-D ont des taux d'utilisation par rapport à la résistance probable dépassant les 100%. Au niveau des efforts du 84e centile provenant des analyses temporelles, la conception du site Vancouver-C a également des membrures surchargées. De façon générale, les éléments les plus affectés sont les poteaux extérieurs à la base du bâtiment et les poteaux au-dessus du niveau des ponts roulants.

Étant donné qu'une certaine ductilité a été prise en compte lors de la conception sismique du bâtiment, le fait que certaines membrures soient sur-sollicitées au niveau élastique n'a rien d'étonnant. La demande inélastique qui semble se concentrer dans des membrures ayant un rôle vital et leur mode de défaillance non ductile est toutefois préoccupante.

La section qui suit présente une étude exploratoire réalisée afin d'évaluer la possibilité d'utiliser la plastification des tiges d'ancrage des poteaux aux fondations comme moyen de réduire les efforts sismiques induits dans des bâtiments supportant des ponts roulants semblables à celui étudié dans ce chapitre. Cette étude vise tout d'abord à élaborer un concept d'un tel système d'ancrage et à valider un modèle d'analyse utilisé pour représenter son comportement. Les analyses réalisées ont également comme objectifs de déterminer l'efficacité du système proposé et de servir de référence pour des recherches analytiques et expérimentales ultérieures sur le sujet.

Concept et littérature sur le sujet

L'idée de base du système d'ancrage étudié est de diminuer le moment de renversement repris par les poteaux enlacés du bâtiment traité en faisant plafonner les efforts de soulèvement. En calibrant correctement le système, cela doit permettre de réduire les forces dans les colonnes comprimées pour les protéger. Ainsi, en dimensionnant les ancrages ductiles pour qu'ils aient une résistance inférieure à la force de traction prédite lors des analyses sismiques de conception, les déformations inélastiques devraient se concentrer dans ceux-ci et les membrures du cadre devraient avoir un comportement essentiellement élastique. En utilisant un tel système de fusible calibré pour plastifier sous des charges sismiques légèrement inférieures à celles associées au niveau de ductilité de construction conventionnelle, la conception des membrures du cadre pourrait théoriquement être réalisée sans calcul par capacité et sans tenir compte des ancrages. Il est néanmoins primordial que les tiges demeurent élastiques sous l'action des autres charges latérales (vent et pont roulant).

Plusieurs recherches ont déjà été effectuées, particulièrement au Japon, afin d'étudier l'utilisation de la plastification des tiges d'ancrage aux fondations comme moyen de réduire les efforts sismiques induits dans les structures. Midorikawa et al. (1993) ont réalisé des tests sur table vibrante de structures à un et à deux degrés de liberté avec ancrages usinés conçus avec un comportement élastoplastique. Ces recherches ont permis de confirmer la réduction des efforts soumis à la structure et de valider un modèle analytique du système d'ancrage.

Des systèmes d'ancrage ductile ont également déjà été utilisés pour des constructions réelles. Entre autres, des ancrages faits d'acier à faible limite élastique ont été ajoutés à certaines tours du pont San-Mateo Hayward en Californie dans un contexte de réfection sismique, tel que cité par Prucz et al. (2000). Ce système permet d'accroître la ductilité globale de la structure et de s'assurer d'obtenir une bonne distribution de la résistance et de la rigidité en fonction de critères de mode de rupture. Le système

utilisé dans ce cas est composé de barres situées à l'extérieur des fondations pour faciliter leur installation.

Concept d'ancrage proposé

Le concept d'ancrages ductiles proposé utilise des barres usinées situées à l'extérieur de la fondation afin d'attacher les poteaux à cette dernière. Ces barres ont une section réduite sur une certaine longueur pour que la plastification se répartisse dans cette portion. Elles sont connectées au poteau par une plaque soudée à l'intérieur de l'âme et à la fondation par un système de couplage les reliant individuellement à des tiges conventionnelles noyées dans le béton. Un tel système doit permettre le déplacement vertical du poteau vers le haut lorsque les tiges se plastifient tout en limitant les déplacements horizontaux. À cet effet, l'inclusion d'une boîte formée de cornières est envisagée. L'utilisation de barres usinées présente l'avantage de permettre de bien contrôler leur résistance en connaissant exactement leur dimension et leurs propriétés de matériau. Le fait qu'elles soient visibles rend leur inspection facile suite à un tremblement de terre et leur remplacement possible lorsque nécessaire. La Figure 4.20 présente un schéma simplifié du concept d'ancrage ductile proposé.

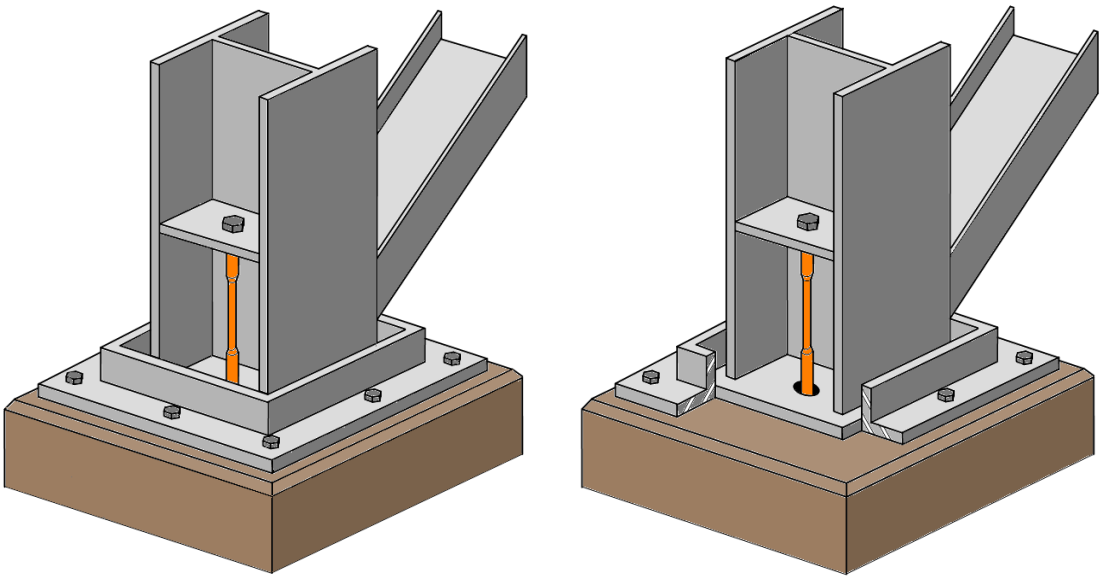
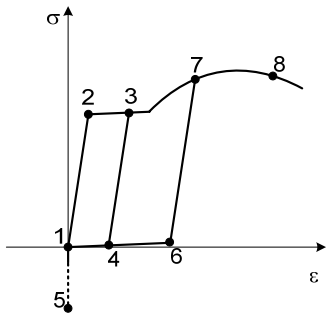


Figure 4.20 : Schéma du système d'ancrage étudié

Comportement du système d'ancrage ductile proposé

Sous les charges latérales de vent, de pont roulant et de séismes de faible intensité, les ancrages doivent avoir un comportement élastique. Ainsi, lorsque ces charges provoquent un soulèvement vertical des poteaux, les tiges ne doivent pas connaître de déformations permanentes. Sous des secousses sismiques importantes, les tiges d'ancrage peuvent se plastifier dans la portion à section réduite. Lorsque le poteau redevient comprimé, il vient s'appuyer à nouveau sur la fondation et les barres ont un retour, élastique mais demeurent plus longues qu'initialement. Dans le cas où une seconde impulsion entraîne un autre soulèvement du poteau, celui-ci doit tout d'abord venir s'accoter sur le boulon des tiges allongées avant de provoquer un chargement élastique et une plastification supplémentaire des barres. Le comportement est similaire pour les soulèvements subséquents. Il est néanmoins possible que ceux-ci n'entraînent pas d'autre plastification. Le comportement hystérétique du système d'ancrage ductile proposé est décrit à la Figure 4.21.



Comportement élastique	**5-1-2-1-5**
1ere plastification	**5-1-2-3-4-1-5**
2e plastification	**5-1-4-3-7-6-1-5**
…	**…**

Figure 4.21 : Comportement hystérétique du système d'ancrage proposé

Modèle d'analyse utilisé

Les logiciels d'analyse de structures communément utilisés ne permettent pas de modéliser simplement le comportement du système d'ancrage proposé. Pour réussir à recréer le comportement non linéaire décrit précédemment, il est donc nécessaire de combiner différents éléments simples entre eux. La Figure 4.22 présente les éléments constituant le modèle d'ancrage utilisé pour les analyses.

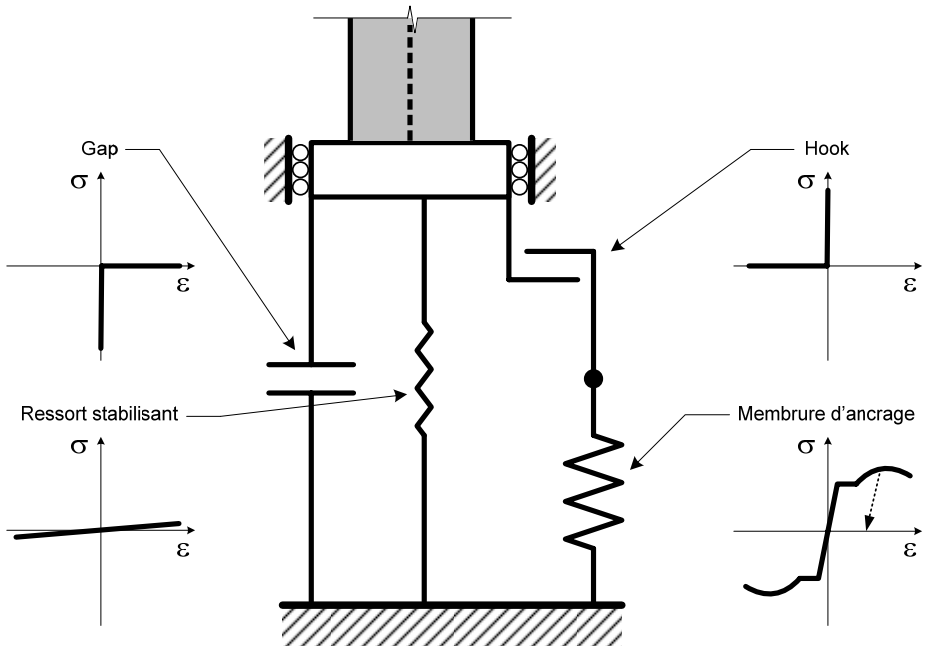


Figure 4.22 : Modèle d'analyse utilisé

Le modèle utilisé est constitué d'une membrure avec les propriétés calculées pour la barre d'ancrage (longueur et section) et ayant le comportement non linéaire de l'acier. Afin d'éviter d'avoir des charges de compression dans la barre, cette dernière est disposée en série avec un élément hook reprenant uniquement de la traction en étant infiniment rigide. Ces deux éléments sont placés en parallèle avec un élément gap reprenant seulement de la compression en étant également infiniment rigide. Ce ressort modélise le contact de la plaque de base sous le poteau avec la fondation. Afin de s'assurer d'avoir toujours une certaine rigidité dans le système, un ressort est placé en parallèle avec les éléments décrits précédemment. Ce dernier est très peu rigide et doit uniquement permettre la convergence des analyses. Les éléments gap et hook ont des ouvertures initiales nulles. Alors que l'élément gap revient toujours se refermer à la même position (la fondation ne bouge pas), l'ouverture de l'élément hook s'accroît au fur et à mesure que la tige d'ancrage se plastifie.

Méthodologie

La première étape de l'étude réalisée consiste à valider le comportement du modèle d'ancrage proposé pour les analyses. Pour ce faire, les réponses du système isolé sous une force variant cycliquement dans le temps calculées par les logiciels SAP2000 et Ruaumoko sont analysées et comparées entre elles (voir section 4.5.3.2). La seconde étape consiste à valider l'utilisation d'un tel système dans une structure simple (voir section 4.5.3.3). À cet effet, la réponse d'un cadre rigide avec des ancrages ductiles à la base des poteaux sous un historique d'accélération est déterminée avec les deux logiciels utilisés. La comparaison des résultats obtenus permet de vérifier si le comportement obtenu correspond à ce qui est envisagé et de valider la modélisation de l'amortissement.

Une fois les étapes de validation complétées, l'analyse du bâtiment étudié en incluant des ancrages ductiles à la base de leurs poteaux est effectuée pour chacun des sites considérés. Les résultats obtenus sont présentés à la section 4.5.3.4 et sont comparés

avec ceux des analyses temporelles élastiques exposés à la section 4.5.2. La comparaison des réponses avec et sans plastification des ancrages permet d'évaluer le potentiel d'un tel système pour protéger les membrures du bâtiment tout en limitant les déformations.

4.5.3.2 Validation du modèle du système d'ancrage isolé

Structure étudiée

Afin de vérifier que le modèle du système d'ancrage présenté permet de recréer le comportement désiré, une première analyse de validation est effectuée sur le système en question, considéré de façon isolée et présenté schématiquement à la Figure 4.23. Pour ce faire, la réponse de la structure soumise à une force verticale appliquée au nœud 3 selon l'historique de chargement également présenté à cette figure est calculée avec les logiciels SAP2000 et Ruaumoko. Cet exercice a également comme objectif de vérifier que les logiciels utilisés sont en mesure de résoudre un tel problème non linéaire.

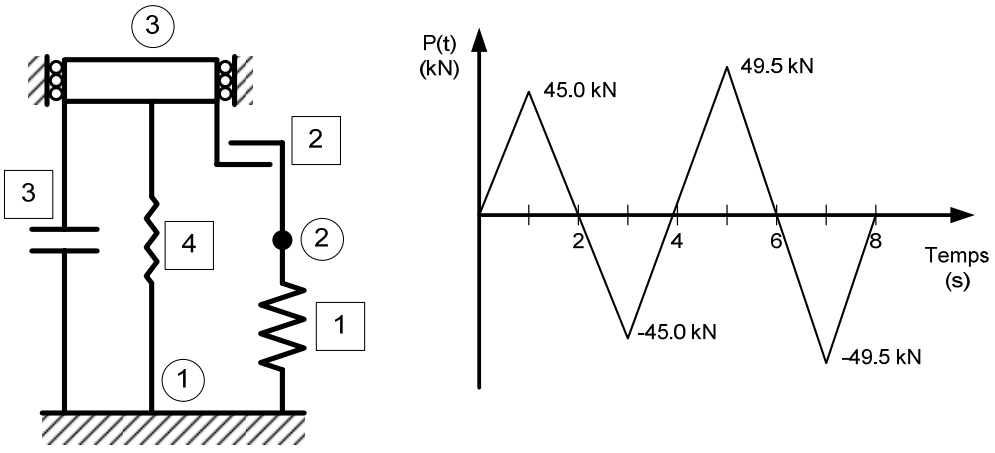


Figure 4.23 : Modèle du système d'ancrage isolé et historique de charge utilisé

Modèles analysés

Pour la modélisation de la structure, les propriétés décrites à la Figure 4.24 sont utilisées. L'ancrage (élément 1) a une charge de plastification en traction de 40 kN et un comportement hystérétique bilinéaire. Sa rigidité est de 200 kN/mm initialement et de 4 kN/mm après la plastification. Afin d'assurer la convergence des analyses, les éléments hook et gap (2 et 3) ne peuvent pas avoir une rigidité infinie tel qu'en théorie. Une raideur de 10000 kN/mm leur est donc attitrée, cette valeur permettant la convergence tout en limitant leurs déformations au minimum.

Le comportement de ces éléments est directement modélisé dans SAP2000 en utilisant les éléments gap et hook disponibles dans la librairie d'éléments du logiciel. Puisque Ruaumoko ne comprend pas d'éléments de type gap et hook, des membrures conventionnelles associées à des hystérésis avec un jeu (hystérésis No. 5 : Bi-linear with slackness) sont utilisées pour recréer le comportement souhaité. Le comportement inélastique de la membrure 1 est recréé dans SAP2000 par une rotule plastique axiale assignée à cet élément calibrée pour avoir les caractéristiques non linéaires décrites. Dans le modèle Ruaumoko, le comportement inélastique est directement assigné à la membrure en question. Puisque SAP2000 additionne les déformations des rotules à celles des membrures, une rigidité élastique très grande est assignée à la rotule pour ne pas avoir des déformations élastiques deux fois trop grandes. Le ressort stabilisant (élément 4), qui permet la convergence lorsque la charge change de direction, est modélisé dans les deux modèles avec une rigidité de 1 kN/mm.

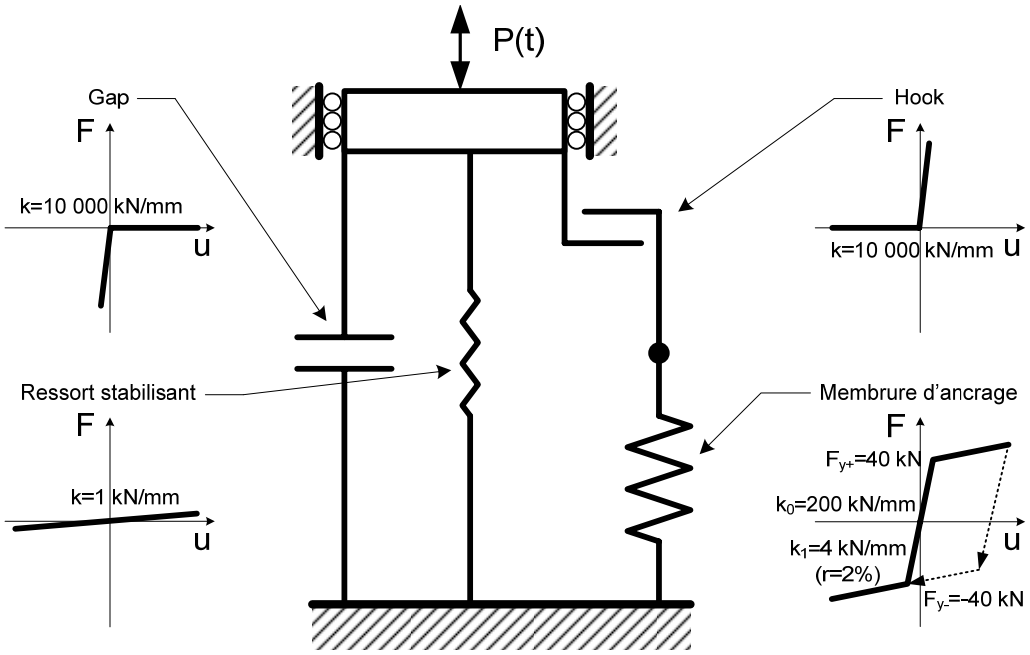


Figure 4.24 : Détails des modèles du système d'ancrage isolé analysés

La méthode d'intégration HHT-α est utilisée pour résoudre le problème avec SAP2000. Le très faible amortissement numérique, associé à un $\alpha = -0.05$, facilite grandement la convergence sans avoir un impact significatif sur les résultats. Le modèle Ruaumoko est résolu avec la méthode Newmark-Beta à accélération moyenne. Aucun amortissement supplémentaire n'est inclus dans les analyses.

<u>Comparaison des résultats obtenus</u>

À partir des modèles SAP2000 et Ruaumoko décrits, la réponse de la structure sous chargement statique cyclique est déterminée. Les résultats obtenus sont présentés sommairement à la Figure 4.25 illustrant l'historique des déplacements verticaux des nœuds aux extrémités de l'élément hook et de la relation force-déplacement du système.

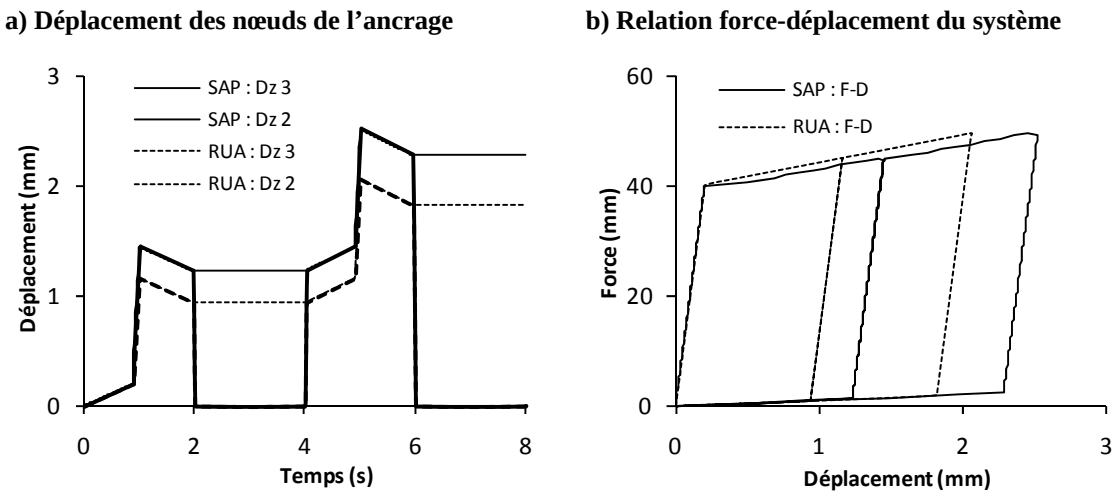


Figure 4.25 : Résultats des analyses des modèles du système d'ancrage isolé

Les résultats observés des deux systèmes analysés montrent que le comportement désiré, décrit à la section 4.5.3.2, est bien modélisé. Les déplacements des nœuds illustrent les phases de chargement élastique, de plastification, de déchargement élastique et de contact avec le sol. Les hystérésis obtenues confirment également la validité du modèle après la première plastification, le système devant se déplacer avant d'obtenir un chargement élastique et une nouvelle plastification.

Les analyses SAP2000 donnent des déplacements légèrement plus importants. Cela semble être dû au fait que la rigidité prise en compte dans les premiers pas de calculs qui suivent l'atteinte de la limite élastique est plus faible que la valeur spécifiée. Néanmoins, l'écrouissage se poursuit par la suite avec la bonne raideur. Bien que les résultats obtenus à l'aide des deux logiciels employés soient quelque peu différents, il est jugé que les deux modèles du système élaborés sont valides, compte tenu du fait qu'une analyse en contrôle de force est extrêmement sévère.

4.5.3.3 Validation du modèle du système d'ancrage dans une structure simple

Avant d'étudier la réponse du bâtiment traité dans ce chapitre avec le système d'ancrage proposé, le modèle d'ancrage ductile est validé dans une structure simple dont les comportements observés sont aisément compréhensibles. Cette validation supplémentaire doit permettre de confirmer que la réponse du système sous un historique d'accélération corresponde à ce qui est souhaité. À cet effet, les réponses estimées par les logiciels SAP2000 et Ruaumoko sont comparées. Ces analyses ont également pour but de valider la modélisation de l'amortissement faite par les logiciels utilisés, compte tenu de la rigidité des ancrages qui varie selon le sens d'application des charges.

La structure utilisée pour cette validation est une simplification du cadre analysé au site Vancouver-C. Cette dernière est constituée d'un portique dont les deux poteaux reposent sur des systèmes d'ancrage ayant les mêmes propriétés que celui présenté à la Figure 4.24. Le portique étudié a la même hauteur que le cadre représenté (22 400 mm) et une masse concentrée au toit correspondant à la moitié de la valeur du bâtiment réel (592 kN). L'inertie des poteaux est calibrée de manière à ce que la structure ait également la même période fondamentale que le cadre Vancouver-C (1.25 s). La réponse de la structure est déterminée sous l'accélérogramme v12. Les dimensions du portique, de même que la numérotation adoptée pour les nœuds et les éléments sont montrées à la Figure 4.26.

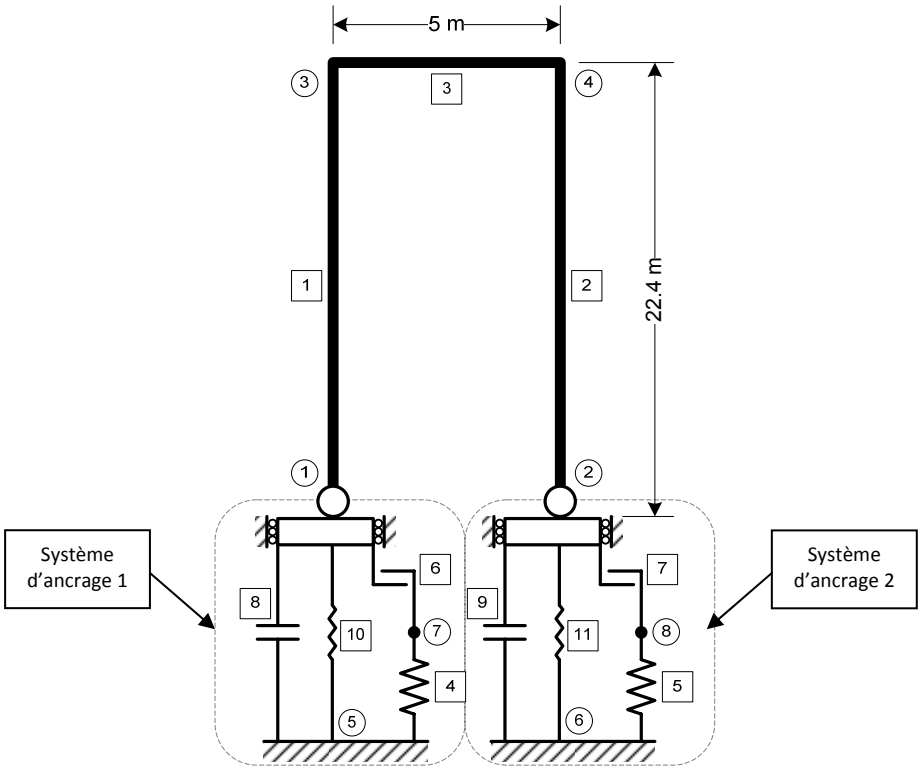


Figure 4.26 : Structure simple utilisée pour valider l'utilisation du modèle d'ancrage

Modèles analysés

Le premier modèle de la structure simple avec systèmes d'ancrage est effectué à l'aide de SAP2000. Les systèmes d'ancrage sont modélisés en suivant la même procédure que pour l'ancrage isolé analysé préalablement. Les nœuds 1 et 2 sont considérés pouvoir uniquement se déplacer verticalement, l'ensemble des autres degrés de liberté étant restreints. La réponse est déterminée en utilisant la méthode d'intégration HHT-α avec un α de -0.05 pour permettre la convergence. Un amortissement de Rayleigh de 3% dans les deux premiers modes de vibration est utilisé. Étant donné que la rigidité tangente est utilisée pour déterminer les forces d'amortissement dans le temps, l'amortissement devrait être modélisé correctement malgré la variation de la rigidité, ce qui doit être confirmé par cette analyse.

Le modèle de la structure élaboré avec Ruaumoko est construit de la même façon que celui avec SAP2000. La méthode d'intégration Newmark-Beta à accélération moyenne est utilisée. Puisqu'il n'a pas été possible de calculer l'amortissement avec la rigidité tangente, sans doute à cause du type d'hystérésis avec ouverture utilisé, une première analyse est effectuée en se servant de la rigidité initiale. Il est remarqué que la réponse obtenue de cette analyse de vérification est nettement sur-amortie (en comparaison avec celle de SAP2000) et que les efforts dans les poteaux sont beaucoup trop importants à cause du fait que les forces d'amortissement sont calculées en considérant la rigidité très grande des différents éléments utilisés pour la modélisation des ancrages. Pour contourner ce problème, le modèle Ruaumoko final utilisé dans cette phase de validation a un amortissement modélisé uniquement par un élément amortisseur (dash-pot) placé au toit et calibré pour correspondre au taux d'atténuation désiré (3%). Bien que cela corresponde à la situation avec un amortissement seulement proportionnel à la masse, les résultats obtenus doivent tout de même permettre de vérifier la validité du modèle SAP2000.

Comparaison des résultats

À partir des modèles SAP2000 et Ruaumoko réalisés, la réponse de la structure sous l'enregistrement v12 est déterminée. Les résultats obtenus sont résumés à la Figure 4.27. Cette dernière présente les historiques du déplacement au toit, de la force axiale dans le poteau 1 et des déplacements des nœuds du système d'ancrage 1 ainsi que la relation force-déplacement du système 1.

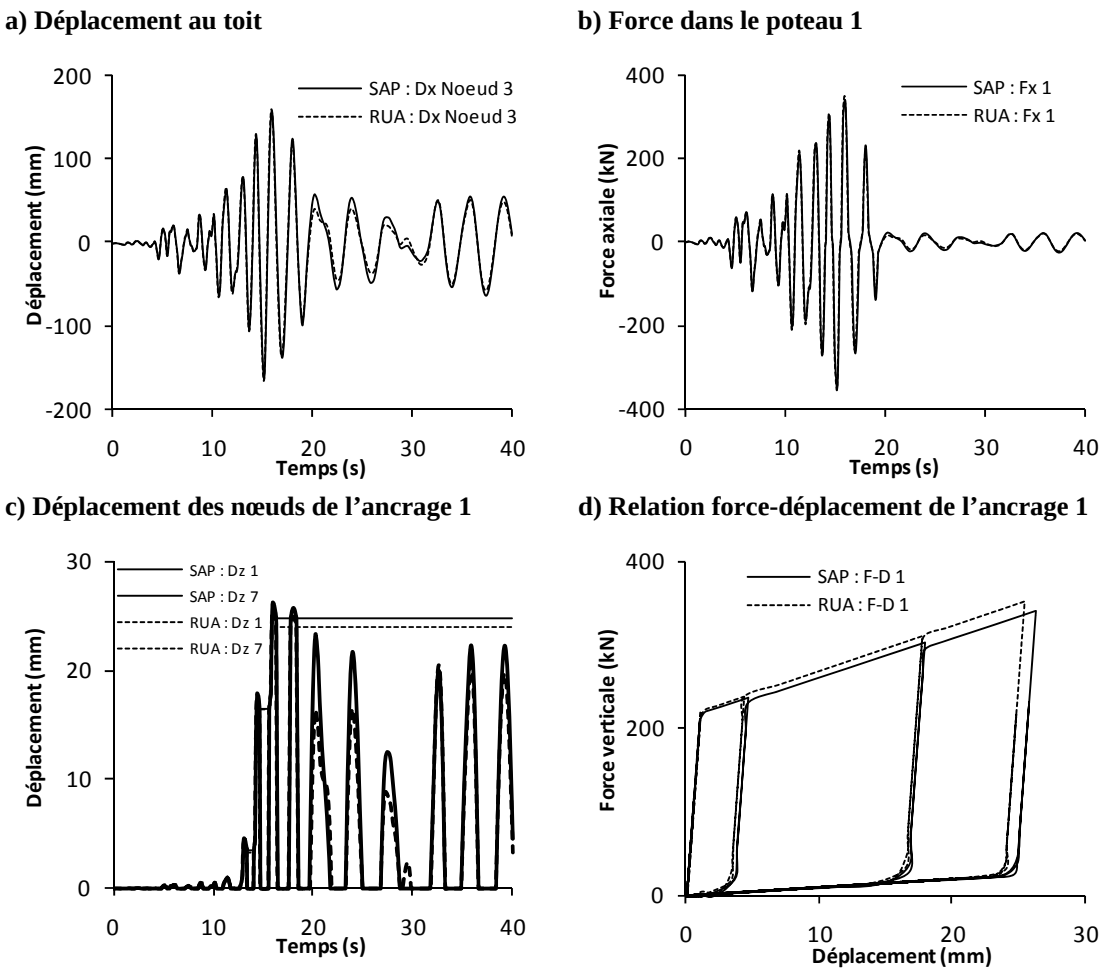


Figure 4.27 : Résultats des analyses des modèles du système d'ancrage dans une structure simple

En général, les deux logiciels donnent des résultats très semblables. Les légères différences entre les réponses sont probablement attribuables au fait que l'amortissement n'est pas modélisé de la même manière, tel que décrit précédemment. Les réponses calculées correspondent au comportement souhaité et semblent être réalistes. Puisque l'amortissement du modèle SAP2000 est déterminé en utilisant la matrice tangente de rigidité, il semble que la variation de la rigidité dans le temps n'affecte pas la réponse calculée. En effet, bien que les éléments gap soient très rigides, afin de modéliser le contact avec la fondation, les forces d'amortissement provenant de ces éléments sont quasi nulles étant donné que la vitesse de leurs nœuds

est très faible lorsqu'ils sont activés (en compression). Les résultats du modèle Ruaumoko pour lequel l'amortissement ne dépend pas de la rigidité le confirment.

Les deux logiciels permettent de modéliser correctement le comportement des ancrages ductiles étudiés. Il est cependant choisi d'effectuer les analyses du bâtiment avec ponts roulants incorporant de tels systèmes à l'aide de SAP2000, car ce programme possède une bonne interface graphique et qu'il permet de modéliser l'amortissement plus simplement.

4.5.3.4 Analyse du bâtiment avec système d'ancrage ductile

Conception des ancrages

Le concept de tiges d'ancrage ductiles proposé pour le bâtiment étudié a pour objectif de s'assurer de ne pas avoir des efforts sismiques plus grands que ceux utilisés lors de la conception, ces derniers étant réduits par des facteurs R. Plutôt que de compter sur la plastification de la structure pour réduire les forces sismiques, le système envisagé limite les charges par la plastification des barres d'ancrage. Afin d'être facilement utilisable, le système proposé doit permettre d'effectuer la conception sismique de l'ensemble de la charpente comme une construction conventionnelle sans avoir à réaliser de design par capacité. Les ancrages ductiles sont par la suite dimensionnés pour ne pas avoir des efforts plus grands que ceux employés pour la conception du bâtiment. Pour cette raison, les mêmes conceptions du cadre que celles analysées à la section 4.5.2 sont utilisées.

Dans le cadre des analyses du bâtiment avec tiges ductiles réalisées, il est choisi de dimensionner les barres d'ancrage uniquement en fonction des charges sismiques pour être en mesure de quantifier le bénéfice d'un système dimensionné précisément pour les charges de séismes. Bien entendu, dans un contexte réel, les tiges d'ancrage devraient rester élastiques sous les autres types de charge latérale : vent et pont roulant.

Les efforts de soulèvement employés pour dimensionner les tiges d'ancrage pour les sites canadiens sont déterminés à partir des résultats des analyses spectrales réalisées lors de la phase de design avec des charges gravitaires correspondant à 1.0D + 0.25S. Pour le site Montréal-C, puisque les poteaux extérieurs ne se soulèvent pas sous les charges de design, aucune tige n'est requise. Dans ce cas, le soulèvement de ces poteaux est considéré comme étant totalement libre pour les analyses. Pour le site Seattle-D, il est choisi d'utiliser les efforts correspondant à un séisme d'intensité 2% en 50 ans plutôt que les charges de conception d'une récurrence de 10% en 50 ans puisqu'il est souhaité de protéger le bâtiment contre des séismes d'intensité supérieure à celle de design. La combinaison de charges gravitaires 1.05D + 0.25L proposée par l'ATC 63 pour les analyses au niveau MCE est donc prise en compte. Les tiges d'ancrage pour ce site sont dimensionnées pour la capacité exacte des poteaux comprimés. Pour ce faire, les forces de soulèvement employées sont déterminées sous des charges gravitaires constantes en majorant les efforts de l'analyse spectrale jusqu'à ce que la colonne comprimée adjacente au poteau dont l'ancrage est conçu atteigne un taux d'utilisation de 100%. L'exercice est répété pour chacun des ancrages.

À partir du soulèvement maximum à la base de chaque poteau, l'aire de la section réduite des barres est déterminée. Afin de s'assurer de ne pas utiliser une section trop grande, pour ne pas engendrer des efforts plus importants dans la structure, la limite élastique des barres utilisées pour la conception doit être connue et l'écrouissage doit être pris en compte. Pour les conceptions réalisées pour les analyses effectuées, une valeur de F_y = 350 MPa et un facteur d'écrouissage R_{sh} = 1.1 sont considérés. Le dimensionnement des ancrages à la base des poteaux est donc fait à partir des forces de soulèvement selon la formule suivante :

$$A = \frac{F^{+}_{vertical}}{R_{sh} F_{y\,réel}} \tag{4.3}$$

La longueur de plastification des tiges d'ancrage est également déterminée à partir des analyses faites pour la conception. Pour ce faire, il est supposé que la portion inélastique du déplacement au niveau des ponts roulants, Δ_i, doit provenir uniquement de l'allongement des barres. La portion élastique du déplacement à ce niveau, Δ_e, est présumée inchangée et provenir de la déformation non permanente des colonnes. Considérant que le soulèvement de la base du poteau provoque un déplacement proportionnel au niveau de la voie de roulement, un calcul par des triangles semblables permet de déterminer l'élongation, δ, que doivent avoir les ancrages tendus pour provoquer Δ_i. Puisqu'il s'agit d'une structure peu ductile, et afin de s'assurer d'éviter la rupture des ancrages, un faible taux de déformation est considéré pour déterminer la longueur sur laquelle les barres se plastifient. Un allongement de 3% est donc pris en compte pour le dimensionnement. La Figure 4.28 présente le principe utilisé pour déterminer l'élongation des ancrages pour leur conception.

a) Sans ancrage **b) Avec ancrages**

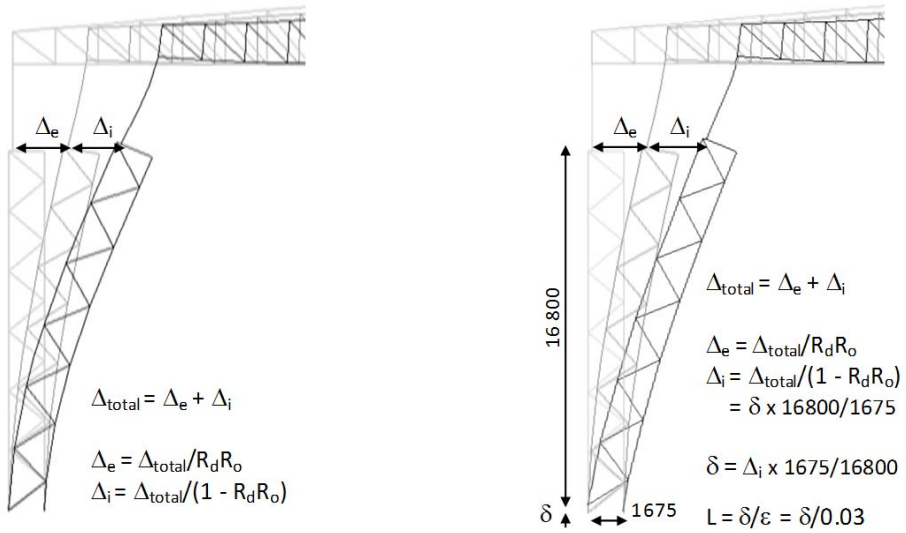


Figure 4.28 : Déplacement au niveau des ponts roulants du bâtiment sans et avec ancrages

Le Tableau 4.9 résume les dimensions (aires et longueur) des ancrages des poteaux extérieurs et intérieurs considérées pour les analyses et déterminées selon les critères énoncés précédemment.

Tableau 4.9 : Dimensions des ancrages conçus pour chaque site

Site	Aire des ancrages de colonnes extérieures (mm^2)	Aire des ancrages de colonnes intérieures (mm^2)	Longueur de plastification des ancrages (mm)
Montréal-C	0	345	100
Vancouver-C	1340	1790	215
Vancouver-E	3380	3960	305
Seattle-D	6410	3980	440

Méthode d'analyse du bâtiment

La réponse du bâtiment aux quatre sites étudiés avec ancrages ductiles est déterminée à partir d'analyses effectuées avec le logiciel SAP2000. Les modèles des cadres employés pour les analyses temporelles élastiques présentées à la section 4.5.2 sont modifiés à cet égard. Dans les modèles pour les analyses avec ancrages, le déplacement horizontal à la base des poteaux est restreint et le comportement vertical des ancrages est modélisé en utilisant des systèmes composés de quatre éléments semblables à celui montré à la Figure 4.22.

La première composante du modèle d'ancrage est la membrure qui se plastifie, disposée en série avec un élément hook. Pour les analyses, les déformations élastiques sont réparties de façon égale entre ces deux éléments. Ce choix est pris afin de contourner les problèmes de convergence des analyses, causés par une trop grande différence de leur rigidité. La rigidité assignée aux membrures plastiques et aux éléments hook est donc égale à 2EA/L. La longueur et la section des membrures plastiques sont présentées au Tableau 4.9 et la valeur de E est celle de l'acier, 200 GPa. Le comportement non linéaire de la membrure plastique est fourni par une rotule plastique axiale qui lui est assignée. Cette rotule est de type fibres et définie en termes de contrainte-déformation. Puisque la déformation élastique provient de la membrure elle-même et de l'élément hook, la rotule est prise avec une rigidité élastique très grande (E = 200 000 GPa). La relation contrainte-déformation utilisée est typique d'un acier avec plateau plastique suivi d'un écrouissage. Cette dernière est montrée à la Figure 4.29.

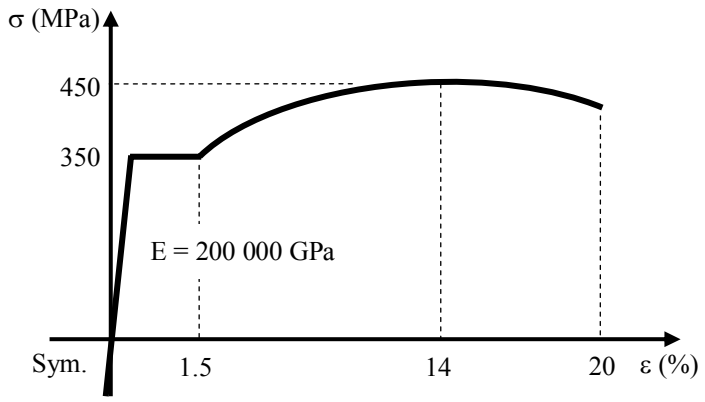


Figure 4.29 : Relation contrainte-déformation assignée aux membrures plastiques des ancrages

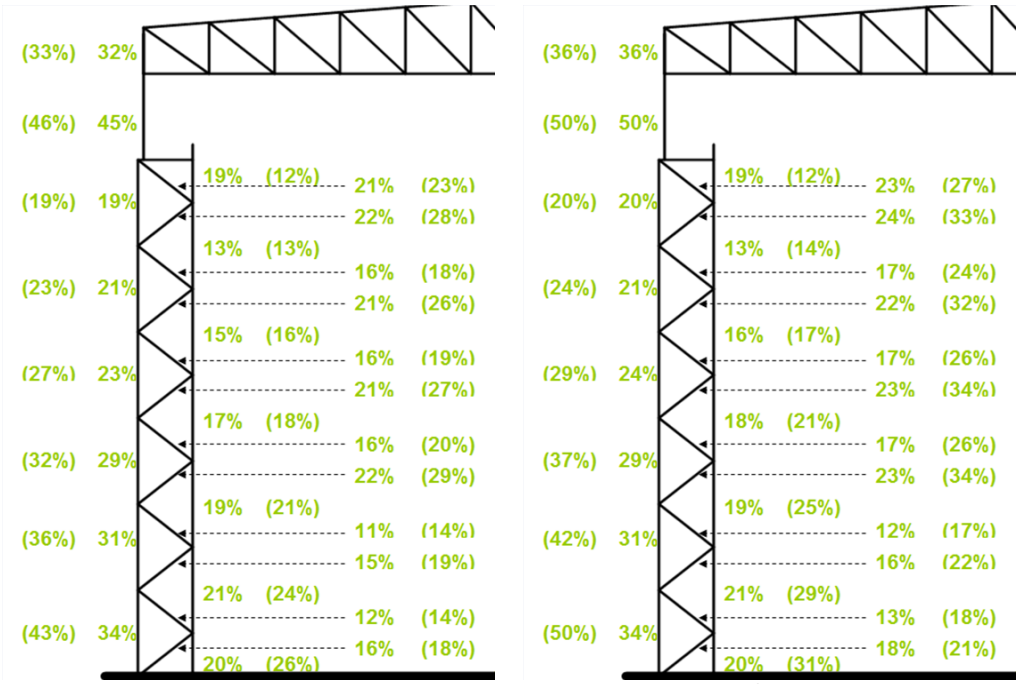
La seconde composante des systèmes d'ancrage est l'élément gap modélisant le contact du poteau avec la fondation. La rigidité de ces éléments doit être suffisamment grande pour ne pas influencer la réponse de la structure, mais ne doit pas être trop excessive pour permettre la convergence des analyses. La raideur assignée à ces éléments est de 20 000 kN/mm. Cette valeur permet la convergence dans tous les cas sans entraîner un allongement des périodes de vibration de plus de 1%. Le dernier élément faisant partie des ancrages est un ressort assurant une rigidité continue entre les différents nœuds du système lorsque la force change de direction. Ce ressort a une raideur très faible de 1 kN/mm, valeur suffisante pour permettre la convergence.

Comme pour les analyses de validation du modèle d'ancrage, la méthode d'intégration numérique HHT-α avec un α = -0.05 est utilisée pour déterminer la réponse dans le temps du bâtiment sous accélérogrammes. Le faible amortissement numérique de cette méthode a pour effet de faciliter grandement la convergence des analyses sans affecter la qualité des résultats obtenus. Les analyses sont effectuées sans inclure les effets P-Δ. Ce choix est pris parce que leur inclusion empêche la convergence dans la plupart des cas et qu'il a été trouvé, lors des phases de conception, que ces derniers sont faibles pour le cadre étudié. Un amortissement de Rayleigh de 3% dans les deux premiers et principaux modes de vibration est utilisé pour les analyses. Ce taux est choisi parce qu'il correspond davantage à ce qui est anticipé pour ce type de structure. Comme il a

été démontré lors de la validation du système d'ancrage employé dans une structure simple présentée à la section 4.5.3.3, puisque la matrice de rigidité tangente est utilisée pour calculer les forces d'amortissement, ces dernières devraient être correctement modélisées malgré l'utilisation des systèmes d'ancrage ductiles.

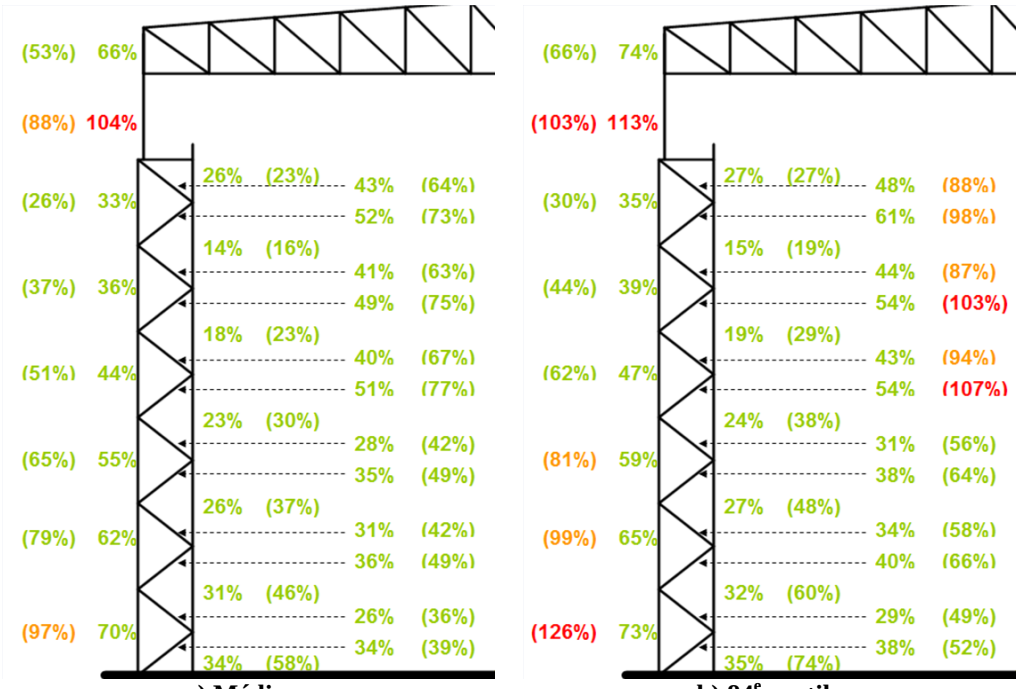
Résultats

À partir des modèles du cadre avec ancrages ductiles à la base des poteaux construits pour chaque site considéré, des analyses temporelles non linéaires sont réalisées. Celles-ci sont effectuées pour l'ensemble des accélérogrammes calibrés associés à chacun des sites (voir section 3.3 pour détails). Au site Seattle-D, les séismes employés sont ceux d'intensité MCE. Afin de déterminer l'efficacité des ancrages pour réduire les efforts sismiques induits dans la structure, le ratio d'utilisation des membrures des cadres avec tiges ductiles est déterminé au niveau de la résistance probable en suivant la même procédure que pour les analyses temporelles élastiques présentées à la section 4.5.2. Les valeurs médianes et du 84e centile de ces taux de sollicitation sont montrées pour chaque site étudié à travers les 4 figures ci-dessous. À noter que ces figures indiquent entre parenthèses les taux obtenus sans ancrage ductile.



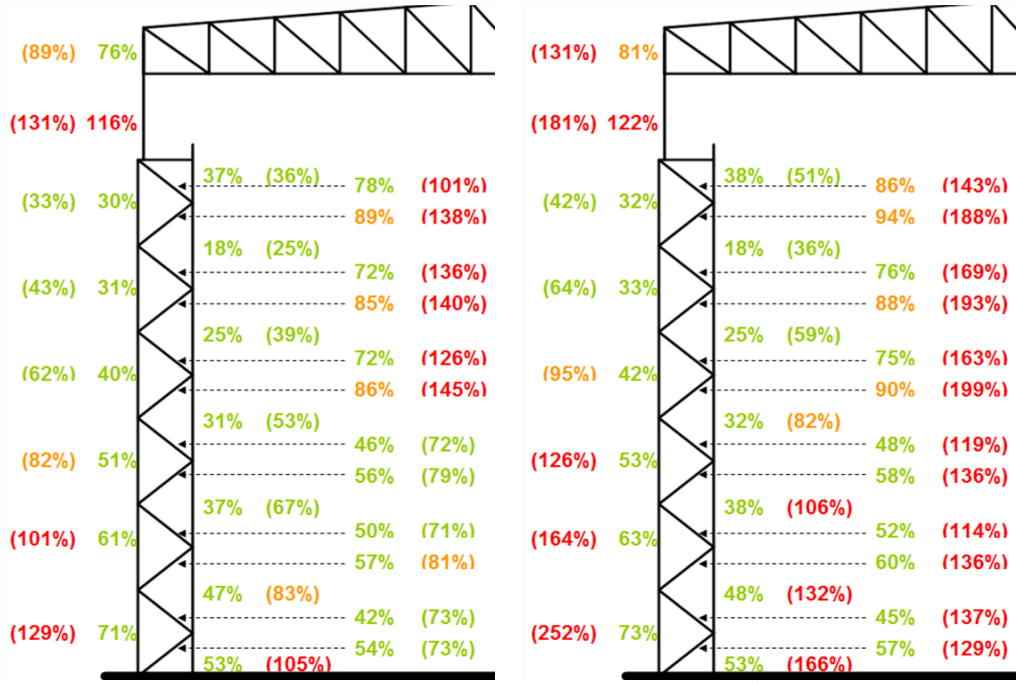
a) Médiane b) 84e centile

Figure 4.30 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Montréal-C avec ancrages ductiles



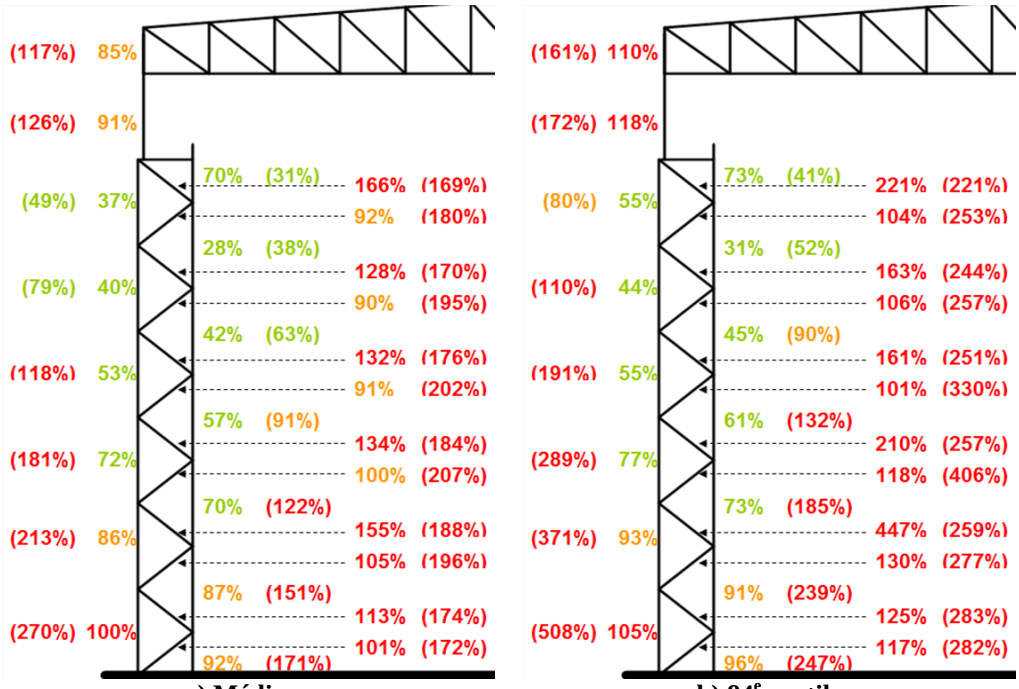
a) Médiane b) 84e centile

Figure 4.31 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Vancouver-C avec ancrages ductiles



a) Médiane b) 84e centile

Figure 4.32 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Vancouver-E avec ancrages ductiles



a) Médiane b) 84e centile

Figure 4.33 : Ratios d'utilisation selon la résistance probable du cadre Seattle-D avec ancrages ductiles sous les séismes d'intensité MCE (2% en 50 ans)

Les résultats obtenus par rapport à la sollicitation des membrures sont très intéressants. Pour le site Montréal-C, malgré le fait qu'aucune membrure n'ait sa capacité dépassée, l'efficacité des systèmes d'ancrage est mesurée par des taux d'utilisation inférieurs à ceux sans tige ductile. Les valeurs obtenues avec ancrages sont très près de celles déterminées avec les charges sismiques de conception, réduites par R_dR_o. Pour le site Vancouver-C, les systèmes d'ancrage permettent une réduction aussi importante des efforts dans les poteaux à la base du bâtiment. Les taux obtenus pour les éléments plus élevés, notamment les colonnes supérieures au niveau des ponts, sont cependant plus grands que ceux sans plastification des ancrages. Pour le site Vancouver-E, le bénéfice des ancrages sur les poteaux inférieurs est tout aussi significatif. Bien que les poteaux supérieurs soient moins sollicités avec les tiges ductiles, la réduction de leurs efforts est moins marquée et leur taux d'utilisation médian est plus grand que 100%. Pour le cadre au site Seattle-D, les poteaux inférieurs sont presque chargés à leur pleine capacité. Cela montre que la méthode utilisée pour dimensionner les ancrages à ce site pour la capacité des colonnes est efficace. Comme pour les autres sites de l'ouest de l'Amérique du Nord, la réduction des charges dans les poteaux supérieurs est moins importante. Contrairement à l'ensemble des autres emplacements, plusieurs diagonales des poteaux enlacés voient leur capacité excédée, indiquant que ces membrures auraient potentiellement flambé ou plastifié. La réponse réelle de la structure aurait donc été différente de celle obtenue par les analyses réalisées. Ces dernières sont néanmoins valides afin d'étudier l'effet des ancrages étudiés.

Pour avoir une meilleure connaissance du comportement de la structure avec tiges ductiles, et évaluer l'impact de celles-ci sur les déformations du bâtiment, les déplacements médians et du 84e centile au niveau des ponts roulants et au toit sont comparés à ceux sans ancrage pour chaque site à la Figure 4.34. Une comparaison des accélérations à ces mêmes niveaux avec et sans ancrages est également montrée à la Figure 4.35 pour chaque site afin d'estimer l'effet de ces systèmes sur les charges horizontales induites par les équipements de levage.

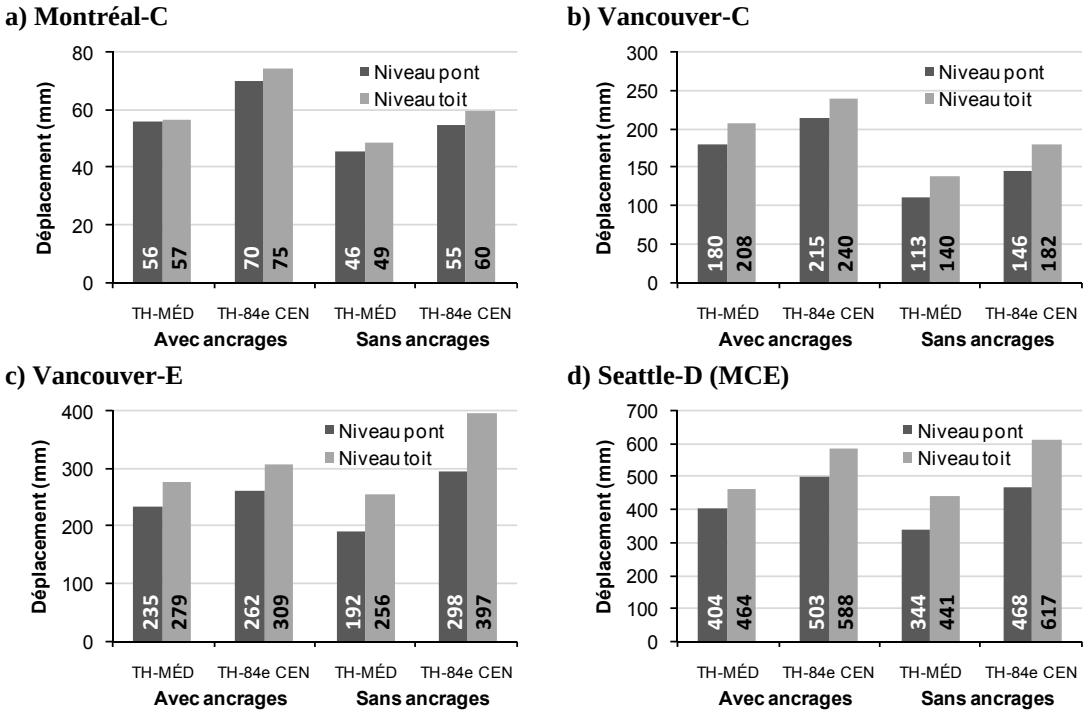


Figure 4.34 : Comparaison des déplacements obtenus à chaque site avec et sans systèmes d'ancrage ductile

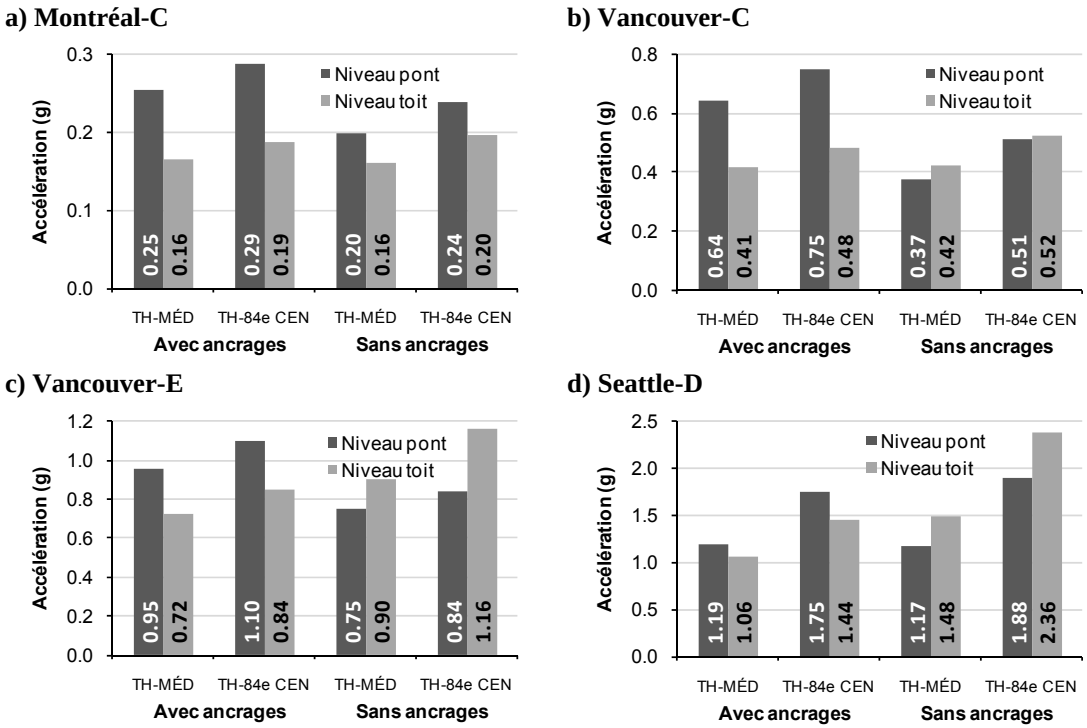


Figure 4.35 : Comparaison des accélérations obtenues à chaque site avec et sans systèmes d'ancrage ductile

Pour l'ensemble des sites, les déplacements médians au toit et au niveau des ponts roulants sont plus grands pour les bâtiments avec les ancrages qui se plastifient. Bien que le taux d'amortissement inférieur utilisé pour les analyses avec tiges ductiles contribue à cette augmentation, cette dernière est principalement attribuable au fait que la structure devient plus flexible une fois les ancrages plastifiés. Le comportement du cadre s'apparente alors davantage à celui d'une structure avec basculement permis (rocking system). Au niveau du 84e centile, seuls les sites de catégorie C ont des déplacements supérieurs avec ancrages ductiles. En effet, une réduction des déplacements de ce niveau est observée avec les ancrages aux sites Vancouver-E et Seattle-D. L'augmentation des déplacements est particulièrement marquée au site Vancouver-C. Cela doit avoir un lien avec le fait que les poteaux supérieurs de ce cadre ont des efforts plus grands lorsque les systèmes d'ancrage sont ajoutés. Dans tous les cas, les déplacements inter-étage médians demeurent inférieurs à la limite de 2.5% du CNBC 2005 et de la norme ASCE 7-05.

L'ajout d'ancrages ductiles a pour effet de faire augmenter les accélérations médianes au niveau des ponts roulants et de les faire diminuer au toit pour tous les sites. Dans la majorité des cas, il en est de même pour les accélérations du 84e centile. Comme pour les déplacements, l'accroissement de l'accélération vis-à-vis la voie de roulement est plus important au site Vancouver-C. Cette augmentation est quelque peu préoccupante compte tenu du fait qu'elle se répercute sur les efforts devant être repris par les attaches des voies de roulement.

Le tableau suivant présente les valeurs médianes et du 84e centile des contraintes, du taux d'écrouissage et des déformations des ancrages à chaque site. Les valeurs indiquées sont les maximums obtenus des deux côtés pour les ancrages des colonnes extérieures et intérieures.

Tableau 4.10 : Paramètres de réponse des systèmes d'ancrage pour chaque site

Site	Ancrage	Contrainte (MPa)		Taux d'écrouissage (-)		Déformation (%)		Soulèvement (mm)	
		Médiane	84e centile	Médiane	84e centile	Médiane	84e centile	Médiane	84e centile
Montréal-C	Extérieur	-	-	-	-	1.9*	3.4*	1.9	3.4
	Intérieur	363	386	1.04	1.10	2.5	3.8	2.5	3.8
Vancouver-C	Extérieur	391	410	1.12	1.20	4.3	6.6	9.3	14.2
	Intérieur	391	408	1.12	1.20	4.4	6.4	9.5	13.8
Vancouver-E	Extérieur	393	403	1.12	1.15	4.2	4.9	12.7	14.9
	Intérieur	393	404	1.12	1.15	4.2	5.0	12.8	15.3
Seattle-D (MCE)	Extérieur	384	407	1.10	1.16	3.7	5.5	16.4	24.2
	Intérieur	410	427	1.17	1.22	5.8	7.9	25.4	34.7

* Déterminé par rapport à la longueur des ancrages intérieurs

À l'exception du site Montréal-C, les taux d'écrouissage médians obtenus sont proches de la valeur utilisée lors de la conception des ancrages. Les déformations médianes des tiges sont quant à elles légèrement plus grandes que ce qui avait alors été anticipé (sauf pour Montréal-C). Cela est probablement associé au fait que les déplacements du bâtiment sont augmentés lorsque les ancrages se plastifient. Les déformations obtenues demeurent néanmoins petites et très en deçà de la valeur de la rupture (même au 84e centile).

4.5.3.5 Discussion sur les analyses avec systèmes d'ancrage ductile

Les analyses présentées dans cette section ont permis de valider un modèle analytique du système d'ancrage ductile. En comparant le comportement du bâtiment avec et sans plastification d'ancrages, les analyses ont permis de mesurer l'efficacité du système proposé pour réduire les efforts sismiques induits dans le bâtiment avec ponts roulants étudié dans ce chapitre, en concentrant la demande inélastique dans les barres d'attache aux fondations.

L'utilisation de barres d'ancrage ductiles permet de diminuer la sollicitation des poteaux à la base du bâtiment à un niveau semblable à celui supposé pour leur conception, prévenant par le fait même leur défaillance par flambement. Le bénéfice mesuré pour les poteaux au-dessus des ponts roulants est cependant moindre. Cela est dû au fait que l'allongement des ancrages provoque un mouvement rigide en rotation

des colonnes enlacées jusqu'au niveau des ponts et que le toit demeure pratiquement horizontal au cours des séismes. Par le fait même, les poteaux en question peuvent être plus fortement fléchis. Cette situation est particulièrement remarquée pour le site Vancouver-C. Puisque ces membrures ont un mode de rupture en flexion, il est jugé qu'un support latéral efficace de ces dernières permettrait d'éviter un effondrement. Dans ce contexte, l'utilisation de systèmes d'ancrage ductiles serait une bonne solution pour assurer la sécurité sismique de tels bâtiments.

Le système étudié permet une réduction des charges sismiques en rendant la structure plus flexible lorsque la capacité en traction des ancrages est excédée. Bien qu'il ait un effet bénéfique sur les efforts, l'allongement de la période de vibration du bâtiment entraîne de plus grands déplacements. Les déformations obtenues des analyses réalisées le confirment, malgré le fait que les déplacements mesurés ne soient pas excessifs. La plastification des barres a également pour effet d'accroître les accélérations au niveau des ponts roulants. Dans un contexte de design d'un bâtiment avec de tels systèmes, il serait primordial d'en ternir compte pour le dimensionnement des attaches des voies de roulement.

Les résultats obtenus des analyses du bâtiment en considérant la plastification des ancrages doivent être relativisés, étant donné que les effets P-Δ n'ont pas été pris en compte, car ils empêchaient la convergence dans certains cas, et que certains comportements non linéaires comme le flambement et la plastification des diagonales ne sont pas modélisés. Puisqu'il a été démontré que la plupart des membrures demeurent élastiques au cours des séismes, les résultats permettent néanmoins de mesurer l'efficacité du système proposé. Un tel dispositif mérite d'être étudié plus en profondeur et soumis à des tests expérimentaux avant d'être utilisé dans un bâtiment réel.

4.5.4 Analyse de l'impact des charges de levage sur la réponse sismique

4.5.4.1 Objectifs et méthodologie

Comme il a été vu lors de la phase de design du bâtiment, les guides de conception de bâtiments industriels proposent différentes combinaisons faisant interagir les charges de pont roulant avec les autres sollicitations soumises à la structure (voir section A2.2 de l'Annexe 2). Afin d'effectuer le design sismique de ces bâtiments, les combinaisons proposées ne considèrent dans aucun cas la présence d'une charge de levage dans les charges gravitaires ou dans les masses à inclure dans les analyses. Bien que cela puisse sembler paradoxal étant donné l'importance que peut avoir la charge levée par les ponts roulants en comparaison avec le poids propre du bâtiment, cette situation peut être justifiable pour deux raisons. Tout d'abord, la probabilité que le séisme de conception survienne au moment où la pleine charge de levage est soutenue par les ponts est relativement faible. De plus, étant donné la très grande flexibilité latérale du système composé du câble et de la charge soulevée par rapport à celle du bâtiment, la masse de levage risque d'être peu accélérée au cours d'un tremblement de terre.

Pour la plupart des structures avec des ponts roulants, ces hypothèses sont plutôt réalistes. Cependant, pour certains bâtiments voués à une production en continu impliquant l'utilisation en permanence des ponts roulants à leur pleine capacité, il se peut que le fait de ne pas prendre en compte le levage dans les combinaisons sismiques entraîne une sous-estimation des efforts sismiques.

La présente section relate une étude réalisée pour déterminer l'effet que peut avoir une charge de levage sur le comportement sismique global du bâtiment la soutenant. Par différentes analyses, cette recherche vise à évaluer s'il serait justifiable de considérer la charge vive de pont roulant dans les combinaisons sismiques, à la fois au niveau des forces gravitaires et des masses. Cette étude se limite uniquement aux impacts sur le comportement des bâtiments des charges levées par leurs ponts roulants. Ainsi,

l'aspect probabiliste relatif à la possibilité d'avoir un séisme important en même temps qu'un levage à charge maximale n'est pas le sujet de ces analyses.

Afin de parvenir aux objectifs décrits, certaines notions de base relatives aux pendules sont tout d'abord révisées. Un modèle simplifié de la charge de levage est ensuite validé par rapport à un modèle plus détaillé. Cette validation est effectuée isolément et dans le cadre typique 2D au site Vancouver-C. Pour ce même emplacement, l'influence du levage est étudiée sous différents enregistrements et pour diverses longueurs de câble en prenant pour référence les réponses sismiques obtenues sans charge vive à la section 4.5.2. Une analyse dans le domaine des fréquences est finalement effectuée afin de déceler certaines amplifications possibles de la réponse sismique. Les résultats de cette dernière analyse sont comparés à ceux calculés pour une structure simple avec deux masses accordées (tuned-mass damper).

4.5.4.2 Notions de base sur les pendules

Puisque des notions de pendule seront utilisées dans les sections qui suivent, il est utile de présenter certaines équations relatives au comportement de cette structure simple. Afin de développer ces formules, le pendule simplifié montré à la Figure 4.36 est utilisé en référence.

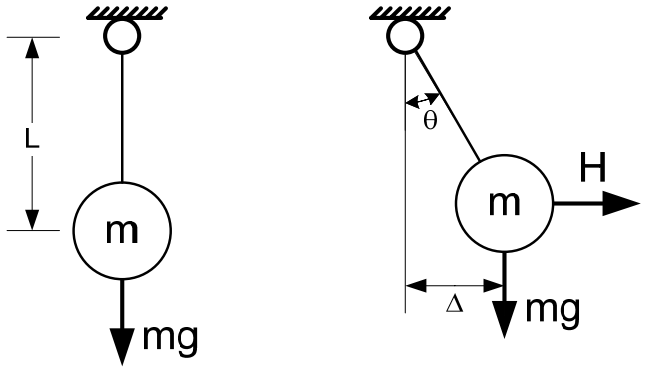


Figure 4.36 : Pendule simple utilisé dans le développement d'équations de base

Le calcul de la force causée par le déplacement de la masse de levage se fait en effectuant la somme des moments par rapport au point de support :

$$H = \frac{mg\Delta}{L} \tag{4.4}$$

On remarque que la force latérale soumise au support est directement proportionnelle au déplacement horizontal de la masse suspendue. Également, pour un même déplacement absolu, plus le pendule est court, plus la force latérale est grande.

Le calcul de la période de vibration se fait en additionnant les moments en régime dynamique par rapport au point support, ce qui donne :

$$-m(L\ddot{\theta})L - mgL\sin\theta = 0 \tag{4.5}$$

Cette équation se simplifie par :

$$\ddot{\theta} + \frac{g}{L}\sin\theta = 0 \tag{4.6}$$

En posant l'hypothèse que l'angle θ est petit, $\sin\theta = \theta$. Dans ce cas, l'équation précédente se simplifie davantage par :

$$\ddot{\theta} + \frac{g}{L}\theta = 0 \tag{4.7}$$

Cette dernière formule est l'équation du mouvement d'un oscillateur conservatif dont la pulsation naturelle et la période sont respectivement :

$$\omega^2 = \frac{g}{L} \quad \text{et} \quad T = 2\pi\sqrt{\frac{L}{g}} \tag{4.8}$$

D'après l'équation théorique de la période développée ci-haut, T est proportionnelle à la racine carrée de la longueur du pendule et n'est pas fonction de la masse de ce dernier. Ainsi, dans un bâtiment semblable à celui qui est étudié, le seul paramètre affectant la période de la masse de levage est la distance entre celle-ci et le pont roulant.

4.5.4.3 Validation d'un modèle simplifié de la charge de levage isolée

Afin de modéliser la charge vive des ponts roulants, il est envisagé d'utiliser un modèle simplifié formé d'un ressort et d'un chariot ayant la même masse et la même période de vibration que le levage considéré de façon isolée. Cette section présente une validation de façon isolée d'un tel système par rapport à un autre plus détaillé modélisant en détail une masse suspendue à un câble. Cette étape vise à voir si la méthode de modélisation simplifiée proposée permet de représenter fidèlement le comportement d'un système de masse soulevée. Une description des deux modèles analysés est d'abord réalisée. La comparaison des réponses obtenues avec chacun d'eux sous un historique d'accélération sert par la suite à la validation.

Description du modèle simplifié de la charge de levage isolée

Comme il a été spécifié précédemment, il est souhaité d'utiliser un modèle simplifié de la charge de levage constitué d'un système masse et ressort calibré pour avoir les mêmes propriétés dynamiques que la structure réelle. Ce modèle doit permettre de reproduire le comportement dynamique désiré avec la majorité des logiciels d'analyse de structures. La Figure 4.37 présente de façon schématisée ce système simplifié isolé.

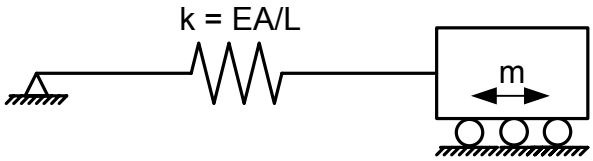


Figure 4.37 : Modèle simplifié isolé de la charge de levage

Les propriétés du modèle élaboré sont déterminées pour être représentatives de celles du bâtiment étudié dans ce chapitre. La masse considérée est de 608 kN (62 000 kg) ce qui correspond à la charge maximale de levage pouvant être reprise par un seul cadre du bâtiment. La rigidité du ressort est calibrée pour que le système ait une période de 3.47 secondes. Cette période est calculée par l'expression théorique développée à la section 4.5.4.2 pour une longueur du câble de 3 mètres représentant le cas où la suspente est levée au maximum possible. Cela représente la situation risquant d'être la plus défavorable, étant donné que la période du système est alors la plus petite.

La réponse du modèle simplifié isolé est déterminée sous l'accélérogramme v12 du site Vancouver-C par une analyse temporelle avec SAP2000. Cette analyse est effectuée sans inclure les non-linéarités géométriques. Puisque le but de cette analyse est de comparer différentes façons de modéliser le levage, aucun amortissement n'est ajouté au modèle. La réponse est calculée par intégration numérique avec la méthode de Newmark-Beta à accélération moyenne ($\gamma = ½$, $\beta = ¼$).

<u>Description du modèle détaillé de la charge de levage isolée</u>

Pour valider le système simplifié, un modèle détaillé constitué d'une masse retenue par une barre rigide rotulée à son extrémité est utilisé en référence. Bien que le comportement du câble ne soit pas recréé de façon exacte, il est jugé que les résultats n'en seront pas trop affectés. En prévision de la modélisation de la structure entière avec levage, il a été choisi d'inclure une seconde membrure rigide permettant de connaître la force transmise au bâtiment ou au support dans ce cas particulier. La masse incluse est de 608 kN et la longueur de la membrure modélisant le câble est de 3 mètres. Un schéma de ce modèle est présenté à la Figure 4.38.

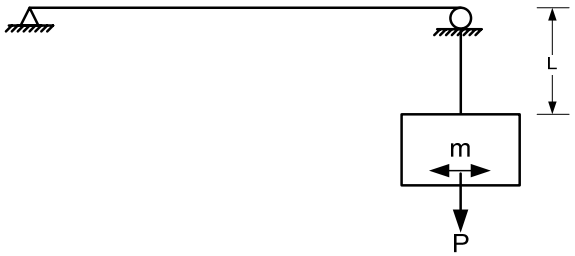


Figure 4.38 : Modèle détaillé isolé de la charge de levage

Tout comme pour le système simplifié, la réponse du modèle détaillé est déterminée sous l'accélérogramme v12 par analyse temporelle à l'aide de SAP2000. Cette analyse inclut les grands déplacements et est effectuée à la suite d'une analyse statique non linéaire pour être en mesure de bien capturer la rigidité géométrique apportée par le poids du levage. Aucun amortissement n'est inclus ; la méthode d'intégration Newmark-Beta à accélération moyenne est employée.

Comparaison des résultats

L'analyse des modèles détaillé et simplifié montre que les deux approches proposées pour reproduire le comportement sismique de la charge de levage d'un pont roulant donnent des résultats très semblables. Dans les deux cas, les forces horizontales générées concordent avec les valeurs théoriques déterminées à partir du déplacement du pendule. Il donc est jugé convenable de modéliser la charge de levage par un système masse et ressort. Une validation d'un tel modèle est néanmoins effectuée dans le bâtiment réel pour confirmer qu'il permet de recréer le comportement souhaité. Cette seconde validation est présentée à la section suivante.

4.5.4.4 Validation d'un modèle simplifié de la charge de levage dans le bâtiment réel

Avant d'utiliser l'approche simplifiée de modélisation proposée à large échelle, il est choisi de valider ce système dans la situation d'une structure plus complexe. Pour ce faire, la réponse du bâtiment au site Vancouver-C avec une charge de levage est déterminée en modélisant la charge vive de façons simplifiée et détaillée. Les modèles du levage considérés sont identiques à ceux pour la situation isolée montrée précédemment.

Description des modèles

Le premier modèle de la structure est créé en modélisant la masse soulevée de façon simplifiée. Afin de ne pas créer de lien au niveau du pont roulant entre les deux côtés du bâtiment, le modèle est formé de la structure à laquelle deux systèmes semblables à celui présenté à la Figure 4.37 sont ajoutés (un de chaque côté). Puisqu'il est supposé que les charges latérales de pont roulant se répartissent de manière égale sur les deux voies de roulement, la masse suspendue à chacun des pendules correspond à la moitié de la charge de levage maximale pouvant être reprise par un seul cadre. Cette masse m_{CL} est de 304 kN (31 000 kg). La masse du pont roulant lui-même m_{CD} (pont, chariot et treuil) est également divisée équitablement de chaque côté de la structure. Ainsi, 169 kN (17230 kg) sont assignés sur la longueur des poteaux au niveau des attaches de la voie de roulement. Les charges verticales provenant du poids mort et du levage du pont roulant, C_D et C_L, sont soumises à la structure sur les poteaux intérieurs, sous les poutres de voie de roulement. La rigidité des ressorts est calibrée pour que les systèmes de chariots seuls aient une période de 3.47 secondes associée à une longueur de câble de 3 mètres. La Figure 4.39 présente schématiquement le modèle du bâtiment avec la charge de levage représentée de façon schématisée.

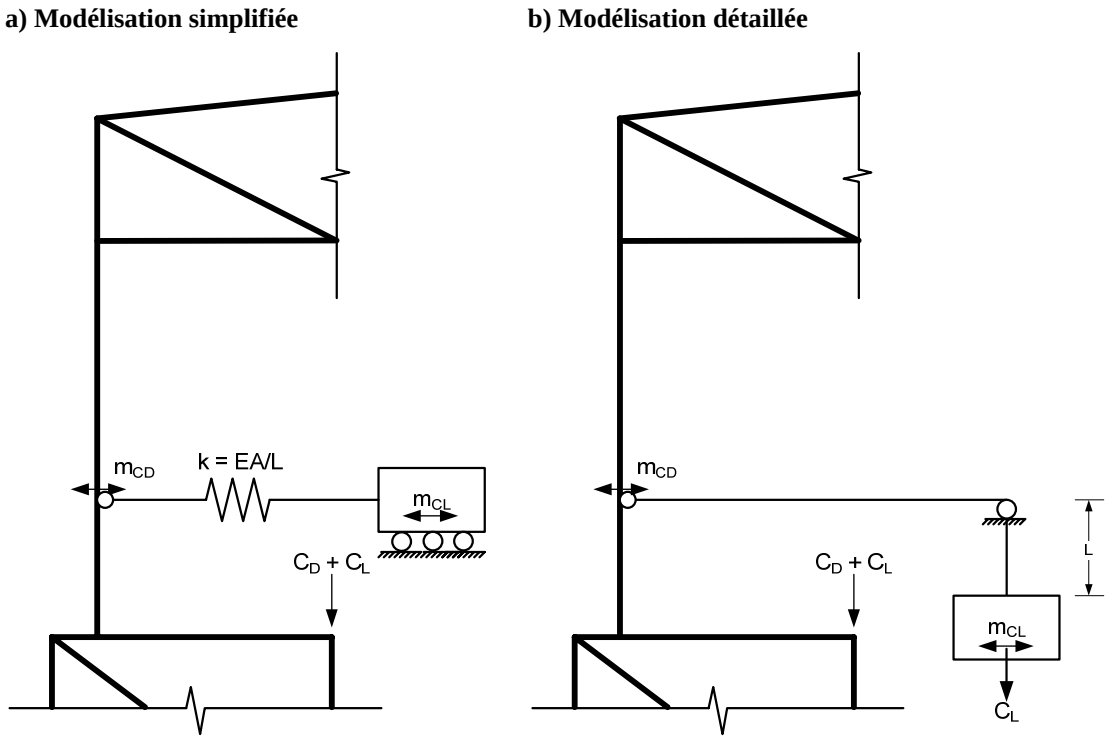


Figure 4.39 : Schémas du bâtiment avec levages modélisés de façons simplifiée et détaillée

La réponse du modèle construit sous le séisme v12 est déterminée par analyse temporelle à l'aide de SAP2000. Cette analyse est réalisée en considérant les effets P-Δ et précédée par une analyse statique sous les charges gravitaires. Un amortissement de Rayleigh de 5% pour les deux premiers et principaux modes de vibration latéraux du bâtiment sans charge de levage est inclus au modèle. La méthode d'intégration de Newmark à accélération moyenne est employée.

Le second modèle de la structure est construit en modélisant la charge de levage de façon détaillée. Ce modèle est fait sensiblement comme celui décrit précédemment, à l'exception que la charge soulevée est modélisée par deux systèmes semblables à celui montré à la Figure 4.38 (un de chaque côté). La longueur des membrures modélisant les câbles est de 3 mètres. Les masses et charges utilisées sont les mêmes que pour le modèle simplifié. La Figure 4.39 présente le modèle du bâtiment avec la charge de levage représentée de façon détaillée.

Comme avec le premier modèle, la réponse du bâtiment sous le séisme v12 est déterminée. Une analyse temporelle incluant les grands déplacements est effectuée à cet effet. Tout comme pour l'analyse du pendule isolé, afin de représenter la rigidité géométrique apportée par le poids levé, il faut ajouter la force C_L à l'extrémité du levage et effectuer une analyse statique non linéaire sous l'ensemble des charges gravitaires avant de faire les analyses temporelles. Bien que les charges C_L soient appliquées à deux points de chaque côté du modèle, celles qui sont à l'extrémité des pendules sont reprises par les supports de type rouleau. Un amortissement de Rayleigh de 5% pour les deux premiers et principaux modes latéraux de vibration du bâtiment sans charge de levage est inclus au modèle. La réponse de la structure est obtenue en employant la méthode d'intégration de Newmark à accélération moyenne.

Comparaison des résultats

Les réponses obtenues des deux modèles construits sont très semblables. Les deux méthodes de modélisation de la charge de levage permettent d'obtenir sensiblement les mêmes déplacements de la masse suspendue et les mêmes forces transmises à la structure du bâtiment. Les déplacements des nœuds de la structure ainsi que les efforts induits dans ses membrures sont également presque identiques. Dans ce cas, il est jugé convenable d'effectuer les analyses visant à évaluer l'effet des charges de levage sur la réponse sismique du bâtiment en utilisant l'approche de modélisation simplifiée.

4.5.4.5 Analyses temporelles du bâtiment avec charge de levage modélisée

Afin de déterminer l'effet des charges de levage sur la réponse sismique des bâtiments les soutenant, diverses analyses temporelles sont réalisées sur un modèle du cadre au site Vancouver-C dans lequel l'effet des masses levées est pris en compte. Pour ces analyses, le levage est modélisé par deux systèmes simplifiés composés d'une masse attachée à un ressort, tel que présenté à la Figure 4.39. La réponse de la structure est déterminée en prenant les mêmes paramètres d'analyse (amortissement, méthode

d'intégration, non-linéarités) que ceux utilisés pour valider l'emploi du système simplifié à la section 4.5.4.4. Dans tous les cas, la pleine charge de levage est utilisée, la position du crochet étant quant à elle variable.

Dans un premier temps, la réponse du bâtiment sans levage est comparée à celle trouvée avec des systèmes représentant une charge vive à deux différents niveaux pour l'ensemble des accélérogrammes du site étudié Vancouver-C. Par la suite, la réponse du bâtiment sous deux accélérogrammes pour lesquels les charges suspendues ont des effets contraires est calculée pour diverses hauteurs de levage.

Analyses temporelles sous tous les séismes avec deux longueurs de câble

La première étape des analyses effectuées vise à déterminer l'effet global des charges de levage sur la réponse sismique de tels bâtiments pour faire ressortir certaines tendances. Pour ce faire, les réponses de la structure sans levage sont comparées à celles trouvées avec des systèmes représentant une charge vive à 3 et 10 mètres du niveau des ponts pour l'ensemble des accélérogrammes du site étudié. De tous les résultats obtenus, les déplacements et accélérations au niveau des ponts roulants représentent bien les tendances observées. Ces paramètres sont respectivement comparés pour les 3 conditions traitées à la Figure 4.40 et à la Figure 4.41.

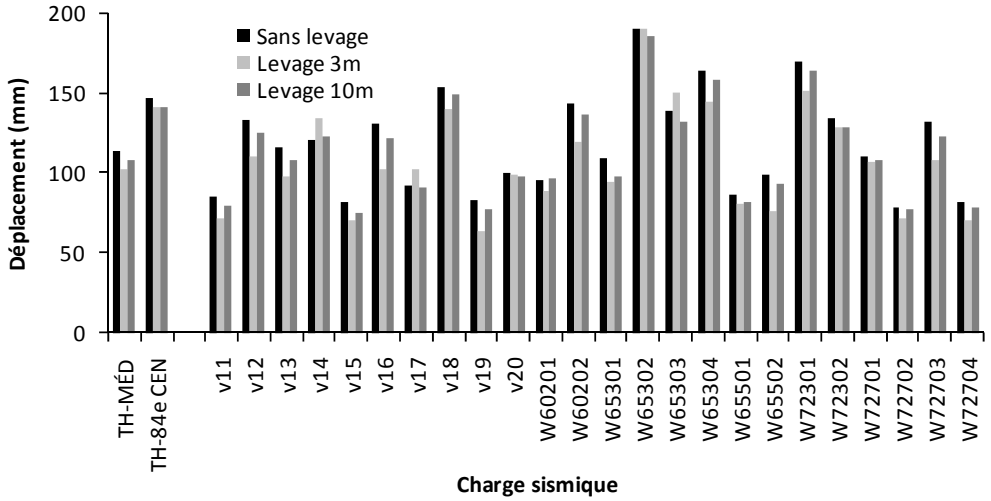


Figure 4.40 : Comparaison du déplacement au niveau des ponts roulants avec et sans levage

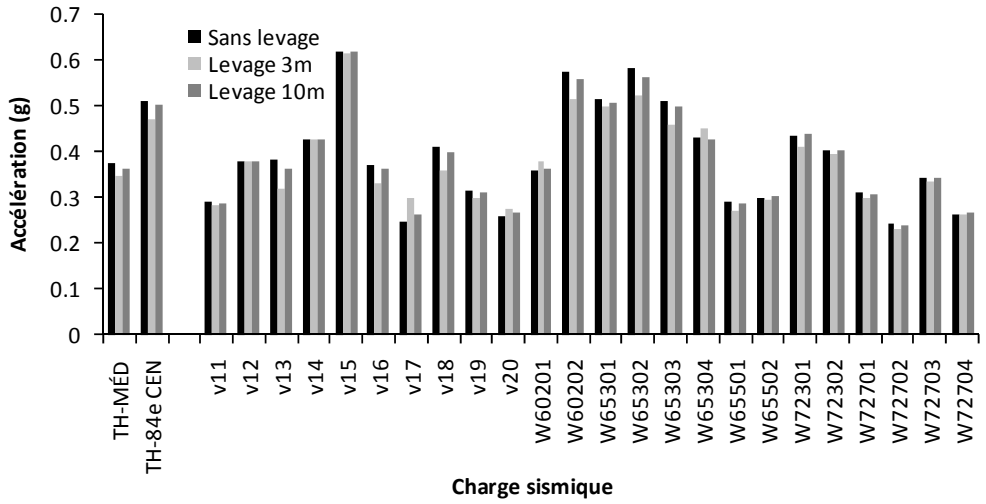


Figure 4.41 : Comparaison de l'accélération au niveau des ponts roulants avec et sans levage

Les résultats obtenus et les comparaisons illustrées dans les figures précédentes montrent que les charges de levage tendent à atténuer la réponse sismique des bâtiments dans la majorité des cas. Cela est confirmé par les résultats médians et du 84e centile. Pour les accélérogrammes où l'effet est contraire, l'amplification n'est jamais exagérée. Finalement, à quelques exceptions près, les réponses du bâtiment avec un levage à 10 mètres sont toujours entre celles sans levage et avec une masse levée à 3 mètres.

<u>Analyses temporelles sous deux séismes avec une longueur de câble variable</u>

Comme il a été trouvé, il semble que les charges de levage apportent un amortissement supplémentaire dans la plupart des situations analysées. En effet, à quelques exceptions près, la réponse du bâtiment est atténuée par la présence de charges suspendues. Il a également été déterminé que les plus grandes variations de la réponse (atténuation ou amplification) sont associées à la plus courte longueur de câble, et que la réponse avec une longueur plus grande s'approche davantage de celle sans levage.

Afin de valider cette tendance, il est choisi d'effectuer des analyses supplémentaires pour des longueurs de câble allant de 3 à 16 mètres. Ces valeurs sont considérées être les longueurs extrêmes physiquement possibles. La réponse du bâtiment est aussi

calculée avec une longueur de câble nulle, correspondant à la situation où la charge vive serait ajoutée à la masse morte des ponts. Ces analyses sont réalisées sous les accélérogrammes v12 et v14 et les réponses sont comparées à celles pour le cas sans charge levée. L'enregistrement v12 est choisi parce qu'il est celui pour lequel l'atténuation du déplacement au niveau des ponts est la plus importante. Le séisme v14 est celui ayant provoqué la plus grande amplification de ce déplacement. La Figure 4.42 et la Figure 4.43 présentent respectivement les déplacements et les accélérations aux niveaux du toit et des ponts pour toutes les longueurs de câble considérées. La Figure 4.44 montre les ratios d'utilisation selon la résistance probable des poteaux extérieurs à la base du bâtiment et des colonnes au-dessus du niveau des ponts pour toutes ces longueurs.

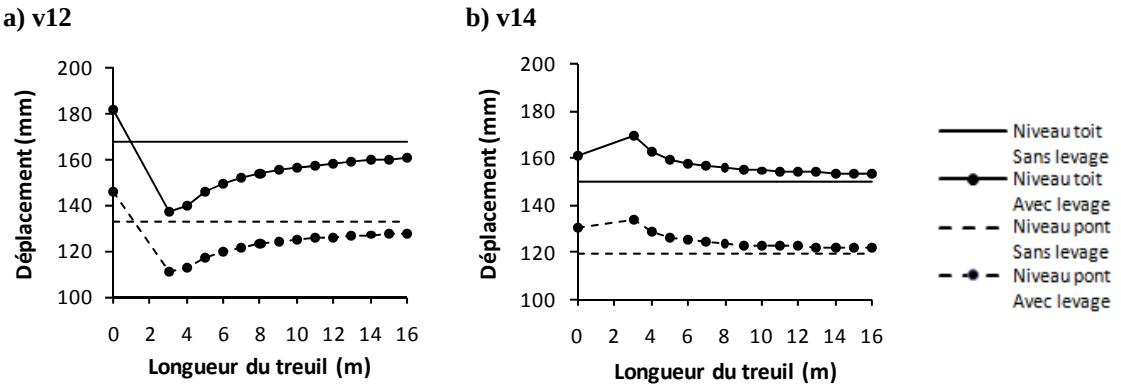


Figure 4.42 : Comparaison des déplacements obtenus pour différentes longueurs de câble sous les enregistrements v12 et v14

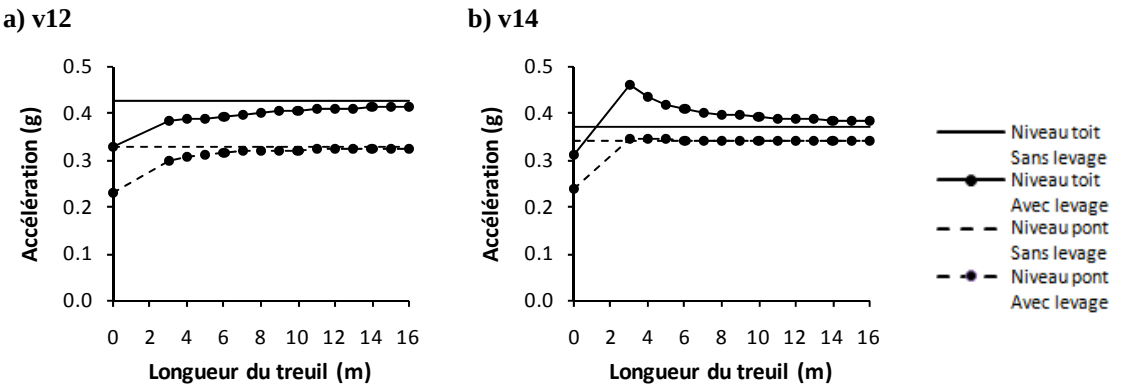


Figure 4.43 : Comparaison des accélérations obtenues pour différentes longueurs de câble sous les enregistrements v12 et v14

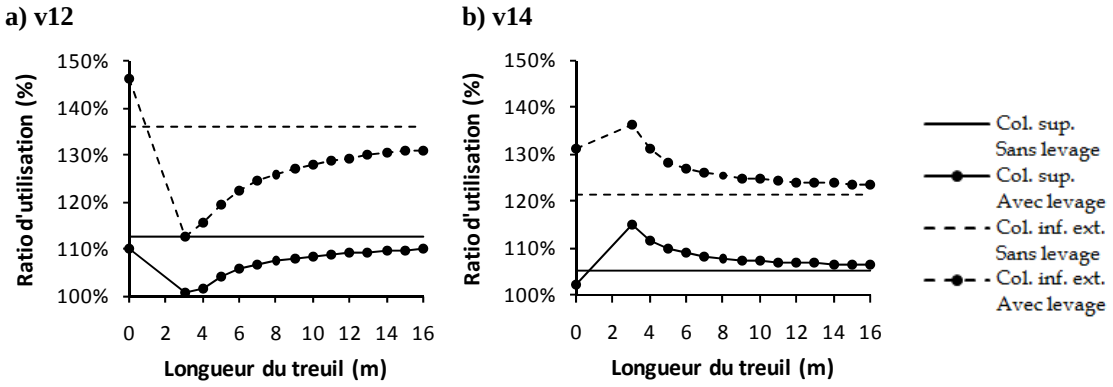


Figure 4.44 : Comparaison des ratios d'utilisation d'éléments de colonnes au niveau de la résistance pondérée pour différentes longueurs de câble sous les enregistrements v12 et v14

Les résultats obtenus tendent à confirmer que les charges de levage situées près des ponts roulants provoquent les plus grandes variations de la réponse sismique de la structure les soutenant. Ces résultats montrent également qu'au fur et à mesure que la charge descend, la réponse s'approche davantage du cas sans charge soulevée. Le fait que les réponses déterminées en ajoutant la masse du levage à celle du pont (longueur nulle) soient très loin de celles considérant la flexibilité du système montre finalement qu'il est irréaliste d'adopter une telle approche pour modéliser les masses associées à ces équipements.

4.5.4.6 Analyse dans le domaine des fréquences et comparaison avec un système simple à masses accordées

Comme il a été montré à la section précédente, bien que le fait de considérer les charges de levage dans les analyses réalisées augmente la masse totale de la structure, la réponse de cette dernière en est atténuée pour la majorité des accélérogrammes. Dans tous les cas, la variation de la réponse n'est pas excessive. Afin de vérifier si certaines situations de levage pourraient engendrer une amplification non négligeable de la réponse sismique par rapport au cas sans charge soulevée, une analyse dans le domaine des fréquences est effectuée. En calculant le facteur d'amplification du déplacement absolu au niveau des ponts roulants sans levage, et avec la pleine charge

levée à 3 mètres des ponts, les conditions pour lesquelles le cas avec charges vives serait plus critique sont identifiées. La Figure 4.45 présente les résultats de ces analyses. À noter que l'axe des abscisses correspond à la période de l'excitation harmonique plutôt qu'à sa fréquence.

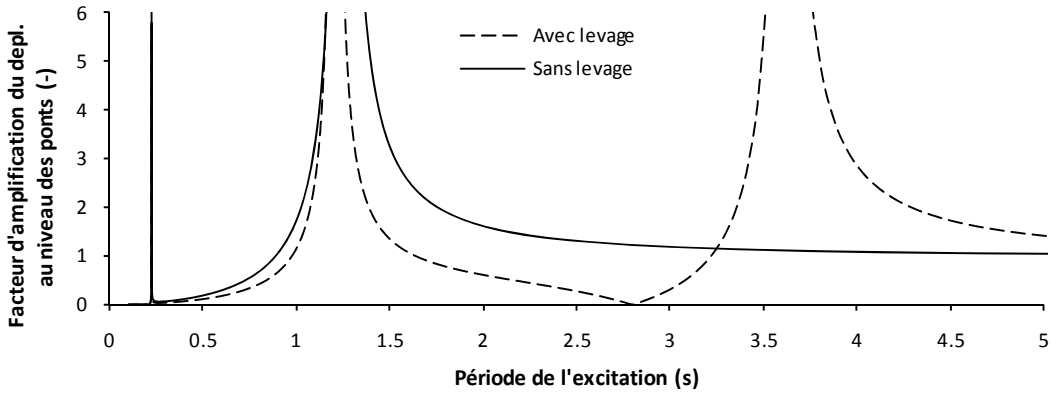


Figure 4.45 : Facteurs d'amplification du déplacement au niveau des ponts roulants issus d'une analyse dans le domaine des fréquences avec et sans levage

Les résultats des analyses dans le domaine des fréquences sont valables pour des excitations harmoniques. Connaissant la plage des fréquences dominantes des tremblements de terre, ces analyses peuvent toutefois servir à évaluer l'effet de ces excitations transitoires, ces dernières étant moins critiques. Les résultats obtenus montrent une amplification de la réponse lorsque l'excitation a une fréquence proche de celle de la charge de levage. À noter que la résonance se produit à une période légèrement plus grande que celle du levage seul. Puisque les séismes ont un faible contenu fréquentiel dans les très basses fréquences, cette amplification n'est pas vraiment préoccupante. Une seconde amplification est retrouvée sur une courte plage à des périodes légèrement inférieures à celle du premier mode du bâtiment sans levage. Pour presque toutes les autres plages, l'amplification est plus faible pour le cas avec charge levée. Cela explique probablement le fait que la réponse soit amortie pour la plupart des enregistrements et qu'elle soit amplifiée dans très peu de cas.

Les analyses effectuées montrent que la charge de levage agit comme un amortisseur à masse accordée (tuned mass damper) en atténuant la réponse sismique du bâtiment dans la majorité des cas. Puisque le bâtiment a un premier mode vibratoire très dominant, il est intéressant de comparer les facteurs d'amplification montrés à la Figure 4.45 à ceux déterminés pour un système simple composé de deux masses accordées attachées par des ressorts en séries. D'après les équations présentées dans Chopra (2001), le facteur d'amplification de ce système est calculé pour l'ensemble des périodes de l'excitation harmonique. Les résultats trouvés à l'aide de ces équations pour ce système simple de masses accordées dans les mêmes situations que celles traitées lors des analyses dans le domaine des fréquences sont présentés à la Figure 4.46.

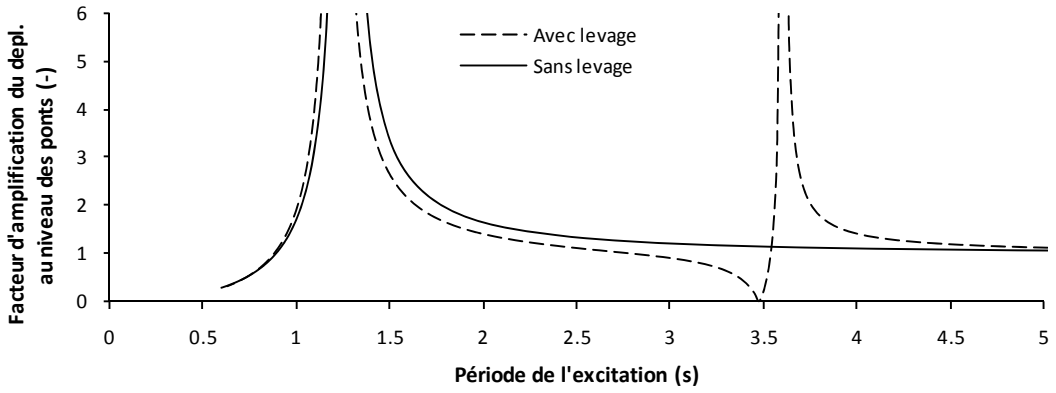


Figure 4.46 : Facteurs d'amplification du déplacement issus d'équations d'un système simple à masses accordées avec et sans levage

Les facteurs d'amplification du déplacement issus des équations d'un système simple à masses accordées sont semblables à ceux provenant des analyses dans le domaine des fréquences malgré que la structure réelle soit plus complexe. L'utilisation de telles équations peut donc s'avérer utile pour déterminer de façon simple les plages où la réponse sismique pourrait être plus importante avec une charge levée, et pour évaluer s'il serait justifiable d'en considérer les effets.

4.5.4.7 Discussion sur l'analyse de l'effet de charges de levage sur la réponse sismique des bâtiments avec ponts roulants

Les analyses présentées dans cette section ont tout d'abord permis de valider l'utilisation d'un modèle simple pour recréer l'effet des charges soulevées par les ponts roulants. Le modèle proposé présente l'avantage d'être gérable par la plupart des logiciels d'analyse structurale. La comparaison de la réponse du bâtiment Vancouver-C pour différentes conditions de levage sous des historiques d'accélération a montré que les charges soulevées tendent à atténuer l'effet de la majorité des séismes considérés, ces charges agissant alors comme des amortisseurs à masses accordées. Les analyses effectuées ont également montré que la pire condition est toujours le cas sans levage, ou avec une charge soulevée au niveau le plus haut. Finalement, les études réalisées dans le domaine des fréquences ont permis de confirmer que les charges de levage engendrent une amplification de la réponse sur des plages de fréquences très restreintes ou peu excitées par les séismes.

D'après les résultats obtenus dans cette section, la pratique de conception actuelle qui consiste à ne pas considérer les charges et les masses des levages dans les combinaisons sismiques semble être appropriée. Néanmoins, pour les bâtiments ayant des opérations de ponts roulants continuelles, il pourrait être justifiable de prendre en compte les charges susceptibles d'être soulevées lors d'un séisme (sans leur masse). Cela aurait pour effet d'être conservateur en sollicitant davantage la structure et en augmentant les effets P-Δ.

4.5.5 Validation d'exigences proposées pour la norme CSA S16-10 relativement aux bâtiments de construction conventionnelle

4.5.5.1 Objectifs et méthodologie

Puisque les bâtiments de catégorie construction conventionnelle n'ont pas d'élément spécialement désigné pour subir les déformations inélastiques survenant lors de séismes, ces dernières peuvent se produire à peu près partout dans la structure. Pour les bâtiments de faible hauteur, ces déformations sont normalement petites et distribuées à peu près uniformément dans la structure. C'est ce qui justifie que ce niveau de ductilité n'exige pas de calcul par capacité. Pour les bâtiments de plus grande hauteur, cette hypothèse est moins valable. C'est pourquoi le CNBC impose une limite de hauteur de 15 mètres aux bâtiments conçus dans la catégorie CC (R_d = 1.5) depuis l'édition 2005. Cette limite n'est toutefois pas applicable aux bâtiments d'un seul étage comme celui étudié dans ce chapitre.

Puisque l'utilisation de SRCL plus ductiles n'est pas possible ou souhaitable dans plusieurs cas, la prochaine édition du CNBC désire assouplir les restrictions de hauteur appliquées aux bâtiments de type construction conventionnelle. Étant donné qu'il est reconnu que les structures plus élevées risquent davantage d'avoir des concentrations des déformations inélastiques, comme démontré par les analyses temporelles élastiques présentées à la section 4.5.2, et qu'aucun élément n'est conçu pour les subir, cet assouplissement est accompagné d'exigences supplémentaires. Ces dernières visent principalement à protéger les éléments jouant un rôle essentiel au maintien de l'intégrité de la structure. Pour y parvenir, ces éléments doivent être conçus pour des charges sismiques majorées.

La section suivante présente une validation des exigences proposées pour la norme CSA S16-10 relativement aux structures de construction conventionnelle pour le

contexte d'un bâtiment supportant des ponts roulants. Pour ce faire, des analyses non linéaires statiques incrémentales (pushover) du cadre typique 2D traité dans ce chapitre localisé au site Vancouver-C sont effectuées. Cette étude vise à évaluer si l'application des normes actuelles et proposées permet d'atteindre une capacité en déformations inélastiques acceptable, et de déterminer l'augmentation de la performance résultant des exigences proposées. Elle a également comme objectif d'avoir une meilleure connaissance des modes de rupture prédominants de ces bâtiments sous des charges sismiques.

La présente section se divise comme suit. Dans un premier temps, les grandes lignes des exigences proposées à l'article 27.10 de la prochaine édition de la norme CSA S16 sont présentées. Par la suite, une validation du logiciel Perform 3D est effectuée afin de vérifier que l'ensemble des comportements non linéaires risquant d'affecter le bâtiment lors des analyses pushover sont correctement modélisés. Une description du modèle généré en vue des analyses est ensuite effectuée. Suivent finalement une présentation et une discussion des résultats obtenus.

4.5.5.2 Résumé des exigences proposées pour la norme CSA S16 concernant les structures de construction conventionnelle

Les exigences proposées pour l'article 27.10 de la norme CSA S16 concernant les bâtiments de plus de 15 mètres visent à favoriser les modes de rupture ductile. Pour ce faire, les éléments risquant de provoquer une rupture fragile de la structure, comme les assemblages et les poteaux (flambement), doivent être conçus pour résister à des efforts sismiques plus importants pour encourager la plastification des contreventements et des poutres. Afin de prendre en compte les possibles concentrations de la demande inélastique dans les structures plus élevées, les charges sismiques utilisées pour leur conception sont majorées et certaines limites de hauteur sont imposées en fonction de la région. Les principales exigences proposées sont énumérées ci-dessous.

- Les charges sismiques doivent être majorées de 2% par mètre de hauteur au-dessus de 15 mètres. Le cisaillement à la base ne doit toutefois pas excéder la valeur correspondant au cas avec $R_dR_o = 1.3$.
- La hauteur du bâtiment ne doit pas dépasser 40 mètres si $I_EF_aS_a(0.2) > 0.75$ ou si $I_EF_vS_a(1.0) > 0.30$.
- La hauteur du bâtiment ne doit pas dépasser 60 mètres si $I_EF_aS_a(0.2) > 0.35$.
- Les membrures faisant partie du système de résistance aux charges sismiques doivent avoir des sections de classe 1 ou 2.
- Les assemblages des membrures doivent être conçus pour résister aux charges gravitaires combinées à 1.30 fois les charges sismiques et avoir un mode de rupture ductile. La force de conception des assemblages ne doit toutefois pas dépasser la résistance probable des membrures égale à $A_gR_yF_y$.
- Les poteaux doivent être conçus pour résister aux charges gravitaires combinées à 1.30 fois les charges sismiques pour éviter leur rupture par flambement. Les poteaux faisant partie de SRCL dans deux directions doivent être conçus en considérant l'action bidirectionnelle des séismes.
- Les efforts et les déformations dus aux séismes doivent être déterminés à partir d'une analyse dynamique.

4.5.5.3 Validation du logiciel utilisé

Afin d'effectuer cette étude, le logiciel d'analyse non linéaire de structure Perform 3D est employé. Avant de modéliser la structure étudiée, diverses analyses sont réalisées pour s'assurer de pouvoir recréer adéquatement les comportements inélastiques de cette dernière. Ces analyses de validation ont également pour but de déterminer différents paramètres à utiliser en vue d'obtenir les meilleurs résultats possible. Dans un premier temps, la capacité de modéliser correctement le flambement avec Perform

3D est évaluée. La possibilité de recréer la rupture d'assemblage est par la suite vérifiée. Finalement, le comportement non linéaire global d'une membrure faisant partie du cadre étudié prise séparément est validé.

Validation de la modélisation du flambement

La première étape de validation sert à vérifier que la modélisation du flambement des membrures par Perform 3D est adéquate. Pour ce faire, il est tenté de reproduire les résultats obtenus lors d'essais expérimentaux sur les spécimens RHS9 et RHS10 présentés au Chapitre 6 à l'aide de ce logiciel. La réponse de ces diagonales à section tubulaire carrée est également estimée à l'aide de modèles construits avec OpenSees pour fins de comparaison. Les sections utilisées sont composées de 10 fibres sur la largeur de chaque paroi et les propriétés de matériaux considérés sont les mêmes que dans le modèle OpenSees donnant des résultats très près des mesures expérimentales soit : E = 200 GPa, Fy = 385 MPa, α = 5%. En comparant ces résultats aux valeurs expérimentales, le modèle Perform 3D est validé. La Figure 4.47 schématise les modèles de ces diagonales créés avec Perform 3D. La Figure 4.48 montre les courbes d'hystérésis obtenues pour chaque diagonale avec Perform 3D. Ces dernières sont comparées avec celles de l'essai expérimental et des modèles OpenSees.

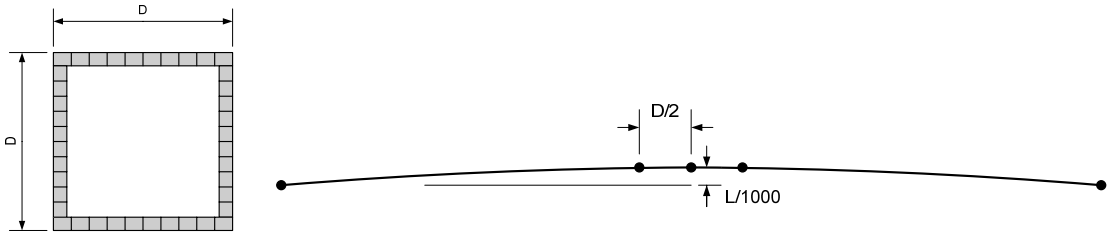
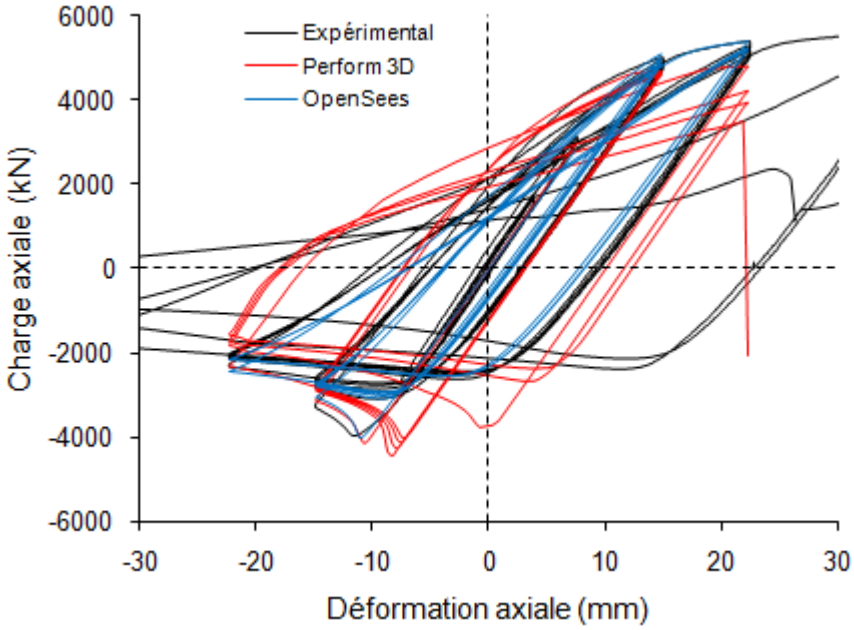


Figure 4.47 : Schéma des modèles des spécimens RHS9 et RHS10 créés avec Perform 3D

a) Modèle RHS9



b) Modèle RHS10

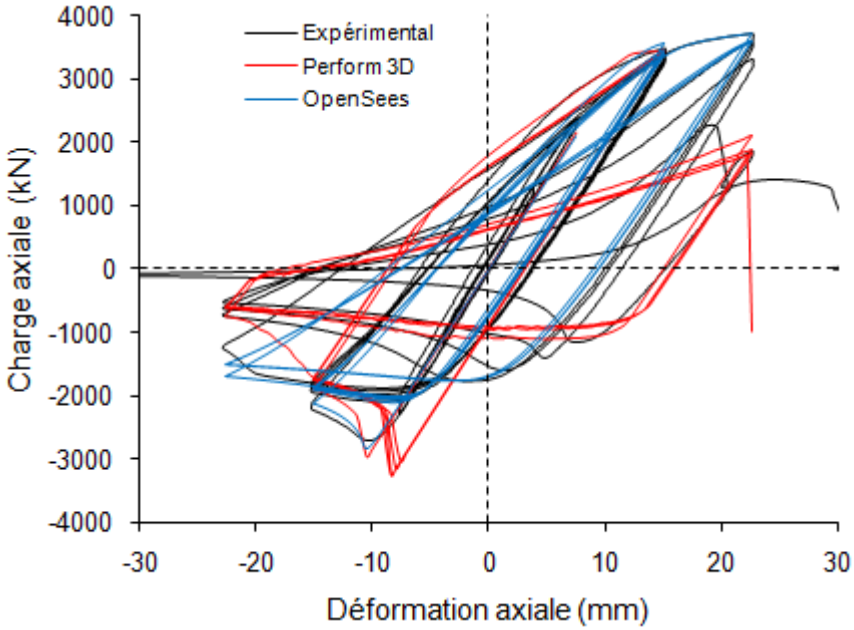


Figure 4.48 : Comparaison des courbes d'hystérésis des spécimens RHS9 et RHS10 expérimentales et estimées par les logiciels Perform 3D et Opensees

Ces premières analyses de validation montrent qu'il est préférable de limiter le nombre d'éléments dans la diagonale afin d'éviter une perte de la rigidité en traction trop

marquée. Puisque le flambement d'une telle pièce est caractérisé par la formation d'une rotule plastique au centre de la diagonale, la taille des éléments dans cette région doit être diminuée. Étant donné que les déformations inélastiques survenant lors de phases de compression sont limitées à la rotule, il n'est pas requis d'avoir des éléments trop fins dans les autres parties de la diagonale. Dans ce cas, la géométrie optimale trouvée est composée de 4 éléments : 2 d'une longueur égale à D/2 au centre et 2 longs aux extrémités. Finalement, il a été déterminé qu'un défaut de rectitude initial de L/1000 de forme sinusoïdale est suffisant pour permettre au flambement de s'initier correctement. Les résultats des analyses montrent que l'analyse Perform 3D surestime la charge requise pour déplier la pièce après son flambement et sa capacité en compression post-flambement. Il est néanmoins jugé que les résultats obtenus sont convenables, car ils démontrent qu'il est possible d'avoir un bon estimé de la charge critique de flambement et de reproduire la plastification en traction de la pièce à chaque fois que le déplacement est augmenté.

Validation de la modélisation de la rupture d'assemblage

Suite à l'analyse décrite précédemment, le modèle de la diagonale RHS9 est utilisé afin de tester des éléments servant à reproduire la rupture des assemblages causée uniquement par les forces axiales tout en permettant d'avoir des connexions rigides. Ces éléments sont formés de deux parties en parallèle disposées aux extrémités de la pièce sur une longueur de 50 mm. La première partie, parfaitement élastique, a une aire presque nulle et un moment d'inertie correspondant à celui de la section de la diagonale. La seconde partie est une barre bi-rotulée ayant l'aire de la section de la diagonale et constituée d'un matériau perdant sa capacité après une certaine déformation. Puisqu'il s'agit d'une analyse visant uniquement à vérifier si ce type d'élément mis en parallèle permet de recréer la rupture aux assemblages, la capacité utilisée est choisie de façon arbitraire. La Figure 4.49 présente de façon simplifiée les éléments utilisés dans le modèle servant à valider la rupture des assemblages.

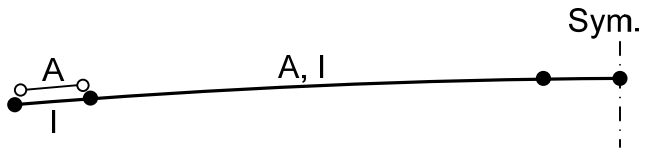


Figure 4.49 : Schéma du modèle utilisé pour valider la modélisation de la rupture d'assemblage

Les résultats de cette analyse permettent de déterminer qu'il est en effet possible de bien modéliser la rupture d'un assemblage avec ce type d'élément. Une fois que l'on dépasse la déformation maximale choisie, la force dans la diagonale devient nulle, la rendant ainsi inactive.

Validation du comportement d'une diagonale du cadre prise de façon isolée

Puisque les membrures des poteaux du cadre étudié sont formées de sections W et sont encastrées à leurs extrémités, il est jugé que les validations précédentes, basées sur la reproduction d'essais expérimentaux sur des diagonales rotulées à section tubulaire, ne sont pas suffisantes. Ainsi, avant de débuter la modélisation de l'ensemble du cadre pour les analyses pushover à effectuer, il est choisi de valider le comportement cyclique d'une diagonale du bâtiment de la structure modélisée par Perform 3D. Les résultats sont par la suite comparés à ceux d'un modèle OpenSees de la même pièce, ce logiciel étant considéré comme donnant des résultats s'approchant davantage de la réalité.

Le modèle créé est formé d'une diagonale de section W310x33 encastrée à ses deux extrémités et flambant autour de son axe faible. Les semelles et l'âme sont formées de 10 fibres. Puisque 3 rotules plastiques doivent se former pour que la diagonale flambe, la membrure est modélisée avec 6 éléments au total. Ainsi, un élément d'une longueur égale à la largeur de la semelle (B) a été placé à chaque extrémité, 2 de longueur B au milieu de la diagonale et 2 autres reliant les rotules de bout et de centre entre elles.). Les propriétés de l'acier considérées sont : E = 200 GPa, Fy = 345 MPa, α = 3.5%. Pour permettre au flambement de s'initier, un défaut initial équivalent à L/500 de forme sinusoïdale est appliqué à la diagonale. La Figure 4.50 schématise les modèles

créés pour cette étape de validation. La Figure 4.51 montre la comparaison des résultats obtenus à l'aide des deux logiciels utilisés.

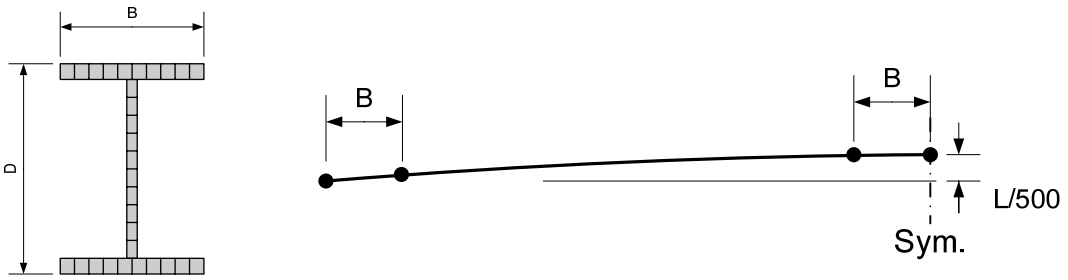


Figure 4.50 : Schéma des modèles utilisés pour valider le comportement des membrures du cadre

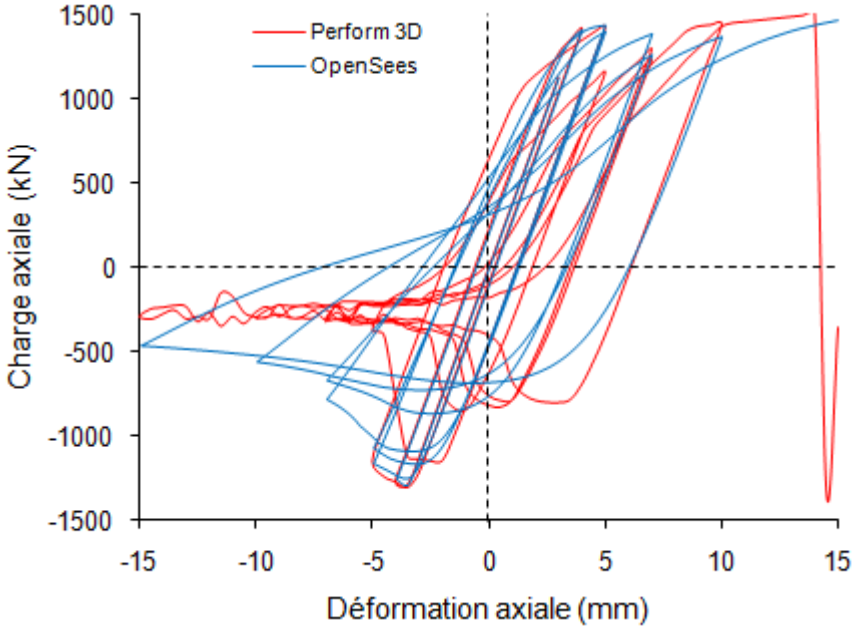


Figure 4.51 : Résultats obtenus lors de la validation du comportement des membrures du cadre

Les résultats obtenus lors de cette analyse sont jugés très convenables, car ils montrent que le flambement et la plastification en traction sont tous deux correctement modélisés. De plus, contrairement aux analyses faites sur les diagonales RHS9 et RHS10, la rigidité en compression post flambement est plus près de la réalité en étant plus faible. Finalement, bien que la rigidité en compression après plusieurs flambements soit bien inférieure à la valeur déterminée avec OpenSees, il est jugé que

cela n'a pas d'influence grave sur la qualité des résultats étant donné que les analyses pushover ne sont pas cycliques.

Suite à toutes ces analyses, il est déterminé que le logiciel d'analyse non linéaire Perform 3D permet de recréer l'ensemble des phénomènes pouvant avoir une influence importante sur la réponse sismique de la structure. Bien que le comportement sous chargement cyclique soit quelque peu différent à celui déterminé expérimentalement ou à l'aide du logiciel OpenSees, il est jugé que la qualité des résultats des analyses à effectuer n'en sera pas affectée de façon notable. Finalement, puisque les comportements obtenus lors du premier cycle de chargement pour chaque analyse ont toujours été très près de la réalité, il est jugé que, pour une analyse pushover, Perform 3D donnera des résultats très satisfaisants.

4.5.5.4 Modélisation et analyse du bâtiment avec Perform 3D

Dans cette section, les étapes de modélisation et d'analyse du bâtiment avec le logiciel Perform 3D sont présentées. Il est à noter que quatre différentes conceptions du bâtiment sont considérées dans la présente étude. Dans les trois premiers designs, le dimensionnement des membrures est fait selon les normes actuellement en vigueur (CNBC 2005 et S16-01) et la résistance des soudures des diagonales des poteaux enlacés est déterminée pour les cas suivants : sans rupture des soudures, soudures conçues pour les charges de vent et soudures conçues pour les charges sismiques actuelles. Dans la quatrième conception, le design sismique est fait en appliquant les exigences proposées pour la prochaine édition de la norme d'acier présentées à la section 4.5.5.2 et la résistance des soudures est déterminée pour les efforts sismiques s'y rattachant. Bien que les forces sismiques diffèrent selon les conceptions, les membrures de la structure sont les mêmes dans tous les cas. Cela est dû au fait que le vent et les forces latérales de pont roulant sont les charges horizontales dominantes. Le détail des sections des membrures de l'ensemble des conceptions est présenté à la Figure 4.7.

Éléments et membrures

Afin de réaliser l'analyse statique incrémentale du bâtiment, un modèle de ce dernier est construit à l'aide de Perform 3D. Ce modèle est réalisé de manière à être en mesure de représenter fidèlement les différents modes de rupture pouvant survenir (flambement, cassure d'assemblage et plastification en traction). Bien qu'il soit uniquement envisagé d'effectuer des analyses statiques incrémentales, le modèle est tout de même construit en incorporant les masses afin de permettre de valider la période du modèle créé.

Les diagonales faisant partie des treillis latéraux du bâtiment sont modélisées à l'aide de sections fibres. Étant connectées de façon rigide aux colonnes, elles sont subdivisées en plusieurs segments, comme illustré à la Figure 4.50, afin de pouvoir former 3 rotules plastiques lors de leur flambement. Pour modéliser la rupture des soudures des diagonales, des éléments du même type que ceux présentés précédemment à la Figure 4.49 sont utilisés à chaque extrémité sur une longueur de 100 mm. Ces éléments mis en parallèle permettent de reproduire une rupture en traction en assignant un matériau ayant une limite en déformations (voir caractéristiques des matériaux) à la barre bi-rotulée tout en ayant des connexions encastrées. Des segments rigides sont également ajoutés à chaque bout des diagonales afin de tenir compte des dimensions réelles des membrures. La longueur de ces bras est ajustée en fonction de la profondeur des éléments.

Les colonnes sont modélisées sensiblement comme les diagonales. Puisqu'elles sont érigées de façon continue et qu'elles ont des dimensions (largeur et épaisseur de parois) relativement grandes par rapport à celles des diagonales, aucun élément d'assemblage ou de lien rigide n'est utilisé. La Figure 4.52 présente de façon schématique la modélisation des éléments des poteaux enlacés du cadre.

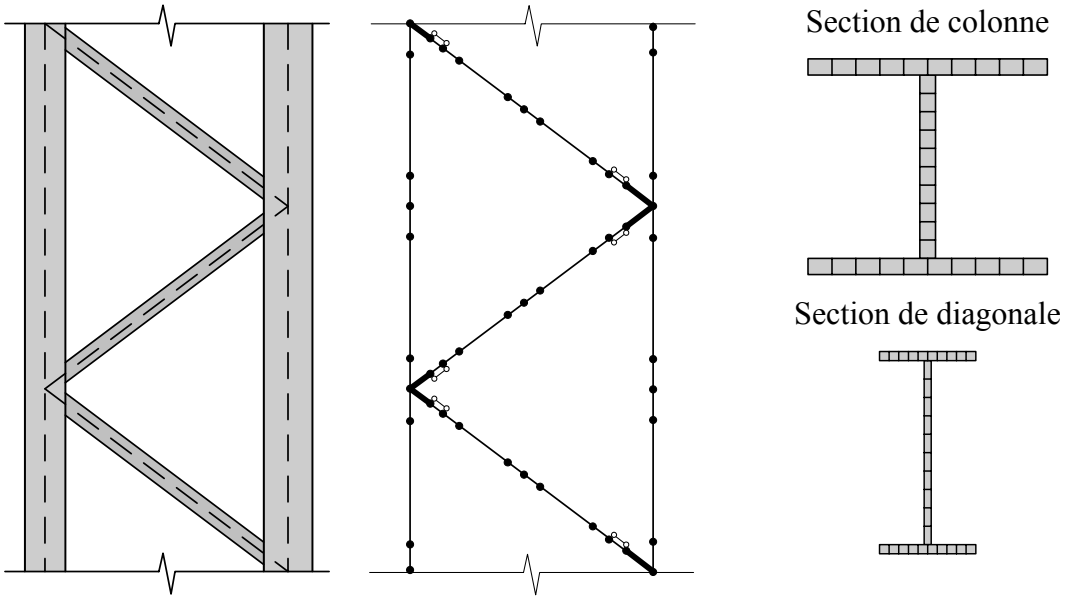


Figure 4.52 : Éléments utilisés dans le modèle Perform 3D pour les poteaux enlacés du cadre

Les deux colonnes au-dessus du niveau du pont roulant sont incluses au modèle en plusieurs segments avec des sections fibres comme les colonnes inférieures décrites précédemment. Leur axe fort étant orienté pour résister à la flexion dans le plan du cadre, ces poteaux sont modélisés de façon à pouvoir capturer le flambement entre leurs trois points de retenue latérale. Un segment rigide est ajouté à la connexion avec la poutre au niveau du pont roulant afin de tenir compte de la dimension réelle des éléments.

Puisqu'aucune déformation inélastique n'est anticipée dans les poutres au niveau du pont roulant et dans les membrures tubulaires formant le treillis de toit, ces pièces sont modélisées en employant des éléments élastiques sans discrétisation. Il a également été jugé conservateur de ne pas ajouter d'extrémité rigide à ces éléments. La Figure 4.53 montre de manière schématique la modélisation des membrures au-dessus du niveau du pont roulant.

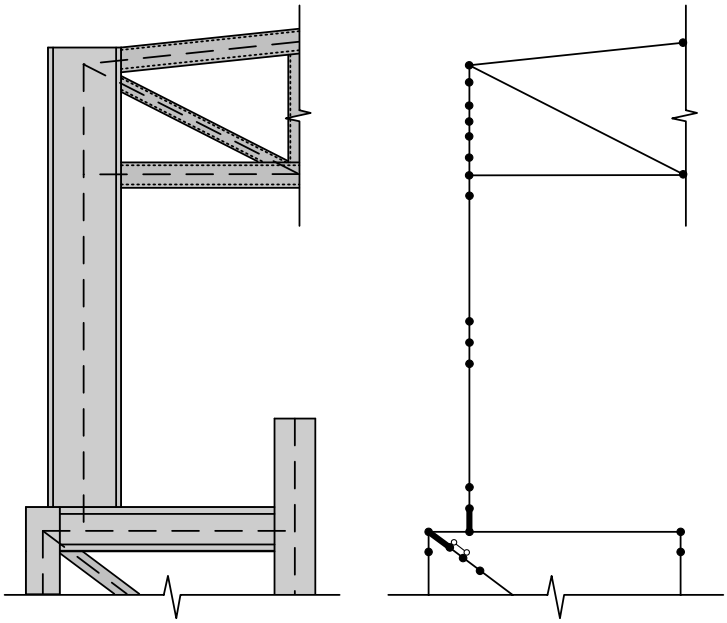


Figure 4.53 : Éléments utilisés dans le modèle Perform 3D pour les poteaux au-dessus du niveau des ponts roulants

Caractéristique des matériaux

Puisque le flambement des colonnes et des diagonales est modélisé de façon géométrique en imposant un défaut de rectitude aux pièces, le matériau assigné aux fibres formant les sections de ces membrures est un acier à comportement inélastique sans flambement (Inelastic Steel Material, Non-Buckling selon les termes de Perform 3D). Dans le cadre de ces analyses, une limite élastique F_y de 385 MPa et un écrouissage cinématique α de 2% sont utilisés. Aucune perte de résistance n'est incluse au matériau puisqu'il est présumé que les éléments d'assemblage cèderont en tension avant les membrures et que le mode de ruine en compression sera le flambement. La courbe contrainte-déformation de l'acier des sections fibres est présentée à la Figure 4.54.

Puisque les membrures faisant partie du treillis de toit et de la poutre au niveau des ponts roulants sont modélisées de façon élastique, la seule caractéristique du matériau à définir est le module d'Young. Dans notre cas, le module de l'acier est utilisé.

Comme il a été discuté précédemment, les assemblages des diagonales sont modélisés à l'aide de deux éléments en parallèle afin de simuler la rupture en tension de ces derniers tout en ayant une connexion rigide. Le premier élément est une membrure élastique en acier avec une inertie égale à celle de la diagonale et une aire quasi nulle ($1x10^{-3}$ mm^2). Le second élément formant l'assemblage est une barre inélastique bi-rotulée (Steel Bar/Tie/Strut) avec une aire égale à celle de la diagonale. Puisque ces barres sont les éléments qui perdent leur capacité passé une déformation ultime, les propriétés du matériau qui leur est associé doivent être ajustées en fonction du comportement désiré. Afin de modéliser la perte de résistance de ces éléments, un acier inélastique avec dégradation de la résistance en tension et en compression est défini pour chaque type de diagonale. Chacun de ces matériaux est défini en déterminant des coefficients E, F_y, F_u, ε_u, ε_L, ε_R et ε_X calibrés en fonction de l'aire, de la longueur et de la résistance des éléments de connexions modélisés ainsi que de la capacité en déformation des soudures. Une courbe contrainte-déformation typique du matériau utilisé pour la modélisation de la rupture des assemblages est présentée à la Figure 4.54.

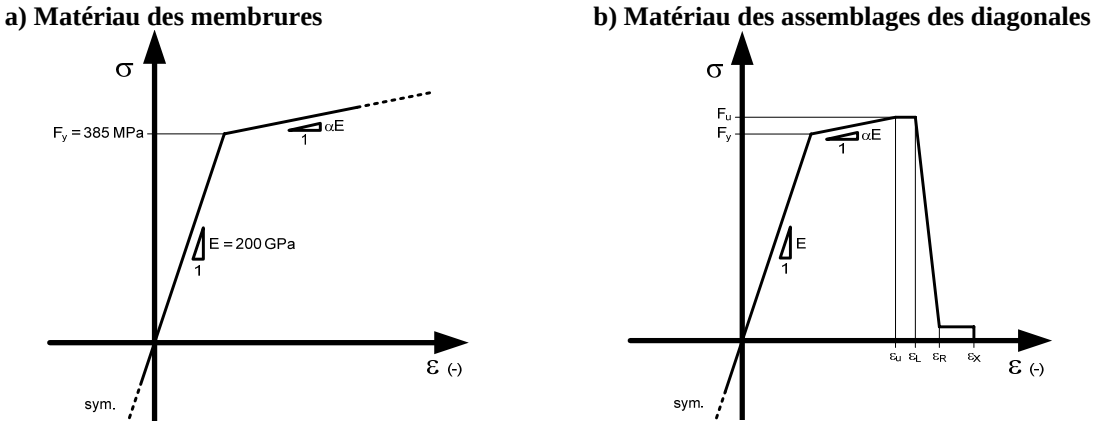


Figure 4.54 : Relation contrainte-déformation du matériau des membrures et des assemblages

Afin de déterminer le comportement en traction des soudures, les résultats d'un test effectué à l'École Polytechnique par Pierre-Xavier Castonguay (2008) sont utilisés. Ce test en traction réalisé sur un spécimen formé de deux cornières dos à dos soudées en

parallèle à des goussets aux extrémités a permis d'obtenir une courbe force-déformation de l'ensemble des éléments jusqu'à la rupture complète des soudures. En soustrayant la déformation élastique (δ_e = PL/EA) des cornières en tout point, la courbe force-déformation des soudures seules est obtenue. Cette courbe est par la suite simplifiée par deux droites afin d'être dans le même format que la loi de comportement à spécifier dans le modèle Perform 3D. La Figure 4.55 présente les résultats du test réalisé par Castonguay ainsi que les courbes force-déformation réelle et simplifiée des soudures seules.

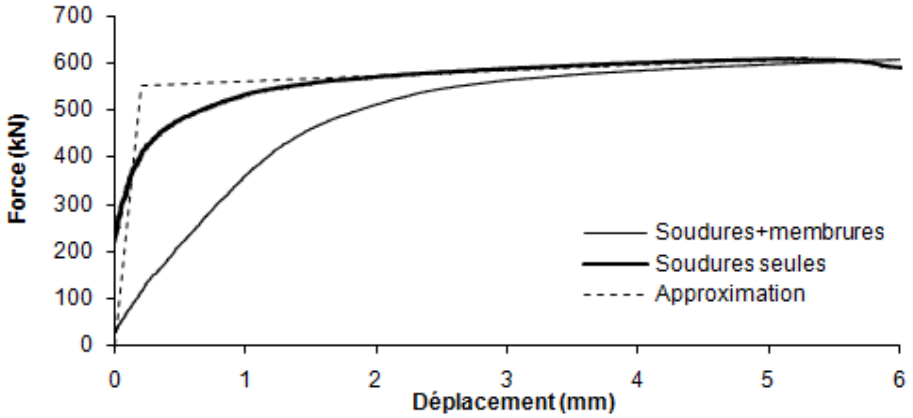


Figure 4.55 : Résultats du test de Castonguay et courbes force-déformation réelle et simplifiée des soudures seules

À partir de l'approximation du comportement obtenu, en supposant que les déformations dans les soudures sont les mêmes aux deux extrémités, il a été déterminé que les déformations à la plastification et à la rupture pour une seule soudure sont de 0.10 mm et 2.65 mm respectivement. Le coefficient d'écrouissage cinématique α est de 0.4%. Ces valeurs concordent très bien avec l'équation théorique donnée par le Handbook of Steel Construction :

$$\Delta_u = 5.72(\theta + 5)^{-0.47} = 2.68mm \tag{4.9}$$

Puisque les soudures dans la structure étudiée sont orientées à 50.1° par rapport à l'effort, les résultats du test présentés doivent être ajustés avant d'être utilisés dans le

modèle. Pour ce faire, le rapport des valeurs théoriques de Δ_u à cet angle et à 0° est calculé. La déformation à la rupture employée est ensuite obtenue en multipliant la valeur du test par ce rapport. La déformation à la plastification et le coefficient d'écrouissage sont présumés inchangés. Ainsi, les déformations Δ_y et Δ_u sont 0.10 mm et 0.86 mm respectivement.

Comme il a été spécifié, le comportement inélastique des soudures est modélisé dans Perfom 3D à l'aide d'une barre ayant un matériau avec perte de résistance pour lequel les paramètres E, F_y, F_u, ε_u, ε_L, ε_R et ε_X sont spécifiés. En divisant la valeur précédente de Δ_u par la longueur de la barre, ε_u est déterminée égale à 0.0086. Les déformations ε_L, ε_R et ε_X sont prises légèrement plus grandes que cette valeur, soit 0.0087, 0.0089 et 0.0094 respectivement. Les autres paramètres sont ensuite calibrés en fonction de l'aire de la barre, de l'écrouissage et de la résistance probable pondérée de la soudure. Cette résistance est prise égale à R_y/ϕ fois la force de design des soudures selon le cas étudié. Cette majoration est appliquée parce que la conception des soudures est faite avec une résistance nominale et un facteur de pondération.

Forces de gravité et masses

Les charges de gravité appliquées au modèle sont celles qui sont associées à la combinaison 1.0D + 0.25S + 1.0E. Ces forces, appliquées ponctuellement aux nœuds, incluent le poids propre du cadre et les charges tributaires à ce dernier (toiture, platelage métallique, poutres de pont roulant, lisses, pannes, etc.). Les charges permanentes du pont roulant (sans levage) avec le chariot situé au centre de la travée sont appliquées dans la charge morte.

Les masses considérées proviennent des charges gravitaires et de neige appliquées dans le cas de charges gravitaires. Afin de capturer les modes horizontaux et verticaux, les masses sont assignées aux joints dans les deux directions.

Cas de charges pour les analyses pushover

Les analyses statiques incrémentales non linéaires du modèle sont faites en considérant deux répartitions de chargement horizontal. Le premier patron de charges, nommé triangulaire, est déterminé à partir de la répartition statique équivalente du CNBC. Pour ce cas, les charges sont appliquées aux nœuds en fonction de la masse qui leur est assignée et de leur élévation. Pour tenir compte des effets des modes supérieurs, une force supplémentaire est appliquée aux joints du toit. Cette répartition est étudiée puisqu'elle est celle qui est utilisée pour la conception des membrures et qu'elle déforme la structure principalement dans son premier mode. Elle est censée être plus critique pour les éléments au sommet du bâtiment. Le deuxième patron de charges utilisé est nommé rectangulaire. Pour ce cas, les charges appliquées correspondent à la masse des nœuds. Cette répartition est plus critique pour les éléments à la base de la structure. Il est à noter que pour les deux répartitions de charges utilisées dans les analyses pushover, seule la forme du chargement importe et non son amplitude. La Figure 4.56 résume les deux cas traités.

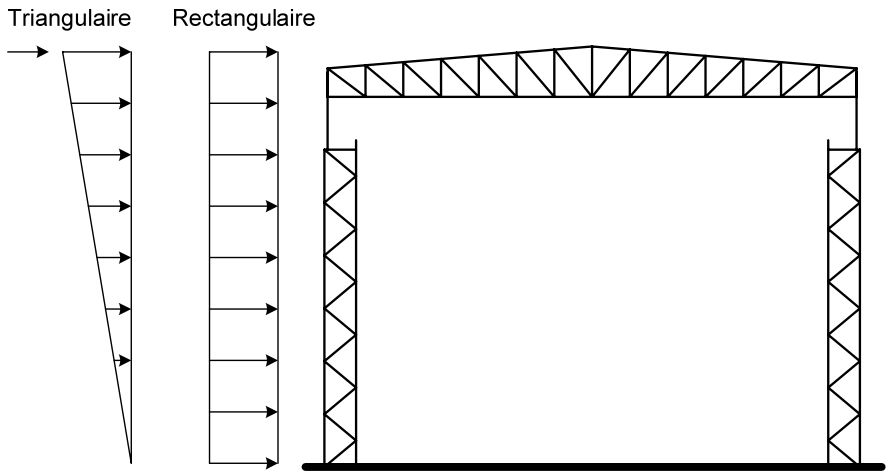


Figure 4.56 : Forme des patrons de chargement utilisés pour les analyses pushover

Analyse du modèle

Avant de réaliser les analyses finales sur les quatre différents modèles de la structure, des analyses modale et statique sous les charges gravitaires sont faites. En comparant les résultats obtenus à ceux provenant de la phase de conception de la structure, il est possible de valider le modèle construit. À titre d'exemple, les périodes fondamentales provenant des modèles Perform 3D et Staad.Pro sont respectivement 1.258 s et 1.251 s. Bien que cette différence soit minime, elle est explicable par le fait que les sections entrées dans le modèle Perform 3D sont légèrement plus petites qu'en réalité, car les arrondis sont ignorés et que longueurs flexibles des membrures sont réduites pour tenir compte des dimensions physiques des pièces. En plus des périodes, certains déplacements sous les charges de gravité sont comparés. Dans chacun des cas, les résultats sont sensiblement les mêmes.

Pour tenir compte du fait que les pièces ne sont pas parfaitement droites, un défaut de rectitude est appliqué aux membrures des modèles Perform 3D. Pour ce faire, une analyse pushover préliminaire est réalisée pour connaître la direction naturelle de flambement dans le plan des pièces les plus critiques. Des imperfections initiales égales à L/500 sont ensuite incluses aux éléments pertinents dans la pire direction.

À partir des modèles finaux incluant les défauts de rectitude, des analyses statiques incrémentales non linéaires avec des patrons de charges triangulaire et rectangulaire sont réalisées à la suite d'une analyse statique sous les charges de gravité. Les résultats des analyses pour les différentes conceptions étudiées sont donnés à la section 4.5.5.5.

4.5.5.5 Résultats

Courbes pushover

La Figure 4.57 et la Figure 4.58 présentent les résultats obtenus des analyses pushover réalisées respectivement pour les deux patrons de chargement considérés. Chacune de

ces figures illustre les résultats associés aux 4 niveaux de résistance des connexions traités. À titre indicatif, les cisaillements sismiques actuel et proposé (CSA S16-10) de même que le cisaillement dû aux charges de vent pondérées (1.4W) sont illustrés. Les courbes pushover sont normalisées par rapport à des valeurs de cisaillement (V_d) et de déplacement au toit (Δ_d) déterminées à partir d'une analyse spectrale élastique ($R_dR_o = 1.0$) réalisée sur la structure à Vancouver lors de sa conception. À noter que cette analyse spectrale est effectuée sans appliquer les limites de période ($2T_{empirique}$) et de cisaillement (1.0V ou 0.8V selon le cas) imposées par le CNBC 2005.

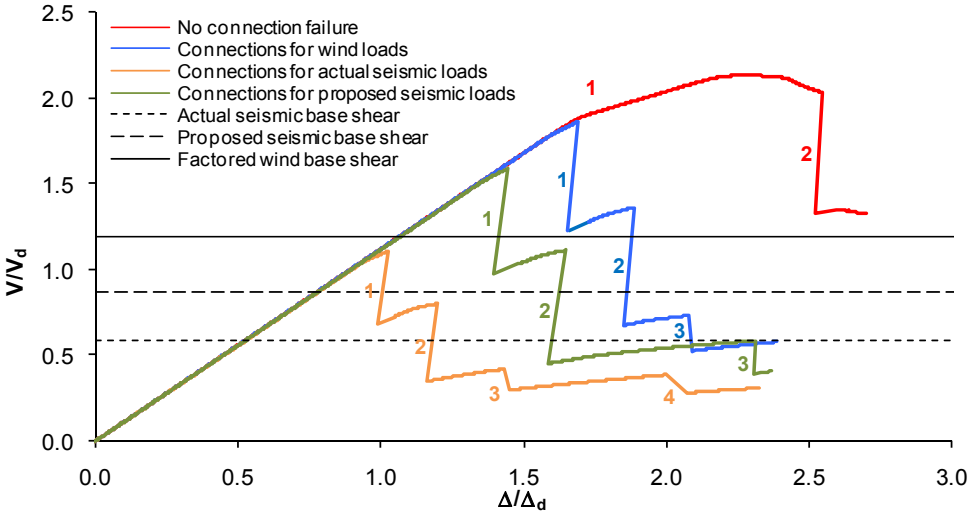


Figure 4.57 : Courbes pushover obtenues avec un patron de chargement triangulaire

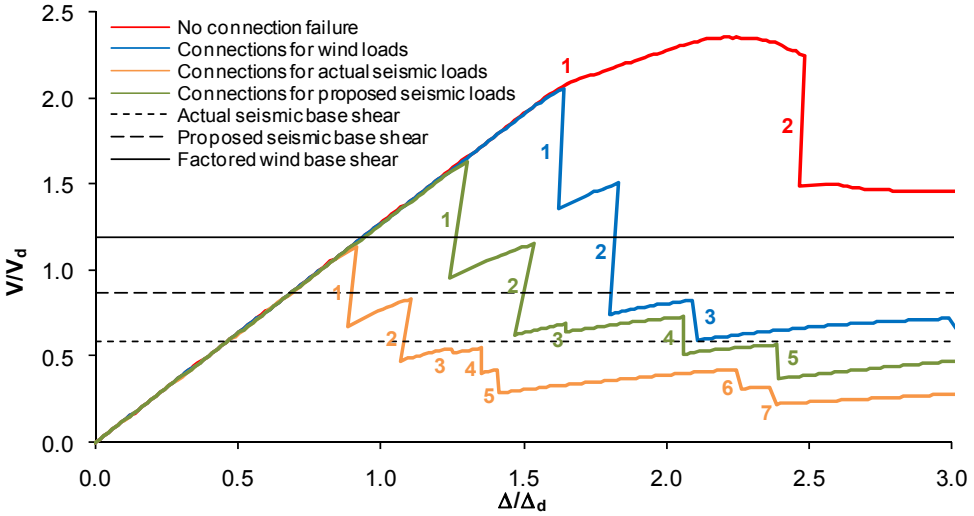


Figure 4.58 : Courbes pushover obtenues avec un patron de chargement rectangulaire

Chronologie des événements

La chronologie des événements survenus dans la structure pour les quatre conceptions des assemblages et pour les deux patrons de chargement est présentée à la Figure 4.59. Dans cette figure, une distinction est faite entre les différents types d'événements. Les membrures plastifiées en traction sont en vert, celles qui ont flambé, en bleu, et celles pour lesquelles les connexions ont rompu, en rouge.

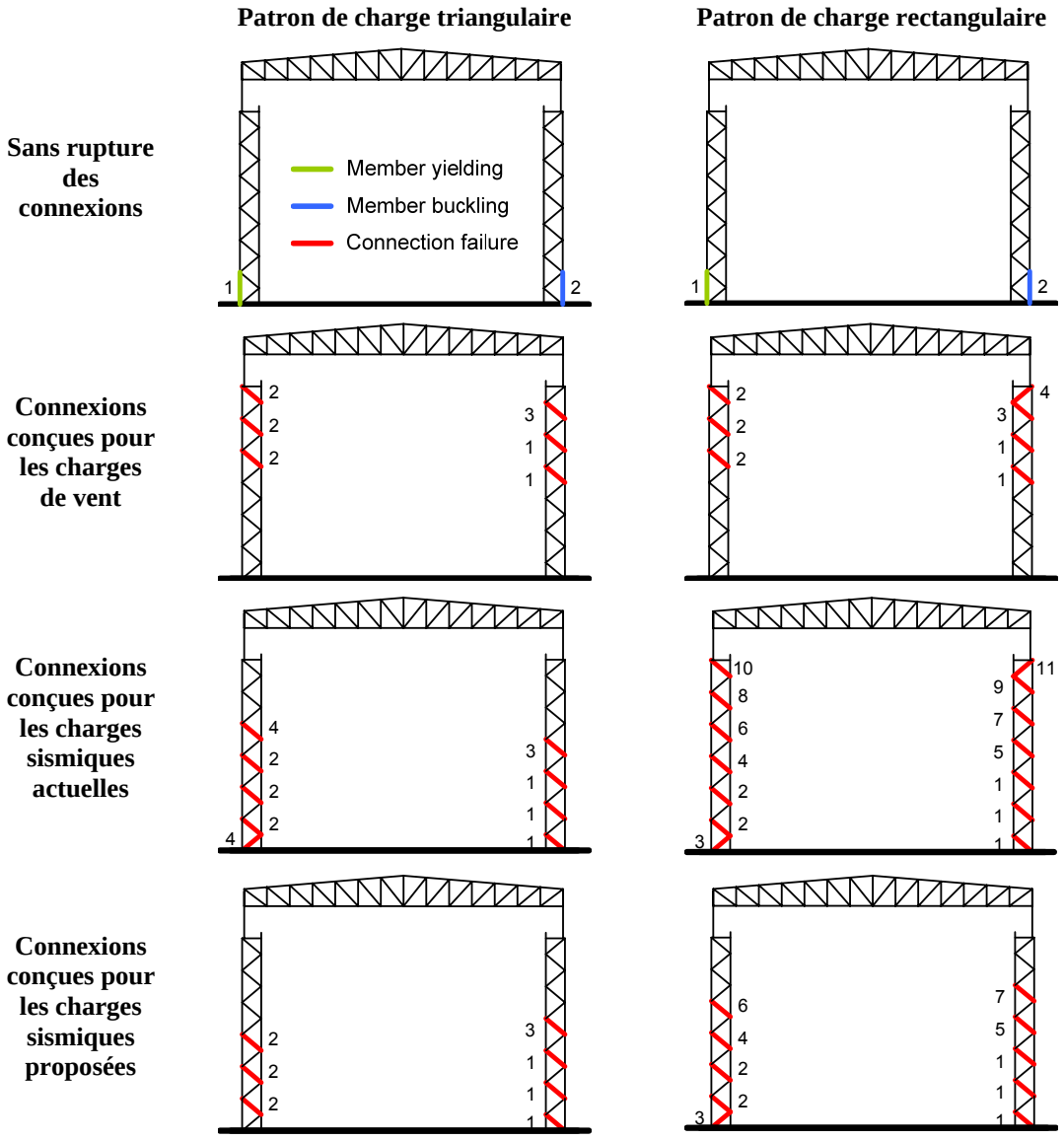


Figure 4.59 : Chronologie des événements survenus lors des analyses pushover

4.5.5.6 Discussion sur les résultats

En observant les résultats obtenus, il ressort tout d'abord que la résistance des connexions des diagonales est probablement l'élément qui a le plus d'effet sur la réponse globale du bâtiment. En effet, même si pour les quatre conceptions étudiées les assemblages étaient dimensionnés pour reprendre des forces au moins égales aux charges sismiques de design actuelles, la résistance globale du bâtiment varie d'un facteur 2 entre les différents cas.

Pour les modèles avec ruptures de soudures, il est remarqué que les diagonales comprimées par les charges latérales sont celles qui ont le plus tendance à subir un bris d'assemblage. Cela est dû au fait que le comportement des éléments de connexion est le même en traction et en compression. Puisque les diagonales sont initialement comprimées sous les charges de gravité, celles qui subissent un effort dans ce sens lors du chargement pushover doivent naturellement avoir les assemblages cédant en premier.

Les résultats de l'analyse du modèle sans rupture d'assemblage montrent que la structure se ruine par le flambement du poteau extérieur à sa base du côté comprimé du bâtiment. Cette situation concorde bien avec le fait que cette portion de colonne était celle qui avait le ratio d'utilisation le plus près de 1.0 lors de la phase de conception. Ce résultat est également en accord avec les conclusions tirées des analyses temporelles élastiques présentées à la section 4.5.2.

Bien que la résistance globale soit très variable selon le cas considéré, il est remarqué qu'elle est toujours plus élevée que le cisaillement employé pour faire la conception des membrures et des connexions. Pour les conceptions avec assemblages fragiles, cela est dû au fait que la résistance des soudures est déterminée en considérant une valeur nominale inférieure à la valeur réelle probable, en plus d'inclure un facteur de pondération égal à 2/3. La sur-résistance observée avec le modèle sans bris des connexions est attribuable à la grande redondance de la structure sous le niveau du

pont roulant. En effet, une telle configuration, constituée de 2 poteaux enlacés par des diagonales assemblées rigidement, permet une redistribution importante des efforts.

Les résultats des analyses montrent également que les modèles avec des assemblages qui se rompent n'ont pas réellement de capacité de déformation inélastique. Bien que les modèles aient au moins atteint la valeur du cisaillement dynamique élastique V_d dans tous les cas, cette situation n'est pas nécessairement acceptable, étant donné qu'elle suppose une rupture plutôt fragile de la charpente. Cela est dû au fait que malgré que les soudures aient une certaine capacité de plastification, dès qu'un de ces éléments entre en régime inélastique, la demande se concentre dans ce dernier jusqu'à sa rupture. La capacité de déformation plastique des soudures n'est donc pas transposée à la structure dans son ensemble.

En comparant les résultats obtenus pour les mêmes modèles analysés avec les deux différents patrons de chargement, il est observé que la distribution rectangulaire donne une résistance globale légèrement supérieure à la répartition triangulaire, en plus de provoquer la première rupture à un drift inférieur. Cela est causé par le fait que cette distribution sollicite davantage les membrures à la base du bâtiment. Puisque celles-ci sont les plus rigides, l'effet se transpose au comportement global de la structure. En ce qui a trait aux déplacements, étant donné que ce patron soumet moins de charges au sommet, le drift à cet emplacement est nécessairement plus petit pour un même cisaillement à la base. Finalement, malgré le fait que la répartition rectangulaire semble répartir la demande inélastique sur une plus grande portion de la structure, cette situation est uniquement attribuable au fait que Perform 3D est en mesure de poursuivre son analyse plus longtemps qu'avec le patron triangulaire.

En réalisant des analyses pushover, il est essentiel de garder en tête que la répartition de charges utilisée a un effet direct sur les résultats obtenus. Puisqu'une telle analyse oblige la structure à se déformer d'une façon prédéterminée, la réponse calculée ne correspond pas toujours au comportement réel anticipé lors d'un séisme. Pour cette

raison, il peut être envisageable d'étudier plus d'un patron de chargement. Dans un tel cas, il faut cependant savoir que la réponse obtenue demeure une approximation de la réalité. Dans notre cas, les résultats observés avec le patron triangulaire sont ceux qui s'approchent le plus du comportement naturel de la structure puisque cette dernière a un premier mode de vibration très dominant. Bien qu'elle puisse fournir certains renseignements quant à l'influence des déformations dans les membrures à la base du bâtiment sur le reste de la structure, la répartition rectangulaire est donc un peu trop sévère.

En consultant les résultats obtenus d'une telle analyse pushover, un esprit critique doit être conservé. Bien que ces derniers doivent normalement concorder avec la réalité, il est très probable qu'après une longue excursion inélastique de la structure ou plusieurs événements de rupture, les résultats ne soient plus justes à cause des limitations des logiciels de calcul employé. Puisque les objectifs d'une analyse statique incrémentale non linéaire sont généralement de connaître la charge latérale ultime que peut tolérer la structure, sa capacité de déformation et la ductilité de son mode de ruine, cette situation n'est toutefois pas préoccupante étant donné que ces informations sont obtenues dans une zone pour laquelle il y a une bonne confiance par rapport aux résultats.

4.6 Discussion sur l'étude du bâtiment supportant des ponts roulants

L'ensemble des analyses effectuées sur le bâtiment supportant des ponts roulants étudié dans ce chapitre permettent de faire ressortir plusieurs faits et conclusions. Ces derniers permettent entre autres de statuer sur la validité de certaines exigences et méthodes de conception employées pour ce type de bâtiment. Ces analyses servent également à connaître davantage le comportement lors de tremblements de terre des bâtiments en hall et à déterminer leur vulnérabilité sismique. Finalement, les travaux réalisés permettent d'étudier un dispositif d'isolation sismique pour ces structures et de valider de nouvelles exigences proposées à la norme CSA S16 pour les bâtiments de construction conventionnelle dans un contexte industriel.

Les analyses de flambement présentées à la section 4.5.1 permettent de valider les hypothèses prises relativement aux coefficients d'élancement des poteaux utilisés lors de la conception des différents cadres étudiés. Elles confirment la possibilité que survienne un flambement global des poteaux combiné à une instabilité locale des colonnes dans la partie enlacée. L'utilisation de coefficients d'élancement équivalents pour le design des poteaux composés pour tenir compte de ce phénomène est validée. Pour la colonne au-dessus du niveau des ponts roulants, les analyses démontrent que l'utilisation d'une longueur de flambement dans le plan du cadre égale à la hauteur totale du bâtiment (tel que demandé par l'article 13.8.5 de la norme CSA S16-01) est quelque peu conservatrice. Cette étude démontre finalement la possibilité d'utiliser de telles analyses afin de déterminer plus précisément les longueurs de flambement à prendre pour le design de membrures dans certains cas complexes.

Les analyses temporelles élastiques traitées à la section 4.5.2 révèlent que la demande inélastique survenant lors d'événements sismiques se concentre principalement dans les poteaux extérieurs à la base du bâtiment et dans les colonnes au-dessus des ponts

roulants. Cela est d'autant plus marqué pour les sites de l'ouest de l'Amérique du Nord. Puisque ces éléments ont des modes de rupture par instabilité, l'intégrité de la charpente peut en être menacée, ce qui laisse donc présager que les exigences relatives aux structures de construction conventionnelle peuvent être inadéquates pour les bâtiments avec ponts roulants. Pour remédier à la situation, les poteaux de telles charpentes devraient être protégés de façon particulière. Les analyses temporelles élastiques effectuées servent également à valider l'utilisation de la méthode d'analyse spectrale pour estimer la réponse de bâtiments avec ponts roulants malgré la distribution irrégulière de leur masse. Compte tenu du fait que ces bâtiments répondent majoritairement dans un seul mode vibratoire, l'emploi de méthodes statiques équivalentes est également validé pour obtenir les déplacements et les efforts dans les membrures. Les méthodes statiques sous-estiment néanmoins les charges dans les attaches des voies de roulement.

Afin de réduire les efforts de séisme dans les éléments de structure, particulièrement dans les poteaux trouvés vulnérables, la plastification des tiges d'ancrage aux fondations est étudiée à la section 4.5.3 comme moyen d'isolation sismique. Les travaux effectués permettent de valider un modèle d'analyse pour recréer le comportement non linéaire des barres d'ancrage. Un concept structural d'un système d'ancrage ductile est élaboré de façon à être utilisé dans des charpentes existantes et à être aisément remplaçable après un séisme. Une méthode de conception de ces tiges à partir des résultats d'une analyse spectrale est proposée. Cette méthode permet de réaliser le design du reste de la structure sans calcul par capacité et sans considérer la présence des ancrages. Les analyses temporelles du bâtiment effectuées avec ancrages ductiles démontrent l'efficacité d'un tel système conçu selon la méthode proposée pour protéger les poteaux à la base du bâtiment. Bien que la réduction des efforts dans les colonnes au-dessus des ponts roulants soit moins significative et que les déplacements du bâtiment soient légèrement augmentés, le potentiel du système étudié est certain.

Afin de valider le fait que les guides de design de bâtiments avec ponts roulants n'incluent pas de charges de levage dans les combinaisons sismiques (masses et charges), diverses analyses complémentaires sont réalisées. Les résultats obtenus, présentés à la section 4.5.4, permettent d'abord de valider un modèle d'analyse simplifié permettant de recréer le comportement d'une charge soulevée par un pont roulant avec des logiciels d'analyse communément utilisés. En comparant la réponse du bâtiment étudié avec et sans charge de levage, l'effet des charges vives de pont roulant est déterminé. Il est trouvé que ces dernières atténuent les charges sismiques dans la grande majorité des cas sans jamais créer d'amplification significative pour des conditions fréquentes de levage (à basse hauteur). Une analyse dans le domaine des fréquences et une évaluation simplifiée d'un système à deux masses accordées donnent également des résultats en ce sens. Il est conclu que la pratique de conception actuelle consistant à ne pas considérer les charges et les masses associées au levage dans les combinaisons sismiques semble être appropriée. Il pourrait cependant être justifiable de prendre en compte les charges susceptibles d'être soulevées lors d'un séisme (sans leur masse) pour les bâtiments ayant des opérations de levage continues. De telles analyses pourraient être effectuées en utilisant des charges sismiques d'intensité inférieure à celle préconisée par les codes de conception, déterminée en fonction de la durée d'utilisation prévue du bâtiment.

Les analyses pushover présentées à la section 4.5.5 servent à valider certaines exigences proposées pour la prochaine édition de la norme CSA S16 relativement aux bâtiments de catégorie construction conventionnelle. Celles-ci permettent d'abord de valider l'utilisation du logiciel Perform 3D pour recréer les différents comportements non linéaires risquant d'influencer la réponse du bâtiment traité (plastification, flambement et rupture de soudure). Les résultats obtenus des analyses pushover démontrent le gain en résistance obtenu grâce aux exigences proposées. Il est trouvé que la résistance des soudures est le paramètre ayant le plus d'influence sur la capacité de déformation de la structure. Les analyses effectuées sans rupture d'assemblage

valident également le fait que le flambement des poteaux extérieurs à la base du bâtiment soit trouvé comme étant critique par les analyses temporelles élastiques présentées à la section 4.5.2.

Puisque les analyses effectuées dans ce chapitre ont certaines limitations, notamment sur la modélisation du comportement de la structure en régime non linéaire, les différentes conclusions en découlant se doivent d'être relativisées. Les informations obtenues de ces analyses demeurent néanmoins fort utiles, sachant que très peu de recherches ont déjà été réalisées sur l'étude du comportement sismique des bâtiments supportant des ponts roulants. Certains des faits soulevés pourront être étudiés plus en détail lors de travaux futurs en vue de l'élaboration de normes de conception sismique propres aux structures industrielles. Pour y parvenir, d'autres structures devront être étudiées (en 2D et en 3D) afin d'être en mesure de tirer des conclusions plus généralisables. Des analyses temporelles non linéaires devraient également être effectuées pour connaître davantage le comportement sismique de ce type de structure, leur capacité de redistribution des efforts et leur risque réel d'endommagement. Finalement, des analyses plus poussées et des essais expérimentaux devraient être effectués en vue de valider l'utilisation de systèmes d'ancrage ductiles pour contrôler les efforts sismiques induits dans les bâtiments en hall.

Chapitre 5 :
Bâtiment d'industrie lourde

Le chapitre qui suit présente une étude portant sur l'analyse sismique d'un bâtiment réel choisi pour représenter les caractéristiques typiques communément retrouvées dans les industries lourdes. En déterminant la réponse sismique de la structure selon diverses méthodes, ce travail a pour objectif global de valider certaines exigences et méthodes d'analyse des codes actuellement en vigueur dont l'applicabilité peut être discutable, compte tenu des fortes irrégularités de ce type de bâtiment. Cette recherche a également pour but de servir d'introduction à d'autres projets plus poussés portant sur l'étude de la réponse sismique de tels bâtiments.

Dans la première section du présent chapitre, une description des caractéristiques du type de bâtiment à l'étude est effectuée afin d'illustrer de quelle façon ces dernières peuvent influencer la réponse sismique. Les objectifs de la recherche ainsi que la méthodologie employée sont présentés. Le bâtiment choisi pour l'étude est décrit et les étapes de modélisation sont résumées. Les résultats obtenus des différentes analyses réalisées sont exposés et commentés. Finalement, une discussion sur l'ensemble des études effectuées est présentée.

5.1 Caractéristiques des bâtiments industriels lourds

Les bâtiments d'industrie lourde sont communément retrouvés dans de nombreux domaines industriels afin d'abriter des procédés de transformation verticaux. Les principaux secteurs où de tels bâtiments sont employés sont ceux de la métallurgie (transformation de minerai), de l'énergie (centrales thermiques) et du pétrole

(raffineries, usines pétrochimiques). D'autres domaines comme ceux du ciment, des carrières et des produits du bois utilisent également des bâtiments du même genre. La Figure 5.1 et la Figure 5.2 présentent des structures industrielles lourdes respectivement dédiées aux secteurs métallurgiques et de l'énergie.

Figure 5.1 : Complexe UGS de raffinage de scorie de titane à Sorel (Source : QIT)

Figure 5.2 : Centrale thermique La Cygne au Kansas (Source : Accusonic Technologies)

Les bâtiments industriels lourds sont généralement d'abord conçus afin d'accueillir les équipements faisant partie des procédés de l'usine. Parmi les équipements les plus communs à tous les domaines d'activité, ceux qui servent au transport (convoyeurs à courroie, à chaîne, à godets, pneumatiques), au stockage (réservoirs, silos), au levage

(ponts roulants, monorails, palans) et à la ventilation (ventilateurs, séchoirs) peuvent être cités. D'autres équipements tels que des moteurs, des transformateurs et des pompes sont également très souvent présents dans ce type de bâtiment.

Le fait que les bâtiments d'industrie lourde soient principalement conçus pour la fonction qui leur est dédiée a des répercussions directes sur leur structure. En effet, la charpente de tels bâtiments, est grandement influencée par les équipements majeurs très lourds et par leurs opérations spécifiques. À cause des contraintes d'espace et de la présence de grandes charges concentrées situées en hauteur, ces bâtiments sont fortement irréguliers dans bien des cas. Ces irrégularités peuvent être attribuables à la fois à la distribution non uniforme des masses, à la présence d'un patron de contreventement irrégulier et au fait que la distance entre les différents niveaux peut être importante. Finalement, comme les bâtiments de ce type emploient des procédés gravitaires, il n'est pas rare qu'ils soient élancés et n'aient pas d'étage clairement défini mais plutôt une série de plateformes reliées entre elles par des passerelles.

Les bâtiments industriels lourds ont généralement des SRCL formés de contreventements concentriques. Il arrive toutefois que des cadres à nœuds rigides ou des contreventements excentriques soient employés afin d'accommoder des contraintes d'espace. Pour les raisons présentées à la section 1.1, il est rare que ces SRCL soient conçus avec des détails sismiques particuliers associés à des systèmes ductiles. Les SRCL des bâtiments industriels sont normalement conçus comme des constructions conventionnelles (R_d = 1.5 selon le CNBC 2005). Les planchers sont normalement faits d'une dalle de béton sur un tablier métallique ou de poutres avec contreventements horizontaux soutenant du caillebotis ou de la plaque striée. Pour l'analyse sismique de ces structures, il est généralement considéré que seuls les systèmes de planchers avec dalles de béton agissent comme diaphragmes rigides, car il est difficile de garantir la rigidité en plan des planchers recouverts de caillebotis ou de plaques.

5.2 Objectifs de l'étude d'un bâtiment industriel lourd

Puisque peu de recherches ont été effectuées sur l'étude du comportement sismique des bâtiments industriels lourds, ces derniers sont généralement conçus en se servant des mêmes normes que pour les structures plus conventionnelles. Particulièrement lors d'étude sismique, les concepteurs doivent régulièrement adapter et interpréter les exigences des codes afin de pouvoir les appliquer à de tels bâtiments irréguliers. Dans la majorité des cas, la validité des hypothèses posées et les impacts des irrégularités structurales sont difficilement vérifiables dans le cadre d'un projet de construction.

La recherche effectuée a pour but d'étudier diverses méthodes pouvant être employées afin de réaliser l'analyse sismique d'un bâtiment industriel préalablement choisi afin de refléter les caractéristiques généralement rencontrées dans ces structures. Compte tenu de la complexité et des irrégularités du bâtiment, les résultats obtenus par les différentes méthodes traitées doivent servir à atteindre les objectifs principaux suivants :

- Valider la justesse et l'applicabilité de la méthode d'analyse spectrale pour des structures fortement irrégulières.
- Déterminer jusqu'à quel point la méthode de la force statique équivalente peut être non conservatrice afin d'estimer la réponse de ce type de bâtiment.
- Vérifier si l'article 4.1.8.8 du CNBC 2005 (qui prescrit d'effectuer l'analyse sismique indépendamment selon les axes principaux du bâtiment s'il est contreventé de façon orthogonale) permet de prédire adéquatement les efforts maximaux en présence de grandes charges concentrées et lorsque des poteaux font partie de 2 SRCL disposés perpendiculairement.

5.3 Méthodologie

La première étape de la recherche est le choix du bâtiment à étudier. Ce dernier doit posséder des caractéristiques intéressantes aux fins de l'étude en plus d'être représentatif de plusieurs autres structures. Il doit également être possible d'accéder aux plans du bâtiment et d'obtenir certaines informations relatives aux équipements mécaniques qu'il contient.

À partir du bâtiment réel choisi pour l'étude (présenté à la section 5.4), diverses simplifications structurales sont effectuées afin d'alléger les analyses et d'obtenir des résultats plus facilement généralisables à d'autres structures de ce type. Un modèle de la structure simplifiée est construit à l'aide du logiciel STAAD.Pro (version 20.07.03.16). Puisque l'étude vise principalement à valider différentes méthodes de répartition des charges sismiques, seules les masses sont incluses dans le modèle généré.

La première étude réalisée en utilisant le modèle créé vise à déterminer la validité des méthodes de la force statique équivalente et d'analyse spectrale. Pour ce faire, la réponse du bâtiment sous tremblement de terre est déterminée dans ses deux orientations principales d'après ces méthodes. Les résultats obtenus sont ensuite comparés à ceux provenant d'une méthode temporelle par superposition modale utilisant plusieurs accélérogrammes calibrés au spectre du CNBC 2005 de l'emplacement étudié. Considérant que la méthode temporelle donne des résultats plus près de la réalité, la comparaison de ces derniers doit servir à évaluer si les méthodes simplifiées permettent d'obtenir une réponse sismique conservatrice.

Une seconde étude est effectuée afin de déterminer si l'application de charges sismiques dans des directions ne correspondant pas à l'orientation des contreventements peut donner des efforts plus importants pour certains éléments. Pour ce faire, des analyses temporelles par superposition modale sont réalisées en supposant

que les séismes agissent à 45° par rapport aux axes contreventés. Les résultats sont ensuite comparés à ceux obtenus par analyse temporelle selon les orientations principales. Ces derniers sont également comparés à ceux provenant d'analyses spectrales effectuées dans les directions principales.

La dernière étude réalisée vise à valider le nombre de modes vibratoires utilisés dans les différentes analyses temporelles du bâtiment. Cette validation s'effectue en comparant les réponses obtenues sous un même séisme en faisant varier le nombre de modes considérés.

5.4 Bâtiment étudié

5.4.1 Choix du bâtiment

Le bâtiment étudié dans ce chapitre a été proposé par le Département de structure de la firme de génie-conseil Hatch à Montréal. Il été choisi car il possède de nombreux éléments propres aux bâtiments industriels lourds. Il s'agit d'un des édifices du complexe UGS situé sur le site de QIT à Sorel au Québec. Ce bâtiment a été construit en 1996 et abrite des procédés de transformation de scorie de titane. Au fil des années, afin d'augmenter sa capacité de production et d'incorporer de nouveaux procédés, diverses modifications y ont constamment été apportées. En 2006, entre autres, une expansion majeure a nécessité la construction d'une nouvelle section au bâtiment, l'agrandissement de différents planchers dans la portion originale et l'ajout de nouveaux équipements. La Figure 5.3 présente une vue isométrique du bâtiment étudié avec modifications.

Pour des raisons de confidentialité et pour respecter une entente avec le propriétaire du bâtiment, il est à noter qu'aucune donnée spécifique portant sur la nature des opérations, des procédés et des équipements de l'usine n'est dévoilée dans le cadre de

ce projet. La description de la structure et des équipements est donc limitée au strict nécessaire pour permettre une bonne compréhension de l'étude effectuée.

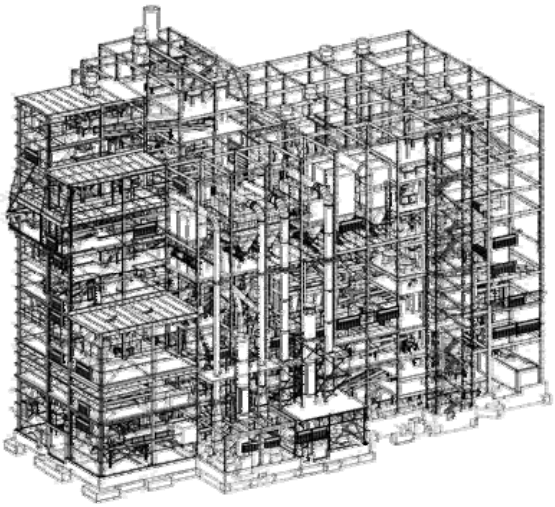


Figure 5.3 : Vue isométrique du bâtiment industriel lourd à l'étude (Source : Hatch)

5.4.2 Caractéristiques structurales, architecturales et mécaniques

Le bâtiment analysé a une hauteur de 43 m à partir du sol. Un appentis d'une hauteur de 8 m est situé dans la partie sud-ouest. Les dimensions horizontales du bâtiment sont de 37 m et 59 m respectivement dans les directions est-ouest et nord-sud. Une structure basse de 5 m x 6 m et d'une hauteur de 18 m est annexée au bâtiment à l'extrémité nord de la façade ouest. Une autre de 24 m x 8 m et d'une hauteur de 6 m est localisée à l'extrémité sud de la façade est. La Figure 5.4 illustre les axes des poteaux à la base du bâtiment.

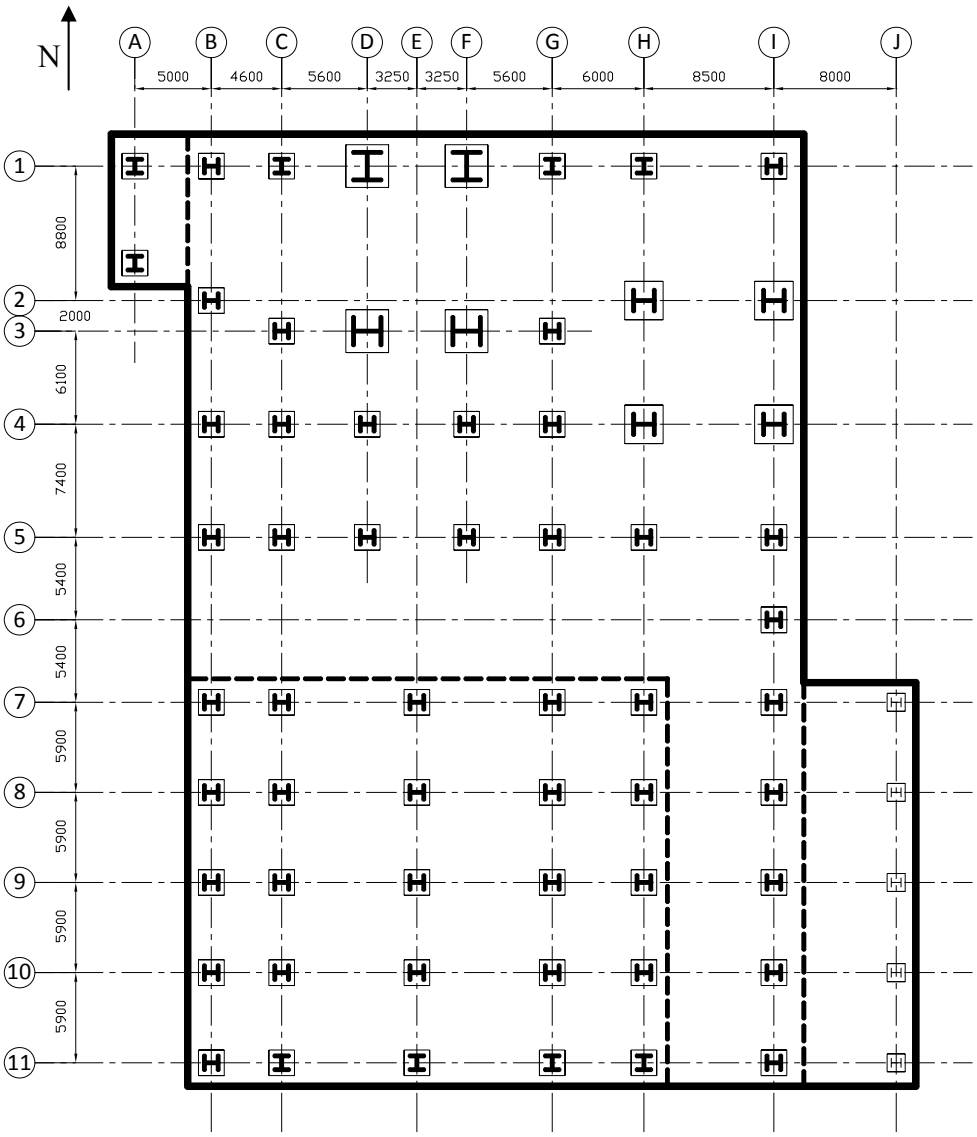


Figure 5.4 : Localisation des axes de poteaux

La charpente d'acier du bâtiment est constituée d'une série de plateformes supportant des équipements. Mis à part le toit principal, aucun niveau ne s'étend sur la totalité du bâtiment. La grande majorité des plateformes couvrent moins du quart de la surface horizontale de la structure. Les différents niveaux sont concentrés dans les parties nord et sud de l'édifice, laissant un grand espace ouvert sur presque toute la hauteur dans la portion centrale. Une telle ouverture est également retrouvée à l'extrémité nord. La disposition des différents niveaux est présentée à la Figure 5.7.

Tous les poteaux du bâtiment sont formés de profilés W. Les planchers sont soutenus par des systèmes de poutres et sont faits de plaques striées ou de dalles de béton. Les poids surfaciques des planchers sont respectivement 0.6 kPa et 3.5 kPa en excluant les poutres. Seules les dalles de béton sont considérées offrir un effet de diaphragme rigide. Certains planchers faits de plaques comprennent cependant des contreventements horizontaux jouant un rôle semblable.

Le bâtiment est principalement contreventé sur ses faces extérieures. Toutefois, de nombreux contreventements sont présents dans les autres axes, notamment en dessous d'équipements lourds et aux abords de grandes ouvertures intérieures. L'ensemble des contreventements verticaux sont faits de profilés tubulaires carrés ou rectangulaires canadiens (suivant la norme CSA G40.21). Leur disposition est présentée à la Figure 5.8.

Le revêtement extérieur est constitué de deux revêtements métalliques et d'isolant soutenu par un système de lisses tel que présenté à la Figure 4.6. Les toitures sont faites de tablier métallique reposant sur un système de poutres secondaires. Les poids surfaciques des façades et des toitures sont respectivement de 0.5 kPa et 0.6 kPa en incluant les éléments de soutien (lisses et poutres secondaires).

Les principaux équipements mécaniques abrités par le bâtiment sont 2 réservoirs de minerai ayant des capacités respectives de 1200 tonnes et de 750 tonnes. La position de ces silos est illustrée à la Figure 5.7. D'autres équipements se retrouvent sur presque tous les planchers. Ceux-ci sont principalement des convoyeurs et des équipements de transformation.

5.4.3 Irrégularités structurales

Dû à son patron de contreventement irrégulier, aux grandes charges concentrées et à la distribution non régulière des planchers, le bâtiment étudié possède les irrégularités structurales suivantes, telles que définies au Tableau 4.1.8.6 du CNBC 2005 :

- Irrégularités de masse (type 2)
- Discontinuité en plan d'un élément vertical résistant aux sollicitations latérales (type 4)
- Décalages latéraux (type 5)
- Sensibilité à la torsion (type 7)

5.5 Modélisation du bâtiment

5.5.1 Modélisation de la structure

La recherche effectuée doit permettre d'avoir une meilleure connaissance du comportement sismique de structures ayant des particularités et des irrégularités semblables à celles du bâtiment choisi. Pour cette raison, afin d'éviter d'obtenir des résultats difficilement généralisables, il est choisi d'apporter certaines simplifications au modèle du bâtiment construit par rapport à la structure réelle décrite à la section 5.4.

Le modèle étudié est fortement inspiré du bâtiment dans sa configuration originale lors de sa construction, avant son agrandissement. Étant donné que la conception initiale avait été réalisée en prévision des expansions qui ont été par la suite concrétisées, il est choisi de considérer toutes les modifications de structures et d'équipements apportées dans la portion initiale du bâtiment. Certains éléments de structures ne sont toutefois pas modélisés, car ils sont jugés peu pertinents dans le cadre de ce projet (ex. : suspentes de conduites diverses). Il est également choisi de ne pas considérer la présence d'équipement de levage tels que les ponts roulants et les monorails étant donné que l'effet de ce type d'équipement sur la réponse sismique de bâtiment a déjà été largement étudié au Chapitre 3. Finalement, le bâtiment est analysé en ne considérant aucune interaction avec des édifices qui lui sont voisins dans la réalité.

Les éléments de charpentes inclus dans le modèle créé à l'aide du logiciel STAAD.Pro comprennent l'ensemble des poteaux, des poutres et des contreventements (verticaux et horizontaux). Les sections de tous les éléments sont les mêmes que dans le bâtiment réel. Bien que seules les poutres des systèmes de planchers soient modélisées, l'action de diaphragme rigide fournie par les dalles de béton est incorporée au modèle. Les éléments servant au soutien des équipements principaux tels que les réservoirs et les convoyeurs sont également modélisés, car ils peuvent dans certains cas fournir une rigidité non négligeable. La Figure 5.5 présente des vues tridimensionnelles du modèle structural ainsi créé.

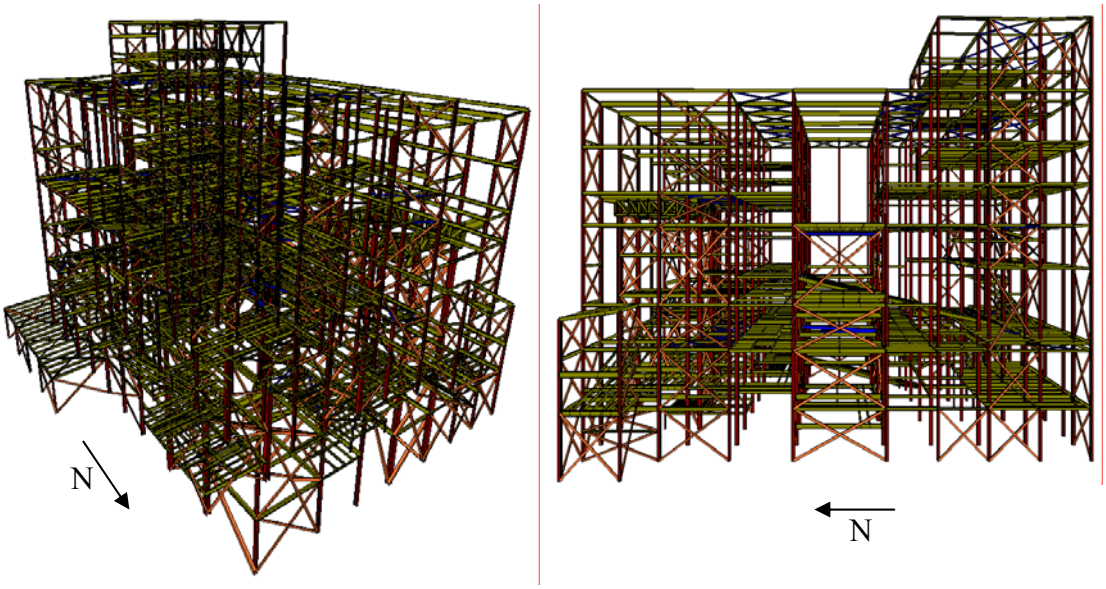


Figure 5.5 : Vues en perspective du modèle du bâtiment construit

5.5.2 Modélisation des masses

Comme il a été spécifié précédemment, les études effectuées ont pour but de comparer la réponse de la structure estimée par différentes méthodes d'analyse. Dans ce cas, puisque seules les distributions des efforts et les déflexions des niveaux causés par les charges sismiques sont évaluées, il est choisi de ne pas modéliser les charges gravitaires. Bien que cala rende impossible l'inclusion des effets P-Δ, il est jugé que

les résultats obtenus permettent tout de même de tirer les conclusions désirées. De plus, puisque les analyses spectrales et temporelles par superposition modale sont linéaires, il est de toute façon impossible de considérer les non-linéarités géométriques de façon directe. Il est donc acceptable d'inclure uniquement les masses au modèle ainsi que les chargements sismiques de diverse nature pris en compte.

Les masses considérées dans le modèle sont déterminées tel que défini à l'article 4.1.8.2 du CNBC 2005 et sont appliquées dans les trois directions orthogonales. Le poids sismique total du bâtiment traité est d'environ 77 000 kN (7850 tonnes). Ce dernier comprend d'abord la totalité des charges mortes provenant des éléments de structures, des dalles de béton et des plaques striées formant les planchers ainsi que du revêtement métallique et des membrures secondaires recouvrant les façades et les toits. Le quart de la charge de neige de base sans accumulation est inclus dans les masses à chacun des toits. Finalement, la masse du bâtiment comprend le poids mort des équipements mécaniques de même que celui du matériel qu'ils contiennent en moyenne. À noter que les 2 principaux équipements du bâtiment, des réservoirs de minerai, sont considérés comme étant pleins puisque cette situation survient régulièrement.

Les masses des membrures du modèle sont directement incluses dans ce dernier. Celles qui sont associées à des équipements majeurs sont quant à elles modélisées au centre de masse des machines et connectées au reste de la structure par des éléments rigides afin de considérer les excentricités présentes en réalité. Pour fin de simplification, l'ensemble des autres masses sont concentrées à chaque niveau au droit des colonnes en fonction de l'aire qui leur est tributaire. Il est jugé que la réponse sismique obtenue ne devrait pas en être trop influencée même si cela ne reflète pas exactement la position réelle des charges dans la structure. Étant donné que les masses sont modélisées en fonction de la distribution spatiale des charges sur chacun des planchers, l'inclusion de masses en translation permet de modéliser les effets de torsion. Dans ce cas, aucune inertie rotationnelle n'est ajoutée au modèle.

5.5.3 Analyse modale

À partir du modèle généré avec l'ensemble de ses masses incluses, une analyse modale est effectuée. Cette dernière permet de déterminer qu'un mode principal existe dans chacune des directions orthogonales du bâtiment et qu'il est associé à des composantes de torsion. Une multitude d'autres modes très près les uns des autres sont trouvés. Ceux-ci ont des masses modales effectives d'au plus 5% de la masse totale. Les détails des résultats de l'analyse modale effectuée sont présentés au Tableau 5.1. À noter que les composantes de torsion sont exprimées à travers celles en translation puisqu'aucune inertie rotationnelle n'est modélisée. La déformée de la structure dans ses deux premiers modes fondamentaux (est-ouest et nord-sud) est présentée à la Figure 5.6.

Tableau 5.1 : Résultats d'analyse modale du bâtiment

		Masses modales effectives					
MODE	T (s)	X (E-O) (%)	Y (Vert.) (%)	Z (N-S) (%)	Cumul-X (%)	Cumul-Y (%)	Cumul-Z (%)
1	1.456	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
2	1.383	53.2	0.0	2.1	53.2	0.0	2.4
3	1.323	1.5	0.0	63.4	54.7	0.0	65.7
4	1.114	0.2	0.0	0.2	54.8	0.0	65.9
5	1.069	7.1	0.0	0.0	62.0	0.0	65.9
6	1.047	4.2	0.0	0.2	66.2	0.0	66.1
7	1.024	0.0	0.0	0.0	66.2	0.0	66.1
8	0.979	3.8	0.0	0.7	70.0	0.0	66.9
9	0.955	0.7	0.0	5.1	70.7	0.0	72.0
10	0.880	0.7	0.0	0.0	71.4	0.0	72.0
11	0.860	1.2	0.0	0.0	72.6	0.0	72.0
12	0.850	1.1	0.0	0.0	73.7	0.0	72.0
13	0.844	2.7	0.0	0.0	76.4	0.1	72.0
14	0.807	0.3	0.0	0.0	76.7	0.1	72.0
15	0.803	0.0	0.0	0.0	76.7	0.1	72.0
...	...	...	...	...	...	...	...
70	0.382	0.1	0.0	0.1	90.0	0.3	86.2
...	...	...	...	...	...	...	...
95	0.327	0.5	0.0	0.4	92.9	0.4	90.3
...	...	...	...	...	...	...	...
126	0.259	0.3	0.0	0.1	97.1	10.3	96.1

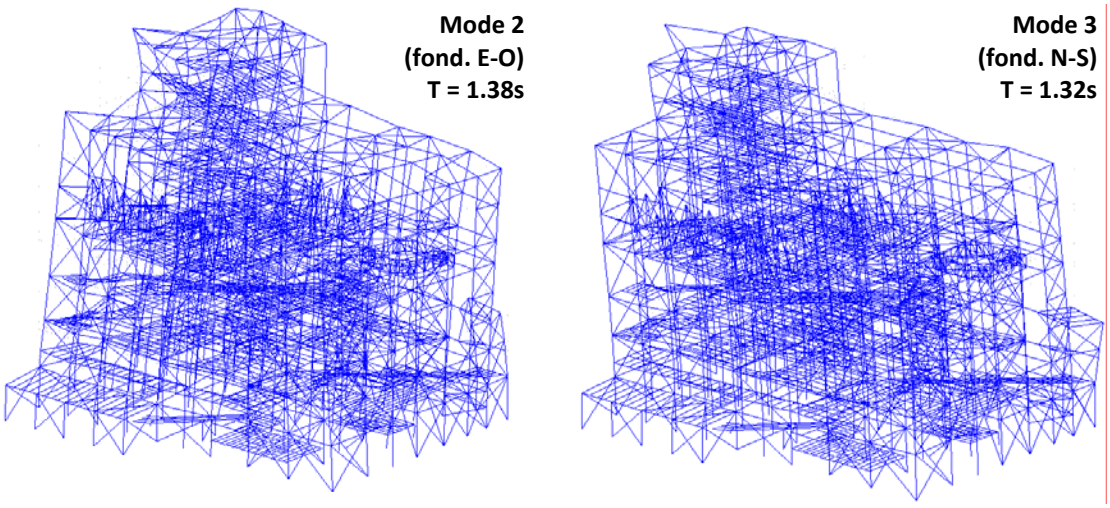


Figure 5.6 : Déformée de la structure dans les modes fondamentaux est-ouest et nord-sud

5.6 Analyses

La section qui suit présente les méthodes considérées afin de réaliser l'analyse sismique de la structure étudiée ainsi que les paramètres servant aux comparaisons. Les études servant à valider les méthodes d'analyse statique et spectrale de même que l'analyse selon deux directions orthogonales correspondant à l'orientation des contreventements sont par la suite présentées. Finalement, une validation du nombre de modes de vibration utilisés dans les analyses temporelles est effectuée.

5.6.1 Méthodes de répartition des charges sismiques considérées

Comme il a déjà été spécifié, les méthodes de la force statique équivalente, d'analyse spectrale et d'analyse temporelle par superposition modale sont employées pour déterminer la réponse sismique du bâtiment étudié. Ces méthodes sont présentées en détail dans cette section. Le calcul des efforts sismiques est réalisé en considérant que le bâtiment est situé à Montréal sur un site de catégorie C. Ce calcul est fait au niveau élastique (R_d = R_o = 1.0) afin de pouvoir déterminer les déplacements totaux de la structure et d'effectuer la comparaison des efforts au même niveau.

5.6.1.1 Méthode de la force statique équivalente

Cette méthode simplifiée permet de calculer la réponse sismique d'une structure en appliquant des charges horizontales statiques à chaque niveau en fonction de sa masse et de son élévation relative. Pour les structures de faible hauteur sans grande irrégularité, cette méthode qui présume que le bâtiment répond majoritairement dans son premier mode de vibration donne des résultats conservateurs. Néanmoins, lorsque les modes supérieurs sont plus dominants, les résultats obtenus peuvent être non sécuritaires. C'est la raison pour laquelle le CNBC 2005 limite son utilisation à des bâtiments simples, les méthodes dynamiques étant préférées pour les structures complexes.

La première étape nécessaire à l'utilisation de la méthode statique est le calcul du cisaillement à la base dans chacune des directions principales du bâtiment. Pour ce faire, le spectre d'accélération de Montréal pour un site de classe C est utilisé. La période empirique du bâtiment est de 1.08 s, si elle est calculée à partir de la hauteur du toit principal et de 1.28 s, si elle est déterminée avec le toit haut. Puisque l'appentis couvre une portion importante du bâtiment (environ 1/5) et contient des masses importantes, la valeur à employer n'est pas clairement définie. Pour les bâtiments contreventés, l'article 4.1.8.11 3) du CNBC 2005 permet d'utiliser une période allant jusqu'à 2 fois la valeur empirique si celle-ci est issue d'une autre méthode mécanique. Puisque l'analyse modale donne des premiers modes ayant une composante de torsion, il est choisi d'évaluer la période fondamentale dans chacune des directions principales selon la méthode Rayleigh en appliquant les masses associées à chaque nœud du modèle horizontalement. Les périodes obtenues sont de respectivement 1.28 s et de 1.29 s dans les directions nord-sud et est-ouest. Ces valeurs sont près de celles déterminées par analyse modale (1.32 s et 1.38 s). Les cisaillements à la base calculés avec ces périodes pour le site Montréal-C et avec le poids sismique du bâtiment sont de 9000 kN en nord-sud et de 8900 kN en est-ouest.

Afin de réaliser l'analyse du bâtiment dans les deux directions principales, deux méthodes de distribution des cisaillements calculés à travers la structure sont considérées. Ces dernières sont respectivement basées sur les méthodes du CNBC 2005 et de la norme ASCE 7-05. Les méthodes de répartition utilisées sont décrites ci-dessous.

Répartition selon le CNBC 2005

La répartition du cisaillement dans la structure est faite en appliquant des forces à chacun des nœuds en fonction de la masse qui lui est tributaire et de son élévation. En traitant ainsi chaque joint comme un niveau en soi, cela permet de modéliser les effets de torsion naturelle. D'après le CNBC, le calcul des forces statiques se fait selon l'équation suivante :

$$F_i = (V - F_t)\frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} \tag{5.1}$$

Afin de tenir compte de l'effet de modes supérieurs avec cette distribution triangulaire des charges, une force F_t est appliquée au niveau supérieur. Dans le cas étudié, étant donné la présence de deux toits, il est difficile de savoir comment appliquer cette force concentrée. Pour les analyses effectuées, il est choisi de distribuer F_t à chacun des nœuds des deux toits en proportion de leur masse tributaire par rapport à la masse totale de ces deux niveaux.

Répartition selon la norme ASCE 7-05

Tout comme pour la répartition selon le CNBC 2005, cette distribution des forces est réalisée en appliquant des charges à tous les nœuds du modèle afin d'inclure directement les effets de torsion naturelle. Selon la norme ASCE 7-05, le calcul des forces statiques se fait selon l'équation qui suit :

$$F_i = V \frac{W_i H_i^k}{\sum W_i H_i^k} \tag{5.2}$$

En offrant une distribution parabolique des charges, l'application de l'exposant *k* à la hauteur permet de tenir en compte l'effet des modes supérieurs. La valeur de k est de 1 si T < 0.5 s et de 2 si T > 2.5 s. Une interpolation linéaire est faite entre ces 0.5 et 2.5 s.

5.6.1.2 Méthode d'analyse spectrale

L'analyse spectrale est une méthode approximative permettant d'estimer la réponse des structures sous séisme en combinant de différentes façons la réponse maximale de chacun de leur mode de vibration selon leur importance relative. Bien que cette méthode permette généralement d'obtenir de bons résultats puisqu'elle tient compte des caractéristiques dynamiques des bâtiments, cette dernière ne permet pas de déterminer la réponse exacte des structures. Ainsi, pour les bâtiments présentant de nombreuses irrégularités structurales, il est jugé possible que la méthode spectrale puisse s'avérer non sécuritaire dans certaines situations étant donné qu'elle peut être effectuée en considérant un minimum de 90% de la masse participante.

Les analyses spectrales effectuées sur le modèle du bâtiment généré sont faites dans les deux directions principales en respectant l'ensemble des exigences du CNBC 2005. Le spectre de réponse utilisé est celui de Montréal sur un sol de catégorie C pour un amortissement de 5% et, comme pour les analyses statiques, le niveau élastique est considéré. Puisque la structure étudiée est irrégulière en plusieurs points, tel qu'illustré à la section 5.4.3, le cisaillement à la base obtenu ne doit pas être inférieur à la valeur statique. Un facteur d'échelle est donc appliqué afin de s'assurer de ne pas avoir des valeurs de V inférieures à 9000 kN et à 8900 kN respectivement dans les directions nord-sud et est-ouest. La méthode de combinaison modale quadratique complète (CQC) est employée. Afin d'obtenir au moins 90% de la masse participante, 95 modes et 70 modes doivent respectivement être inclus pour les analyses nord-sud et est-ouest.

5.6.1.3 Méthode d'analyse temporelle élastique par superposition modale

L'analyse temporelle de structures est réalisable par intégrations numériques et par superposition modale. Les méthodes par superposition modale, qui combinent algébriquement la réponse dans le temps pour chaque mode considéré en fonction de leur importance relative, ont l'avantage d'être rapides, mais ne permettent pas de résoudre des problèmes non linéaires. Les méthodes par intégration numérique sont plus fastidieuses, mais offrent de telles possibilités. De plus, ces dernières ne requièrent pas de calcul modal. Afin de réaliser les analyses temporelles sur le modèle de bâtiment étudié, la méthode par superposition est utilisée, car il s'agit de la seule disponible dans le logiciel STAAD.Pro. Cette méthode est jugée convenable étant donné que les effets P-Δ ne sont pas inclus. Un nombre suffisant de modes doit cependant être utilisé afin d'estimer correctement la réponse sismique.

Les analyses temporelles sont réalisées en utilisant le groupe de 14 accélérogrammes artificiels pour l'est de l'Amérique du Nord calibrés pour le site Montréal-C. Les détails de ces enregistrements ainsi que la comparaison de leur spectre par rapport à celui du code sont présentés à la section 3.3. Les analyses temporelles sont effectuées dans les deux directions principales du bâtiment et selon des axes (2) orientés à 45° par rapport à ces dernières. Les analyses à 45° sont faites en appliquant les accélérogrammes dans les deux directions principales et en multipliant les facteurs d'échelle par 0.707 (cos45°).

Puisque les méthodes temporelles sont censées permettre de déterminer la réponse réelle de la structure, ces analyses ne sont pas calibrées comme la méthode spectrale pour avoir un cisaillement à la base égal à la valeur statique. Afin de s'assurer d'avoir une réponse réaliste, un total de 126 modes est utilisé pour chaque direction. Cela permet d'inclure 96.1% de la masse nord-sud, 97.1% de la masse est-ouest et l'ensemble des modes excitant au moins 0.1% de la masse dans chaque direction. Le nombre de modes inclus est validé à la section 5.6.5. Le taux d'amortissement utilisé

pour chacun des modes est de 5% de la valeur critique ce qui correspond à ce qui est suggéré par le CNBC 2005.

Étant donné que les analyses temporelles sont réalisées en utilisant plus de 7 enregistrements, les réponses du bâtiment (efforts, déplacements) servant aux fins de comparaison correspondent aux valeurs médianes obtenues sous l'ensemble des séismes (d'après FEMA 273). Les valeurs du 84e centile sont également comparées afin d'illustrer la répartition des réponses.

5.6.2 Description des paramètres étudiés

Vu l'ampleur du modèle créé, une multitude de paramètres peuvent être étudiés afin d'évaluer la réponse sismique du bâtiment. Afin de réduire la tâche d'analyse des résultats, il est choisi de baser les différentes études sur trois principaux paramètres : le cisaillement à la base, les déplacements des étages et les efforts dans les membrures de certains des contreventements. Puisque seules les sollicitations sismiques sont modélisées et que ces charges peuvent aussi bien provenir du sens inverse à celui considéré, les paramètres inspectés sont présentés en valeurs absolues.

Les déplacements utilisés dans les comparaisons réalisées sont les déplacements moyens des principaux niveaux du bâtiment dans les directions principales. Les déplacements des éléments de support des réservoirs de 1200 tonnes et 750 tonnes de capacité sont également étudiés. Puisqu'aucun étage ne couvre toute la superficie du bâtiment mis à part le toit, les déplacements totaux sont employés au lieu des valeurs inter étage (drift). La disposition des niveaux dont les déflexions sont étudiées est présentée à la Figure 5.7.

Les efforts dans les contreventements étudiés sont ceux des poteaux et des diagonales de 4 SRCL situés à l'extérieur du bâtiment qui sont censés être représentatifs des autres systèmes. Les contreventements traités ont été choisis afin de représenter 2 SRCL de chacune des directions principales. Ils ont également été sélectionnés parce

qu'ils s'étendent sur toute la hauteur de l'édifice. Parmi ces systèmes, un est situé dans la portion avec appentis et un autre a ses poteaux soutenant le silo de 1200 tonnes. Ces poteaux sont également partagés avec ceux de contreventements situés perpendiculairement. L'ensemble des systèmes étudiés font également partie de baies dont la rigidité varie grandement sur la hauteur à cause de l'interruption d'autres SRCL. Il est à noter que les résultats présentés sont les valeurs maximales des efforts axiaux dans les poteaux et les diagonales sur la hauteur du bâtiment. La Figure 5.8 illustre l'emplacement des 4 contreventements étudiés.

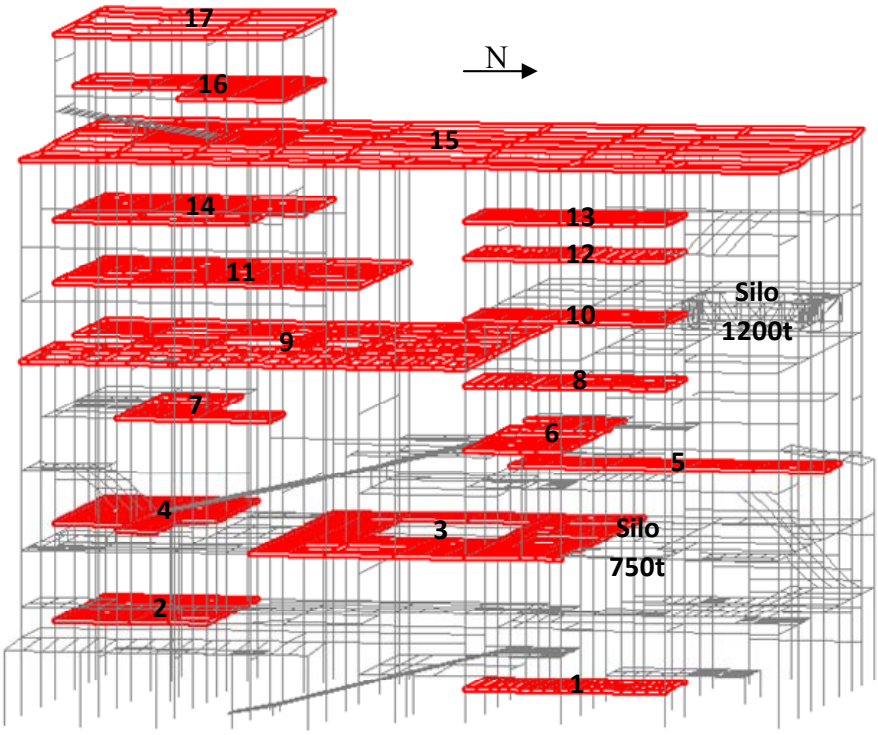


Figure 5.7 : Disposition des niveaux étudiés

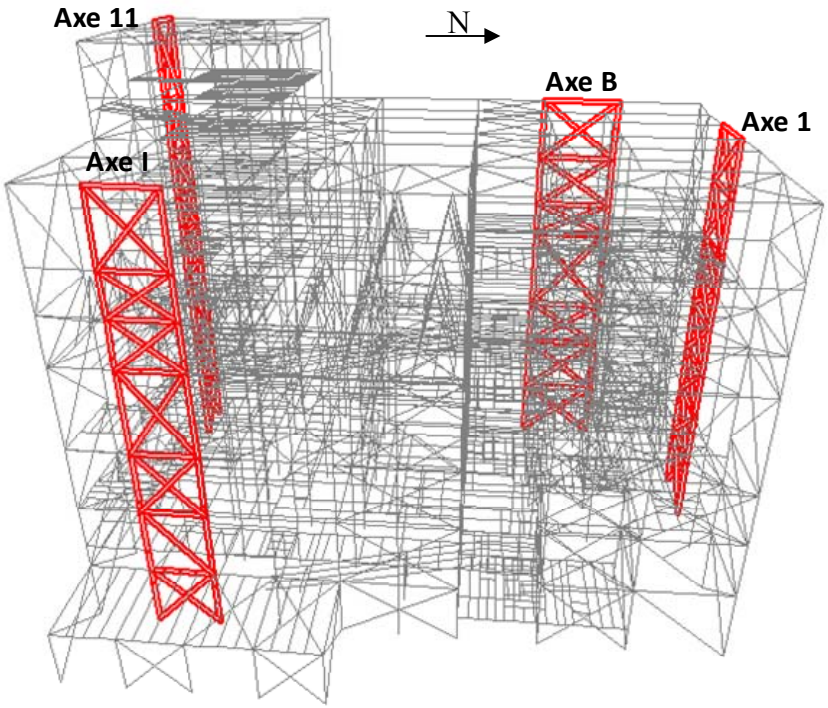


Figure 5.8 : Emplacement des contreventements étudiés

5.6.3 Étude de la validité des méthodes d'analyse statique et spectrale

Description

La première étude effectuée vise à vérifier la validité des méthodes d'analyse statique et spectrale dans le contexte du bâtiment traité. Pour ce faire, les paramètres cités à la section précédente sont déterminés dans les deux directions principales du bâtiment d'après les répartitions de forces statiques équivalentes présentées à la section 5.6.1.1 et selon la méthode d'analyse spectrale décrite à la section 5.6.1.2. Les valeurs obtenues sont par la suite comparées aux valeurs associées provenant des analyses temporelles réalisées dans ces directions et décrites à la section 5.6.1.3.

La Figure 5.9 présente le cisaillement à la base dans chaque direction, déterminé par les méthodes étudiées. Ce graphique présente les valeurs obtenues par les analyses statiques et spectrales calibrées, par les analyses spectrales non calibrées ainsi que par

les analyses temporelles (médiane, 84e centile et maximum). La Figure 5.10 et la Figure 5.12 présentent respectivement les déplacements moyens nord-sud et est-ouest des niveaux étudiés, obtenus selon les différentes méthodes d'analyse considérées. Le sens d'application des charges sismiques est toujours parallèle aux déplacements illustrés. La Figure 5.11 et la Figure 5.13 montrent les efforts axiaux maximums dans les poteaux et dans les diagonales sur la hauteur pour les systèmes sélectionnés, obtenus selon chacune des méthodes. Ces figures présentent respectivement les efforts associés à des charges appliquées en nord-sud et est-ouest. Les valeurs indiquées aux niveaux correspondent aux efforts dans les membrures entre ce point et le niveau immédiatement inférieur.

Dans les graphiques présentés, les courbes STAT-CNBC et STAT-ASCE font référence aux répartitions de charges statiques réalisées selon les méthodes du CNBC 2005 et de la norme ASCE 7-05. Les courbes SPECTRALE sont associées aux analyses selon la méthode du spectre de réponse utilisant la méthode de combinaison CQC. Finalement, les courbes TH-MÉDIANE et TH-84e CEN illustrent les valeurs associées à la médiane et au 84e centile des analyses temporelles par superposition modale.

Résultats

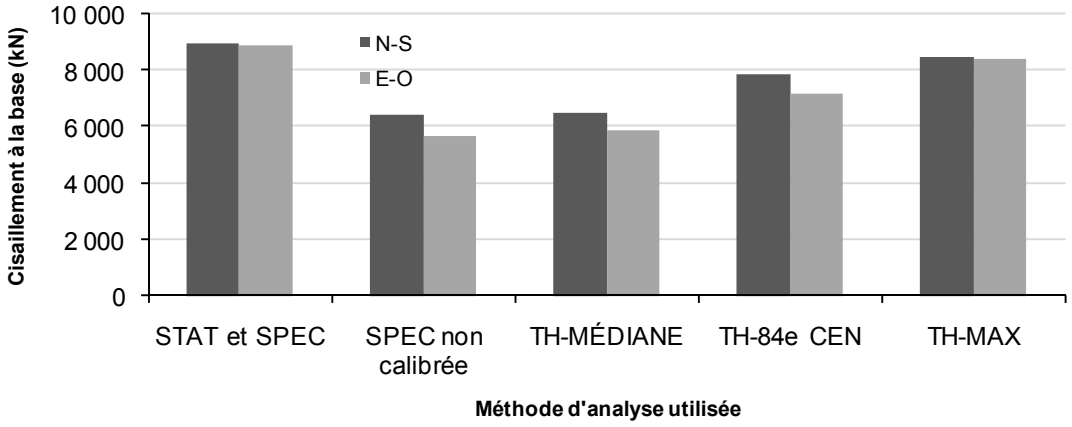


Figure 5.9 : Cisaillements à la base obtenus dans chaque direction selon les méthodes d'analyse

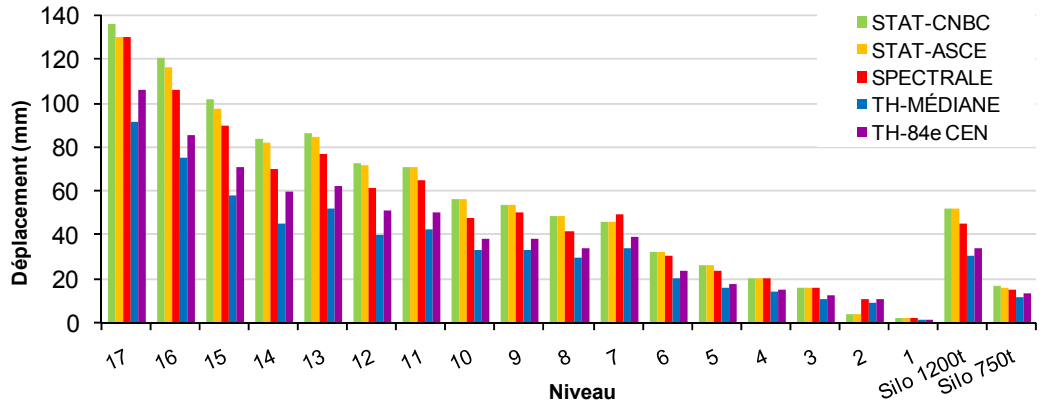


Figure 5.10 : Déplacements moyens N-S sous sollicitation N-S selon les méthodes d'analyse

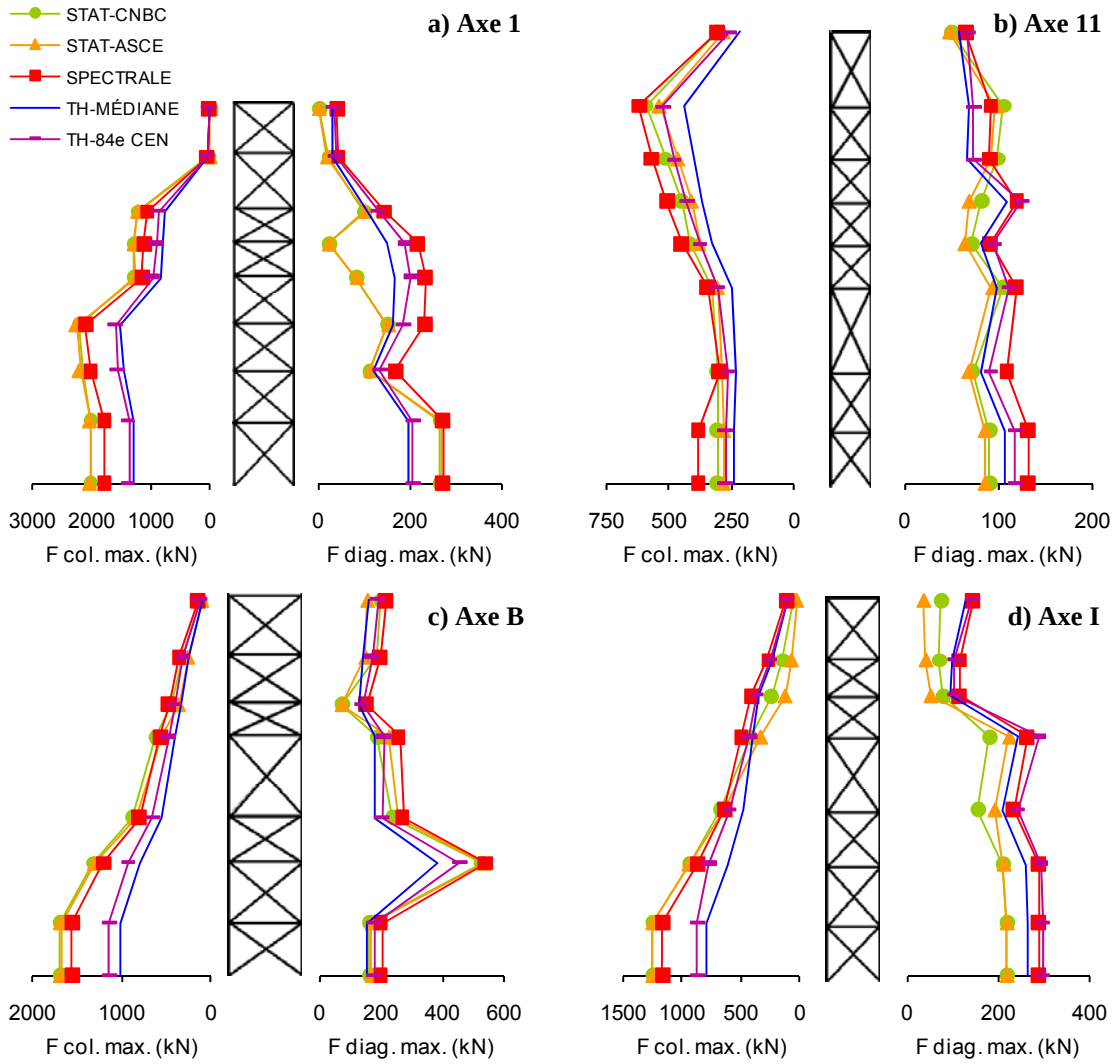


Figure 5.11 : Efforts dans les cadres sous sollicitation N-S selon les méthodes d'analyse

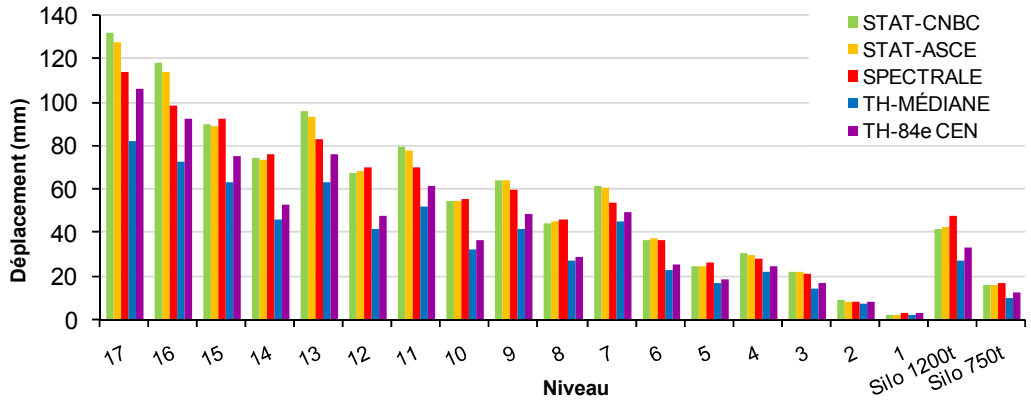


Figure 5.12 : Déplacements moyens E-O sous sollicitation E-O selon les méthodes d'analyse

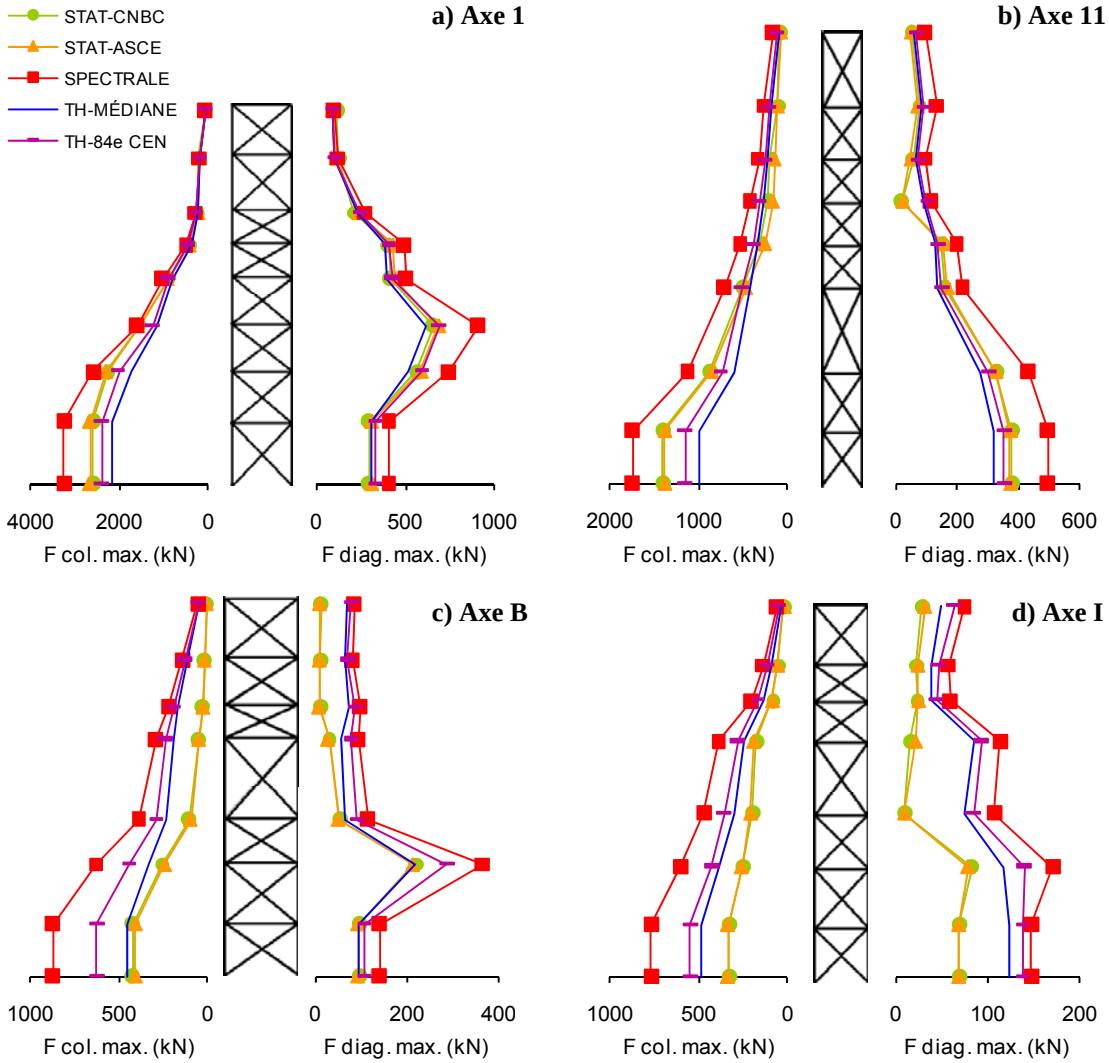


Figure 5.13 : Efforts dans les cadres sous sollicitation E-O selon les méthodes d'analyse

Observations

Les cisaillements à la base obtenus par analyse spectrale non calibrée sont semblables aux valeurs médianes des analyses temporelles. Ces cisaillements provenant de méthodes dynamiques sont toutefois nettement inférieurs aux valeurs statiques déterminées selon le CNBC 2005. En effet, le cisaillement statique est supérieur de 40% en nord-sud et de 55% en est-ouest. De plus, aucune analyse temporelle n'a engendré de cisaillement plus grand que les valeurs statiques. Cela est probablement dû au fait que le cisaillement du CNBC ne prend pas en compte l'annulation de la réponse causée par les modes supérieurs n'agissant pas en phase. Puisqu'un nombre important de modes avec des masses participantes faibles est requis afin d'estimer le comportement du bâtiment, l'effet des annulations est plus significatif.

En comparant les déplacements des niveaux, il ressort tout d'abord que les deux répartitions statiques donnent des résultats semblables. Ces derniers sont supérieurs à ceux provenant d'analyse spectrale calibrée dans la majorité des cas, tout en étant inférieurs de plus de 15% par rapport à la méthode du spectre uniquement au niveau 2 dans la direction nord-sud (65% plus faible). Les déplacements calculés par les analyses spectrales calibrées sont toujours supérieurs à ceux issus des analyses temporelles (médiane et 84e centile). En moyenne, les déplacements d'analyse spectrale sont supérieurs à la médiane des analyses temporelles de 45%. Ce résultat est dans le même ordre de grandeur que la différence des cisaillements à la base. Une telle situation est attribuable aux faits que les méthodes temporelles ne sont pas calibrées et que la méthode spectrale néglige le signe des déplacements dans chacun des modes.

La comparaison des efforts dans les éléments (poteaux et diagonales) des contreventements parallèles au sens d'application du séisme montre que les forces issues des analyses statiques équivalentes sont souvent près de celles calculées par méthode spectrale, tout en étant rarement inférieures à ces dernières de plus de 30%. Les forces provenant d'analyse statique dans les systèmes perpendiculaires sont

cependant parfois largement inférieures aux valeurs des méthodes dynamiques. Finalement, les efforts provenant d'analyse spectrale calibrée sont nettement plus grands que les valeurs médianes de la méthode temporelle (jusqu'au double) et rarement plus petits que le 84e centile. La forme de la répartition des charges par les deux méthodes dynamiques est néanmoins semblable malgré le nombre de modes inclus différent. Ce résultat laisse présager que les différences d'amplitude sont causées par le fait que les analyses temporelles ne sont pas calibrées et que la méthode spectrale perde les signes des efforts.

5.6.4 Étude de la validité de l'analyse selon deux directions orthogonales correspondant à l'orientation des contreventements

Description

Dû à la sensibilité à la torsion du bâtiment étudié et au fait que quelques poteaux fassent partie de SRCL perpendiculaires, il est jugé possible que l'application de charges sismiques selon des directions non principales soit plus critique pour certains éléments de contreventement. L'étude suivante a pour but de vérifier si l'article 4.1.8.8 du CNBC 2005, prescrivant de réaliser l'analyse sismique indépendamment selon les axes principaux du bâtiment, est sécuritaire dans une telle situation.

Pour réaliser cette vérification, les efforts médians dans chacun des systèmes de contreventement obtenus par les analyses temporelles effectuées dans les 4 directions décrites à la section 5.6.1.3 sont déterminés et comparés entre eux. Les efforts maximums déterminés par les analyses spectrales (calibrées) réalisées dans les directions principales sont également comparés afin de voir si ceux-ci sont conservateurs. Dans les graphiques de résultats, les termes N-S, E-O, NO-SE et NE-SO correspondent à l'orientation cartésienne des accélérogrammes.

Résultats

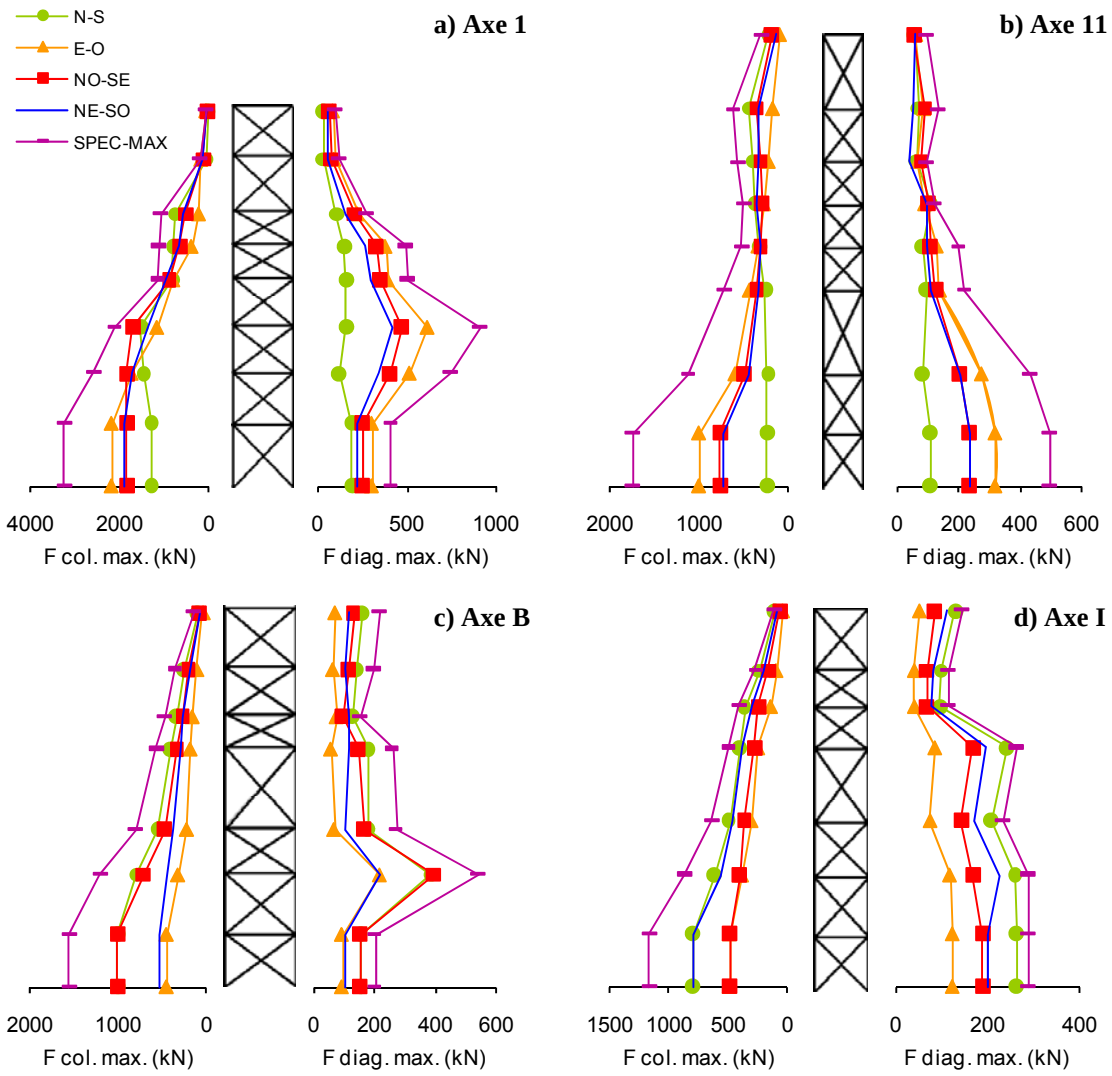


Figure 5.14 : Efforts dans les cadres selon la direction de la charge sismique appliquée

Observations

Les résultats des analyses temporelles montrent que les contreventements dans la direction nord-sud (axes B et I) sont plus sollicités sous un séisme agissant dans une direction qui leur est parallèle. En effet, dans aucun cas une application de charges à 45° ne produit d'efforts plus grands et le séisme agissant perpendiculairement est toujours moins critique.

Pour les systèmes orientés en est-ouest (axes 1 et 11), la direction parallèle est toujours la plus critique pour les diagonales de contreventement. Pour les poteaux, les charges appliquées selon l'orientation nord-sud (perpendiculaire) engendrent cependant des efforts plus importants dans la partie supérieure du bâtiment. Cela est dû au fait que les colonnes en question font partie d'autres SRCL orientés perpendiculairement.

Les efforts maximums issus d'analyses spectrales effectuées selon les directions principales du bâtiment sont plus grands que les valeurs médianes des analyses temporelles dans tous les cas. Cela concorde avec les résultats de l'étude présentée à la section 5.6.3 et montre que l'utilisation de la méthode spectrale calibrée dans les orientations principales permet d'estimer l'enveloppe des efforts pouvant être obtenus par des analyses temporelles effectuées dans toutes les directions.

5.6.5 Validation du nombre de modes inclus dans les analyses temporelles par superposition modale.

Description

Afin d'obtenir la réponse exacte de la structure selon une analyse temporelle par superposition modale, l'ensemble de ses modes de vibration devrait être utilisé (pour le domaine élastique). Étant donné l'ampleur du modèle étudié et le nombre tout aussi grand de modes vibratoires existants, l'extraction modale complète est une tâche impossible à réaliser. Puisque les modes supérieurs ont des réponses s'annulant souvent entre elles, il est néanmoins possible d'effectuer de telles analyses en considérant un nombre limité de modes. Une correction statique peut également être appliquée afin d'obtenir une réponse encore plus réaliste à partir d'un nombre de modes limité.

Puisque l'analyse modale du modèle généré est relativement coûteuse en temps et que la correction statique de la réponse n'est pas disponible dans le logiciel employé, il est

choisi de réaliser les analyses temporelles en employant un nombre restreint mais suffisant de modes pour d'obtenir une stationnarité de la réponse. Afin de valider le nombre de modes à utiliser, la réponse de la structure sous l'accélérogramme E60301 est déterminée dans chacune des directions en faisant varier la quantité de modes inclus. En comparant les cisaillements à la base, les déplacements des niveaux et les efforts dans les membrures des contreventements inspectés, le nombre de modes permettant d'atteindre une réponse stable est défini.

Afin de limiter la quantité d'analyses à effectuer, il est choisi de déterminer la réponse de la structure pour des nombres de modes permettant d'avoir un pourcentage de la masse participante variant de 50 à 90% par tranches de 5%. La réponse est également calculée avec 126 modes, ce qui permet d'avoir près de 96% de la masse effective en nord-sud et 97% en est-ouest, tout en incluant tous les modes qui excitent plus de 0.1% de la masse. Finalement, les réponses obtenues sont comparées à celles d'analyses réalisées en incluant 500 modes, ce qui correspond à une masse participante de près de 100% dans les directions horizontales.

Puisque les résultats obtenus sont semblables pour des charges orientées en nord-sud et en est-ouest, il est choisi ne pas présenter la totalité de ceux-ci. Les cisaillements à la base dans chaque direction sous le séisme E60301 selon le pourcentage de la masse participante sont présentés à la Figure 5.15. Les déplacements moyens est-ouest des niveaux sous des charges est-ouest sont illustrés à la Figure 5.16. Les efforts dans les contreventements étudiés sous des charges en nord-sud sont montrés à la Figure 5.17. Dans ces graphiques, les pourcentages indiquent la proportion de la masse effective en fonction du nombre de modes inclus. Les résultats pour 97% correspondent à ceux des analyses incluant 126 modes. Ceux avec 500 modes sont sous l'étiquette ±100%.

Résultats

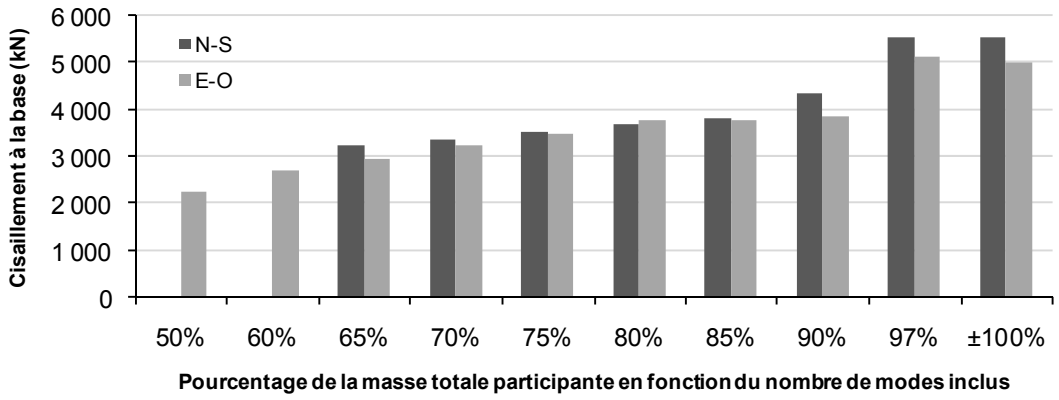


Figure 5.15 : Cisaillements à la base obtenus dans chaque direction sous le séisme E60301 en fonction de la masse participante selon le nombre de modes inclus

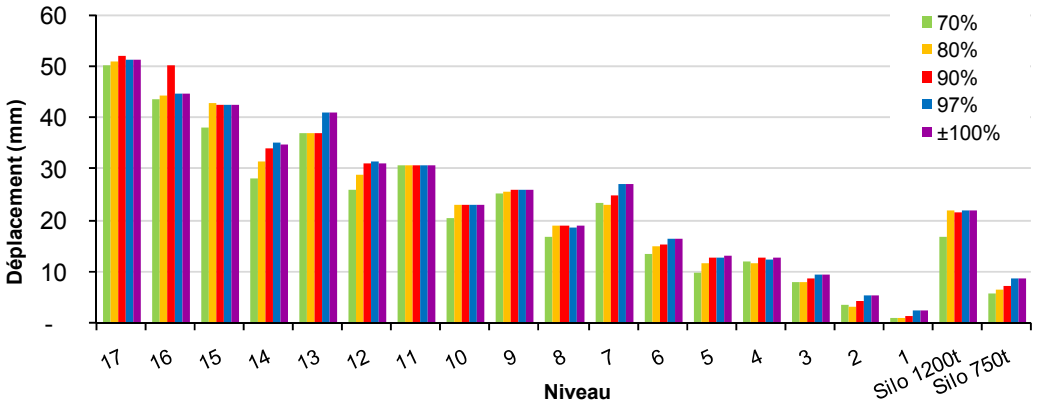


Figure 5.16 : Déplacements moyens E-O sous le séisme E60301 en E-O selon le nombre de modes

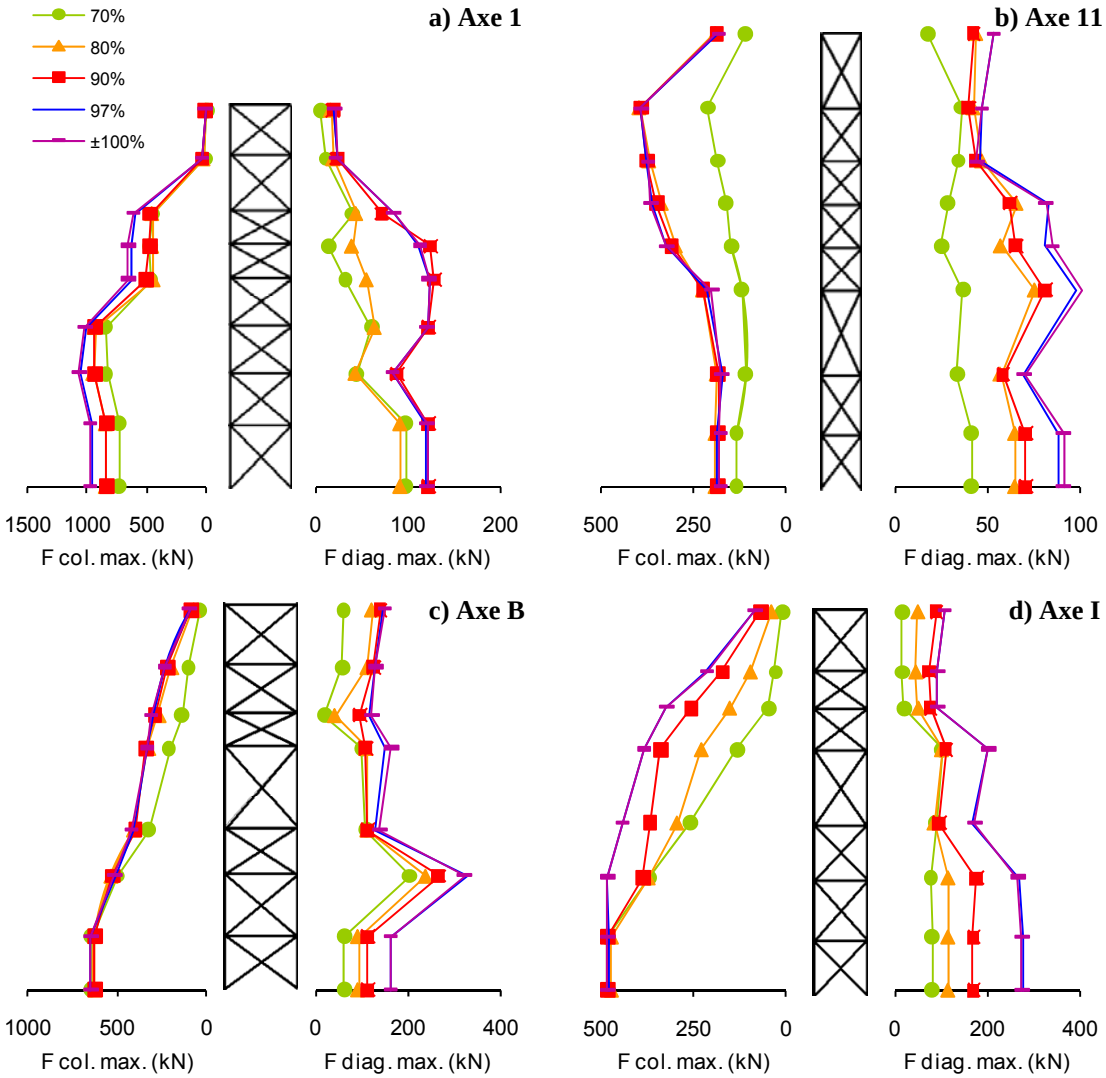


Figure 5.17 : Efforts dans les cadres sous le séisme E60301 en N-S selon le nombre de modes

Observations

Les cisaillements à la base obtenus des analyses indiquent que ce paramètre est plutôt sensible au nombre de modes utilisés. En effet, la valeur de V est toujours croissante au fur et à mesure que la masse participante est augmentée. Puisque le cisaillement s'accroît d'environ 25% en incluant 97% de la masse au lieu de 90%, il apparaît que le fait d'inclure 90% de la masse est insuffisant pour obtenir une valeur du cisaillement adéquate. Puisque les cisaillements obtenus en incluant 97% et ±100% de la masse

sont pratiquement les mêmes dans les deux directions, l'utilisation de 126 modes est jugée convenable pour estimer la valeur de V par les analyses temporelles.

Les déplacements des niveaux obtenus sont moins sensibles au nombre de modes employés. Néanmoins, certains niveaux requièrent l'utilisation d'une quantité élevée de modes afin d'être excités. Les déformations déterminées avec 97% et ±100% de la masse sont égales dans tous les cas.

Les efforts dans les contreventements inspectés constituent le paramètre le plus variable en fonction des modes inclus. En effet, les forces obtenues avec 70% de la masse participante sont jusqu'à 4 fois inférieures aux valeurs trouvées avec ±100%. Les différences sont encore plus marquées dans les niveaux supérieurs et affectent autant les poteaux que les diagonales. Les forces obtenues avec 126 et 500 modes sont toujours égales.

Puisque les paramètres mesurés varient grandement en fonction du nombre de modes inclus, et que les analyses effectuées avec 97% et ±100% de la masse donnent les mêmes résultats dans tous les cas, l'utilisation de 126 modes est jugée convenable pour les analyses temporelles des études effectuées aux sections 5.6.3 et 5.6.4. Ce nombre de modes doit permettre d'obtenir une réponse sous chargement horizontal près de la réalité dans le domaine linéaire, tout en réduisant le temps de calcul et en ne nécessitant pas de correction statique.

5.7 Discussion sur l'étude d'un bâtiment industriel lourd

Les analyses effectuées dans ce chapitre montrent que la réponse d'un bâtiment aussi complexe que celui traité varie grandement selon la méthode d'analyse sismique utilisée. Les résultats obtenus indiquent que le nombre important de modes supérieurs locaux excitant peu de masse entraîne une annulation des réponses de chaque mode qui n'est pas pris en compte par l'équation statique de V du CNBC. Puisque les résultats des analyses temporelles n'ont pas été calibrés, car ils sont jugés comme étant exacts, les cisaillements, déplacements et efforts obtenus par cette méthode sont généralement inférieurs aux valeurs fournies par les analyses statiques et spectrales calibrées.

Les résultats obtenus par la méthode de la force statique équivalente selon les deux répartitions considérées montrent que cette procédure simplifiée permet d'obtenir des déplacements des niveaux très près des valeurs spectrales. Les efforts dans les contreventements sont cependant mésestimés dans plusieurs cas, dû au fait que la méthode statique ne prenne pas correctement en compte l'effet des modes supérieurs. Cette tendance est d'autant plus marquée dans les contreventements qui sont perpendiculaires au sens d'application des charges sismiques où les méthodes statiques donnent des charges jusqu'à 5 fois inférieures. Cela indique que les effets de torsion risquent d'être négligés par la méthode statique pour ce type de bâtiment. Pour toutes ces raisons, l'utilisation obligatoire d'une méthode d'analyse dynamique, telle que définie à l'article 4.1.8.7 du CNBC 2005, apparaît comme étant fondée, pour les bâtiments présentant de telles irrégularités structurales.

La comparaison des efforts obtenus par les analyses temporelles effectuées selon différentes orientations montre que les SRCL sont généralement plus sollicités lorsque les charges sismiques sont appliquées dans une direction qui leur est parallèle. Certains poteaux faisant partie de systèmes orthogonaux sont toutefois plus chargés d'environ 30% lorsque le chargement est appliqué selon d'autres orientations que les principales.

Malgré cela, les efforts maximaux d'analyses spectrales calibrées selon les directions principales du bâtiment sont toujours supérieurs aux valeurs des analyses temporelles. Pour cette raison, même si d'autres orientations peuvent être plus critiques, il est jugé conservateur de déterminer les efforts de dimensionnement par des analyses selon la méthode spectrale dans les deux directions principales du bâtiment lorsque ce dernier a des systèmes de contreventement orthogonaux.

Puisque l'étude effectuée est limitée à un seul bâtiment, cette dernière demeure exploratoire et ne permet pas de tirer des conclusions généralisables. Malgré le fait que le comportement non linéaire de la structure ne soit pas modélisé, les conclusions tirées relativement à la validité des différentes méthodes de prédiction du comportement sismique sont tout de même valables. Néanmoins, des études non linéaires resteraient à être effectuées afin de déterminer la réponse sismique réelle de tels bâtiments en tenant compte de leurs irrégularités structurales et de leur capacité de redistribution des efforts.

Chapitre 6 :
Tests expérimentaux sur des diagonales de contreventement de grandes dimensions à parois minces en acier

Le chapitre qui suit présente les résultats obtenus lors de tests expérimentaux cycliques quasi statiques sur des diagonales de contreventement en acier. Les diagonales sont caractérisées par leur section de grandes dimensions et par un élancement des parois qui dépasse les critères de la norme CSA S16-01 pour les diagonales des systèmes autres que ceux de la catégorie construction conventionnelle (type CC) associée à un facteur R_d égal à 1.5. Ces diagonales représentent les membrures de contreventements pouvant être utilisées dans les bâtiments industriels lourds, ces dernières étant généralement conçues en supposant une faible ductilité associée aux structures de catégorie CC et devant régulièrement résister à d'importantes charges latérales caractéristiques de ces structures.

Dans un premier temps, le programme expérimental est brièvement décrit en présentant les objectifs généraux, les caractéristiques des spécimens testés (choix des spécimens, géométrie, matériau) et les détails du protocole suivi pour les essais (montage, instrumentation, chargement). Le comportement observé lors des tests des spécimens est ensuite présenté. Finalement, l'effet de l'élancement des parois des spécimens sur leur réponse cyclique ainsi que leur capacité de subir des déformations inélastiques sont évalués et les résultats obtenus sont discutés.

6.1 Programme expérimental

6.1.1 Mise en contexte et objectifs généraux

Le programme expérimental consiste en des essais cycliques quasi statiques sur des diagonales de contreventement en acier. Ce programme, réalisé au laboratoire de structures Hydro-Québec de l'École Polytechnique de Montréal, a été initié par le professeur Robert Tremblay et le stagiaire postdoctoral Madhar Haddad. Les stagiaires postdoctoraux Gilberto Martinez, Ali Roufegarinejad et Ali Nour, l'associée de recherche Kathleen Moffat, les stagiaires Thibault Larroque, Chamoin Julien et Charles-Edouard Olivetti ainsi que plusieurs étudiants à l'emploi du laboratoire de structures ont également été impliqués dans ce projet.

L'objectif principal des essais effectués est d'obtenir des données expérimentales sur la réponse inélastique cyclique de diagonales de contreventement de grandes dimensions pouvant être utilisées dans les charpentes d'acier pour résister aux efforts de séisme. Bien que plusieurs tests aient été effectués dans le passé afin de caractériser la performance sismique de diagonales de contreventement, ces études antérieures ont toutes été réalisées sur des spécimens de petites ou de moyennes dimensions. À titre d'exemple, tous les programmes d'essais sur des profilés tubulaires (HSS) ont été effectués sur des spécimens ayant des dimensions maximales de section de 165 mm ou moins (Tremblay et al., 2008). En incluant des spécimens ayant des dimensions de section allant de 152 mm à 305 mm, le programme d'essais réalisé à Polytechnique vise à vérifier l'acuité des normes de conception et à permettre la calibration de modèles analytiques pour des diagonales formées de sections de grandes dimensions. Ce projet doit également servir à évaluer l'utilisation de différents détails d'assemblage et à caractériser l'influence du type de section ainsi que des élancements global et des parois sur la réponse cyclique des diagonales.

Le programme d'essais comprend un total de 35 spécimens, dont 20 profilés tubulaires carrés (RHS), 9 profilés tubulaires circulaires (CHS) et 6 profilés en I (W). Au total, 7 de ces spécimens font partie du projet de maîtrise synthétisé dans ce mémoire. Ces derniers sont ceux ayant des sections RHS ou W qui ne rencontrent pas les critères d'élancement de parois (b_0/t) prescrits pour les diagonales des contreventements à ductilité modérée et limitée (types MD ou LD). Comme déjà mentionné, ces spécimens représentent bien les diagonales de contreventement pouvant être employées dans les bâtiments industriels, car ceux-ci sont généralement conçus sismiquement en supposant une faible ductilité associée aux structures de catégorie CC et ont régulièrement des diagonales de grandes dimensions. Il est à noter que seulement 6 des 7 spécimens faisant partie du projet ont pu être testés puisque l'un des spécimens n'a jamais été reçu du fabricant.

Les sections suivantes décrivent le programme expérimental d'essais cycliques quasi statiques sur des diagonales de contreventement en acier réalisé à l'École Polytechnique de Montréal. La description porte essentiellement sur les 6 spécimens faisant partie du présent projet. Les informations sur les autres spécimens sont uniquement présentées à titre indicatif et pour des fins de comparaison. À noter également que les informations relatées dans cette section et dans les suivantes sont restreintes aux tests des spécimens du projet eux-mêmes. Pour de plus amples détails, tels que les résultats des autres essais du programme, la caractérisation des matériaux et les analyses par éléments finis, le lecteur est invité à consulter le rapport du programme d'essais de diagonales (Tremblay et al., à paraître en 2009).

6.1.2 Spécimens

6.1.2.1 Choix des spécimens du programme expérimental

Les spécimens testés dans ce programme ont été choisis en se basant sur une configuration typique composée d'une diagonale inclinée à 35º connectée à chaque extrémité par un gousset soudé à un poteau et à une poutre, et permettant la rotation plastique survenant lors du flambement de la membrure. Cette configuration, présentée à la Figure 6.1, a été déterminée à partir de l'étude de plusieurs géométries de contreventement (arrangement et dimensions) susceptibles d'être rencontrées dans de réels bâtiments.

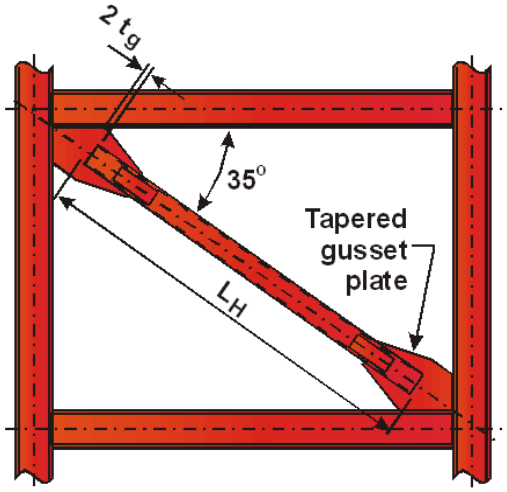


Figure 6.1 : Configuration typique considérée pour le choix des spécimens (Source : Tremblay et al., 2008)

Les spécimens étudiés comprennent des diagonales formées de section tubulaire carrée (RHS) et circulaire (CHS) et de profilé en I (W). Pour les spécimens de section RHS, des configurations d'assemblage favorisant le flambement hors du plan du cadre et dans le plan du cadre sont utilisées. Pour les 2 autres types de section, seules les configurations associées au flambement hors plan sont traitées. Les géométries des assemblages aux goussets des spécimens pour les 4 différents types de section et de modes de flambement étudiés sont schématisées à la Figure 6.2.

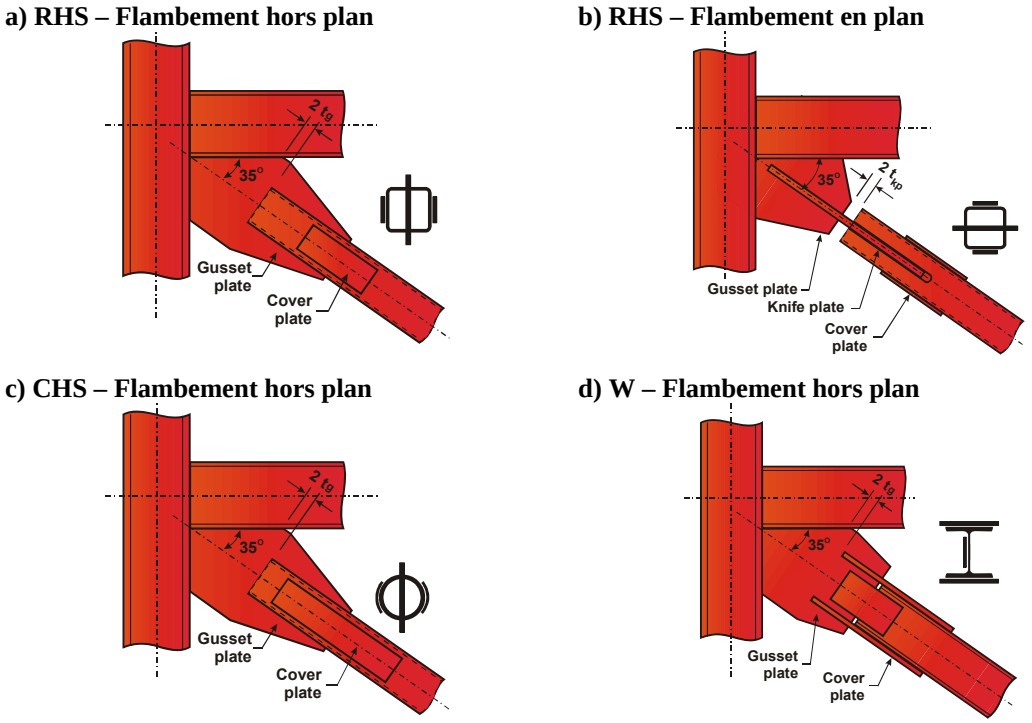


Figure 6.2 : Types de section et de mode de flambement considérés pour le choix des spécimens (Source : Tremblay et al., 2008)

À partir de la configuration choisie, les spécimens du programme d'essais ont été sélectionnés de manière à comprendre des sections de nature, de dimensions et de capacité variées (C_r allant de 1000 à 5000 kN) pour les 4 différents types de section et de modes de flambement étudiés. La longueur des spécimens a été choisie pour faire varier leur élancement (KL/r) entre 40 et 60, ce dernier étant théoriquement calculé avec un coefficient de longueur effective K de 0.9. Le choix des sections est aussi effectué afin de représenter différents élancements de parois (b_0/t) : inférieur, égal et supérieur à la limite de la norme CSA S16-01 pour les diagonales de contreventement de type MD. Les effets des plaques de renforts vis-à-vis les connexions aux goussets, de certains détails particuliers favorisant la formation d'une rotule plastique stable au centre de la diagonale et des propriétés de matériaux (HSS de catégories C et H) sont aussi étudiés. Les caractéristiques nominales des spécimens du programme d'essais sont résumées au Tableau 6.1. Les spécimens faisant partie de ce projet sont en ombrage. Le détail des dimensions mesurées des spécimens est présenté à l'Annexe 4.

Tableau 6.1 : Caractéristiques nominales des spécimens du programme d'essais

Spécimen	Section	A_g (mm2)	KL/r (-)	b_0/t (-)	L_H (mm)	L_{total} (mm)	t_g (mm)	cover plate (mm)
RHS1	HSS 305x205x16	16600	40	16.6	5200	6852	45	19.1x210
RHS2	HSS 254x254x16	13600	40	13.2	4293	5861	38	19.1x160
RHS3[1]	HSS 254x254x13	11800	40	15.5	4338	5964	32	15.9x170
RHS4	HSS 254x254x13	11100	40	17.5	4360	5915	32	15.9x175
RHS5	HSS 254x254x13	11100	40	17.5	4360	5915	32	15.9x175
RHS6[2]	HSS 254x254x13	11100	40	17.5	4360	6339	38	15.9x175
RHS7	HSS 254x254x13	11100	40	17.5	4360	5915	32	-
RHS8	HSS 254x254x13	11100	40	17.5	4360	5915	32	15.9x175
RHS9	HSS 254x254x13	11100	56	17.5	6104	7659	32	12.7x195
RHS10	HSS 254x254x9.5	8490	56	24.7	6191	7733	25	12.7x195
RHS11[4]	HSS 254x254x9.5	8490	40	24.7	4422	5964	25	12.7x195
RHS12	HSS 254x254x9.5	8490	40	24.7	4422	5964	25	9.5x204
RHS13	HSS 254x254x8.0	7150	40	30.4	4444	5909	22	9.5x204
RHS14[3]	HSS 254x254x8.0	7150	40	30.4	4444	5909	22	19.1x125
RHS15	HSS 203x203x13	8680	40	13.2	3436	4978	25	19.1x125
RHS16[2]	HSS 203x203x13	8680	40	13.2	3436	5302	32	19.1x125
RHS17	HSS 203x203x13	8680	40	13.2	3436	4978	25	19.1x125
RHS18	HSS 152x152x13	6280	60	8.9	3767	5225	19	19.1x76
RHS19	HSS 152x152x9.5	4890	60	13.2	3867	5325	19	15.9x97
RHS20	HSS 152x152x9.5	4890	60	13.2	3867	5325	19	-
CHS1	HSS 273x9.5	7385	40	30.7	4154	5618	22	8.9x190
CHS2	HSS 273x9.5	7385	60	30.7	6230	7695	22	8.9x190
CHS3	HSS 273x9.5	7385	40	30.7	4154	5618	22	-
CHS4	HSS 273x6.4	4970	40	46.3	4200	5652	16	8.9x190
CHS53	HSS 273x6.4	4970	40	46.3	4200	5652	16	8.9x190
CHS6	HSS 273x13	9690	40	23.1	4111	5595	32	11.8x190
CHS6b3	HSS 273x13	9690	40	23.1	4111	5595	32	11.8x191
CHS6-WR1[1]	HSS 273x13	9690	40	23.1	4111	5595	32	-
CHS6-WR2[1]	HSS 273x13	9690	40	23.1	4111	5595	32	-
W1	W360x134	17100	40	10.3	4178	5758	45	32x430
W2	W310x129	16500	40	7.5	3467	5106	38	32x380
W3	W310x129	16500	60	7.5	5200	6839	38	32x380
W4	W310x97	12300	60	9.9	5120	6746	32	25x370
W5	W310x86	11000	60	7.8	4247	5730	32	25x330
W6	W250x115	14600	60	5.9	4413	5981	38	32x330

[1] Spécimen formé de HSS formé à chaud ou avec contraintes résiduelles relâchées

[2] Spécimen avec des assemblages favorisant le flambement dans le plan du cadre

[3] Spécimen avec un détail particulier de rotule plastique à mi-portée

[4] Spécimen non testé

6.1.2.2 Géométrie des spécimens étudiés

Comme il a déjà été mentionné, les spécimens du programme expérimental de ce projet sont ceux qui sont formés de section RHS ou W qui ont un b_0/t supérieur à la limite pour servir dans des conceptions ductiles. Les détails de la géométrie des spécimens en question sont présentés à l'Annexe 4 du présent document. Cette annexe présente également les mesures effectuées sur ces spécimens.

6.1.2.3 Propriétés de matériau des spécimens étudiés

Les spécimens faisant partie de ce projet sont faits d'acier de qualité structurale ordinaire, sans traitement particulier. Les spécimens de section RHS sont faits d'un acier ASTM A500 de nuance C pour lequel la limite élastique minimale nominale, F_y, est égale à 345 MPa et la contrainte ultime minimale nominale, F_u, est égale à 427 MPa. Les spécimens de section W sont faits d'un acier ASTM A992 ayant une limite élastique F_y nominale de 345 MPa et une contrainte F_u nominale de 450 MPa.

Afin de caractériser les propriétés des matériaux des spécimens, des essais de traction uniaxiale ont été effectués sur des éprouvettes prélevées sur les mêmes profilés que ceux utilisés pour la fabrication des diagonales testées. Des tests de compression pure sur poteaux courts (stub column test) et des tests de chargement cyclique ont également été réalisés. Le Tableau 6.2 présente les valeurs moyennes des contraintes F_y et F_u et des déformations ultimes et à la rupture, ε_u et ε_{max}, obtenues des essais de traction uniaxiale. Les valeurs de F_y sont déterminées en utilisant la méthode du décalage de 0.2%. Les contraintes associées aux semelles et aux âmes des profilés W sont données de façon séparée. Les valeurs moyennes pour ces spécimens, pondérées selon l'aire respective des semelles et de l'âme, sont également présentées.

Tableau 6.2 : Propriétés de matériau mesurées pour les spécimens du projet

Spécimen	F_y (MPa)	F_u (MPa)	ε_u (%)	ε_{max} (%)
RHS10	420	505	6.7	18.5
RHS12	429	506	7.7	18.3
RHS13-14	342	437	16.5	27.0
W1 (flange)	354	480	15.3	28.1
W1 (web)	384	486	15.2	27.0
W1	360	481	15.3	27.9
W4 (flange)	372	506	17.7	38.5
W4 (web)	391	503	18.1	33.7
W4	377	505	17.8	37.3

6.1.3 Protocole expérimental

6.1.3.1 Description du montage

Les tests sur les diagonales sont effectués dans la presse de 12 MN de capacité du laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal. Les diagonales sont fixées dans la presse à l'aide de mâchoires spécialement conçues pour permettre leur mise en place aisée et pour recréer les conditions frontière de diagonales de contreventement dont les goussets seraient soudés à une poutre et à un poteau. Afin d'obtenir un tel encastrement, les mâchoires serrent les goussets de chaque côté tout en les fixant aux deux extrémités de la presse en retenant des plaques soudées aux goussets de façon à former un T. Les mâchoires inférieure et supérieure sont fixées respectivement à la plaque de base de la presse et à une plaque assemblée à la cellule de charge du vérin de la presse. La position verticale de la tête de la presse est ajustée en fonction de la longueur des spécimens. La Figure 6.3 illustre la mâchoire attachant les spécimens dans la partie inférieure. La Figure 6.4 présente une photo de la même mâchoire. À noter que la mâchoire supérieure est identique, mais orientée dans la direction opposée. La Figure 6.5 montre le positionnement en plan des mâchoires dans la presse de 12 MN.

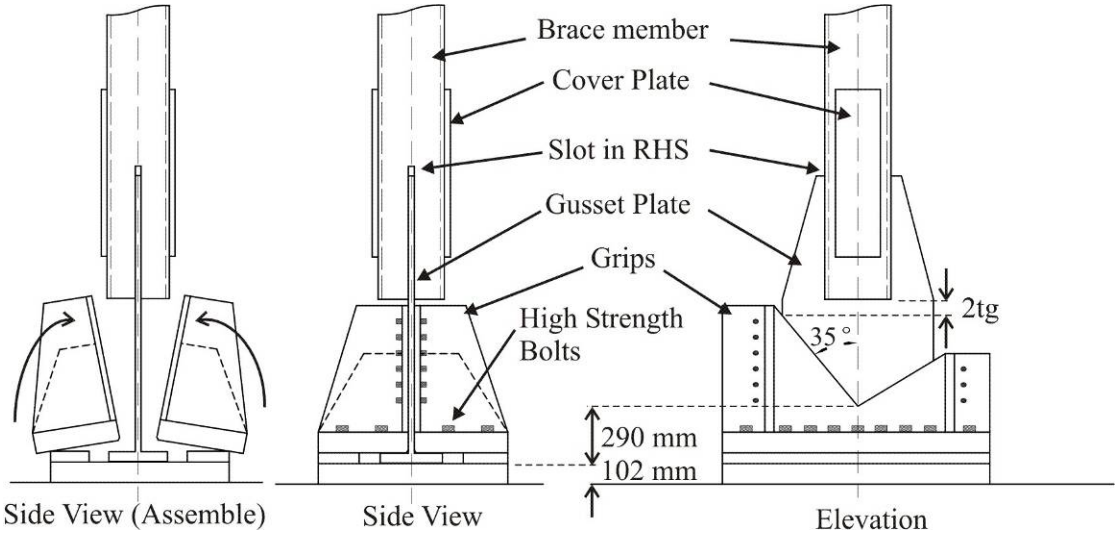


Figure 6.3 : Schéma de la mâchoire inférieure servant à l'attache des spécimens à la presse (Source : Rapport des essais sur les diagonales, Tremblay et al., à paraître en 2009)

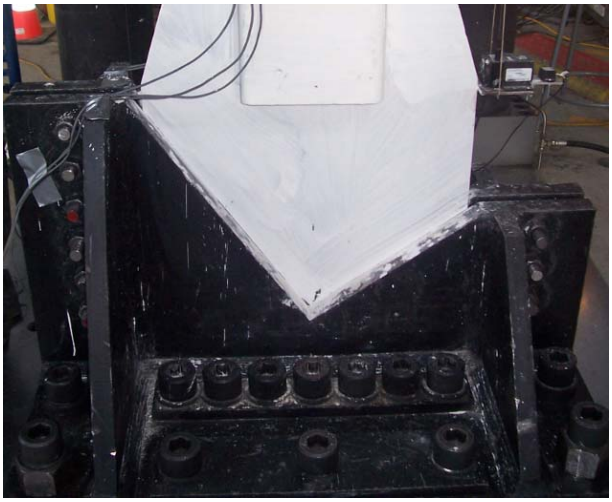


Figure 6.4 : Photo de la mâchoire inférieure

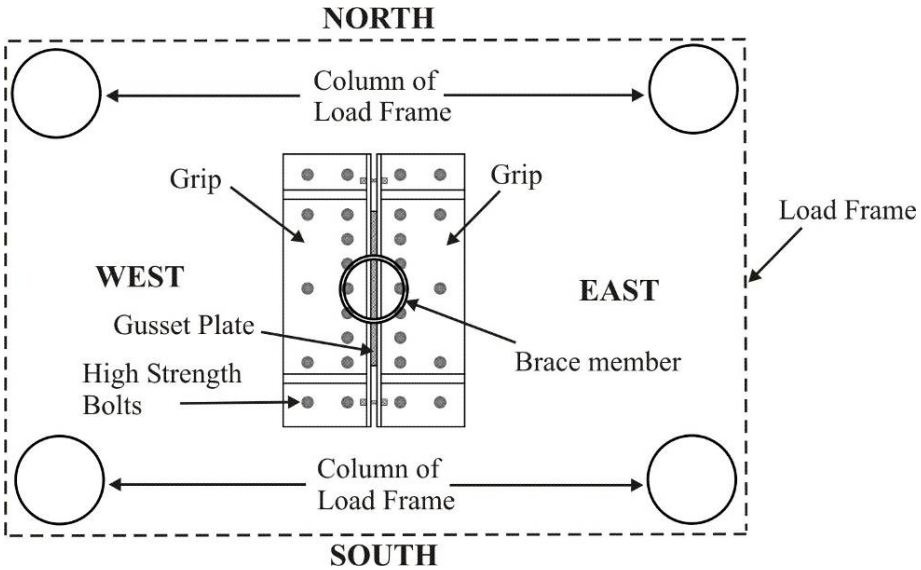


Figure 6.5 : Positionnement en plan des mâchoires dans la presse
(Source : Rapport des essais sur les diagonales, Tremblay et al., à paraître en 2009)

6.1.3.2 Instrumentation

Durant les essais, les efforts axiaux repris par les spécimens sont mesurés par la cellule de charge de la presse. Deux potentiomètres à corde (LVDT) disposés verticalement sont utilisés afin de mesurer le changement de la longueur L_H séparant le centre des rotules plastiques prévues dans les goussets des spécimens (L_H = longueur du profilé plus 2 t_g, t_g étant l'épaisseur du gousset). Ces cordes sont disposées sur les côtés nord et sud des diagonales. La moyenne des lectures de ces deux cordes sert aussi à contrôler la déformation axiale imposée par la presse aux spécimens. Un potentiomètre à corde est employé pour calculer le déplacement hors plan des spécimens dans la direction est-ouest à leur mi-longueur. Deux autres potentiomètres sont utilisés pour mesurer les déplacements en plan, dans la direction nord-sud. En fonction de la direction du flambement, une de ces deux cordes est déconnectée pendant le test afin de ne pas interférer avec la corde verticale située au sud de la diagonale. Deux inclinomètres servent à mesurer la rotation de l'extrémité des diagonales juste à l'intérieur des rotules plastiques se formant dans les goussets. La disposition des 5 potentiomètres à cordes et des 2 inclinomètres utilisés est montrée sur la Figure 6.6.

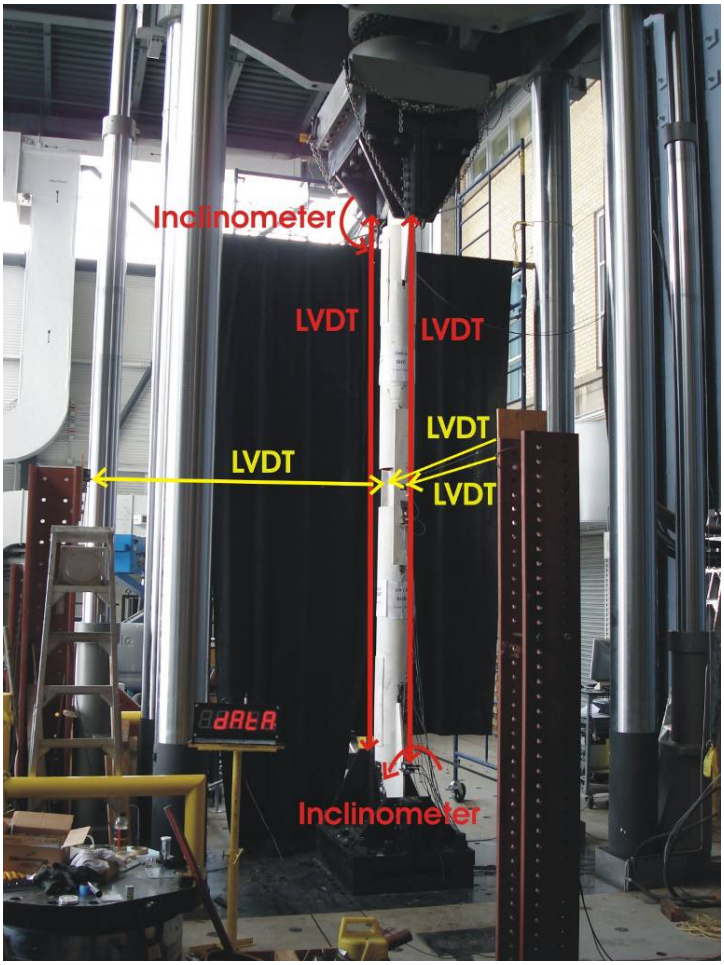


Figure 6.6 : Positionnement des potentiomètres à cordes et des inclinomètres (Source : Rapport des essais sur les diagonales, Tremblay et al., à paraître en 2009)

En plus des potentiomètres et des inclinomètres, des jauges d'extensométrie sont utilisées pour mesurer les déformations à des endroits particuliers des spécimens. Les résultats obtenus de ces jauges doivent servir à mesurer les déformations locales dans les diagonales, principalement à proximité de la rotule plastique à mi-longueur des spécimens ou près des assemblages d'extrémité. Ces mesures peuvent être utilisées aux fins de comparaison avec les résultats d'analyses par éléments finis. La Figure 6.7 montre le positionnement typique des jauges utilisées pour les spécimens formés de section RHS et W. À noter que certains des spécimens ont des jauges supplémentaires ou disposées de façon différente. La position précise des jauges sur les spécimens testés est présentée à l'Annexe 5 avec les déformations mesurées.

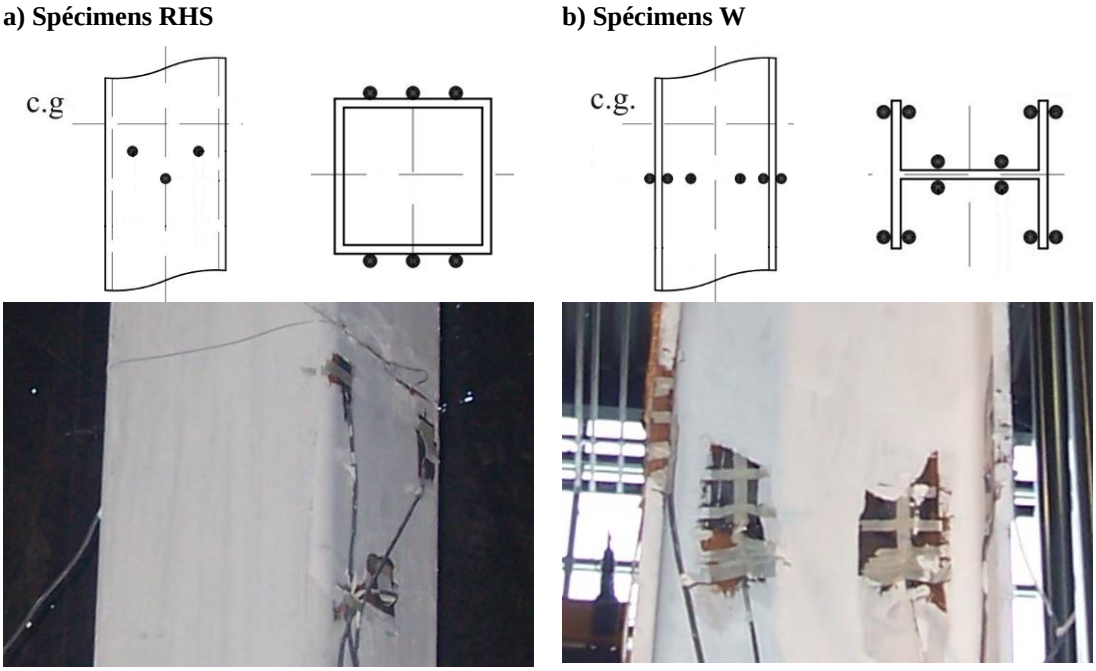


Figure 6.7 : Positionnement typique des jauges d'extensométrie pour les spécimens RHS et W

6.1.3.3 Chargement

Le programme d'essais comprend deux protocoles de chargement cycliques différents qui ont été élaborés pour représenter des déplacements inter-étages du cadre de référence employé lors du choix des spécimens (voir Figure 6.1). Pour les tests, les déplacements axiaux appliqués en tête des diagonales sont calculés pour représenter les déplacements inter-étages souhaités en supposant que les déformations se produisent entièrement entre les rotules formées aux goussets des spécimens (sur la longueur L_H). Le calcul de ces déplacements équivalents est illustré à la Figure 6.8. À noter que le facteur 1.3 représente le rapport entre la distance séparant les rotules formées aux goussets (L_H) et la distance théorique entre les points de rencontre des axes de la diagonale et des poutres à chaque extrémité ($L_{C\text{-}C}$). L'angle θ est égal à 35º, comme spécifié précédemment.

$$\frac{\delta}{L_{hinge}} = 1.3\frac{\Delta}{h_s}\cos\theta\sin\theta \qquad (6.1)$$

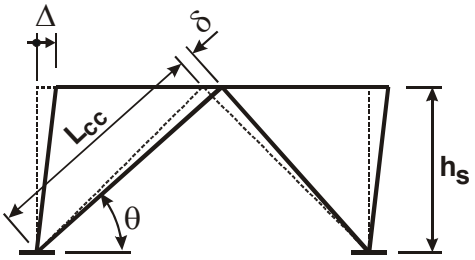


Figure 6.8 : Correspondance entre les déplacements inter-étages et axiaux des spécimens

Le premier protocole de chargement considéré, présenté à la Figure 6.9, est un protocole symétrique représentant les déplacements imposés par un séisme survenant à une grande distance. Jusqu'au 20e cycle, ce protocole reproduit la sollicitation médiane anticipée pour les contreventements concentriques à ductilité modérée (type MD) lorsqu'il sont soumis à des séismes d'une intensité équivalente à une récurrence de 2% en 50 ans à Vancouver (Izvernari et al., 2007). Dans cette séquence, le déplacement inter-étages équivalent maximal est de 1.5% h_s. Par la suite, deux cycles d'amplitudes inférieures sont inclus afin d'évaluer la résistance et la rigidité résiduelles de la diagonale. Le protocole se poursuit en augmentant les amplitudes de déplacement afin de représenter la demande anticipée dans les régions plus actives sismiquement sur la côte ouest américaine (Fell et al., 2006).

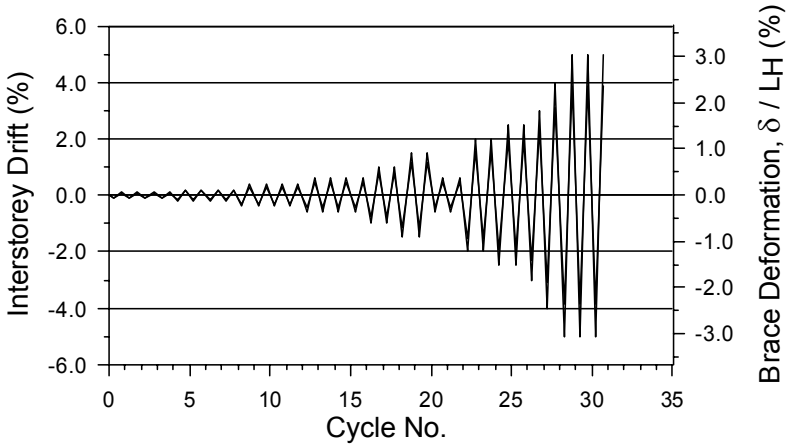


Figure 6.9 : Protocole de chargement symétrique
(Source : Tremblay et al., 2008)

Le second protocole de chargement est illustré à la Figure 6.10. Ce protocole asymétrique représente la demande imposée par un séisme survenant à courte distance. Dans la première partie de ce protocole, les déplacements sont augmentés symétriquement. Par la suite, un grand déplacement en traction est imposé à la membrure. À partir de ce point, le reste du protocole est similaire au chargement symétrique, décalé afin de prendre en compte les déformations permanentes subies en traction. Des spécimens faisant partie de ce projet, seule la diagonale RHS12 est testée avec ce protocole asymétrique. Les spécimens RHS7 et RHS17 ont également été soumis à ce protocole de chargement.

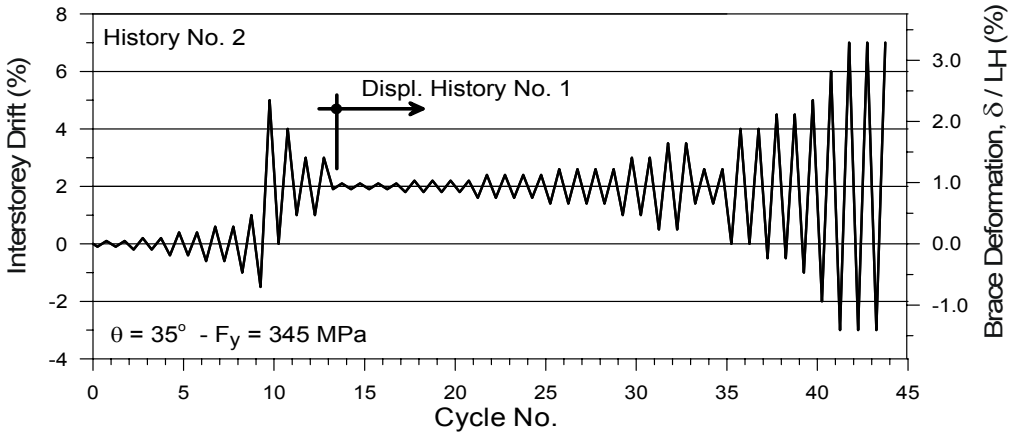


Figure 6.10 : Protocole de chargement asymétrique
(Source : Rapport des essais sur les diagonales, Tremblay et al., à paraître en 2009)

6.2 Comportement des spécimens et sommaires des résultats

Dans cette section, le comportement des spécimens observé durant les essais est décrit. Certaines observations effectuées après les essais sont relatées. Des photos illustrant les événements importants de chacun des tests, de même que les courbes d'hystérésis obtenues sont présentées. Le détail des résultats incluant les historiques de force, des différents déplacements, des rotations aux goussets et des déformations des jauges est présenté à l'Annexe 5.

6.2.1 Spécimen RHS10

Observations en cours d'essai

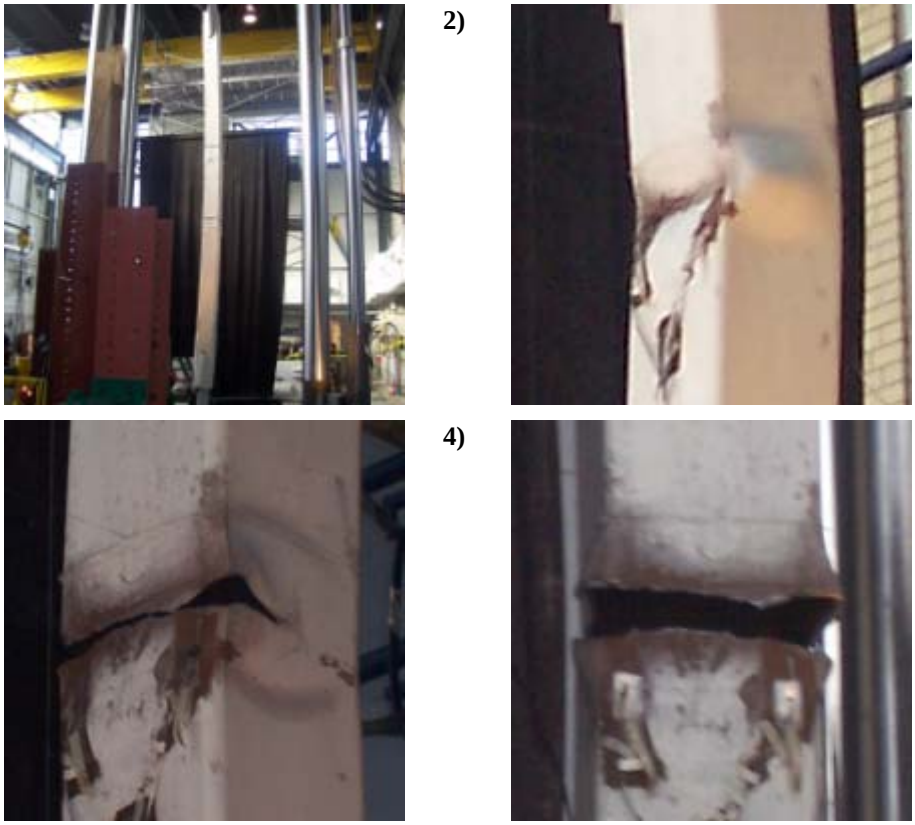
Pendant les 8 premiers cycles de chargement, la diagonale a un comportement essentiellement élastique. Au 9e cycle, à la première application d'une déformation axiale de -15.13 mm (-0.24% L_H), la charge maximale en compression (-2730 kN) est atteinte juste avant le premier flambement vers l'est. Au 13e cycle, lors de la première application d'une déformation axiale de -22.69 mm (-0.37% L_H), le premier voilement local est observé sur la paroi ouest juste au-dessus du centre de la diagonale. Dans ce même cycle, en traction, la charge maximale en traction (3720 kN) est atteinte.

Au 15e cycle, alors que la diagonale est flambée en compression, un léger décollement de la chaux sur les goussets est remarqué. À ce même cycle, en traction, des fissures apparaissent sur les deux coins ouest, au centre de la zone voilée. Au cycle suivant (16e), lors de la quatrième application d'une déformation axiale de +22.69 mm (+0.37% L_H), les fissures se propagent sur les faces nord et sud avant qu'une rupture survienne sur la demi-section. Suite à cette rupture, la diagonale continue à s'étirer, ce qui l'amène dans une position fléchie vers l'ouest dû à l'excentricité dans la partie centrale. Lors du cycle qui suit (17e), en appliquant la première déformation axiale de -37.82 mm (-0.61% L_H), la diagonale flambe davantage vers l'ouest. Cela provoque la propagation des fissures jusqu'aux coins du côté est et une importante plastification des goussets du côté ouest. Dans la seconde moitié de ce même cycle, la diagonale se rompt complètement en traction.

Observations après l'essai

La section de rupture est localisée à environ 10 mm au-dessus du centre de la diagonale. Le fait que les fissures ne sont pas horizontales (étant plus hautes du côté ouest) est remarqué. Sur les goussets, il est observé que la chaux a décollé légèrement à l'est et de façon plus importante à l'ouest.

Photos



1) Flambement du spécimen RHS10, 2) Voilement local du spécimen RHS10,
3) Fissuration et première rupture du spécimen RHS10, 4) Rupture du spécimen RHS10.

Figure 6.11 : Photos des événements importants du test du spécimen RHS10

Courbe d'hystérésis absolue

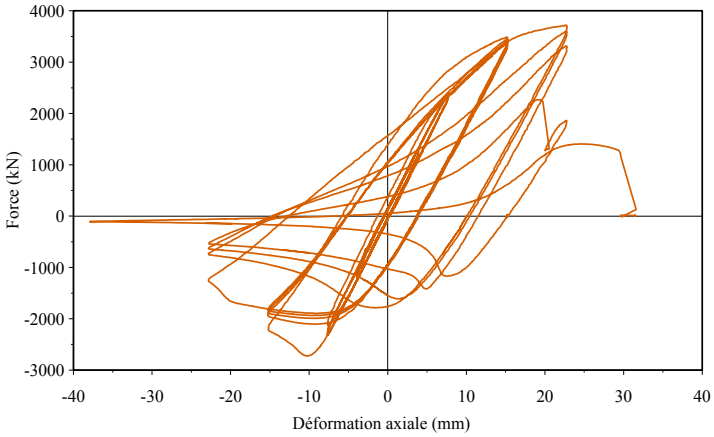


Figure 6.12 : Courbe d'hystérésis obtenue lors du test du spécimen RHS10

6.2.2 Spécimen RHS12

Observations en cours d'essai

Pendant les 4 premiers cycles de chargement, la diagonale a un comportement essentiellement élastique. Au 5e cycle, à la première application d'une déformation axiale de -10.80 mm (-0.24% L_H), la charge maximale en compression (-3160 kN) est atteinte juste avant le premier flambement vers l'est. Au 7e cycle, lors de la première application d'une déformation axiale de -16.21 mm (-0.37% L_H), le premier voilement local est observé sur la paroi ouest au-dessus du centre de la diagonale. Dans ce même cycle, la charge maximale en traction (3820 kN) est atteinte.

Au cycle 8, à la seconde application d'une déformation axiale de -16.21 mm (-0.37% L_H), un léger décollement de la chaux sur les goussets est noté. Dans ce même cycle, en traction, des fissures apparaissent sur la paroi ouest au centre de la zone voilée. Au cycle suivant (9e), lors de l'application d'une déformation axiale de +27.01 mm (+0.61% L_H), les fissures se propagent aux faces nord et sud davantage en tournant les coins de la face ouest jusqu'à une première rupture en traction sur la demi-section. Lors du cycle qui suit (10e), la section s'ouvre jusqu'aux coins est, avant de se rompre complètement sous une déformation axiale de +35.31 mm (+0.80% L_H).

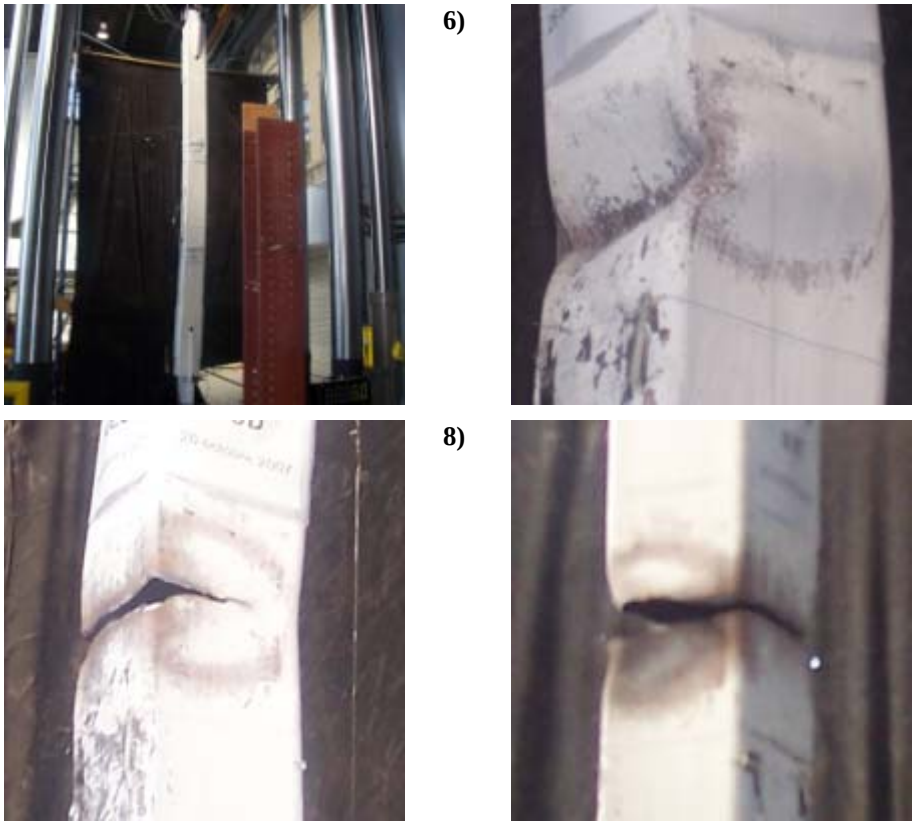
Observations après l'essai

La section de rupture est localisée à environ 155 mm au-dessus du centre de la diagonale. Sur les goussets, un léger décollement de la chaux au lieu d'une bande marquée est observé.

Photos

5) 6)

7) 8)



5) Flambement du spécimen RHS12, 6) Voilement local du spécimen RHS12,
7) Fissuration et première rupture du spécimen RHS12, 8) Rupture du spécimen RHS12.

Figure 6.13 : Photos des événements importants du test du spécimen RHS12

Courbe d'hystérésis absolue

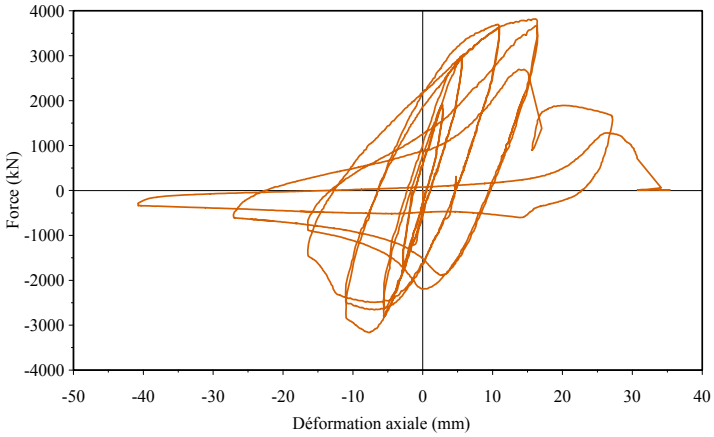


Figure 6.14 : Courbe d'hystérésis obtenue lors du test du spécimen RHS12

6.2.3 Spécimen RHS13

Observations en cours d'essai

Dès le début du test, il apparaît que l'inclinomètre du bas ne répond pas bien. Étant donné que la diagonale n'a pas encore subi de déformations inélastiques, l'instrument défectueux est remplacé et le test est recommencé depuis le début.

Pendant les 8 premiers cycles de chargement, la diagonale a un comportement élastique. Au cycle 9, à la première application d'une déformation axiale de -10.86 mm (-0.24% L_H), la charge maximale en compression (-2310 kN) est atteinte juste avant le premier flambement vers l'est. Dans ce même cycle, la charge maximale en traction (2660 kN) est atteinte. Au cycle suivant (10e), le premier voilement local est observé sur la paroi ouest en dessous du centre de la diagonale.

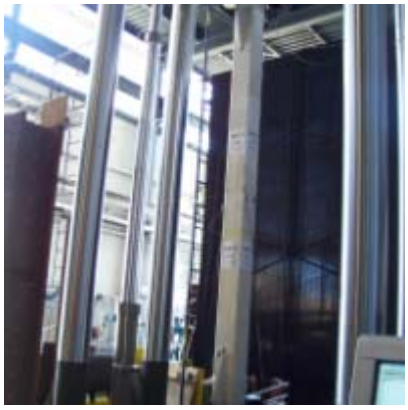
Lors du 12e cycle, à la quatrième application d'une déformation axiale de +16.29 mm (+0.37% L_H), des fissures apparaissent sur la paroi ouest au centre des coins voilés. Au cycle 13, des stries se forment sur les côtés est des goussets de la diagonale flambée. À ce même cycle, en traction, les fissures sur la face ouest s'ouvrent davantage formant alors des ouvertures ovales.

Au cycle 14, la diagonale subit sa première rupture en traction sur la demi-largeur de la section du côté ouest. Au fil des cycles qui suivent, les fissures des parois sud et nord se propagent graduellement pour atteindre la face est au cycle 17. Après avoir résisté à des déformations axiales de ±27.15 mm (±0.61% L_H) pendant deux cycles, la diagonale subit la rupture finale en traction au cycle 19 sous une déformation axiale de +29.7 mm (+0.67% L_H).

Observations après l'essai

La section de rupture est localisée à environ 190 mm en dessous du centre de la diagonale. Sur les goussets, des stries dans la chaux sont observées au lieu d'une bande marquée.

Photos

9)  **10)**

9) Flambement du spécimen RHS13, 10) Voilement local du spécimen RHS13.

Figure 6.15 : Photos des événements importants du test du spécimen RHS13

Courbe d'hystérésis absolue

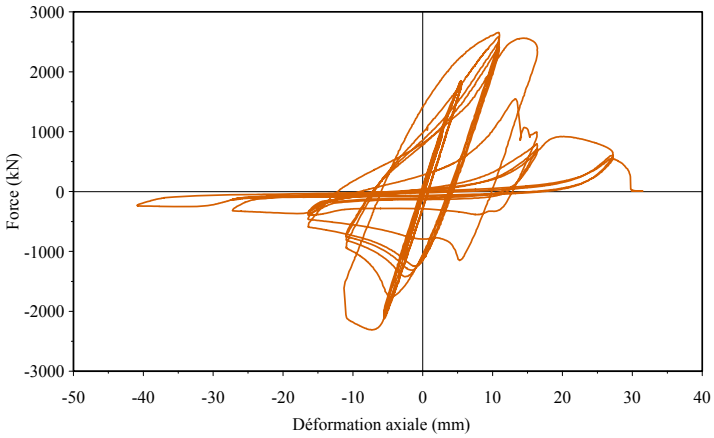


Figure 6.16 : Courbe d'hystérésis obtenue lors du test du spécimen RHS13

6.2.4 Spécimen RHS14

Observations en cours d'essai

Peu de temps après le début du test, il apparaît que l'inclinomètre du bas ne répond pas bien. Puisque la diagonale a déjà subi quelques cycles de déformations plastiques, il est choisi de continuer le test sans changer l'instrument défectueux.

Pendant les 8 premiers cycles de chargement, la diagonale a un comportement quasi élastique. Au cycle 9, à la première application d'une déformation axiale de -10.86 mm (-0.24% L_H), la charge maximale en compression (-2340 kN) est atteinte juste avant le premier flambement vers l'est. Tout juste après, au même cycle, le premier voilement local est observé sur la paroi ouest au-dessus des plaques de la zone de rotule. Toujours dans ce même cycle, la charge maximale en traction (2740 kN) est atteinte.

Lors du 12e cycle, à la quatrième application d'une déformation axiale de +16.29 mm (+0.37% L_H), des fissures apparaissent en traction sur la paroi ouest au centre de la zone voilée. Au cycle 13, à la première application d'une déformation axiale de -16.29 mm
(-0.37% L_H), un craquement sourd est entendu alors que la pièce est comprimée. Au même cycle, la première rupture en traction survient. La diagonale s'ouvre alors sur environ la demi-largeur de sa section.

Au cycle 14, des stries apparaissent sur les goussets du côté est. Au fil des cycles qui suivent, les fissures des parois sud et nord se propagent graduellement pour atteindre la face est au cycle 17. Après avoir résisté à des déformations axiales de ±27.15 mm (±0.61% L_H) pendant deux cycles, la diagonale subit la rupture finale en traction au 19e cycle, sous un déplacement de +27.5 mm (+0.62% L_H).

Observations après l'essai

La section de rupture est localisée à environ 680 mm au-dessus du centre de la diagonale. Sur les goussets, des stries dans la chaux sont observées. Le spécimen n'a pas eu le comportement anticipé. La rotule plastique ne s'est pas formée dans le détail spécifique prévu à cet effet afin d'assurer un comportement inélastique stable. Un voilement des parois de l'un des tubes est plutôt apparu au-dessus du détail en question. Le spécimen a ensuite subi un nombre limité de cycles avant la rupture. Son comportement global a été presque identique à celui du spécimen RHS13, présentant les mêmes caractéristiques sans détail de rotule plastique.

Photos

11)

12)

13)

11) Détail de rotule plastique à mi-portée du spécimen RHS14, 12) Section de rupture du spécimen RHS14, 13) Plastification du gousset supérieur du spécimen RHS14.

Figure 6.17 : Photos du spécimen RHS14

Courbe d'hystérésis absolue

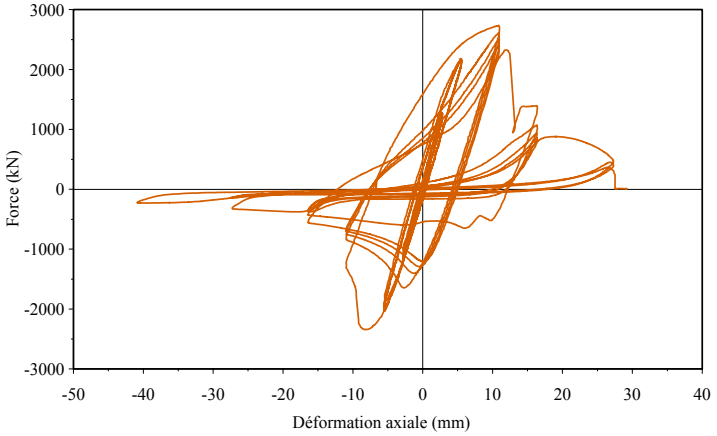


Figure 6.18 : Courbe d'hystérésis obtenue lors du test du spécimen RHS14

6.2.5 Spécimen W1

Observations en cours d'essai

Dès le début de la mise en compression du spécimen, des craquements sourds se font entendre. Pendant les 4 premiers cycles de chargement, la diagonale a un comportement essentiellement élastique. Au 5e cycle, à la première application d'une déformation axiale de +5.10 mm (+0.12% L_H), à une charge de +5340 kN, l'apparition de stries horizontales et à 45° dans la chaux sur l'âme est remarquée. Cela est associé à la plastification en traction de la pièce.

Au début du 9e cycle, à la première application d'une déformation axiale de -10.21 mm (-0.24% L_H), la charge maximale en compression (-6000 kN) est atteinte juste avant le premier flambement vers l'ouest. Ce flambement est associé à un décollement important de la chaux sur les semelles faisant apparaître un champ de stries orientées à 45°. Au 10e cycle, l'apparition de voilement local des semelles du côté est est observée au centre du spécimen. Ce voilement est initialement plus marqué sur la semelle sud-est. Au 11e cycle, un début de plastification des goussets est remarqué.

Au 13e cycle, lors de la première application d'une déformation axiale de -15.31 mm (-0.37% L_H), l'âme du spécimen se voile légèrement. Au 17e cycle, une distorsion des semelles du côté ouest est observée alors que la pièce est allongée (voir Figure 6.19, photo 16). Cela est attribuable au fait que le flambement de la section lui a fait subir d'importantes déformations permanentes en allongement. Ces déformations étant plus grandes aux extrémités des semelles ouest que vis-à-vis l'âme, les semelles doivent se distordre lorsque la pièce est remise en traction.

Au cycle 19, la charge maximale en traction (6430 kN) est atteinte. Au 20e cycle, lors de la deuxième déformation axiale de +38.28 mm (+0.92% L_H), une rupture de la pièce tendue est observée à la jonction de l'âme et de la semelle nord-est (voir Figure 6.19, photo 17). Cette rupture survient de façon brutale et s'accompagne d'un fort bruit. Au même cycle, dans l'ordre, le reste de la semelle N-E se rompt, une fissure se forme spontanément sur toute la semelle S-E et des fissures partant des semelles se propagent graduellement sur toute l'âme du spécimen. À ce moment, la diagonale n'est plus jointe que par les semelles situées du côté ouest (voir Figure 6.19, photo 18). Lors des cycles qui suivent, tant en traction qu'en compression, des fissures se propagent lentement sur les semelles encore jointes. La pièce n'a presque plus aucune capacité à ce moment. La rupture finale est observée au cycle 23 sans provoquer de choc.

Observations après l'essai

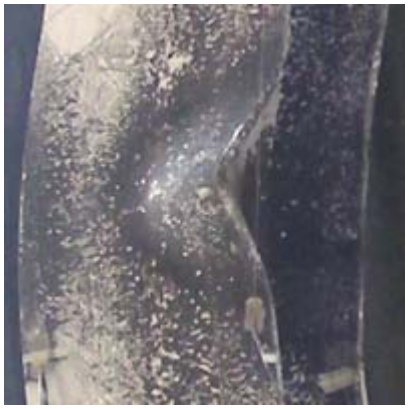
La rupture est localisée à environ 15 mm au-dessus du centre de la diagonale. Sur l'âme, plusieurs stries horizontales sont remarquées. Ces stries sont principalement localisées dans la partie supérieure de la pièce, ce qui est probablement due à une application non uniforme de la chaux. Sur les semelles, le champ de stries est incliné à 45°. Cela est dû au fait que la pièce a subi d'importantes déformations plastiques lors de son flambement (plastification en cisaillement) et de son allongement. Sur les goussets, la chaux s'est décollée sur de larges bandes horizontales, ce qui laisse croire que d'importantes déformations inélastiques ont eu lieu à ces endroits.

Photos

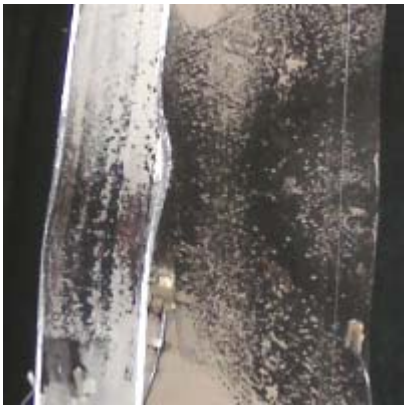
14)

15)

16)



17)



18)

19)

14) Flambement du spécimen W1, 15) Plastification de l'âme du spécimen W1,
16) Voilement du spécimen W1, 17) Distorsion des semelles tendues du spécimen W1,
18) Première rupture du spécimen W1, 19) Propagation des fissures du spécimen W1.

Figure 6.19 : Photos des événements importants du test du spécimen W1

Courbe d'hystérésis absolue

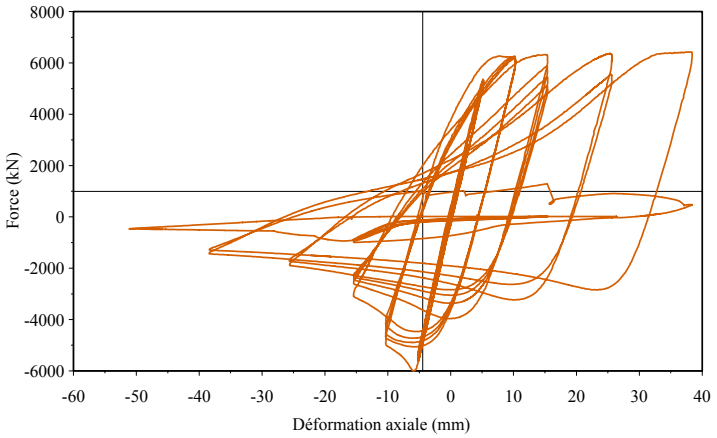


Figure 6.20 : Courbe d'hystérésis obtenue lors du test du spécimen W1

6.2.6 Spécimen W4

Observations en cours d'essai

Dès le début du chargement en compression du spécimen, des craquements se font entendre. Lors des 8 premiers cycles de chargement, la diagonale a un comportement essentiellement élastique. Au 9e cycle, à la première application d'une déformation axiale de -12.51 mm (-0.24% L_H), la charge maximale en compression (-3900 kN) est atteinte juste avant le premier flambement vers l'est. Ce flambement est associé à un décollement important de la chaux sur les semelles faisant apparaître un champ de stries orientées à 45°. À ce même cycle, une plastification de la pièce en traction associée à l'apparition de stries horizontales est observée, principalement sur l'âme.

Au début du 12e cycle, à la quatrième application du déplacement de -12.51 mm (-0.24% L_H), un voilement local des semelles au centre du spécimen, vers l'intérieur et du côté ouest est observée. Dans ce même cycle, en traction, un début de plastification en flexion des goussets du côté est remarqué. Au 14e cycle, une distorsion des semelles du côté ainsi qu'un bombement de l'âme vers l'est est observé alors que la pièce est en traction (voir Figure 6.21, photo 22). Cela est attribuable au fait que le flambement de

la section lui a fait subir d'importantes déformations permanentes en allongement. Ces déformations étant plus grandes aux extrémités des semelles ouest que vis-à-vis de l'âme, les semelles doivent se distordre lorsque la pièce est soumise à de la traction.

Après avoir complété 17.5 cycles, il est jugé pertinent de retirer l'élastique attachant les cordes horizontales au spécimen afin d'éviter une situation dangereuse lors de la rupture. En détachant l'élastique, une corde de contrôle verticale est accrochée, provoquant un déplacement vers le bas de la presse d'environ 10 mm. Puisque cet incident est survenu alors que la charge appliquée sur la diagonale était quasiment nulle, il est jugé que le spécimen n'a pas été endommagé et que les résultats subséquents demeurent valides.

Au 19e cycle, à la première application d'une déformation axiale de +46.91 mm, la charge maximale en traction (4760 kN) est atteinte. Le voilement des semelles du côté est et le bombement de l'âme sont alors plus marqués. Au 23e cycle, à la première application d'une déformation axiale de +62.55 mm (+1.22% L_H), les deux semelles ouest subissent une rupture quasi simultanée. En poursuivant l'allongement de la pièce, les fissures se propagent dans l'âme et les semelles du côté est. À la fin de ce cycle en traction, il ne reste qu'environ 25 mm au bout des semelles à l'est qui ne sont pas rompues. Au 24e cycle, la rupture finale est observée alors que la diagonale est fléchie en compression, les ailes du côté est étant alors du côté tendu par la flexion.

<u>Observations après l'essai</u>

La section de rupture est localisée à environ 87 mm au-dessous du centre de la diagonale. Sur l'âme, plusieurs stries horizontales et à 45° sont remarquées. Sur les semelles, le champ de stries est incliné à 45°. Cela est dû au fait que la pièce a subi d'importantes déformations plastiques lors de son flambement (plastification en cisaillement) et de son allongement. Un décollement de la chaux plus important sur les semelles à proximité des plaques aux assemblages est remarqué, ce qui laisse croire à un début de formation de rotule plastique à ces endroits où la rigidité en flexion est

modifiée. Finalement, sur les goussets, de larges bandes horizontales sont observées où la chaux s'est décollé ce qui permet de supposer que d'importantes déformations inélastiques ont eu lieu en flexion à ces endroits.

Photos

20)

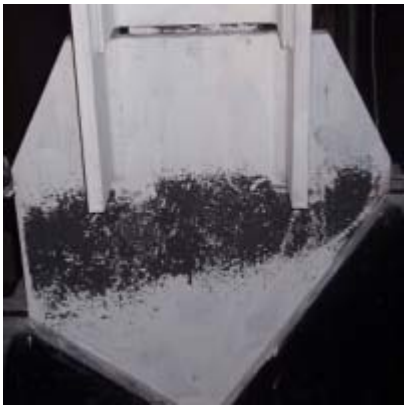
21)

22)

23)

24)

25)



20) Flambement du spécimen W4, 21) Voilement local du spécimen W4, 22) Distorsion des semelles du côté tendu du spécimen W4, 23) Rupture en traction du spécimen W4,
24) Section de rupture du spécimen W4, 25) Plastification des goussets du spécimen W4.

Figure 6.21 : Photos des événements importants du test du spécimen W4

Courbe d'hystérésis absolue

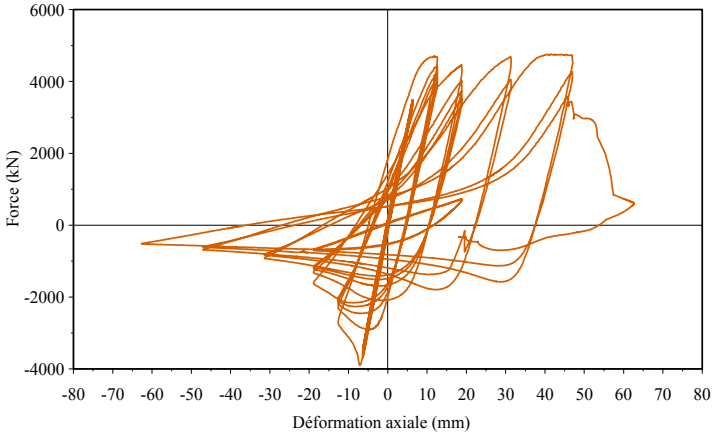
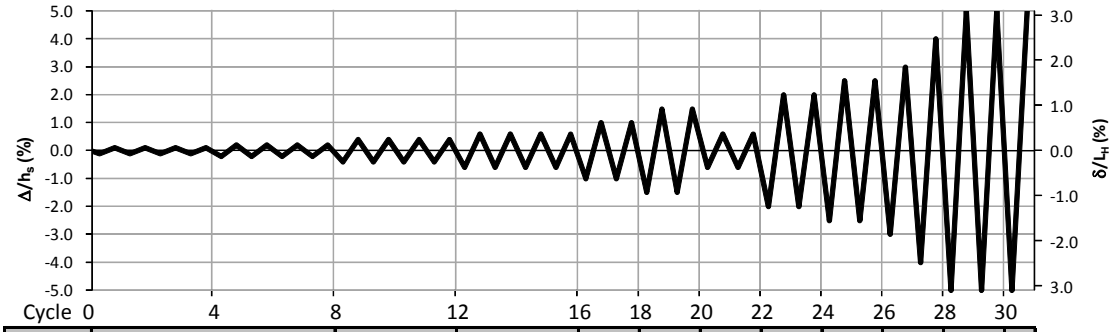


Figure 6.22 : Courbe d'hystérésis obtenue lors du test du spécimen W4

6.3 Impact de l'élancement des parois sur le comportement

Cette section vise à étudier l'effet de l'élancement des parois de la section des diagonales sur leur comportement cyclique. Pour ce faire, une comparaison du comportement de certains spécimens est effectuée. Les comparaisons sont réalisées entre des spécimens qui ont différents rapports d'élancement de parois (b_0/t), mais qui présentent le même type de section et le même élancement global (KL/r) car ces paramètres sont aussi susceptibles d'influencer le comportement cyclique inélastique des diagonales. Pour les sections W, l'élancement des semelles est le paramètre retenu ($b_0 = b/2$). La Figure 6.23 indique pour chaque spécimen le moment lors du protocole de chargement où sont survenus les principaux événements caractérisant le comportement des diagonales : F = flambement global, V = voilement local, C = fissuration, R_1 = début de la rupture et R = rupture complète. À noter que les valeurs de b_0/t et de KL/r indiquées dans cette figure sont déterminées à partir des caractéristiques nominales des spécimens. La valeur théorique de K utilisé pour de calcul est de 0.9.



RHS13	KL/r = 40, b_0/t = 30.4	F V C	R_1		R						
RHS14	KL/r = 40, b_0/t = 30.4	F-V C	R_1		R						
RHS4	KL/r = 40, b_0/t = 17.5	F		V C	R						
RHS5	KL/r = 40, b_0/t = 17.5	F		V	C		R				
RHS2	KL/r = 40, b_0/t = 13.2	F			V	C		R			
RHS10	KL/r = 56, b_0/t = 24.7	F	V C-R_1	R							
RHS9	KL/r = 56, b_0/t = 17.5	F		V C	R						
W1	KL/r = 40, b_0/t = 10.3	F V			C		R				
W2	KL/r = 40, b_0/t = 7.5	F		V			C	R			
W4	KL/ r= 60, b_0/t = 9.9	F V					R				
W3	KL/r = 60, b_0/t = 7.5	F					V		R		
W5	KL/r = 60, b_0/t = 7.8	F		V			C	R			
W6	KL/r = 60, b_0/t = 5.9	F						v			R

Figure 6.23 : Influence de l'élancement des parois des diagonales sur leur comportement

Les résultats sur la Figure 6.23 révèlent l'effet certain de l'élancement des parois des diagonales sur leur comportement cyclique. Dans tous les cas, les spécimens étudiés dans ce projet ont des valeurs de b_0/t qui dépassent les limites de la norme CSA S16-01 pour être utilisées dans une conception sismique ductile. Pour un KL/r inférieur à 100, ces limites sont de $330/\sqrt{F_y}$ pour les parois des HSS et de $145/\sqrt{F_y}$ pour les semelles des profilés W (article 27.5.3.2 de la norme CSA S16-01). Pour une valeur de F_y égale à 345 MPa, les élancements de parois limites sont 17.8 et 7.8 pour ces éléments. Il est également noté que tous les spécimens étudiés ont subi un voilement local, une fissuration et une rupture plus hâtifs que des spécimens de même type avec un même élancement global, mais des parois moins élancées. L'occurrence du flambement des diagonales ne semble pas être affectée par l'élancement des parois.

Les résultats obtenus permettent également de vérifier l'effet de l'élancement global sur le comportement cyclique inélastique. De façon générale, la réponse des diagonales

doit être améliorée lorsque l'élancement effectif KL/r s'accroît, parce que l'amplitude des contraintes de compression dans la rotule plastique se formant à mi-portée lors du flambement est plus faible. Pour les spécimens de section W étudiés, cet effet est observé entre les diagonales W2 et W3 qui sont identiques sauf pour la longueur. Dans ce cas, l'augmentation de la longueur a retardé l'apparition du voilement local et la rupture du spécimen W3. Pour les spécimens de section RHS, l'effet bénéfique de l'augmentation de KL/r est moins évident. Par exemple, malgré le fait que le spécimen RHS9 ait un élancement supérieur aux diagonales de même section RHS4 et RHS5, sa dégradation est équivalente à celle de la diagonale RHS4 et plus rapide que pour le spécimen RHS5. À cause de la perte du spécimen RHS12, aucun autre couple de diagonales RHS de même section avec des élancements différents n'a pu être testé avec le même protocole de chargement. Il est donc difficile de statuer sur l'effet de l'élancement global sur la réponse cyclique des diagonales RHS à partir des résultats de ce programme expérimental.

Les comparaisons effectuées montrent finalement que les diagonales de section W ont un bien meilleur comportement cyclique que celles de section tubulaire carrée, car elles sont moins affectées par le voilement local. En effet, les diagonales de section W ont pu subir un plus grand nombre de cycles entre l'apparition du voilement et la fissuration.

6.4 Évaluation de la capacité de déformation inélastique

Cette section a pour objectif de vérifier si les diagonales examinées dans ce projet ont démontré une capacité de déformation au moins égale à celle anticipée pour des structures de type CC. Le déplacement inter-étages dans des contreventements en treillis provient de la déformation axiale des diagonales, des poutres et des poteaux. Pour des contreventements compris entre 1 et 3 étages, respectant la limite de 15 mètres qui est prescrite dans le CNBC 2005 pour les SRCL de type CC, le

déplacement inter-étages sous les charges sismiques qui est associé à la déformation des diagonales, $\Delta_{B,f}$, se situe généralement entre 50 et 100% du déplacement inter-étages total, Δ_f. La proportion $\alpha = \Delta_{B,f}/\Delta_f$ varie selon la configuration du contreventement, l'amplitude des charges sismiques, la hauteur du bâtiment et l'étage considéré. Selon une étude de Tremblay, la valeur moyenne de α pour différents nombres d'étages (1 à 3), emplacements et arrangements de contreventement est égale à 0.82.

En supposant que le déplacement inter-étages total incluant les déformations inélastiques soit égal à $R_oR_d\Delta_f$, que les déformations inélastiques soient concentrées dans les diagonales et que les diagonales offrent une sur-résistance correspondant au facteur R_o, le déplacement inter-étages total dû à la déformation totale des diagonales, $\Delta_{B,t}$ peut être obtenu de :

$$R_d R_o \Delta_f = \Delta_{B,t} + R_o\left(\Delta_f - \Delta_{B,f}\right) \tag{6.2}$$

$$\Delta_{B,t} = R_d R_o \frac{\Delta_{B,f}}{\alpha} - R_o\left(\frac{\Delta_{B,f}}{\alpha} - \Delta_{B,f}\right) = R_o \frac{\Delta_{B,f}}{\alpha}\left(R_d + \alpha - 1\right) \tag{6.3}$$

La valeur de $\Delta_{B,f}$ peut être obtenue de la déformation élastique de la diagonale sous les charges pondérées. Dans le cas d'une diagonale conçue pour un effort pondéré de compression C_f, la déformation unitaire de la diagonale est donnée par $\delta_f/L_H = C_f/EA_g$, déformation qui est maximale et égale à C_r/EA_g lorsque la résistance pondérée C_r de la diagonale choisie correspond exactement à l'effort C_f. En supposant que la relation entre la déformation axiale de la diagonale et le déplacement inter-étages soit celle qui a été retenue dans le développement du protocole de chargement et que l'expression de la norme CSA S16-01 pour C_r soit utilisée, la valeur maximum pour $\Delta_{B,f}$ est obtenue de :

$$\left(\frac{\delta}{L_H}\right) = \frac{C_r}{EA_g} = \frac{\phi F_y}{E\left(1+\lambda^{2n}\right)^{1/n}} = 1.3\left(\frac{\Delta_{B,f}}{h_s}\right)\cos\theta\sin\theta \tag{6.4}$$

$$\Delta_{B,f} = \frac{\phi F_y}{E\left(1+\lambda^{2n}\right)^{1/n}}\frac{h_s}{1.3\cos\theta\sin\theta} \tag{6.5}$$

À partir de ces deux équations, le déplacement inter-étages devant être repris par les diagonales en incluant les déformations inélastiques peut être obtenu par :

$$\frac{\Delta_{B,t}}{h_s} = \frac{\phi F_y}{E\left(1+\lambda^{2n}\right)^{1/n}}\left[\frac{R_o\left(R_d+\alpha-1\right)}{1.3\alpha\cos\theta\sin\theta}\right] \tag{6.6}$$

Le Tableau 6.3 compare les valeurs de $\Delta_{B,t}/h_s$ pouvant être imposées aux diagonales pour les deux valeurs extrêmes et la valeur moyenne de α (0.5, 0.82 et 1.0) aux valeurs de déplacements inter-étages correspondant à la rupture des diagonales durant les essais. Le tableau présente les résultats pour les diagonales testées qui ne rencontrent pas les limites d'élancement des parois de section prescrites dans la norme CSA S16-01 pour les diagonales ductiles. À titre comparatif, certains spécimens ayant des élancements de parois respectant ces limites sont aussi inclus dans cette évaluation. Les déformations atteintes par les spécimens sont déterminées au cycle précédent une perte de la résistance en traction de 20% par rapport à la charge maximale atteinte en tension. Cette valeur de la perte de la résistance utilisée pour déterminer les déformations atteintes est la même que celle qui est spécifiée par la norme AISC 341-05 pour la qualification de cadres à nœuds rigides (article 9.2a.(2)). Pour fins de comparaison, le tableau 1.4 présente les mêmes valeurs obtenues pour un contreventement de type MD (R_d = 3.0) en supposant les mêmes hypothèses. À noter que les valeurs de KL/r indiquées dans ces tableaux sont déterminées d'après les caractéristiques nominales des spécimens et avec un coefficient de longueur effective K théorique de 0.9.

Tableau 6.3 : Évaluation de la capacité de déformation des diagonales par rapport au niveau de déformation anticipé pour un SRCL de type CC

Spécimen	KL/r	b/t	Δ/h_s min CC			Δ/h_s atteint
			$\alpha = 0.5$	$\alpha = 0.82$	$\alpha = 1.0$	
RHS13	40	30.4	0.58%	0.47%	0.44%	0.60%
RHS14	40	30.4	0.58%	0.47%	0.44%	0.60%
RHS12	40	24.7	0.58%	0.47%	0.44%	0.60%
RHS4	40	17.5	0.58%	0.47%	0.44%	1.00%
RHS5	40	17.5	0.58%	0.47%	0.44%	1.00%
RHS2	40	13.2	0.58%	0.47%	0.44%	1.50%
RHS10	56	24.7	0.50%	0.40%	0.38%	0.60%
RHS9	56	17.5	0.50%	0.40%	0.38%	1.00%
W1	40	10.3	0.58%	0.47%	0.44%	1.50%
W2	40	7.5	0.58%	0.47%	0.44%	2.00%
W4	60	9.9	0.48%	0.39%	0.36%	1.50%
W3	60	7.5	0.48%	0.39%	0.36%	2.50%
W5	60	7.8	0.48%	0.39%	0.36%	2.00%
W6	60	5.9	0.48%	0.39%	0.36%	5.00%

Tableau 6.4 : Évaluation de la capacité de déformation des diagonales par rapport au niveau de déformation anticipé pour un SRCL de type MD

Spécimen	KL/r	b/t	Δ/h_s min MD			Δ/h_s atteint
			$\alpha = 0.5$	$\alpha = 0.82$	$\alpha = 1.0$	
RHS13	40	30.4	1.46%	1.00%	0.88%	0.60%
RHS14	40	30.4	1.46%	1.00%	0.88%	0.60%
RHS12	40	24.7	1.46%	1.00%	0.88%	0.60%
RHS4	40	17.5	1.46%	1.00%	0.88%	1.00%
RHS5	40	17.5	1.46%	1.00%	0.88%	1.00%
RHS2	40	13.2	1.46%	1.00%	0.88%	1.50%
RHS10	56	24.7	1.25%	0.86%	0.75%	0.60%
RHS9	56	17.5	1.25%	0.86%	0.75%	1.00%
W1	40	10.3	1.46%	1.00%	0.88%	1.50%
W2	40	7.5	1.46%	1.00%	0.88%	2.00%
W4	60	9.9	1.20%	0.82%	0.72%	1.50%
W3	60	7.5	1.20%	0.82%	0.72%	2.50%
W5	60	7.8	1.20%	0.82%	0.72%	2.00%
W6	60	5.9	1.20%	0.82%	0.72%	5.00%

Les résultats présentés au Tableau 6.3 indiquent que les diagonales de section RHS faisant partie de ce projet ont atteint des déformations supérieures à ce qui est anticipé pour le niveau de ductilité associé aux charpentes de type CC dans tous les cas et pour les 3 valeurs de α considérées. Le facteur de sécurité entre les déformations atteintes et celles anticipées pour une valeur de α de 0.5 est cependant très faible pour les 3 spécimens les moins élancés (RHS12, RHS13 et RHS14). Pour tous les spécimens de section RHS, les déformations atteintes ont été inférieures au niveau anticipé pour les structures à ductilité modérée (voir Tableau 6.4). Les diagonales de section W ont atteint des déformations plus grandes qu'anticipées pour les structures de type MD malgré que leurs parois ne respectent pas les limites de la norme CSA S16-01 en ce qui a trait à leur élancement.

Certains des spécimens à section RHS considérés qui respectent les restrictions d'élancement de parois pour un comportement ductile ont atteint des déformations inférieures au niveau prévu pour les contreventements de type MD en présumant une valeur de α plus petite que 0.82. Puisque cette valeur de α est une valeur moyenne pour les structures de un à trois étages, et que cette valeur tend à diminuer au fur et à mesure que le nombre d'étages augmente, il semble que ces spécimens n'aient pas démontré une capacité de subir des déformations inélastiques suffisante. Quant à eux, les spécimens à section W qui respectent les limites de b_0/t ont tous atteint des niveaux de déformations suffisants par rapport à ce qui est anticipé pour les structures de type MD.

6.5 Discussion sur les essais expérimentaux

Les essais en laboratoire effectués dans le cadre de ce projet ont permis d'obtenir des données expérimentales sur le comportement cyclique inélastique de diagonales de contreventement de grandes dimensions. En particulier, la capacité de déformation de spécimens de diagonales dont la section présente des parois plus élancées que ce qui est permis par la norme CSA S16-01 pour un comportement ductile a été examinée. Pour ces diagonales, le voilement local, la fissuration et la rupture sont survenus plus tôt que pour des spécimens similaires ayant des sections à parois plus épaisses (moins élancées). Cela confirme donc que l'élancement des parois est un paramètre ayant un grand effet sur la capacité des diagonales à subir plusieurs cycles répétés de déformations inélastiques pour un type de section donné.

De façon générale, les spécimens de section W ont eu un meilleur comportement que les diagonales de type RHS : ils ont en effet démontré une plus grande déformation à la rupture et subit davantage de cycles, même si les parois de leur section étaient élancées. Il a aussi été noté pour les profilés W qu'un plus grand nombre de cycles séparent l'apparition du voilement local de la rupture, ce qui suggère qu'ils sont moins affectés par les instabilités locales. Cette différence s'explique par le fait que le voilement local dans les profilés W est plus graduel que dans les profilés RHS. Pour ces derniers, le voilement est concentré et donne lieu à des déformations locales très prononcées, surtout dans la région du coin des profilés tubulaires. Le fait que la plastification en traction post voilement soit moins concentrée dans la rotule formée à mi-portée peut également expliquer ce meilleur comportement.

Les tests effectués ont aussi permis d'évaluer l'effet de l'élancement global sur le comportement cyclique des diagonales. Pour les sections W, une amélioration du comportement lorsque l'élancement global des diagonales augmente est noté. Cet effet n'a pas été observé pour les sections RHS. Puisque le nombre de tests effectués sur des

spécimens de même section et d'élancement différents est limité, il est cependant difficile de statuer de façon définitive sur l'influence de ce paramètre.

La comparaison de la déformation maximale des diagonales avant leur rupture à la déformation anticipée lors de leur conception indique que les diagonales dont la section ne rencontre pas les limites d'élancement de la norme CSA S16-01 pour un comportement ductile ont toutes présenté une capacité de déformation supérieure aux déformations anticipées pour les contreventements de type CC (R_d = 1.5). Pour les spécimens RHS, la capacité de déformation s'est approchée de la sollicitation anticipée. À l'opposé, les spécimens W étudiés ont disposé d'une marge suffisante leur permettant d'accommoder les déformations anticipées pour les contreventements de type MD (R_d = 3.0). Les prescriptions des normes actuelles de conception semblent donc sécuritaires par rapport au dimensionnement des diagonales de contreventement dans les charpentes avec SRCL de type CC.

En comparant le comportement des spécimens RHS13 et RHS14, l'efficacité d'un détail favorisant la formation d'une rotule plastique au centre d'une diagonale de façon à obtenir un comportement stable en limitant le voilement local a pu être évaluée. Durant l'essai du spécimen RHS14, un voilement est apparu au-dessus du détail de la rotule et le comportement de la diagonale a été presque identique à celui du spécimen RHS13. L'essai n'a donc pas permis de démontrer un bénéfice à l'utilisation d'un tel système. Des tests supplémentaires seraient requis afin de valider un détail révisé du même genre. Afin d'élargir les connaissances sur le comportement inélastique cyclique des contreventements typiquement utilisés dans les bâtiments industriels, il serait également envisageable d'effectuer des tests sur des spécimens formés d'autres types de section couramment utilisés dans ces structures (ex. : cornières disposées en étoile).

Chapitre 7 :
Conclusion et recommandations

Les exigences sismiques des codes de conception structurale actuels ont principalement été développées pour des bâtiments conventionnels tels que les édifices résidentiels ou à bureaux. Ces structures, qui ont généralement des systèmes de résistance aux charges latérales réguliers et bien déterminés, ne sont pas représentatives des bâtiments industriels qui sont souvent caractérisés par des géométries complexes et irrégulières, de grandes masses concentrées et un patron de contreventement asymétrique. Pour cette raison, l'application des normes en vigueur aux bâtiments industriels pose certaines difficultés aux ingénieurs qui les conçoivent (Rolfes et MacCrimmon, 2007) et peut mener à des designs inadéquats (Daali, 2004).

De façon traditionnelle, les bâtiments industriels sont construits en acier et ont des systèmes de résistance aux charges latérales peu ductiles, de catégorie construction conventionnelle (type CC selon le CNBC). Malgré la bonne performance des structures industrielles lors des séismes d'importance récents, leurs nombreuses irrégularités structurales et la couverture déficiente des codes de conception à leur égard laissent présager qu'ils peuvent être vulnérables face aux charges sismiques. Puisque ces bâtiments peuvent jouer un rôle vital ou représenter un danger en cas de mauvais fonctionnement, il est impératif d'améliorer nos connaissances sur leur comportement sismique et d'inclure des exigences qui leur sont propres dans les codes de conception.

La recherche présentée dans ce mémoire avait pour objectif de vérifier si les exigences des codes de conception actuels permettent d'assurer aux bâtiments industriels un

comportement sismique adéquat. Il s'agit d'un projet exploratoire visant à mieux identifier la problématique sismique de ce type de structure et à cibler les sujets méritant d'être investigués plus en détail lors de travaux futurs. Pour parvenir à ces fins, ce projet a inclus des études analytiques sur deux charpentes industrielles typiques et des tests expérimentaux de diagonales de contreventement caractéristiques de ce type de bâtiments. Cette section présente les principales conclusions tirées des différentes parties de la recherche de même que des recommandations pour des travaux futurs.

Analyse d'un bâtiment supportant des ponts roulants

La première structure qui a été étudiée dans le volet analytique du projet est un cadre rigide d'un bâtiment supportant des ponts roulants. Quatre conceptions du cadre étudié ont d'abord été réalisées selon les pratiques courantes pour des sites choisis de manière à représenter des conditions sismiques et géotechniques variées et pour étudier des emplacements canadiens et américains. À partir de ces conceptions, différentes séries d'analyses ont été effectuées pour atteindre les objectifs de la recherche.

Par des analyses de flambement, les hypothèses prises lors de la conception relativement aux coefficients d'élancement des poteaux utilisés ont d'abord été validées. Ces analyses ont confirmé la possibilité que survienne un flambement global des poteaux combiné à une instabilité locale des colonnes dans la partie inférieure. L'utilisation de coefficients d'élancement équivalents pour le design des poteaux composés pour tenir compte de ce phénomène semble être justifiée. Pour les colonnes au-dessus du niveau des ponts roulants, les analyses ont montré que l'article 13.8.5 de la norme CSA S16-01, qui demande de considérer une longueur de flambement dans le plan du cadre égale à la hauteur totale du bâtiment, est quelque peu conservateur. Cette étude a finalement démontré la possibilité de recourir à des analyses de flambement pour déterminer précisément les coefficients d'élancement à prendre en compte pour la conception des membrures de structures complexes.

À partir d'analyses temporelles élastiques, la distribution de la demande sismique en déformations inélastiques dans les bâtiments supportant des ponts roulants a été déterminée. Les résultats ont montré que cette demande risque d'être principalement concentrée dans les poteaux extérieurs à la base des bâtiments et que les poteaux intérieurs ont une certaine réserve de capacité due à l'absence de charge de levage dans les combinaisons sismiques. Puisque les éléments trouvés critiques ont des modes de rupture par flambement, l'intégrité de la charpente peut en être menacée. Cela laisse présager que les exigences relatives aux structures de type CC peuvent être inadéquates pour les bâtiments avec ponts roulants, car elles n'assurent pas un mode de rupture ductile. Les analyses temporelles élastiques effectuées ont également servi à valider l'utilisation de la méthode d'analyse spectrale pour estimer la réponse de bâtiment avec ponts roulants malgré la distribution irrégulière de leur masse. Puisque ces bâtiments répondent principalement dans leur premier mode de vibration, la méthode d'analyse statique équivalente est généralement adéquate pour déterminer les déplacements et les efforts dans les membrures. Il est néanmoins ressorti que la méthode statique peut sous-estimer de plus de 50% les charges dans les attaches des voies de roulement. La méthode d'analyse spectrale est quant à elle appropriée à cet effet.

Afin de réduire les efforts sismiques induits dans les bâtiments avec ponts roulants, particulièrement dans les poteaux à leur base, la plastification des tiges d'ancrage aux fondations a été étudiée comme moyen d'isolation sismique. Les travaux effectués ont d'abord permis de valider un modèle d'analyse pour recréer le comportement non linéaire des barres d'ancrage. Un concept structural pour système d'ancrage ductile a été élaboré de façon à être installé dans des structures existantes et à être remplaçable après un séisme. Une méthode de conception de ces tiges à partir des résultats d'une analyse spectrale a été proposée. Cette méthode a l'avantage de permettre de réaliser le design du reste de la structure sans calcul par capacité et sans considérer la présence des ancrages. L'efficacité du système d'ancrage conçu selon la méthode proposée pour

protéger les poteaux à la base du bâtiment a été démontrée par des analyses temporelles non linéaires. Bien que la réduction des efforts dans les colonnes au-dessus du niveau des ponts roulants soit moins significative et qu'un tel système a pour effet d'augmenter d'environ 25% les déplacements du bâtiment, l'étude réalisée a montré le potentiel du système analysé. Les soulèvements des poteaux observés ont grandement varié en fonction des sites considérés. Les valeurs médianes de ces derniers ont été de l'ordre de 10 mm pour un site de classe C à Vancouver, d'environ 13 mm pour un site de catégorie E à Vancouver et jusqu'à 25 mm pour un emplacement de classe D à Seattle.

Dans le but de valider le fait que les charges de levage sont exclues des combinaisons impliquant les sollicitations sismiques proposées par les différents guides de design des bâtiments supportant des ponts roulants, des analyses temporelles élastiques complémentaires ont été réalisées. Les résultats obtenus ont d'abord permis de valider un modèle d'analyse simplifié pour recréer le comportement d'une charge soulevée par un pont roulant avec des logiciels d'analyse communément utilisés. En comparant la réponse du bâtiment étudié avec et sans charge de levage, il a été déterminé que les charges soulevées ont pour effet d'atténuer la réponse sismique dans la majorité des cas, sans jamais créer d'amplification de plus de 10% pour des conditions fréquentes de levage à basse hauteur. Une analyse dans le domaine des fréquences et une évaluation simplifiée d'un système à deux masses accordées ont également fourni des résultats en ce sens. Il semble donc que la pratique de conception actuelle qui consiste à ne pas considérer les charges et les masses des levages dans les combinaisons sismiques semble être appropriée. Sans les inclure dans la masse, il pourrait cependant être justifié de prendre en compte les charges probables d'être soulevées lors d'un séisme pour les bâtiments ayant des opérations de levage continues. De telles analyses pourraient être effectuées en utilisant des charges sismiques d'intensité inférieure à celle préconisée par les codes de conception, déterminée en fonction de la durée d'utilisation prévue du bâtiment.

La dernière série d'analyses effectuées sur le bâtiment supportant des ponts roulants étudié avait pour objectif de valider certaines exigences proposées pour la prochaine édition de la norme CSA S16 relativement aux bâtiments de type CC. Des analyses préliminaires ont d'abord été effectuées pour valider l'utilisation du logiciel Perform 3D pour recréer les différents comportements non linéaires risquant d'influencer la réponse du bâtiment traité. Par des analyses pushover, un gain en résistance et en capacité de déformation d'environ 30% attribuable aux exigences proposées a été observé. Les analyses effectuées ont également montré que la résistance des soudures est le paramètre qui a le plus d'influence sur la capacité de déformation de la structure analysée.

Analyse d'un bâtiment industriel lourd

La seconde structure qui a été étudiée dans la partie analytique de la recherche est un bâtiment industriel lourd réel de grande hauteur caractérisé par des irrégularités structurales de géométrie, de masse et de sensibilité à la torsion. Pour les analyses, un modèle fidèle à la structure telle que construite a été réalisé. Certaines simplifications y ont néanmoins été apportées de façon à simplifier les analyses et à obtenir des résultats plus généralisables. L'ensemble des analyses réalisées sur ce bâtiment ont été effectuées pour un site de classe C à Montréal.

Les analyses réalisées sur ce bâtiment avaient d'abord comme objectif de déterminer si les méthodes d'analyses sismiques simplifiées des codes de conception sont adéquates pour les structures de ce type, malgré leurs importantes irrégularités. Pour ce faire, les réponses sismiques du bâtiment ont été estimées dans les deux directions principales par les méthodes d'analyse statique équivalente et d'analyse spectrale, calibrées tel que prescrit par le CNBC 2005. Ces réponses ont été comparées aux résultats médians et du 84e centile d'analyses temporelles élastiques. Le déplacement des étages, les efforts dans quatre cadres contreventés et le cisaillement à la base ont été les paramètres de comparaison. De cette étude, il a été conclu que la méthode d'analyse spectrale est

adéquate puisqu'elle surestime la réponse sismique dans tous les cas par rapport aux analyses temporelles, car elle ne tient pas compte de l'annulation des réponses des nombreux modes de vibration locaux. La méthode statique équivalente permet généralement de bien estimer les déplacements des étages. Puisqu'elle ne considère pas correctement l'effet des modes supérieurs, cette méthode semble néanmoins inappropriée pour déterminer les efforts dans les contreventements, particulièrement dans les cadres perpendiculaires à la direction d'application des charges sismiques. Dans ces SRCL, les efforts obtenus par les méthodes d'analyse statiques ont été jusqu'à 5 fois inférieures à ceux issus d'analyse spectrale. Pour ce type de bâtiment, les effets de torsion risquent donc d'être négligés par la méthode statique. Pour toutes ces raisons, l'utilisation obligatoire d'une méthode d'analyse dynamique, tel que requis par l'article 4.1.8.7 du CNBC 2005, apparaît comme étant appropriée pour les bâtiments présentant de telles irrégularités structurales.

Afin de vérifier la validité d'effectuer l'analyse sismique de structures aussi complexe uniquement dans leurs deux directions orthogonales principales, des analyses temporelles élastiques supplémentaires ont été réalisées selon des axes orientés à 45°. La comparaison des efforts dans les contreventements obtenus par les analyses effectuées dans l'ensemble des orientations montre que certains éléments sont plus sollicités d'environ 30% lorsque les charges sismiques sont appliquées selon des axes non principaux. Les efforts maximaux dans ces éléments déterminés par des analyses spectrales calibrées faites selon les directions principales du bâtiment sont cependant toujours supérieurs aux valeurs des analyses temporelles. Il semble donc être conservateur de déterminer les efforts de dimensionnement par des analyses selon la méthode du spectre de réponse uniquement dans les deux directions principales du bâtiment lorsque ce dernier a des systèmes de contreventement disposés de manière orthogonale.

Essais expérimentaux sur des diagonales de contreventement à parois élancées

Le volet expérimental du projet avait pour objectif d'obtenir des données sur le comportement cyclique inélastique de diagonales de contreventement de grandes dimensions semblables à celles pouvant être utilisées dans les charpentes industrielles. Au total, 6 spécimens ont été testés. Ces derniers étaient formés d'une section présentant des parois plus élancées que ce qui est permis par la norme CSA S16-01 pour être employée dans un SRCL autre que de construction conventionnelle.

À partir des résultats des essais, la capacité de déformation inélastique et l'impact de l'élancement des parois sur la réponse cyclique ont été examinés. Pour les diagonales du projet, le voilement local, la fissuration et la rupture sont survenus plus tôt que pour des spécimens similaires ayant des sections à parois moins élancées. Cela confirme que l'élancement des parois est un paramètre ayant un grand effet sur la capacité des diagonales à subir plusieurs cycles de déformations inélastiques avant la rupture pour un type de section donné. De façon générale, les diagonales de section W ont eu un meilleur comportement que les diagonales faites de section HSS carrée (RHS) en ayant une plus grande déformation à la rupture et en résistant à davantage de cycles.

Les tests effectués ont aussi permis d'évaluer l'effet de l'élancement global sur le comportement cyclique des diagonales. Pour les sections W, une amélioration du comportement lorsque l'élancement global des diagonales augmente a été notée. Cet effet n'a pas été observé pour les sections RHS. Puisque le nombre de tests effectués sur des spécimens de même section et d'élancement différents est limité, il est cependant difficile de statuer de façon définitive sur l'influence de ce paramètre.

La comparaison de la déformation maximale des diagonales avant leur rupture et de la déformation anticipée lors de leur conception indique que les diagonales dont la section ne rencontre pas les limites d'élancement de paroi de la norme CSA S16-01 pour un comportement ductile ont présenté une capacité de déformation supérieure aux valeurs anticipées pour les contreventements de type CC (R_d = 1.5). Pour les

spécimens de section RHS, la capacité de déformation s'est approchée de la sollicitation anticipée. Les spécimens de section W étudiés ont quant à eux disposé d'une marge suffisante leur permettant d'atteindre les déformations anticipées pour les contreventements de type MD (R_d = 3.0). Les prescriptions des normes actuelles de conception semblent donc sécuritaires par rapport au dimensionnement des diagonales de contreventement dans les charpentes avec SRCL de construction conventionnelle.

Recommandations pour des recherches futures

À partir des études analytiques réalisées dans le cadre de ce projet, certaines recommandations peuvent être formulées pour des recherches ultérieures. Afin de généraliser les conclusions tirées à partir des analyses effectuées sur les deux bâtiments choisis pour ce projet, d'autres structures du même type devraient être étudiées. Sur des bâtiments supportant des ponts roulants, des analyses temporelles non linéaires devraient être réalisées afin de mieux connaître leur comportement inélastique lors de séisme et de pouvoir évaluer leur capacité de redistribution des efforts et leur risque réel d'endommagement. Ces analyses plus poussées pourraient également servir à valider de façon définitive l'utilisation d'ancrages ductiles pour contrôler les charges sismiques et protéger les éléments structuraux potentiellement critiques. Sur des structures complexes semblables au bâtiment industriel lourd analysé dans ce projet, des analyses temporelles non linéaires devraient également être effectuées pour de déterminer plus fidèlement la réponse sismique de telles structures et de voir l'effet de leurs irrégularités sur leur capacité de redistribution des efforts. Des études analytiques futures devraient finalement être effectuées sur d'autres types de charpentes industrielles. Des bâtiments du domaine pétrochimique ainsi que des structures plus légères telles que des supports de réservoirs ou des galeries de convoyeurs mériteraient aussi d'être étudiés.

En complément aux essais expérimentaux du projet résumé dans ce mémoire, il serait envisageable d'effectuer des tests sur des spécimens ayant d'autres types de section

couramment utilisées dans les bâtiments industriels. La capacité de déformations inélastiques et le comportement cyclique de diagonales faites de cornières disposées en étoile pourraient entre autres être déterminés par ces tests. Des essais expérimentaux seraient finalement requis pour valider le bon fonctionnement de systèmes d'ancrage ductiles tels que proposés dans ce projet pour réduire les efforts sismiques induits dans les bâtiments supportant des ponts roulants.

Références

AISC. (2005). *ANSI/AISC 341-05 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.* American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, Illinois.

AISC. (2005). *ANSI/AISC 360-05 Specification for Structural Steel Buildings.* American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, Illinois.

AISE. (2003). Guide for the Design and Construction of Mill Buildings (AISE Technical Report No. 13). Pittsburgh, Pennsylvania: Association for Iron and Steel Engineering.

ASCE. (1997). Effective Length and Notional Load Approaches for Assessing Frame Stability: Implications for American Steel Design. New York, New York: ASCE, Technical Committee on Load and Resistance Factor Design, Task Committee on Effective Length.

ASCE. (2005). *SEI/ASCE 7-05, Including Supplement No. 1, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Including Suppl. No. 1.* American Society of Civil Engineering, Bacon Raton, Florida.

ATC. (2008). Quantification of Building Seismic Performance Factors (ATC-63 Project Report - 90% Draft). California: Applied Technology Council.

Bendimerad, F., Johnson, L., Coburn, A., Rahnama, M., and Morrow, G. (1999). Kocaeli, Turkey Earthquake, Event Report. Risk Management Solutions, Inc., Menlo Park, California.

Bentley Systems, Inc. (2008). STAAD.Pro. Version 20.07.03.16. Yorba Linda, California.

Carr, A.J. (2004). Ruaumoko-2D. Christchurch, New Zealand: University of Canterbury.

Chopra, A.K. (2001). Dynamics of Structures, Theory and Application to Earthquake Engineering (2nd edition). Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall.

Computers and Structures, Inc. (2007). Perform 3D. Version 4.0.2. Berkeley, California.

Computers and Structures, Inc. (2007). SAP2000 Advanced. Version 11.0.8. Berkeley, California.

CSA. (2001). *CAN/CSA S16-01 Limit States Design of Steel Structure, Including CSA-S16S1-05 Supplement No. 1.* Canadian Standard Association, Willowdale, Ontario.

Daali, M. (2004). Industrial Facilities and Earthquake Engineering. *Proc., 13th World Conf. on Earthquake Eng.*, Vancouver, BC, Canada, Paper No. 330.

Dutchison, D.L., Spurr, D.D. (1986). Inelastic dynamic analysis of two industrial structures. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 19(2), 83-92.

Fell, B.V., Kanwinde, A.M., Deierlein, G.G., Myers, A.T., & Lucas, A.S. (2005). Experimental cyclic response of cold-formed hollow steel bracing members. *Eng. Struct.*, 27(7), 977-989.

FEMA. (1997). *NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings.* Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., FEMA 273.

Fisher, J.M. (2004). *AISC Steel Design Guide Series 7 - Industrial Buildings, Roofs to Anchors Rods (2nd edition).* American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, Illinois.

Horstman, N.G., Yanev, P.I., McCormick, D.L. (1990). Overview of Power Plant and Industrial Facility Performance in Earthquake, 1985-1987. *Mechanica: International Journal of Structural Mechanics and Materials Science*, 29(3), 249-256.

Hsu, H.-L., Jean, S.-Y. (2003). Improving seismic design efficiency of petrochemical facilities. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 8(2), 107-117.

Izvernari, C., Lacerte, M., & Tremblay, R. (2007). Seismic performance of multi-storey concentrically braced steel frames designed according to the 2005 Canadian seismic provisions. *Proc. 9th Canadian Conf. on Earthquake Eng.*, Ottawa, Ontario. Paper No.1419.

Johnson, G.S., Ascheim, A., and Sezen, M. (2000). Industrial Facilities. *Earthquake Spectra*, 16(S1), 311-350.

MacCrimmon, R.A. (2004). *Guide for the Design of Crane-Supporting Steel Structures.* Canadian Institute of Steel Construction, Toronto, Ontario.

MacCrimmon, R.A., Kennedy, D.J.L., Albert, C. (1997). Load and Resistance Factor Design and Analysis of Stepped Crane Column. *Iron and Steel Engineer*, 74(10), 46-57.

Midorikawa, H., Shimizu, N., Suzuki, K., Harada, M., Kimura, T. (1993). Inelastic seismic design of tall structures considering anchor-bolt yielding. *JSME International Journal, Series 3: Vibration, Control Engineering, Engineering for Industry*, 36(1), 35-44.

Mitchell, D., Tremblay, R., Karacabeyli, E., Paultre, P., Saatcioglu, M., Anderson, D.L. (2003). Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Can. J. Civ. Eng.*, 30(2), 308-327.

Nikolaenko, N.A., Burgman, I.N. (1976). Earthquake resistance of structures with suspended masses. *ASHRAE Transactions,* Vol. 2, 683-698.

NRCC. (2005). *NBCC 2005 National Building Code of Canada.* National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario.

Otani, A., Nagashima, K., Suzuki, J. (2002). Vertical seismic response of overhead crane. *Nuclear Engineering and Design*, 212(1-3), 211-220.

Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2007). Opensees. Version 1.7.4. Berkeley, California: Univertity of California

Paultre, P. (2005). Dynamique des structures - application aux ouvrages de génie civil. Paris: Lavoisier.

Prucz, Z., Conway, W.B., Schade J.E., Ouyang Y. (2000). Practical Solutions for the Seismic Retrofit of the Steel Towers and the Deck Hinges of the San Mateo-Hayward Bridge. *Proc. Advanced Technology in Structural Engineering: Structures Congress 2000*, Philadelphia, Pennsylvania.

Rahnama, M. & Morrow, G. (2000). Performance of Industrial Facilities in the August 17, 1999, Izmit Earthquake. *Proc., 12th World Conf. on Earthquake Eng.*, Auckland, New Zealand.

Roeder, C.W., MacRae, G.A., Scott, K. (2002). Seismic performance of older steel frame mill buildings. *Journal of Constructional Steel Research*, 58(5-8), North American Special Issue, 759-777.

Rolfes, J.A., & MacCrimmon, R.A. (2007). Industrial Building Design – Seismic Issues. *Iron and Steel Technology*, 4(5), 282-298.

Rozon, J. (2008). Étude du comportement des cadres à contreventement excentrique de faible et moyenne hauteur. M.Sc.A. École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.

Schmidt, J.A. (1999). Design of steel columns in unbraced frames using notional loads. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 4(1), 24-28.

Schmidt, J.A. (2001). Design of Mill Building Columns Using Notional Loads. *AISC Eng. J.*, 39(2), 90-99.

Sezen, H., Elwood, K.J., Whittaker, A.S., Mosalam, K.M., Wallace, J.W., and Stanton, J.F. (2000). Structural Engineering Reconnaissance of the August 17, 1999, Kocaeli (Izmit), Turkey, Earthquake (PEER Report 2000/09). PEER Center, Berkeley, California: University of California.

Sprague, H.O., Legatos, N.A. (2000). Nonbuilding Structures Seismic Design Code Developments. *Earthquake Spectra*, 16(1), 127-140.

Swan, S.W. and Hamburger, R. O. (1991). Industrial Facilities. *Earthquake Spectra*, 7(S2), 49-58.

Swan, S.W., Wesselink, L., Bachman, R.E., Malik, L., Eli, M., and Porush, A. (1990). Industrial Facilities. *Earthquake Spectra*, 6(S1), 189-238.

Takanashi, K., Ohi, K., Sakai, Y. (1987). Shake table tests of an industrial building. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 20(1), 53-62.

Thiel, C. (1986). The Chile Earthquake of March 3, 1985 - Industrial Facilities. *Earthquake Spectra*, 2(2), 373-409.

Tremblay, R., Poncet, L. (2005). Seismic performance of concentrically braced steel frames in multistory buildings with mass irregularity. *Journal of Structural Engineering*, 131(9), 1363-1375.

Tremblay, R. Atkinson, G.M. (2001). Comparative Study of the Inelastic Seismic Demand of Eastern and Western Canadian Sites. *Earthquake Spectra*, 17(2), 333-358.

Tremblay, R. Timler, P., Bruneau, M. & Filiatrault, A. (1995). Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake. *Can. J. Civ. Eng.*, 22(1), 338-360.

Tremblay, R., Haddad, M., Martinez, G., Richard, J., & Moffat, K. (2008). Inelastic cyclic testing of large size steel bracing members. *Proc., 14th World Conf. on Earthquake Eng.*, Beijing, China. Paper No. 05-05-0071.

Tremblay, R., Merzouq, S., Izvernari, C., Alexieva, K. (2005). Application of the equivalent static force procedure for the seismic design of multistorey buildings with vertical mass irregularity. *Can. J. Civ. Eng.*, 32(3), 561-568.

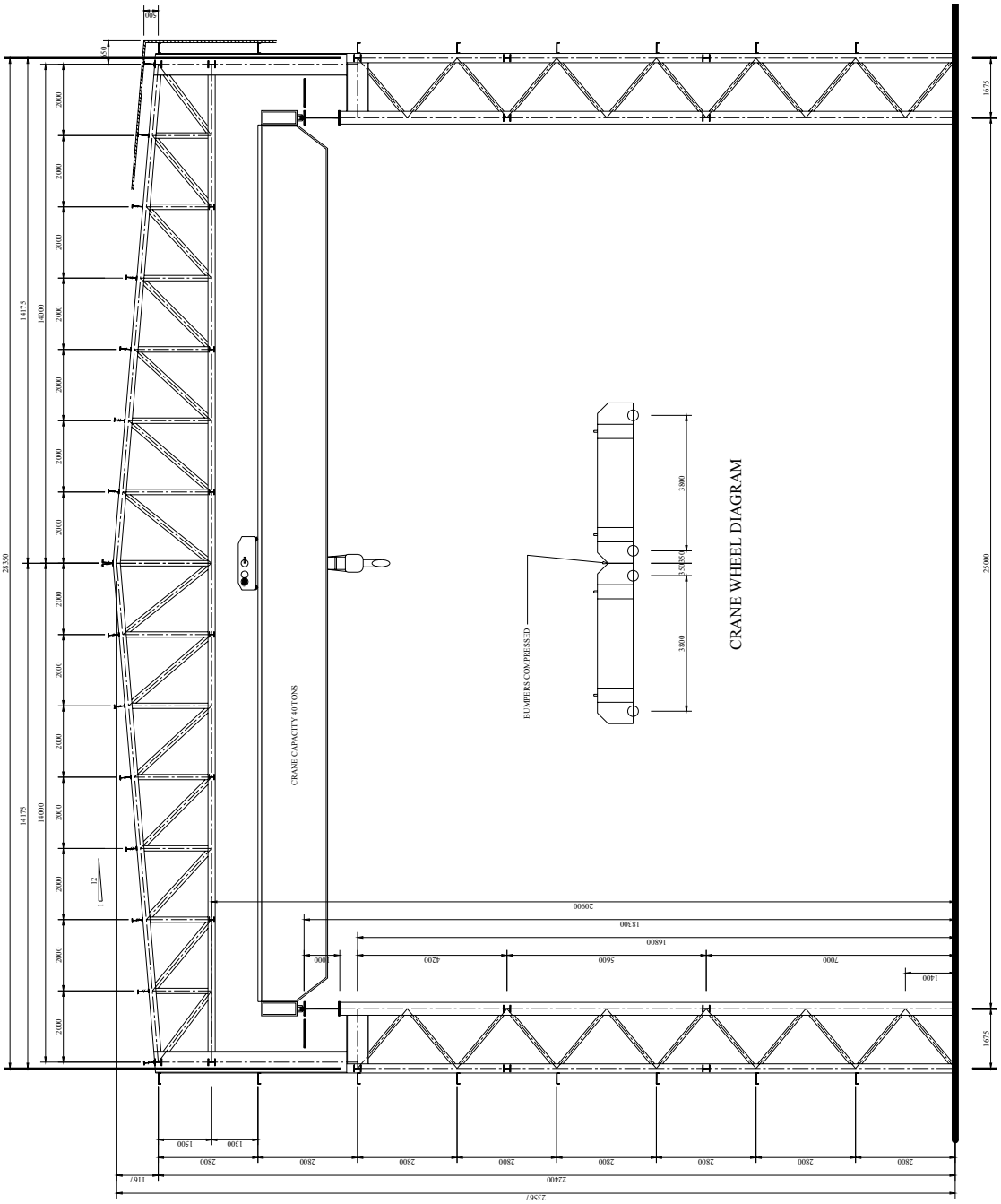
Yanev, P. (1989). Performance of Industrial Facilities. *Earthquake Spectra*, 5(S1), 101-113.

Annexes

Annexe 1 : Coupe détaillée du bâtiment avec ponts roulants étudié.....252
Annexe 2 : Détails de conception du bâtiment avec ponts roulants étudié.....253
Annexe 3 : Étude de sensibilité du bâtiment Vancouver-E par rapport aux facteurs de calibration des accélérogrammes 275
Annexe 4 : Détails des spécimens des diagonales étudiés au Chapitre 6 et mesures effectuées (sur CD-ROM) 280
Annexe 5 : Résultats détaillés obtenus des essais de diagonales décrits au Chapitre 6 (sur CD-ROM) 290

Annexe 1 :

Coupe détaillée du bâtiment avec ponts roulants étudié



Annexe 2 :
Détails de conception du bâtiment avec ponts roulants étudié

L'annexe suivante présente de façon élaborée les détails de la conception du bâtiment supportant des ponts roulants étudié au Chapitre 4. Dans un premier temps, les charges affectant la structure aux différents sites étudiés et les combinaisons de ces charges employées pour le design sont présentées. Certains détails relatifs au dimensionnement des voies de roulement des ponts roulants sont ensuite donnés. Finalement, le choix des différents éléments soutenus par les cadres du bâtiment est présenté. Ces éléments comprennent les poutres des voies de roulement, les pannes de toits, les lisses et les membrures reliant longitudinalement les cadres entre eux.

A2.1 Cas de charges

A2.1.1 Charges mortes

Les charges mortes considérées pour faire le dimensionnement des membrures du cadre bidimensionnel typique utilisé pou les analyses du Chapitre 4 comprennent le poids propre de ces membrures ainsi que celui de l'ensemble des éléments étant supportés par le cadre. Ces éléments incluent le revêtement extérieur (0.4 kPa), les lisses, les pannes, les poutres longitudinales reliant les cadres et les poutres des voies de roulement. Le poids mort comprend également une charge égale à 0.1 kPa associée à des équipements divers tels que des systèmes électriques, d'éclairage et de ventilation. Les poids permanents des ponts roulants sont incorporés dans un cas de

charges distinct. Le détail de la procédure suivie pour le calcul de ces charges est présenté à la section A2.1.4.

A2.1.2 Charges de neige

Pour les conceptions du cadre typique au Canada, la neige constitue la principale charge vive au niveau du toit. Afin d'être compatibles avec l'hypothèse que le bâtiment est situé dans un terrain dégagé posée lors du calcul des charges de vent (voir section A2.1.6), les charges de base de neige sont déterminées en utilisant un coefficient d'exposition au vent pour terrain dégagé de 0.75. Les valeurs des charges de base calculées sont 1.96 kPa et 1.28 kPa pour les sites de Montréal et Vancouver respectivement.

Selon l'article 4.1.6.3 2) du CNBC 2005, même si dans le présent cas la toiture est en crête, il n'est pas requis d'étudier une répartition avec accumulation particulière (c.-à-d. $C_a > 1.0$) étant donné que la pente de toit est inférieure à 15°. À ce même article, il est prescrit d'étudier un cas où la neige est prise à 100% sur une portion du toit et à 50% sur le reste de manière à produire l'effet le plus critique. Pour la vérification de la résistance des membrures du cadre traité, les cas déséquilibrés de neige sont toujours moins sévères que la charge uniforme. Les cas non équilibrés sont tout de même étudiés puisqu'il est jugé possible que ceux-ci provoquent des déformations plus importantes, particulièrement au niveau du pont roulant (écartement ou rapprochement des voies de roulement).

Pour la conception du bâtiment à Seattle, selon la norme ASCE 7-05, deux cas de charge de neige sont à considérer : une charge uniforme sur toute la toiture et une charge déséquilibrée des deux côtés de la crête du toit. Dans le présent cas, la charge uniforme est égale à la charge de base de 0.603 kPa (12.6 psf) et est inférieure à la surcharge d'occupation minimale non réduite au toit (voir sous section A2.1.3). La

Figure A2.1 présente les charges de neige considérées dans les cas déséquilibrés. À noter que le cas avec amoncellement du côté gauche de la crête est aussi considéré.

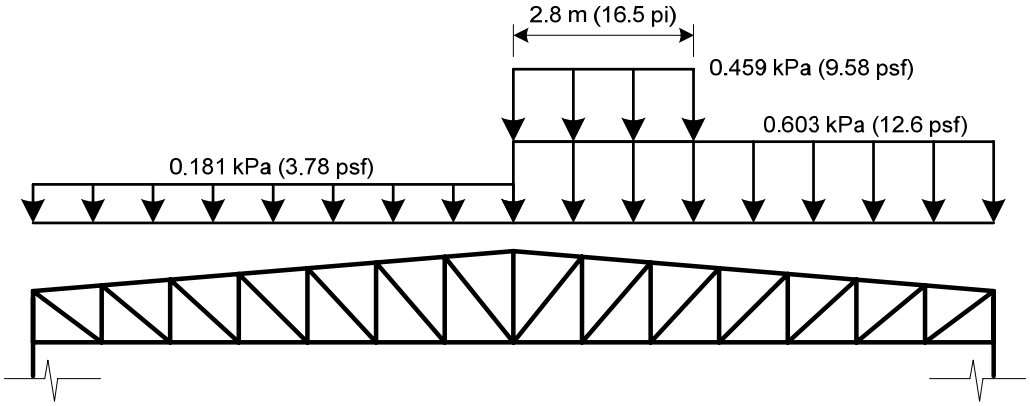


Figure A2.1 : Charges de neige déséquilibrées pour le bâtiment à Seattle

A2.1.3 Charges vives

Les charges vives affectant les bâtiments avec ponts roulants proviennent généralement de la surcharge d'occupation au toit, du poids du matériel dans les équipements mécaniques ainsi que des charges de levage. Dans le présent travail, puisque les ponts roulants sont les seuls équipements mécaniques du bâtiment et que les charges de levage sont prises en compte dans un cas de chargement distinct (voir la section A2.1.4), seules les surcharges d'occupation au toit sont incluses dans les charges vives.

Pour les sites canadiens, tous les cas les charges de neiges (1.96 kPa pour Montréal et 1.28 kPa pour Vancouver) sont plus critiques que les surcharges d'occupation minimales au toit non réduites. Dans ce cas, aucun cas de charges vives au toit n'est pris en compte. Pour le site de Seattle, un cas de charges vives de 0.96 kPa (20 psf) non réductible est considéré étant donné que le cas de charge de neige uniforme est moins critique (voir Tableau 4-1 de la norme ASCE 7-05).

A2.1.4 Charges de pont roulant

Comme il a été spécifié précédemment, les ponts roulants représentent généralement les principales charges reprises par les bâtiments en hall. Puisqu'il s'agit d'équipements de levage mobiles, les charges s'y rattachant sont d'amplitude et de position variables. En plus d'appliquer des charges verticales gravitaires à la structure, les ponts roulants imposent des charges horizontales dans les directions parallèle et perpendiculaire à l'allée. De plus, ces équipements appliquent des charges dynamiques liées par exemple aux impacts lors de levage ou aux collisions possibles.

La présente section présente les données de pont roulant du bâtiment étudié de même que les différents types de charge de pont roulant à considérer pour son dimensionnement. Pour chaque type de charge, les valeurs de design utilisées sont indiquées. Les combinaisons de ces charges de pont roulant employées pour dimensionner les éléments de structure de même que les voies de roulement du bâtiment y sont également illustrées. Le « Guide for the Design of Crane-Supporting Steel Structures » (MacCrimmon, 2004) est utilisé en référence pour la détermination des sollicitations de pont roulant.

<u>Données de pont roulant du bâtiment</u>

Le bâtiment en question supporte deux ponts roulants pouvant être situés à n'importe quel emplacement sur la voie de roulement. Il est considéré possible que les deux ponts soient positionnés côte à côte tout en étant chargés à leur pleine capacité. Ainsi, pour effectuer la conception des voies de roulement et du cadre typique 2D, l'ensemble des situations de chargement et de positionnement doivent être étudiées pour déterminer celle qui est la plus critique. Le Tableau A2.1 présente les données spécifiques de pont roulant du bâtiment. La Figure A2.2 illustre un diagramme des roues des ponts roulants.

Tableau A2.1 : Données spécifiques de pont roulant

Nombre de pont	2
Classe	CMAA Classe C
Capacité de levage	40 tonnes (392 kN)
Vitesse du pont	1 m/s
Poids du pont	190 kN (poids pesé)
Poids du chariot, du treuil et du crochet	28 kN (estimé)
Charge maximale aux roues	265 kN (sans impact)
Type de contrôle	Radio
Détails des cycles de levage	10 levages/semaine à 100% de la capacité 100 levages/semaine à 30% de la capacité 100 levages/semaine à 5% de la capacité
Durée d'utilisation	25 ans

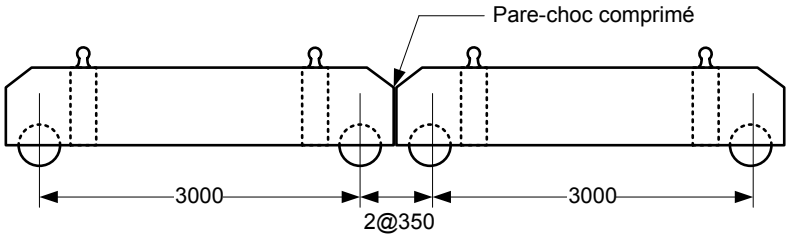


Figure A2.2 : Diagramme des roues des ponts roulants

Charges mortes : C_V

Étant donné que le poids mort des ponts roulants eux-mêmes est important et relativement bien connu et invariable, il est choisi d'inclure cette charge séparément de manière à la pondérer comme les autres charges permanentes. Le poids de chaque pont est de 192 kN et se répartit uniformément sur 2 roues sur chacune des voies de roulement (48 kN/roue). Le poids des chariots, des moteurs, des treuils et des crochets est de 28 kN au total pour chaque pont et est tenu en compte avec le poids des ponts dans les charges mortes pour les combinaisons sismiques C_D. Pour ces combinaisons, 3 positions du chariot sont étudiées afin de déterminer les effets les plus critiques sur la structure. Présentées à la Figure A2.3, ces dernières sont : le chariot situé à 2 mètres de la voie de roulement du côté ouest et est (A et C) et le chariot positionné au centre de l'allée (B).

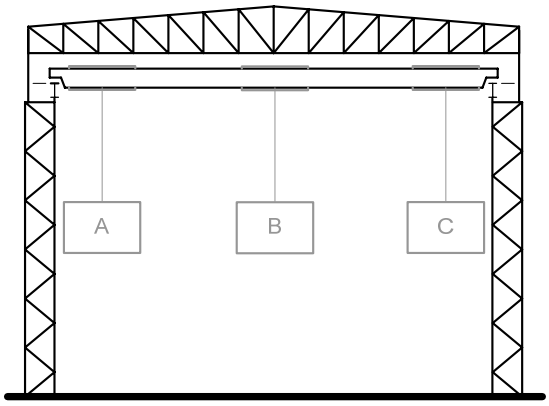


Figure A2.3 : Positions du chariot considérées pour les combinaisons sismiques

Charges vives de levage : C_v

Les charges principales de pont roulant proviennent généralement du levage de ces équipements. Dans le cas étudié, chacun des 2 ponts roulants a une capacité de 40 tonnes (392 kN). Pour la conception du bâtiment, cette charge est utilisée et est considérée se répartir sur deux roues de chaque côté de l'allée en fonction de la position transversale du chariot. Les mêmes positions de chariot utilisées dans le calcul des charges mortes dans les combinaisons sismiques sont évaluées (voir Figure A2.3).

La conception des voies de roulement est habituellement réalisée en utilisant la charge maximale aux roues plutôt que la capacité de levage. Dans ce cas, les charges vives considérées pour ce design sont calculées en soustrayant les charges permanentes de pont à la charge maximale aux roues (maximum wheel load) de 265 kN. Cela donne donc une charge vive de levage non pondérée pour le dimensionnement des voies de roulement de 217 kN/roue. Le dimensionnement du cadre typique 2D est fait en utilisant la capacité de levage des ponts au lieu de la charge maximale aux roues.

Charges verticales d'impact : C_i

Afin de simplifier la conception des structures avec ponts roulants, les effets dynamiques d'impact verticaux induits lors des débuts et des arrêts brusques des levages sont généralement pris en compte de façon statique. Pour les ponts roulants

opérés par ondes radio, comme ceux du bâtiment traité, il est commun d'utiliser une charge d'impact égale à 25% de la charge verticale charges aux roues. Dans le présent cas, une charge d'impact non pondérée de 66 kN/roue est prise dans les calculs de conception.

Charges vives latérales : C_s

Le freinage des chariots, les levages non verticaux et le balancement des charges induisent des forces horizontales perpendiculairement aux allées de ponts roulants (sidethrust). MacCrimmon (2004) propose de calculer ces forces en prenant le maximum des cas suivants : 40% de la capacité de levage, 20% de la capacité de levage et du poids du chariot, 10% du poids du pont avec levage. Dans notre cas, tel que proposé par R.A. MacCrimmon, seuls les deux derniers cas sont utilisés. Une charge horizontale non pondérée de 21 kN/roue est donc utilisée pour les designs. Puisqu'il est considéré que les roues des ponts roulants ont deux semelles, une distribution égale de ces efforts sur les deux voies de roulement est utilisée (voir hypothèse à la section 4.4.3).

Charges longitudinales : C_l

Le freinage des ponts roulants, les levages non verticaux et le balancement des charges induisent des forces horizontales de façon parallèle aux voies de roulement (traction load). Des forces statiques égales à 20% des charges sur les roues avec traction sont généralement utilisées pour représenter ce phénomène. Dans le cas étudié, puisque les analyses et conceptions sont uniquement réalisées sur un cadre typique bidimensionnel, aucune charge longitudinale n'est prise en compte.

Charges de collision avec les pare-chocs

Les structures de ce type doivent être conçues pour résister à des forces dues à la collision d'un pont roulant à pleine vitesse avec les stoppeurs aux extrémités des voies

de roulement (bumper impact). Un tel événement exceptionnel n'est pas considéré dans le présent cas car que le bâtiment est uniquement étudié transversalement au hall.

Combinaisons de charges de pont roulant

Les charges de pont roulant utilisées pour faire la conception de structures les soutenants sont déterminées en considérant différentes combinaisons des sollicitations d'équipement de levage présentées précédemment. Les charges issues de ces combinaisons sont par la suite elles-mêmes incluses dans des combinaisons avec les autres types de charges (voir section A2.2). Le Tableau A2.2 illustre les combinaisons de charges de pont roulant proposées par MacCrimmon (2004). Il est à noter que les premiers indices v, i, s, l et b réfèrent respectivement aux charges verticales, aux forces d'impact, aux charges horizontales perpendiculaires et parallèles aux voies de roulement et aux forces de collision. Les seconds indices s et m font référence aux situations avec pont roulant simple et multiple.

Tableau A2.2 : Combinaisons des charges de pont roulant

C1	$C_{vs} + 0.5C_{ss}$	Pour vérification de la fatigue
C2	$C_{vs} + C_{is} + C_{ss} + C_{ls}$	Un pont dans une allée
C3	$C_{vm} + C_{ss} + C_{ls}$	Plusieurs ponts dans une ou plusieurs allées
C4	$C_{vm} + 0.5C_{sm} + 0.9C_{lm}$	Deux ponts en tandem dans une allée
C5	$C_{vm} + C_{im} + 0.5C_{sm} + 0.5C_{lm}$	Un pont dans plusieurs allées adjacentes
C6	$C_{vm} + 0.5C_{sm}$	Un maximum de deux ponts dans plusieurs allées adjacentes
C7	$C_{vs} + C_{is} + C_{bs}$	Pour vérification lors de collision avec les pare-chocs

Puisque le bâtiment est uniquement étudié transversalement et qu'il n'y a qu'une seule allée, les cas de charges C5 à C7 ne peuvent pas être critiques pour le cadre typique 2D et pour les poutres des voies de roulement. De cette façon, les combinaisons C2 à C4 sont utilisées pour la vérification de la résistance de ces éléments. La combinaison C1 est employée pour vérifier la résistance à la fatigue des poutres de roulement.

A2.1.5 Charges conceptuelles

La norme de conception de structures d'acier CSA S16-01 demande à l'article 8.7.2 d'effectuer l'analyse des charpentes en appliquant des charges horizontales fictives ou charges conceptuelles (notional lateral loads) pour tenir compte de certains phénomènes pouvant avoir un impact sur la stabilité globale. Ces charges sont appliquées à chaque étage et correspondent à 0.5% des charges gravitaires du niveau. De cette proportion, 0.2% tient compte des désalignements possibles de la structure lors de son érection (associé à des défauts de rectitude de 1/500) et 0.3% tient compte du fait que certaines membrures auront un début de plastification sous les charges d'utilisation dû à la présence de contraintes résiduelles. Les charges horizontales fictives sont à inclure dans toutes les combinaisons en employant la même pondération que pour les charges de gravité auxquelles elles sont rattachées.

Du côté américain, la norme d'acier AISC 360-05 a le même type d'exigence à l'annexe 7. La philosophie de cette norme est toutefois légèrement différente en découplant les deux phénomènes pouvant affecter la stabilité d'une structure. Afin de tenir compte des défauts de rectitude, il est demandé d'appliquer à chaque étage des charges horizontales fictives équivalentes à 0.2% des charges gravitaires du niveau. Pour considérer la possibilité d'avoir la plastification en service de certains éléments, il est proposé de réduire les rigidités flexionnelle (EI) et axiale (EA) des pièces contribuant à stabiliser latéralement la structure. Tout comme dans la norme CSA S16-01, il est également possible d'inclure ce dernier effet en prenant des charges conceptuelles plus grandes que 0.2% des charges de gravité.

Pour les bâtiments avec pont roulant comme pour les autres types de structures, l'utilisation de charges conceptuelles combinée à une analyse de second ordre tenant en compte les non-linéarités géométriques permet de réaliser la conception des membrures sans avoir à utiliser des coefficients de longueur effective K supérieurs à 1.0. MacCrimmon, et al. (1997) ont comparé l'emploi de coefficients K à l'utilisation

de charges conceptuelles équivalentes à 0.2% des charges gravitaires. Ces recherches ont entre autres démontré le bien-fondé de l'utilisation des charges conceptuelles de même que les gains en résistance possibles liés à cette méthode. Schmidt (2001) a également réalisé une analyse visant à comparer l'utilisation de charges horizontales fictives à différentes méthodes basées sur le concept de longueur effective. Dans ces travaux, l'amplitude des charges conceptuelles (ξP) a été déterminée en se basant sur une expression proposée par Schmidt (1999) et l'ASCE (1997) issue d'une étude détaillée de structures en prenant en compte la distribution des contraintes résiduelles et les défauts de rectitude anticipés. Un paramètre correctif k_λ développé pour les poteaux de bâtiments avec pont roulant est également employé.

Dans le cas bâtiment avec ponts roulants étudié, les charges conceptuelles utilisées pour la conception aux différents sites canadiens correspondent à 0.5% des charges gravitaires tel que demandé par la norme CSA S16-01. Pour la conception à Seattle, il a également été choisi d'appliquer des charges horizontales fictives de cette amplitude afin d'éviter à avoir à réduire les rigidités tels que spécifié par la norme AISC 360-05. Les charges horizontales sont appliquées aux modèles à chacun des nœuds en fonction des forces gravitaires qui y sont tributaires.

A2.1.6 Charges de vent

Pressions externes

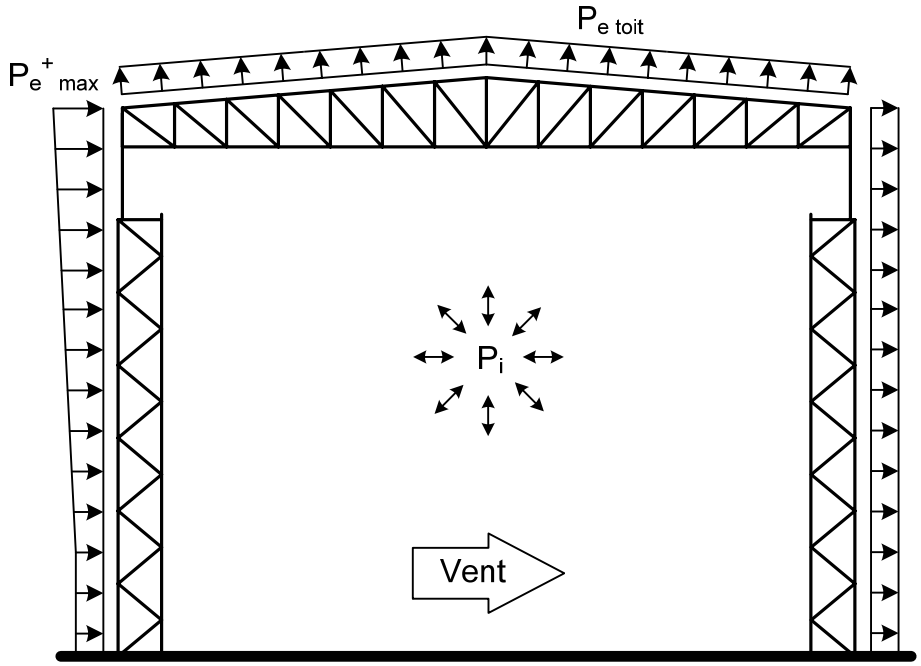
Le calcul des charges de vent utilisées pour le design des membrures de la structure 2D étudiée et des éléments secondaires est fait en supposant que le cadre en question est localisé dans la portion centrale du bâtiment. De cette façon, les charges de vent ne sont pas amplifiées par des effets de coin. Il est également considéré que le bâtiment est localisé dans un terrain dégagé sur un terrain plat.

Les pressions de vent externes sont calculées d'après les nomes de bâtiment en vigueur pour chaque site considéré. Pour les emplacements de Montréal et de Vancouver, le bâtiment est traité comme une structure élancée puisque sa hauteur dépasse 20 mètres. Pour le site de Seattle, une hypothèse semblable est prise étant donné que H < 60 pieds. Dans ce cas, la procédure analytique décrite à la section 6.5 de la norme ASCE 7-05 est utilisée. À noter que pour la conception à Seattle, puisqu'il est considéré que la structure est flexible, un calcul détaillé est nécessaire afin de déterminer la valeur du coefficient de rafale C_g. Puisque les cadres du bâtiment sont les éléments de résistances aux charges latérales dans la direction perpendiculaire à l'allée, les pressions externes primaires sont utilisées pour la conception de l'ensemble des membrures en faisant partie. Les pressions externes pour les éléments et le revêtement sont employées pour la conception des membrures secondaires ne faisant pas partie du cadre.

La Figure A2.4 présente les valeurs des pressions externes à chacun des sites étudiés pour chaque face de la structure sous un vent soufflant de l'ouest vers l'est. Dans cette figure, les pressions externes primaires et les pressions externes pour les éléments sont présentées. Même s'il n'est pas illustré, le cas avec le vent soufflant dans la direction opposée est également étudié.

Pressions internes

Bien que leur résultante horizontale sur l'ensemble de la structure soit nulle, les pressions internes doivent être considérées dans le dimensionnement des éléments du bâtiment, car elles engendrent localement des efforts non négligeables. Le calcul des pressions internes est réalisé en présumant que le bâtiment est partiellement fermé. La valeur du coefficient d'exposition C_e utilisé est calculée à mi-hauteur de la structure puisqu'il est supposé qu'aucune ouverture n'est située à un niveau supérieur. La Figure A2.4 présente les valeurs des pressions internes déterminées pour chaque site étudié.



Site	Pressions externes (global)			P. externes (éléments)		P. interne
	$P_e^+{}_{max}$ (kPa)	P_e^- (kPa)	$P_e^+{}_{toit}$ (kPa)	$P_{e\ lisses}$ (kPa)	$P_{e\ pannes}$ (kPa)	P_i (kPa)
Montréal	0.71	-0.37	-0.95	±1.07	-1.79	±0.58
Vanvouver	0.86	-0.45	-1.14	±1.28	-2.14	±0.69
Seattle	0.58	-0.36	-0.73	±0.67	-0.99	±0.49

Figure A2.4 : Pressions de vent employées pour les conceptions

A2.1.7 Charges sismiques

Poids sismiques

Le calcul des masses ou poids sismiques à utiliser pour déterminer des charges sismiques affectant le cadre typique est fait en suivant les prescriptions des normes en vigueur pour chacun des emplacements traités. Puisque le bâtiment est étudié de façon 2D, les poids calculés correspondent aux masses tributaires à un seul cadre. Pour les sites canadiens, d'après la définition présentée à l'article 4.1.8.2 du CNBC 2005, le poids sismique du bâtiment est déterminé en prenant la totalité des charges permanentes et le quart des charges de neige sans accumulation. Pour le design du

bâtiment à Seattle, d'après la définition présentée à l'article 12.7.2 de la norme ASCE 7-05, le poids sismique du bâtiment est calculé en prenant uniquement les charges mortes, car la charge de neige de base est inférieure à 30 psf. Il est à noter que les cas avec le poids mort C_D des 2 ponts roulants inclus et exclus de la charge permanente sont pris en compte. Pour le cas avec C_D inclus, les ponts roulants sont considérés être localisés à l'endroit le plus défavorable pour le cadre conçu et leur poids provient des ponts et des chariots situés au centre de l'allée. Dans tous les cas, aucune charge de levage n'est incluse dans le poids sismique. Le Tableau A2.3 présente le poids sismique final tributaire au cadre typique étudié pour chaque site. Les situations avec et sans pont roulant sont représentées

Cisaillements à la base

Pour chaque conception réalisée, le cisaillement statique à la base V est déterminé d'après les équations des codes de bâtiment pour les situations avec et sans pont roulant. La valeur de V est d'abord influencée par les données spectrales et par les conditions de sol au site considéré. La Figure 3.1 présente les spectres de conception utilisés pour chacun des emplacements. À noter que le dimensionnement du cadre à l'emplacement Seattle-D est réalisé en utilisant une récurrence sismique de 10% en 50 ans.

La période fondamentale T de la structure est utilisée pour déterminer l'accélération nécessaire au calcul de V à partir du spectre de design. La valeur de T est obtenue à partir d'une analyse modale réalisée sur le cadre typique. Pour les sites canadiens, d'après l'article 4.1.8.11 du CNBC 2005 et considérant la structure comme un cadre résistant aux moments, la valeur de T ne doit cependant pas être inférieure 1.5 fois la période déterminée à partir de la formule empirique $0.085h^{3/4}$ présentée à ce même article. Pour Seattle, d'après la Table 12.8-1 de la norme ASCE 7-05, T ne doit pas être inférieure 1.4 fois la valeur déterminée à partir de la formule empirique $0.0724h^{0.8}$ (article 12.8.2.1 pour cadre rigide).

Afin de tenir compte de la sur-résistance des charpentes et de la réduction des effets des séismes due à leur ductilité, les codes de conception permettent une réduction des forces sismiques totales V à travers des facteurs R (R_dR_o et R respectivement selon le CNBC 2005 et la norme ASCE 7-05). La valeur de ces facteurs dépend du type de construction de même que de l'inclusion de détails sismiques particuliers. Dans le cas du bâtiment étudié aux sites canadiens, la conception sismique est effectuée en supposant que la structure est dans la catégorie des constructions conventionnelles. Cela est associé à des facteurs $R_d = 1.5$ et $R_o = 1.3$ selon le Tableau 4.1.8.9 du CNBC 2005. Pour le bâtiment à Seattle, il est considéré que ce dernier n'est pas spécialement détaillé pour résister aux séismes. Selon la Table 12.2-1 de la norme ASCE 7-05, un facteur R = 3.0 est utilisé.

Le Tableau A2.3 présente les principales données nécessaires au calcul du cisaillement statique à la base du cadre dans la direction perpendiculaire. Les conditions incluant et excluant la charge permanente de 2 ponts roulants situés au point le plus défavorable y sont représentées. Puisqu'il est observé que la situation avec les ponts roulants inclus dans le calcul de la masse donne une valeur de V supérieure dans tous les cas, seule cette condition est considérée pour les analyses réalisées et présentées à la section 4.5.

Tableau A2.3 : Cisaillement statique à la base du cadre typique pour chaque site

Site		Montréal-C		Vancouver-C		Vancouver-E		Seattle-D	
Situation		Avec pont	Sans pont	Avec pont	Sans pont	Avec pont	Sans pont	Avec pont	Sans pont
W	(kN)	1228	889	1184	845	1188	849	1059	721
T_{emp}	(s)	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91
T_{modal}	(s)	1.34	1.13	1.25	1.05	1.20	1.01	1.21	0.97
$T_{utilisé}$	(s)	1.34	1.13	1.25	1.05	1.20	1.01	1.21	0.97
$S(T) \times M_v$*	(g)	0.112	0.151	0.290	0.338	0.546	0.608	0.415	0.515
R_dR_o ou R	(-)	1.5 x 1.3	1.5 x 1.3	1.5 x 1.3	1.5 x 1.3	1.5 x 1.3	1.5 x 1.3	3.0	3.0
V	(kN)	71	69	176	146	333	265	146	124

*M_v applicable uniquement aux sites canadiens

Méthodes de répartition des charges sismiques

La conception du bâtiment à l'étude est effectuée en considérant deux méthodes de répartition des charges sismiques calculées précédemment. Les méthodes en question

sont : la méthode de la force statique équivalente et la méthode d'analyse spectrale. La méthode statique est choisie afin de refléter les pratiques courantes de conception tandis que la méthode dynamique est employée pour répondre aux nouvelles exigences du CNBC 2005 concernant les bâtiments irréguliers. L'utilisation des 2 méthodes permet également de comparer les résultats de chacune (voir section 4.5.2).

La répartition des charges sismiques selon la méthode de la force statique équivalente est réalisée en appliquant des charges horizontales à chacun des nœuds de la structure modélisée en fonction de la masse qui lui est tributaire et de son élévation. Les formules présentées aux articles 4.1.8.11 6) du CNBC 2005 et 12.8.3 de la norme ASCE 7-05 sont respectivement utilisées pour déterminer ces forces horizontales. À noter que pour les conceptions réalisées selon le CNBC 2005, la charge concentrée au toit F_t, servant à prendre en compte l'effet des modes supérieurs, est également distribuée à chacun des nœuds du toit.

L'analyse spectrale de la structure est effectuée en utilisant les spectres de conception propres à chaque emplacement et présentés à la Figure 3.1 (10% en 50 ans pour le site Seattle-D). Des facteurs d'échelles sont appliqués aux spectres afin de prendre en compte les réductions de charge par les facteurs R et pour s'assurer d'avoir un cisaillement à la base dynamique au moins égal à V statique pour les conceptions canadiennes, considérant la structure comme irrégulière, et à 85% de V statique pour la conception américaine. Dans tous les cas, la méthode de combinaison modale CQC est employée et un nombre suffisant de modes sont inclus afin d'avoir au moins 90% de la masse participante.

A2.2 Combinaisons de charges

La conception des structures supportant des ponts roulants est normalement réalisée en employant des combinaisons de charges différentes de celles utilisées pour les autres types de bâtiment. Ces combinaisons, tel que présenté dans le guide « Guide for the

Design of Crane-Supporting Steel Structures » et dans le « Technical report No. 13 », traitent les forces de pont roulant dans un cas de charges distinct combiné aux autres sollicitations. La section qui suit présente les combinaisons utilisées pour effectuer les conceptions canadiennes (Montréal et Vancouver) et américaines (Seattle) du bâtiment étudié dans ce chapitre. Les méthodes d'inclusion des effets P-Δ sont également présentées.

Combinaisons pour les conceptions canadiennes

Les combinaisons de charges utilisées pour effectuer les conceptions à Montréal et à Vancouver du bâtiment à l'étude ont été choisies d'après le guide de MacCrimmon (2004). Ces combinaisons ont été élaborées à partir du principe des charges concomitantes afin d'être compatibles avec le CNBC 2005. Dans ces combinaisons, les sollicitations de pont roulant sont incluses dans un cas de charge distinct au même titre que la neige et le vent par exemple. Le Tableau A2.4 présente le résumé des combinaisons de charges employées pour les conceptions au Canada. Il est à noter qu'aucune combinaison n'inclut de charge vive au toit L puisque la surcharge de neige S est plus importante dans tous les cas.

Tableau A2.4 : Résumé des combinaisons de charges pour les conceptions canadiennes

Combinaisons non sismiques :	1.4D
	1.25D + 1.5C + 0.5S
	1.25D + 1.5C + 0.4W
	1.25D + 1.5S + 0.5C
	1.25D + 1.4W + 0.5C
	1.25D + 1.5S + 0.4W
	1.25D + 1.4W + 0.5S
	0.9D + 1.5C
	0.9D + 1.4W
Combinaisons sismiques :	1.0D + 1.0C_D + 0.25S + 1.0E
	1.0D + 1.0C_D + 1.0E

Dans les combinaisons du Tableau A2.4, les charges de pont roulant sont déterminées en utilisant les trois positions du chariot présentées à la Figure A2.3. Les charges de

vent sont obtenues en considérant une pression interne positive ou négative. Les charges de séisme utilisées sont déterminées à partir des méthodes de répartition statique équivalente et d'analyse spectrale décrites à la section A2.1.7. Les charges horizontales fictives sont incluses en fonction des charges gravitaires en présence. Finalement, puisque la structure est conçue de façon symétrique, l'ensemble des charges latérales (vent, séisme, charges horizontales de pont roulant et charges conceptuelles) sont appliquées dans une seule direction. En suivant tous les cas décrits ci-dessus, 28 combinaisons non sismiques et de 18 combinaisons sismiques sont étudiées au total.

Combinaisons pour la conception à Seattle

Bien qu'aux États-Unis les approches de design des états limites et des contraintes admissibles soient toutes deux utilisées, les guides américains de conception de bâtiment avec pont roulant (Technical report No. 13 et AISC Design guide 7) proposent des combinaisons de charges basées uniquement sur les contraintes admissibles. Puisque le bâtiment à Seattle est dimensionné selon l'approche des états limites, il a été choisi d'utiliser les combinaisons présentées dans MacCrimmon (2004) en appliquant des facteurs de pondération compatibles avec la norme ASCE 7-05 (selon la proposition de R.A. MacCrimmon). Le Tableau A2.5 présente le résumé des combinaisons de charges utilisées pour faire la conception à Seattle. Les coefficients de pondération des charges mortes différents de 1.0 dans les combinaisons sismiques servent à considérer les accélérations verticales tel qu'exigé par la norme ASCE 7-05.

Tableau A2.5 : Résumé des combinaisons de charges pour la conception à Seattle

Combinaisons non sismiques :	1.4D
	1.2D + 1.6C + 0.5L
	1.2D + 1.6C + 0.5S
	1.2D + 1.6C + 0.8W
	1.2D + 1.6 L + 0.5C
	1.2D + 1.6S + 0.5C
	1.2D + 1.6W + 0.5C
	1.2D + 1.6L + 0.8W
	1.2D + 1.6S + 0.8W
	1.2D + 1.6W + 0.5L
	1.2D + 1.6W + 0.5S
	0.9D + 1.6C
	0.9D + 1.6W
Combinaisons sismiques :	1.4D + 1.4CD + 0.5L + 1.0E
	0.7D + 0.7CD + 1.0E

Dans l'élaboration des combinaisons du Tableau A2.5, aucune charge de neige uniforme n'est prise en compte étant donné que la charge vive au toit est supérieure. Des combinaisons avec cas de neige déséquilibrée de chaque côté du toit (voir Figure A2.1) sont toutefois étudiées. Dans les combinaisons, tout comme pour les conceptions au Canada, les charges de vent sont déterminées en supposant une pression interne positive ou négative, les charges sismiques sont calculées d'après des méthodes de répartition statique équivalente et d'analyse spectrale, les charges horizontales fictives sont incluses en fonction des charges gravitaires présentent et l'ensemble des charges latérales sont appliquées dans une seule direction. En suivant tous les cas décrits, 48 combinaisons non sismiques et de 18 combinaisons sismiques sont analysées.

Inclusion des effets P-Delta

Les analyses des combinaisons de charges non sismiques sont réalisées en incluant les effets P-Δ globaux de la structure directement à travers le logiciel d'analyse structurale employé. Pour les combinaisons sismiques, les effets des charges latérales sont amplifiés par un facteur U_2 déterminé selon l'article 27.1.8 de la norme CSA S16-01 et l'article 12.8.7 de la norme ASCE 7-05. La valeur du coefficient U_2 calculée pour

toutes les conceptions est de 1.04. Puisque le bâtiment conçu ne possède pas d'étage clairement défini, ce facteur est utilisé pour l'ensemble du bâtiment. Ce dernier est déterminé en utilisant le déplacement latéral maximum du toit sous les charges sismiques et est appliqué en amplifiant les coefficients de pondération des charges de séisme. Puisque le même facteur est appliqué à toute la structure, il s'agit d'une hypothèse conservatrice.

A2.3 Conception des membrures soutenues par les cadres

Cette section présente les étapes suivies pour le dimensionnement des différents éléments soutenus par le cadre du bâtiment étudié au Chapitre 4. Ces éléments sont conçus de façon à connaître leur poids précisément. Les éléments en question sont : les poutres des voies de roulement, les lisses, les pannes et les poutres longitudinales entre les cadres. Les hypothèses de conception et les éléments investigués sont indiqués. Les choix finaux de section pour ces membrures sont présentés.

A2.3.1 Poutres des voies de roulement

La conception des poutres de roulement est réalisée en considérant les charges décrites à la section A2.1.4 et en utilisant les combinaisons illustrées au Tableau A2.2. Pour chacune des combinaisons, les cas les plus critiques sont retenus. Ces derniers sont déterminés en considérant les situations avec un et deux ponts roulants et en étudiant l'ensemble des positions possibles des ponts. À cette fin, une analyse de charges mobiles réalisées à l'aide d'un chiffrier est effectuée. À noter que les résultats de cette dernière sont également utilisés pour déterminer les charges de pont roulant pour le dimensionnement du cadre lui-même et pour les diverses analyses réalisées.

Afin de limiter les déformations des poutres de roulement, les moments d'inertie minimums sont déterminés. Les critères de déflexion utilisés sont de L/600 verticalement et de L/400 latéralement. Puisque les charges vives latérales, C_s, sont

appliquées sur le rail situé sur la semelle supérieure, supposé que seule la moitié du moment d'inertie selon l'axe faible de la poutre peut résister à la flexion latérale. En utilisant le chiffrier d'analyse de charges mobiles créé, il est déterminé que le cas avec deux ponts et sans impact (cas C3 du Tableau A2.2) est le plus critique pour les flèches verticales et que le cas avec un seul pont avec impact est le pire pour les déflexions latérales (cas C2 du Tableau A2.2). Les moments d'inertie requis sont de 4110 x 10^6 mm^4 autour de l'axe fort et de 142 x 10^6 mm^4 autour de l'axe faible pour une seule semelle.

Les efforts de dimensionnement sont également déterminés en considérant l'ensemble des combinaisons de pont roulant et en regardant toutes les positions possibles. Il est déterminé que le cas C3 du Tableau A2.2 (charges verticales de deux ponts sans impact et charges latérales d'un pont) est celui qui provoque les efforts de flexion les plus défavorables. Pour la vérification de la résistance, les effets combinés de flexion et de torsion due à l'excentricité du point d'application des charges latérales sont considérés. La section W1000x321 est choisie puisqu'elle a une résistance suffisante et des moments d'inertie supérieurs aux valeurs minimales. Cette section est valide pour les 3 emplacements du bâtiment considérés. La section choisie a aussi été vérifiée pour résister aux efforts de cisaillement et à la fatigue. À noter qu'une section formée d'un profilé en I recouvert d'un profilé en C aurait également pu être utilisée. Le gain en résistance latérale et en moment d'inertie autour de l'axe faible offert par une telle option ne justifiait néanmoins pas son utilisation.

A2.3.2 Pannes

Les pannes de toiture sont formées de sections W et sont disposées comme indiqué à la Figure 4.5. Ces dernières reposent sur les treillis de toit vis-à-vis les montants et sont inclinées d'environ 5°. Les pannes sont conçues pour résister aux charges gravitaires mortes et vives ainsi qu'aux charges de vent incluant la pression interne. En flexion

positive, le revêtement métallique est présumé offrir un support latéral contre le déversement. En moments négatifs, les supports prévenant le déversement sont fournis par deux tirants disposés aux tiers de la portée de 10 mètres séparant les cadres. La conception des pannes est effectuée pour l'ensemble des combinaisons de charges susceptibles d'être critiques et en considérant les effets de torsion engendrés par l'excentricité du point d'application des charges gravitaires par rapport au centre de torsion de la section. Les pannes sont également conçues de façon à limiter les flèches à L/180. Pour les sites de Montréal et de Vancouver, la section retenue pour l'ensemble des pannes est un W310x39. Pour le site de Seattle, la section choisie est un W310x33. Cette différence de section s'explique principalement par le fait que les charges de neige et de vent sont inférieures à Seattle par rapport aux autres emplacements.

A2.3.3 Lisses

Les lisses soutenant le parement extérieur sont formées de section en C et sont disposées comme indiqué à la Figure 4.6. Les lisses sont connectées aux poteaux aux positions montrées sur la coupe détaillée du cadre étudié présentée à l'Annexe 1. Les lisses sont également retenues par deux tirants disposés aux tiers de la portée de 10 mètres pour réduire la flexion autour de l'axe faible. Ces tirants permettent de ramener les charges verticales des lisses à deux différents niveaux sur des poutres reliant les cadres entre eux. Les lisses sont conçues pour résister aux charges mortes du revêtement et de leur poids propre ainsi qu'aux charges de vent incluant la pression interne. Sous une pression de vent positive et avec une pression interne négative, le déversement est prévenu par le revêtement métallique. Sous des pressions inversées, les tirants sont présumés offrir un support contre le déversement La conception des lisses est effectuée pour l'ensemble des combinaisons de charges susceptibles d'être critiques Les lisses sont également dimensionnées de façon à limiter les flèches à L/180. Pour les sites de Montréal et de Seattle, la section retenue pour l'ensemble des

lisses est un C310x31. Pour le site de Vancouver, la section choisie est un C310x37. Cette différence de section s'explique principalement les charges vent plus importantes à Vancouver.

A2.3.4 Poutres longitudinales reliant les cadres

Les poutres longitudinales sont disposées à différents niveaux, tel qu'indiqué sur la coupe détaillée du cadre étudié présentée à l'Annexe 1. Ces poutres servent principalement à transférer les charges latérales entre les cadres dans l'axe de l'allée des ponts roulants et à stabiliser les éléments des cadres. Ces poutres sont également utilisées pour reprendre les efforts provenant des tirants qui retiennent le système de lisses. Puisque les efforts longitudinaux ne sont pas déterminés dans la phase de conception, les poutres sont uniquement dimensionnées à partir des charges provenant des tirants qu'elles retiennent. Une section utilisée à moins de 50% de sa capacité et de forme trapue est choisie. Pour l'ensemble des emplacements, la section sélectionnée est un W200x59. Bien que le calcul de ces éléments soit quelque peu imprécis, le but ici est uniquement d'inclure des charges réalistes issues de ces poutres pour la conception du cadre et pour les analyses effectuées.

Annexe 3 :
Étude de sensibilité du bâtiment Vancouver-E par rapport aux facteurs de calibration des accélérogrammes

Comme il a été mentionné à la section 3.1, la calibration des accélérogrammes utilisés pour les analyses au site Vancouver-E est difficilement réalisable en employant les méthodes plus communes utilisées pour l'étalonnage des séismes des autres emplacements. Cela est dû au fait que les spectres d'accélération des enregistrements en question sont caractérisés par de grandes amplifications à la fréquence de résonance du sol, cette dernière s'approchant parfois de la fréquence naturelle du bâtiment étudié. Les facteurs utilisés ont été déterminés en égalant l'aire sous les spectres des accélérogrammes et du CNBC 2005 sur une plage de périodes allant de 0.5 à 3.5 secondes et en imposant certaines restrictions par rapport aux valeurs spectrales maximales.

L'étude présentée dans cette annexe vise à déterminer la sensibilité du bâtiment avec ponts roulants étudié au site Vancouver-E par rapport aux facteurs de calibration des accélérogrammes utilisés. L'objectif de ce travail est de vérifier si la réponse sismique du bâtiment obtenue d'analyses non linéaires peut être disproportionnellement influencée par les facteurs d'étalonnage employés. Pour ce faire, la réponse du bâtiment avec ancrages ductiles à l'emplacement Vancouver-E (voir section 4.5.3) est déterminée à partir d'analyses effectuées avec les accélérogrammes de ce site calibrés par des facteurs supérieurs à ceux utilisés pour les analyses principales. La comparaison de différents paramètres de réponse doit permettre de déterminer la sensibilité de la structure par rapport à l'intensité des enregistrements la sollicitant.

Cette annexe est divisée comme suit. Dans un premier temps, les détails de la procédure suivie pour effectuer la calibration des accélérogrammes du site Vancouver-E sont d'abord décrits à la section A3.1. La section A3.2 présente la méthodologie employée et les résultats obtenus. Finalement, une discussion sur l'étude de la sensibilité effectuée est réalisée à la section A3.3.

A3.1 Détails de la méthode de calibration employée

Afin de réaliser la mise à l'échelle des accélérogrammes de l'emplacement Vancouver-E, une étude de l'influence de la plage de calibration sur les facteurs obtenus a tout d'abord été effectuée. En considérant des 6 plages de périodes, ayant une étendue de 1.0, 2.0 ou 3.0 secondes et débutant à 0.5 ou à 1.0 seconde, des facteurs d'échelle ont été calculés pour chaque enregistrement en annulant la différence entre leur l'aire sous leur spectre d'accélération et celui du CNBC 2005.

Comme il a été remarqué que les facteurs déterminés pour une plage de périodes allant de 0.5 à 3.5 secondes constituent une valeur médiane dans presque tous les cas, il a été choisi d'utiliser ces valeurs pour mettre à l'échelle les enregistrements. Afin d'éviter que les spectres calibrés aient des accélérations trop importantes à la fréquence de résonance du sol, il est choisi de réduire les facteurs d'échelle lorsque nécessaire de manière à ne pas excéder 2 fois la valeur spectrale du code sur plus de 0.1 seconde au total. Les facteurs déterminés pour les 6 plages étudiées sont présentés au Tableau A3.1.

Tableau A3.1 : Facteurs d'échelle des séismes du site Vancouver-E calculés pour différentes plages

Signal	Plages de 1.0 s		Plages de 2.0 s		Plages de 3.0 s		Maximum	Médiane	Minimum	Facteurs utilisés
	0.5 à 1.5 s	1.0 à 2.0 s	0.5 à 2.5 s	1.0 à 3.0 s	0.5 à 3.5 s	1.0 à 4.0 s				
174-140	2.1	1.7	1.8	1.6	1.8	1.7	2.1	1.7	1.6	1.8
174-230	1.8	2.3	2.1	2.5	2.2	2.5	2.5	2.2	2.1	1.8*
178-140	1.7	1.7	1.6	1.5	1.5	1.5	1.7	1.6	1.5	1.5
721-000	1.3	1.5	1.5	1.7	1.6	1.8	1.7	1.5	1.5	1.6
728-090	2.7	2.9	2.7	2.7	2.8	2.8	2.9	2.7	2.7	2.8
728-180	1.3	1.3	1.5	1.5	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4	1.6
732-043	0.8	0.9	1.1	1.2	1.2	1.4	1.2	1.0	1.0	1.2
732-133	1.1	1.4	1.4	1.8	1.7	2.1	1.8	1.4	1.4	1.7
759-000	1.4	1.6	1.6	1.9	1.8	2.1	1.9	1.6	1.6	1.8
759-090	1.0	1.1	1.0	1.1	1.0	1.2	1.1	1.1	1.0	1.0
808-000	2.6	2.6	2.6	2.9	2.9	3.3	2.9	2.6	2.6	2.9
808-090	1.7	1.7	1.6	1.7	1.7	1.8	1.7	1.7	1.6	1.7

* Limité à 2 fois la valeur spectrale du CNBC sur plus de 0.1 seconde

A3.2 Méthodologie et résultats obtenus

Afin de déterminer la sensibilité du bâtiment avec ponts roulants au site Vancouver-E par rapport aux facteurs utilisés pour calibrer les accélérogrammes, des analyses supplémentaires de ce bâtiment sont réalisées pour le cas avec ancrages ductiles. Ces dernières sont effectuées en utilisant les valeurs maximales des facteurs de calibration de chaque séisme calculés pour les 6 plages de périodes considérées pour l'étude de l'influence des zones d'étalonnage. En comparant la réponse de la structure avec ces facteurs et avec ceux choisis pour les analyses principales, il doit être déterminé si une faible variation de l'intensité des séismes peut entraîner une augmentation significative des déplacements, des accélérations, des déformations des ancrages et du taux d'utilisation des poteaux. À noter que cette étude est effectuée pour 11 des 12 séismes du site Vancouver-E puisque le facteur d'échelle de l'enregistrement 728-180 utilisé pour les analyses principales correspond déjà à la valeur maximale pour toutes les plages. Le tableau A3.2 présente les résultats obtenus avec les facteurs de calibration maximums ainsi que leur différence par rapport à ceux des analyses avec les facteurs originaux présentés à la section 4.5.3.

Tableau A3.2 : Facteurs d'échelle des séismes du site Vancouver-E calculés pour différentes plages

Signal	174-140	174-230	178-140	721-000	728-090	732-043	732-133	759-000	759-090	808-000	808-090
1 : Facteur original	1.8	1.8	1.5	1.6	2.8	1.2	1.7	1.8	1.0	2.9	1.7
2 : Facteur maximum	2.1	2.5	1.7	1.8	2.9	1.4	2.1	2.1	1.2	3.3	1.8
Différence	+17 %	+39 %	+13 %	+13 %	+4 %	+17 %	+24 %	+17 %	+20 %	+14 %	+6 %
	Déplacement au niveau des ponts roulants (mm)										
1	258	183	177	252	235	184	236	232	272	294	235
2	236	258	208	265	252	186	296	250	345	354	272
Différence	-9 %	+41 %	+18 %	+5 %	+7 %	+1 %	+26 %	+8 %	+27 %	+20 %	+15 %
	Déplacement au toit (mm)										
1	306	218	208	299	270	225	282	276	319	344	285
2	280	304	241	317	291	219	358	301	400	411	325
Différence	-8 %	+40 %	+16 %	+6 %	+8 %	-3 %	+27 %	+9 %	+25 %	+20 %	+14 %
	Accélération au niveau des ponts roulants (g)										
1	1.21	0.63	0.60	0.98	1.06	1.10	0.93	0.89	0.75	1.02	0.83
2	1.56	1.03	0.99	1.09	1.10	1.19	0.92	0.95	1.03	1.05	0.86
Différence	+29 %	+65 %	+66 %	+11 %	+4 %	+9 %	-1 %	+7 %	+37 %	+3 %	+3 %
	Accélération au toit (g)										
1	0.84	0.54	0.49	0.86	0.76	0.85	0.67	0.78	0.52	0.58	0.65
2	1.18	0.74	0.67	0.97	0.74	0.92	0.66	0.80	0.73	0.80	0.60
Différence	+41 %	+38 %	+35 %	+13 %	-2 %	+9 %	-2 %	+3 %	+40 %	+40 %	-8 %
	Déformation maximale des ancrages (%)										
1	4.9%	2.6%	2.5%	4.8%	4.4%	2.8%	4.3%	4.2%	5.3%	6.1%	4.3%
2	4.4%	5.0%	3.5%	5.2%	4.8%	2.8%	5.9%	4.7%	7.6%	7.9%	5.4%
Différence	-11 %	+88 %	+39 %	+7 %	+11 %	+2 %	+39 %	+11 %	+43 %	+31 %	+25 %
	Taux d'utilisation des poteaux extérieurs à la base (%)										
1	73%	68%	68%	72%	71%	69%	71%	70%	74%	75%	72%
2	71%	73%	69%	73%	73%	69%	75%	72%	76%	78%	74%
Différence	-2 %	+7 %	+3 %	+2 %	+2 %	0 %	+6 %	+2 %	+4 %	+4 %	+2 %
	Taux d'utilisation des poteaux supérieurs au niveau des ponts (%)										
1	122%	99%	97%	127%	120%	123%	118%	119%	115%	123%	115%
2	148%	116%	117%	137%	121%	129%	132%	124%	136%	138%	119%
Différence	+21 %	+16 %	+20 %	+7 %	+1 %	+5 %	+12 %	+4 %	+18 %	+13 %	+4 %

A3.3 Discussion

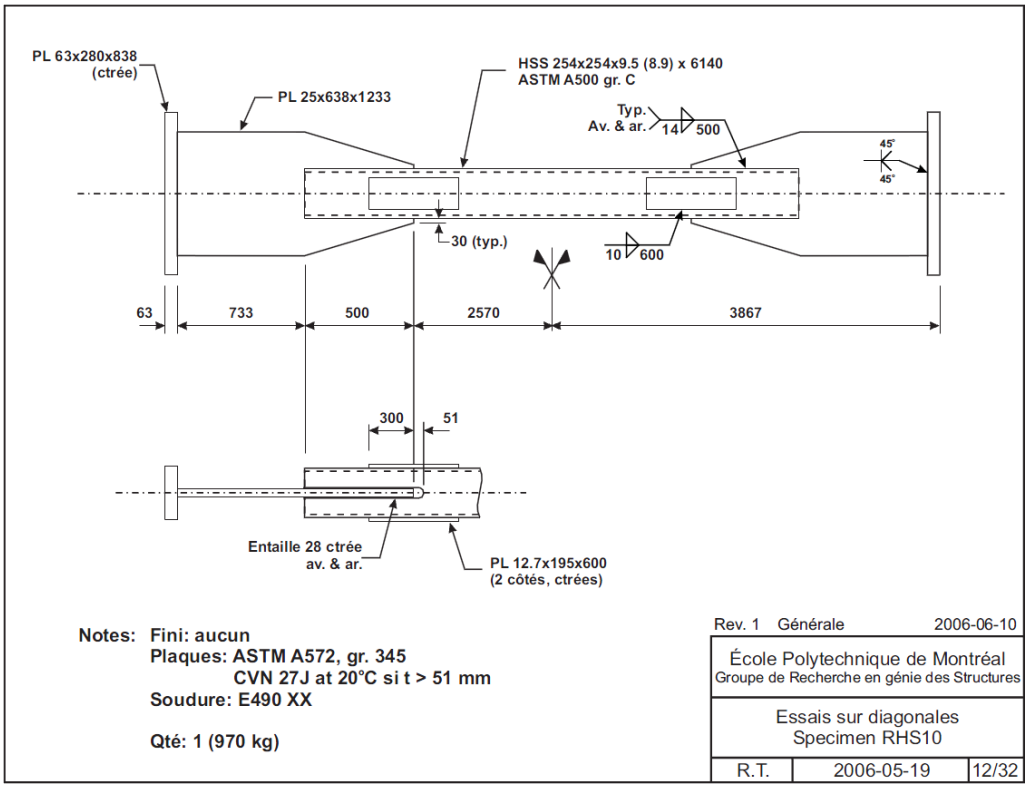
Les résultats du Tableau A3.2 montrent que la variation des déplacements de la structure est relativement équivalente à celle des facteurs utilisés pour calibrer les accélérogrammes pour les deux séries d'analyses considérées. Mis à part quelques exceptions, les accélérations varient également approximativement du même ordre de grandeur que les facteurs d'échelle. Les efforts dans les poteaux extérieurs à la base du bâtiment sont très peu augmentés lorsque des séismes plus intenses sont utilisés puisque ceux-ci sont contrôlés par la plastification des ancrages aux fondations. Les

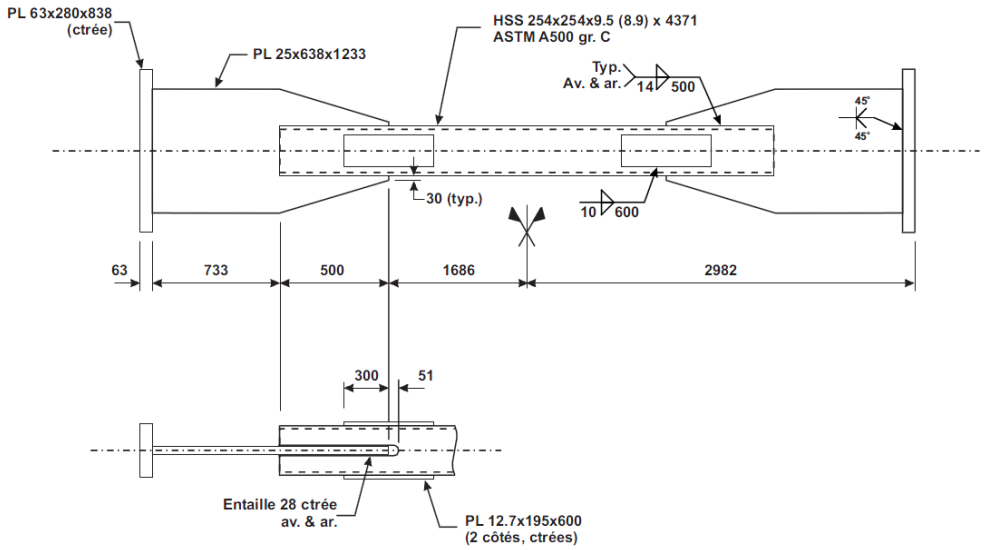
efforts dans les colonnes au-dessus du niveau des ponts varient quant à eux dans des proportions semblables aux facteurs d'échelle. Cela concorde avec les observations discutées à la section 4.5.3.5 selon lesquelles la réduction des efforts dans ces poteaux due à la plastification des barres d'ancrage est moindre que pour les colonnes à la base. Le tableau A3.2 montre que la déformation des ancrages est le paramètre le plus sensible aux variations des facteurs d'échelle. Pour 4 enregistrements, la variation de la déformation maximale des tiges a été inférieure à celle des facteurs. Pour les autres, elle a été plus importante que celles des facteurs. L'accélérogramme 178-140 est celui pour lequel les déformations ont le plus varié par rapport aux facteurs (3x supérieurs).

Malgré la sensibilité des déformations des tiges d'ancrage face à l'intensité des séismes considérés pour les analyses, la méthode utilisée pour calibrer les enregistrements du site Vancouver-E de même que les facteurs d'étalonnage en résultants sont jugés appropriés puisque le spectre médian des accélérogrammes calibrés selon la méthode originale est très près du spectre de design du site représenté. Le fait d'effectuer la calibration des enregistrements sur une plus grande plage de périodes amoindrit également de façon globale l'impact des grandes amplifications observées dans les spectres des séismes sans effacer la signature de chaque séisme. Par les analyses résumées dans cette annexe, il a été déterminé que les déplacements et accélérations du bâtiment varient du même ordre que les facteurs d'échelle appliqués aux séismes. Dans ce cas, l'erreur sur ces paramètres, si elle existe, ne peut donc pas être disproportionnelle. Les efforts des éléments qui ont trouvé les plus critiques lors des analyses temporelles élastiques du bâtiment (section 4.5.2), les poteaux extérieurs à la base du cadre, sont également très peu influencés par les facteurs calibrant l'intensité des séismes. Finalement, l'effet de la variation de l'intensité des accélérogrammes sur les déformations n'est pas systématique et il est jugé qu'un enregistrement inadéquatement calibré ne devrait pas grandement influencer les résultats analysés (médianes et du 84e centile). Pour toutes ces raisons, les accélérogrammes employés pour les analyses au site Vancouver-E sont jugés adéquats

Annexe 4 :
Détails des spécimens des diagonales étudiés au Chapitre 6 et mesures effectuées

Cette annexe présente les dessins ayant servi à la fabrication des spécimens de diagonale de contreventement dont les essais sont relatés au Chapitre 6. Ces dessins ont été produits par le professeur Robert Tremblay. Leur présentation vise à avoir une meilleure idée de la géométrie des spécimens testés et de leurs détails d'assemblage. Cette annexe présente également les mesures effectuées sur les spécimens en question avant leur test.





Notes: **Fini: aucun**
Plaques: ASTM A572, gr. 345
CVN 27J at 20°C si t > 51 mm
Soudure: E490 XX

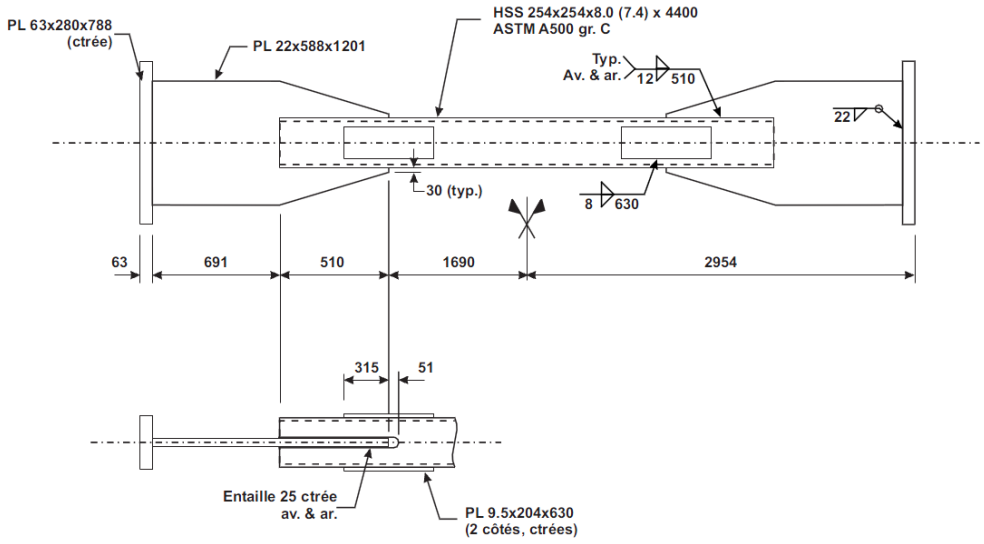
Qté: 1 RHS11 (852 kg)
1 RHS12 (852 kg)

Rev. 1 Générale 2006-06-10

École Polytechnique de Montréal
Groupe de Recherche en génie des Structures

Essais sur diagonales
Specimens RHS11 & RHS12

R.T.	2006-05-19	13/32



Notes: **Fini: aucun**
Plaques: ASTM A572, gr. 345
CVN 27J at 20°C si t > 51 mm
Soudure: E490 XX

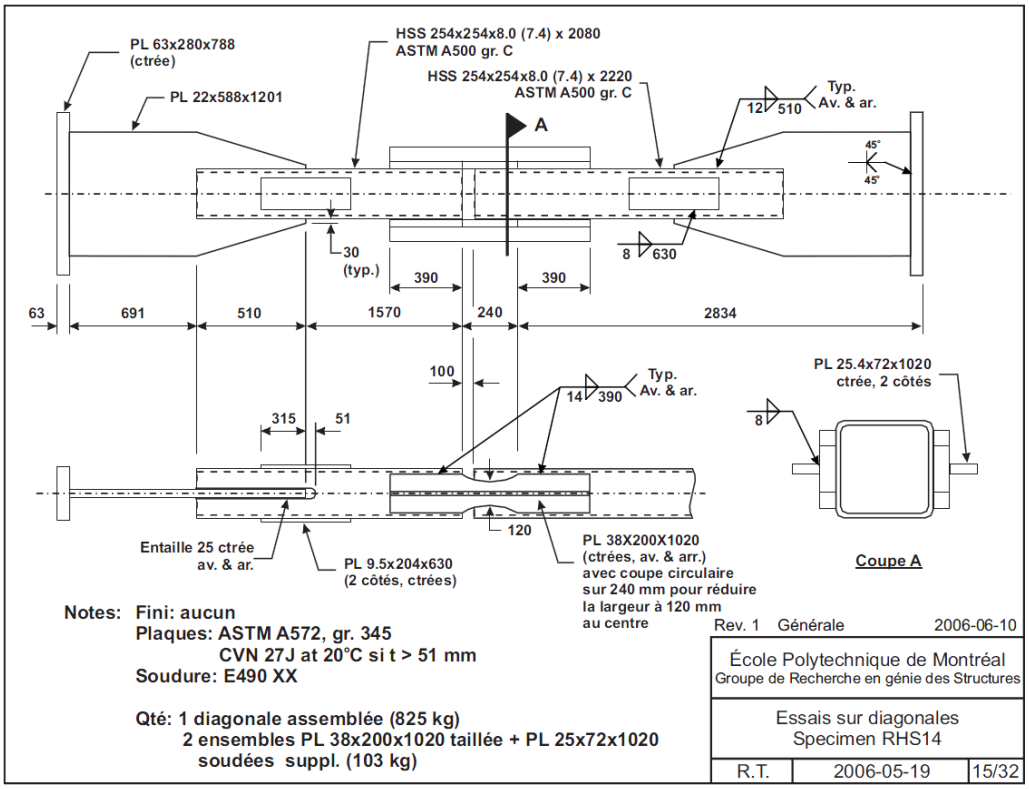
Qté: 1 (712 kg)

Rev. 1 Générale 2006-06-10

École Polytechnique de Montréal
Groupe de Recherche en génie des Structures

Essais sur diagonales
Specimen RHS13

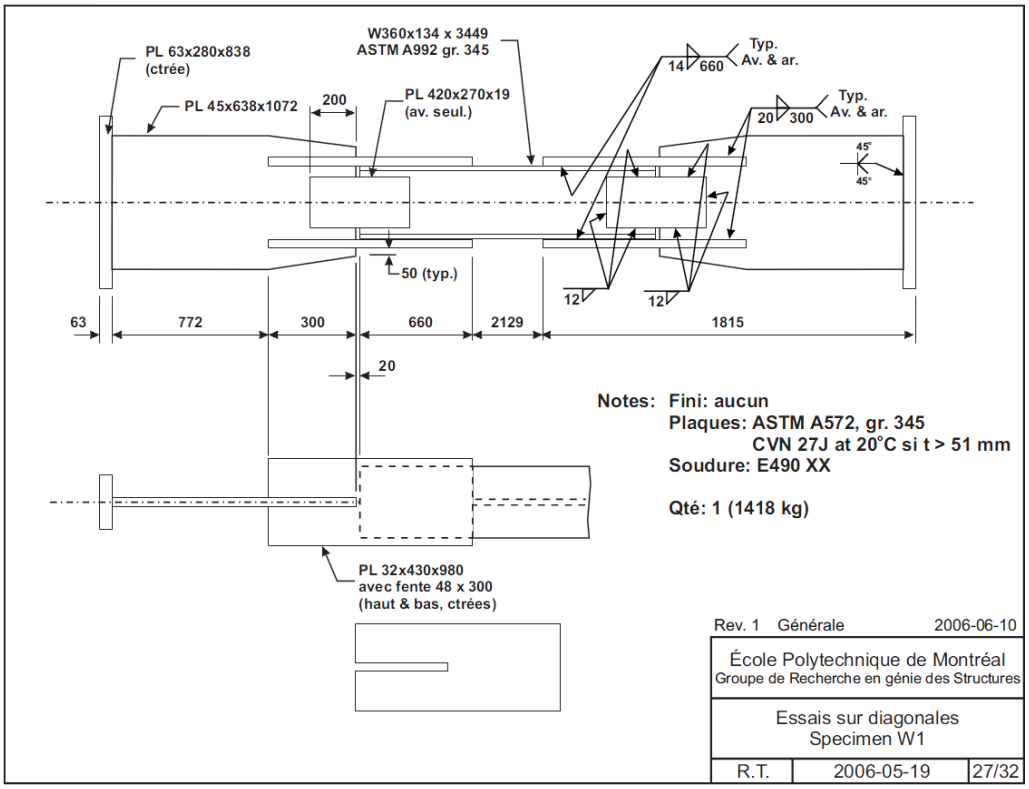
R.T.	2006-05-19	14/32



Notes: Fini: aucun
Plaques: ASTM A572, gr. 345
CVN 27J at 20°C si t > 51 mm
Soudure: E490 XX

Qté: 1 diagonale assemblée (825 kg)
2 ensembles PL 38x200x1020 taillée + PL 25x72x1020
soudées suppl. (103 kg)

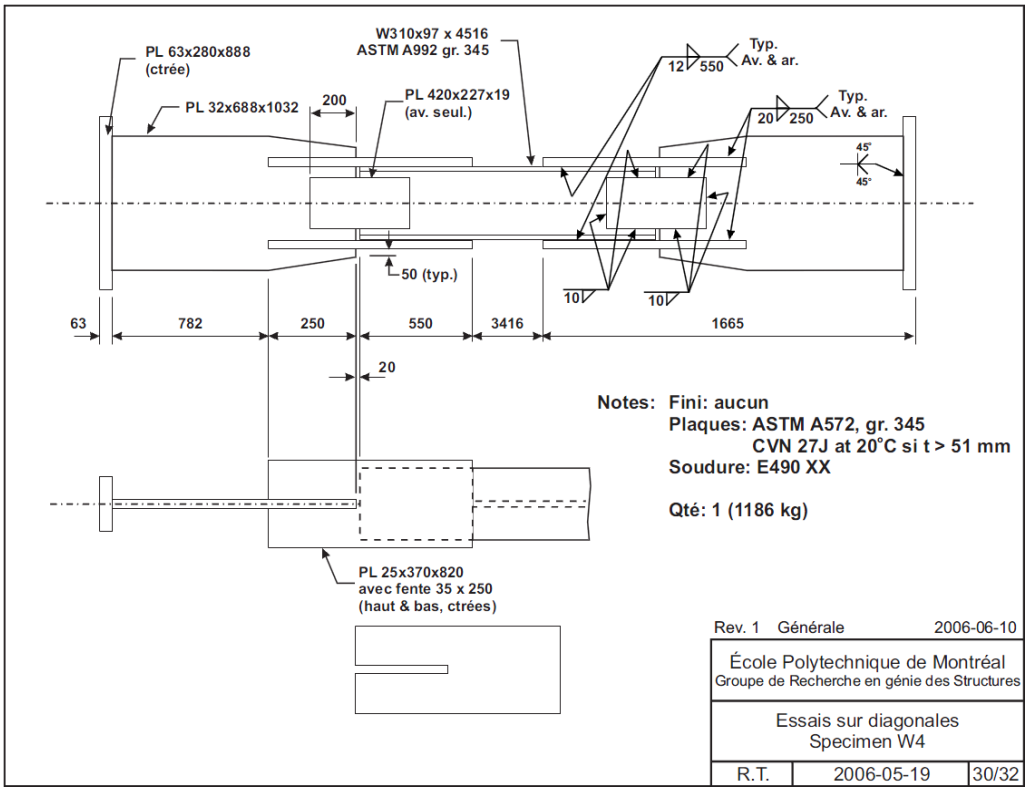
Rev. 1 Générale		2006-06-10
École Polytechnique de Montréal Groupe de Recherche en génie des Structures		
Essais sur diagonales Specimen RHS14		
R.T.	2006-05-19	15/32



Notes: Fini: aucun
Plaques: ASTM A572, gr. 345
CVN 27J at 20°C si t > 51 mm
Soudure: E490 XX

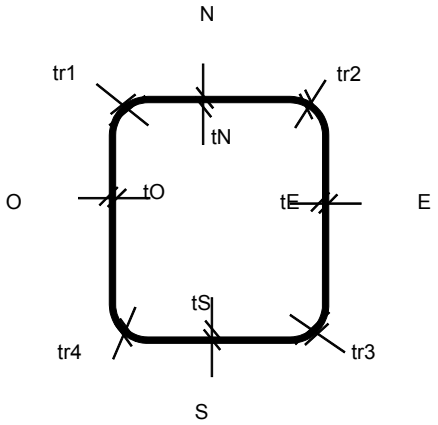
Qté: 1 (1418 kg)

Rev. 1 Générale		2006-06-10
École Polytechnique de Montréal Groupe de Recherche en génie des Structures		
Essais sur diagonales Specimen W1		
R.T.	2006-05-19	27/32


W310x97 x 4516
ASTM A992 gr. 345
PL 63x280x888
(ctrée)
PL 32x688x1032
200
PL 420x227x19
(av. seul.)
12 550
Typ.
Av. & ar.
20 250
Typ.
Av. & ar.
45°
45°
50 (typ.)
10
10
63
782
250
550
3416
1665
20
Notes: Fini: aucun
Plaques: ASTM A572, gr. 345
CVN 27J at 20°C si t > 51 mm
Soudure: E490 XX
Qté: 1 (1186 kg)
PL 25x370x820
avec fente 35 x 250
(haut & bas, ctrées)
Rev. 1 Générale 2006-06-10
École Polytechnique de Montréal
Groupe de Recherche en génie des Structures
Essais sur diagonales
Specimen W4
R.T.
2006-05-19
30/32

RHS-10

L_{hss} : 6139
L_{tot} : 7731
L entre point de mesure Nord
L entre point de mesure Sud
$D_{héq}$: 311.50
$D_{méq}$: 311.45 } 311.48
$D_{béq}$: 311.50



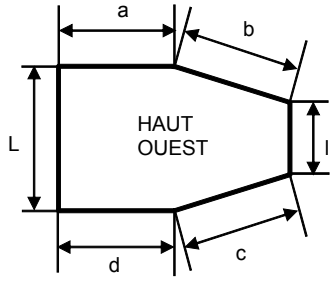
Section HSS 254x254x9.5

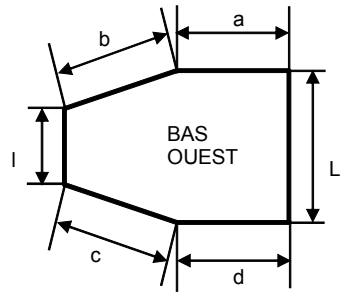
	haut	bas	moyenne	
B =	254	254	*254.00*	254.00
H =	254	254	*254.00*	
t_N =	9.05	8.78	*8.92*	
t_E =	8.72	8.78	*8.75*	
t_S =	8.87	8.78	*8.83*	
t_O =	8.88	8.80	*8.84*	9.03
tr_1 =	9.35	8.42	*8.89*	
tr_2 =	9.40	9.32	*9.36*	
tr_3 =	9.40	9.29	*9.35*	
tr_4 =	9.45	9.25	*9.35*	

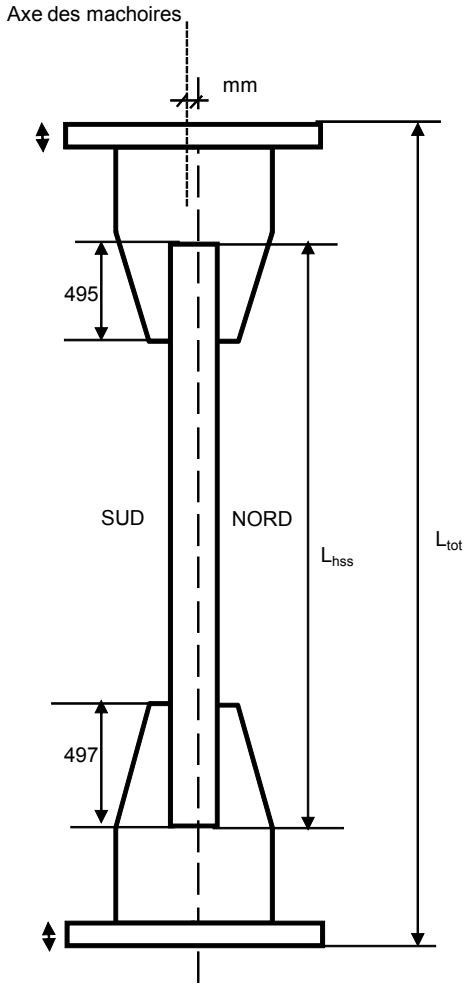
Rayon des coins (approx.) 22 mm
Aire de la section (approx.) 8584 mm2

Gousset

	haut	bas
t	25.0	25.0
L	638	638
l	315	315
a	735	730
b	520	523
c	520	523
d	735	730



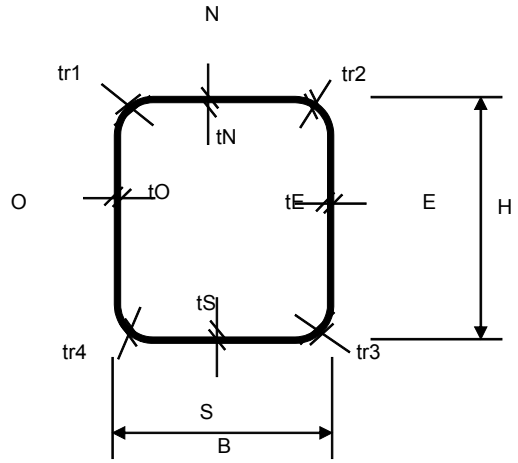




Défaut de rectitude de 1.5mm au centre vers l'EST

RHS-12

L_{hss} :	4371	
L_{tot} :	5959	
L entre point de mesure Nord :	4415	
L entre point de mesure Sud :	4415	
$D_{héq}$:	311.30	311.27
$D_{méq}$:	311.22	
$D_{béq}$:	311.28	



Section HSS 254x254x9.5

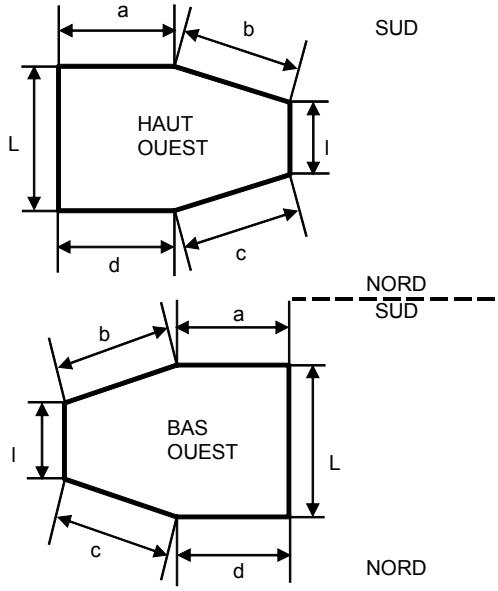
	haut	bas	moyenne	
B =	254.5	254.5	*254.50*	254.5
H =	255.0	254.0	*254.50*	
t_N =	9.02	8.99	*9.01*	
t_E =	9.05	9.04	*9.05*	
t_S =	9.13	9.05	*9.09*	
t_O =	9.04	9.09	*9.07*	9.35
tr1 =	9.67	9.69	*9.68*	
tr2 =	9.69	9.71	*9.70*	
tr3 =	9.63	9.62	*9.63*	
tr4 =	9.61	9.62	*9.62*	

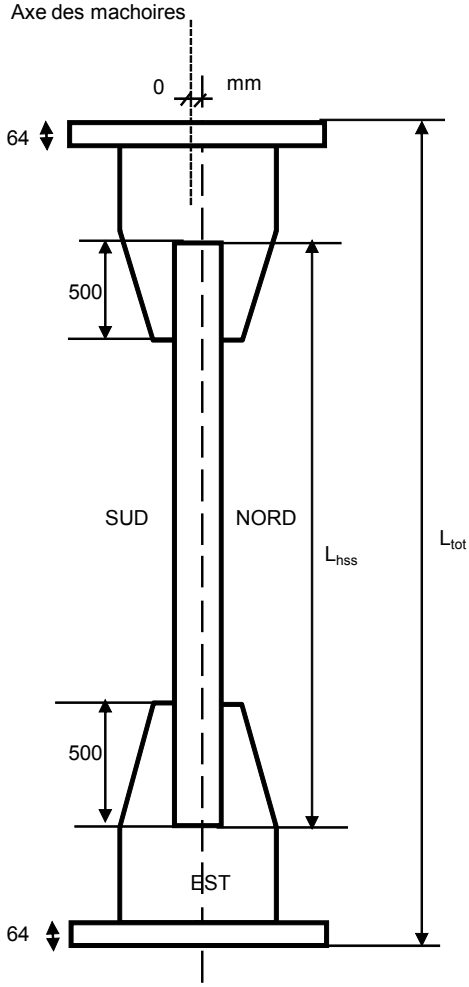
Axe des machoires

Rayon des coins (approx.) 23 mm
Aire de la section (approx.) 8871 mm2

Gousset

	haut	bas
t	27	28
L	636	637
l	315	320
a	733	734
b	526	525
c	528	520
d	734	731





Défaut de rectitude de 2mm vers l'EST

RHS-13

L_{hss} : 4398
L_{tot} : 5908
L entre point de mesure Nord
L entre point de mesure Sud
$D_{héq}$: 314.04
$D_{méq}$: 314.03 } 314.0367
$D_{béq}$: 314.04

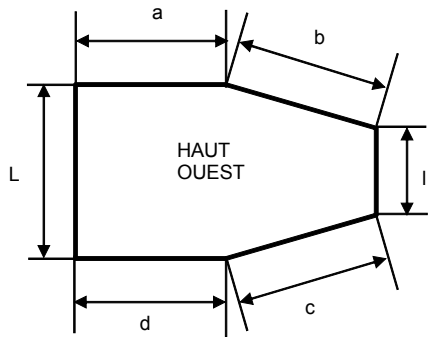
Section HSS

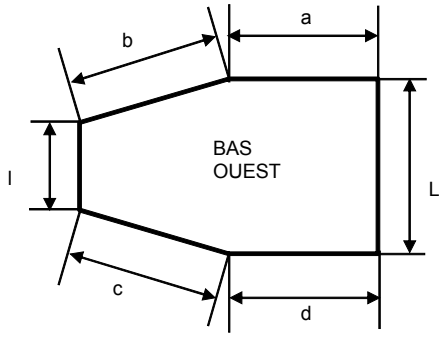
	haut	bas	moyenne	
B =	255	255	*255.00*	254.75
H =	255	254	*254.50*	
t_N =	7.40	7.44	*7.42*	
t_E =	7.39	7.46	*7.43*	
t_S =	7.42	7.43	*7.43*	
t_O =	7.46	7.54	*7.50*	7.57
tr1 =	7.64	7.70	*7.67*	
tr2 =	7.63	7.71	*7.67*	
tr3 =	7.71	7.75	*7.73*	
tr4 =	7.65	7.74	*7.70*	

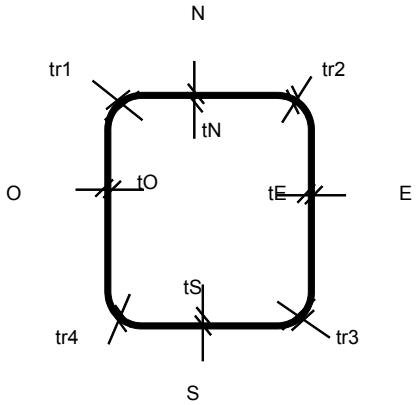
Rayon des coins (approx.) 19 mm
Aire de la section (approx.) 7285 mm2

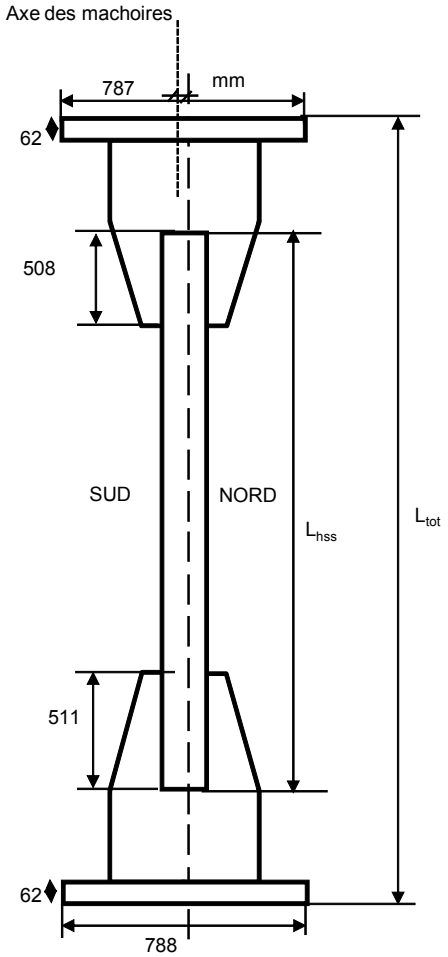
Gousset

	haut	bas
t	22.6	23.4
L	588	588
l	314	314
a	689	688
b	528	527
c	526	526
d	687	686





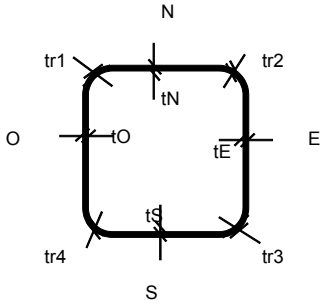




RHS-14

L_{hss} :	4399
$L_{hss\ haut}$:	2218
$L_{hss\ bas}$:	2077
L_{tot} :	5898
L entre point de mesure Nord	
L entre point de mesure Sud	
$D_{héq}$:	313.02
$D_{mhéq}$:	313.09
$D_{mbéq}$:	313.12
$D_{béq}$:	319.09

} 314.58



Section HSS

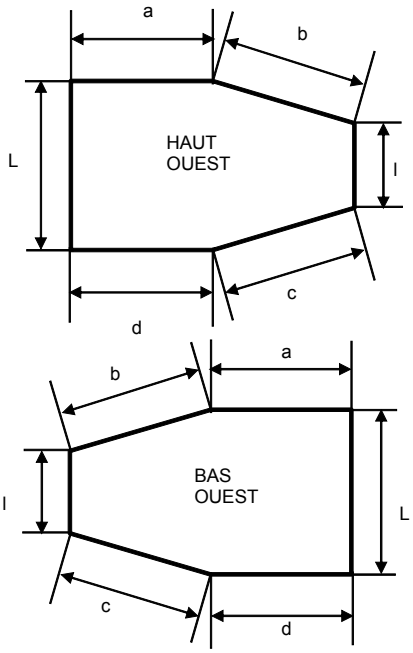
	HSS haut				HSS bas			
	haut	bas	moyenne		haut	bas	moyenne	
B =	253	256	*254.50*	254.75	256	254	*255.00*	255.00
H =	255	-	*255.00*		-	255	*255.00*	
t_N =	7.64	-	*7.64*		-	7.57	*7.57*	
t_E =	7.48	7.51	*7.50*		7.54	7.38	*7.46*	
t_S =	7.66	-	*7.66*		-	7.60	*7.60*	
t_O =	7.47	7.45	*7.46*	7.57	7.56	7.46	*7.51*	7.75
tr_1 =	4.87	7.96	*6.42*		coin déformé	7.92	*7.92*	
tr_2 =	8.03	8.06	*8.05*		7.89	7.95	*7.92*	
tr_3 =	7.88	8.02	*7.95*		8.01	7.97	*7.99*	
tr_4 =	7.76	7.96	*7.86*		8.11	7.96	*8.04*	

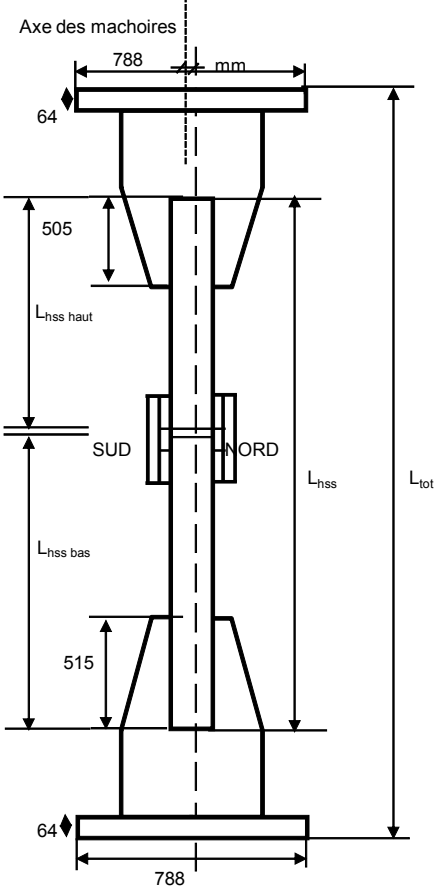
Rayon des coins (approx.) 18 mm
Aire de la section (approx.) 7297 mm2

Rayon des coins (approx.) 18 mm
Aire de la section (approx.) 7471 mm2

Gousset

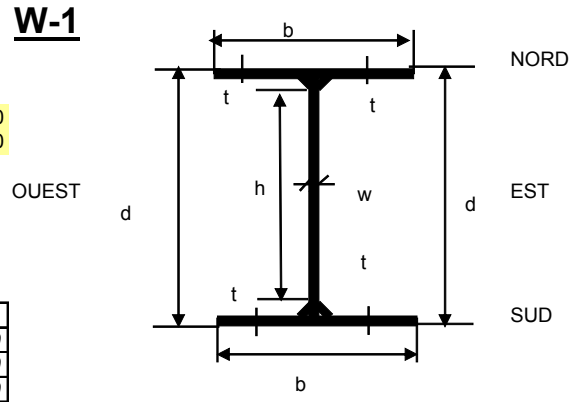
	haut	bas
t	22.7	22.8
L	590	589
l	317	316
a	695	692
b	525	529
c	528	529
d	690	691





W-1

$L_{W:}$	3448
$L_{tot:}$	5765
L entre point de mesure Nord	4180
L entre point de mesure Sud	4180



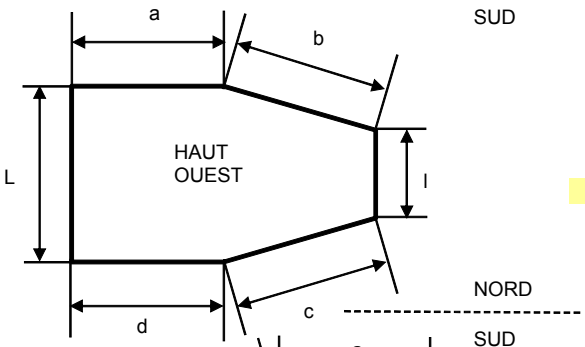
Section W360x134

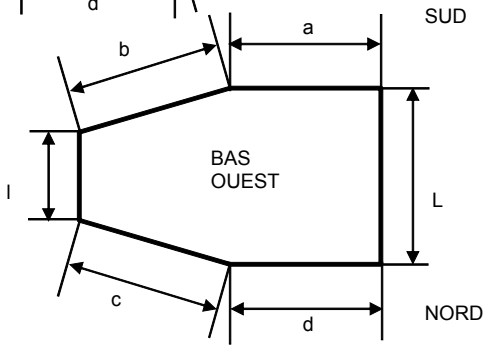
	haut	bas	moyenne
b nord	369	370	*369.50*
b sud	371	371	*371.00*
d est	354.00	351.00	*352.50*
d ouest	359.00	360.00	*359.50*
h est	316.47	313.59	*315.03*
h ouest	321.59	322.62	*322.11*
t N-O	19.26	19.35	*19.31*
t S-O	18.15	18.03	*18.09*
t N-E	19.03	19.10	*19.07*
t S-E	18.50	18.31	*18.41*
w	11.20	11.20	*11.20*

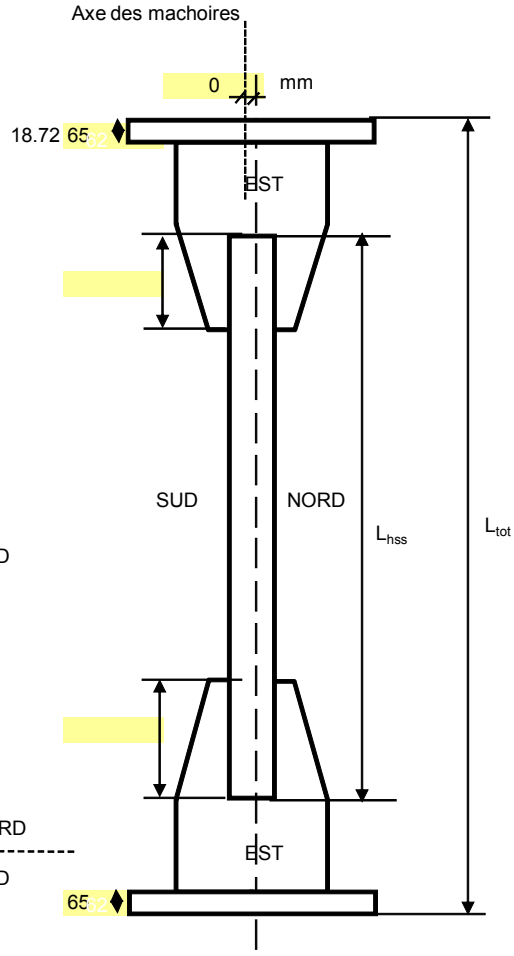
Aire section (approximation) 17427

Gousset

	haut	bas
t	44.8	44.7
L	648	645
l	545	532
a	777	778
b	292	310
c	286	315
d	778	778







Aucun défaut de rectitude notable observé

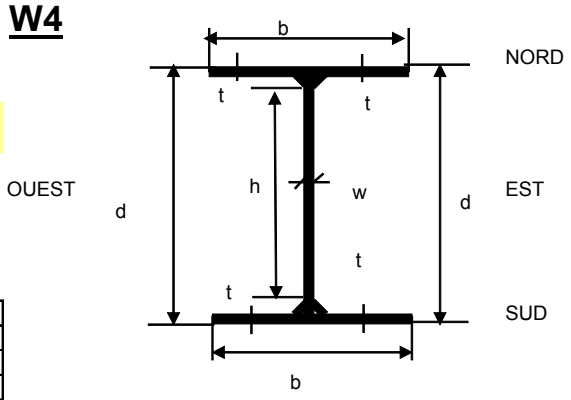
W4

$L_{W:}$ 4516

$L_{tot:}$ 6740

L entre point de mesure Nord

L entre point de mesure Sud



Section W310x97

	haut	bas	moyenne
b nord	305	305	*305.00*
b sud	305	305	*305.00*
d est	311.00	312.00	*311.50*
d ouest	310.00	308.00	*309.00*
h est	278.32	279.46	*278.89*
h ouest	277.96	275.90	*276.93*
t N-O	16.16	16.27	*16.22*
t S-O	15.88	15.83	*15.86*
t N-E	16.13	16.01	*16.07*
t S-E	16.55	16.53	*16.54*
w	9.9	9.9	*9.90*

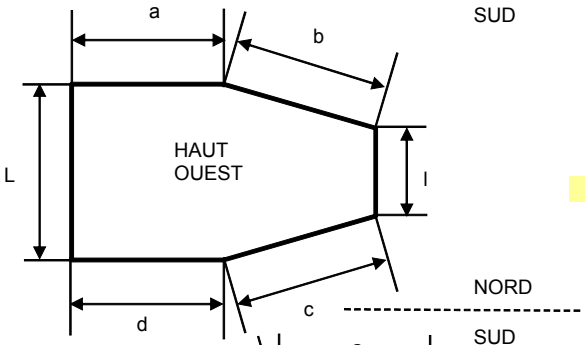
16.17

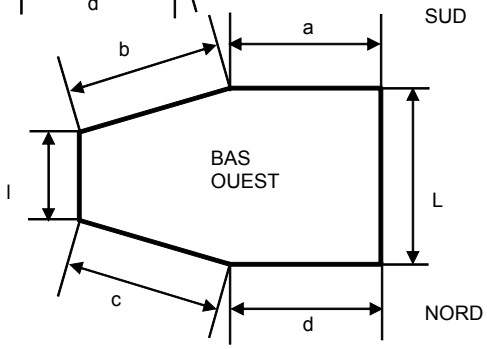
valeurs théoriques pour w

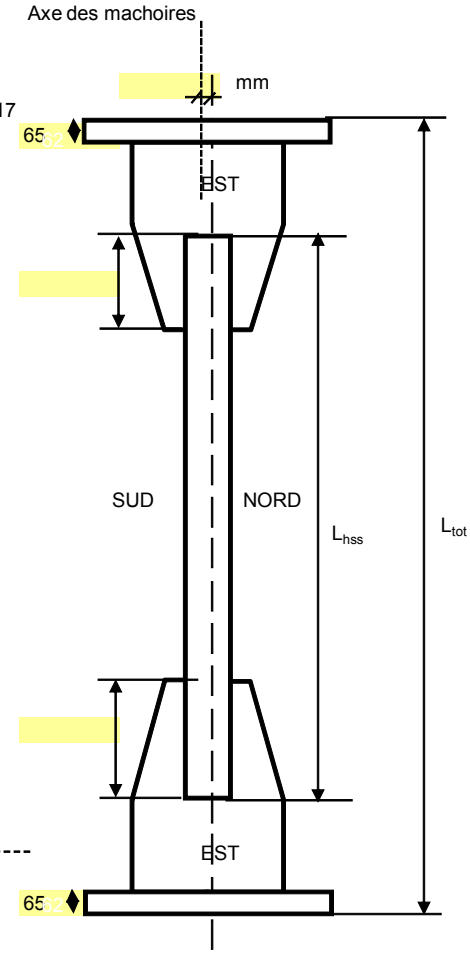
Aire section (approximation) 12615

Gousset

	haut	bas
t	32.49	32.31
L	700	699
l	459	457
a	786	785
b	270	274
c	271	269
d	287	791





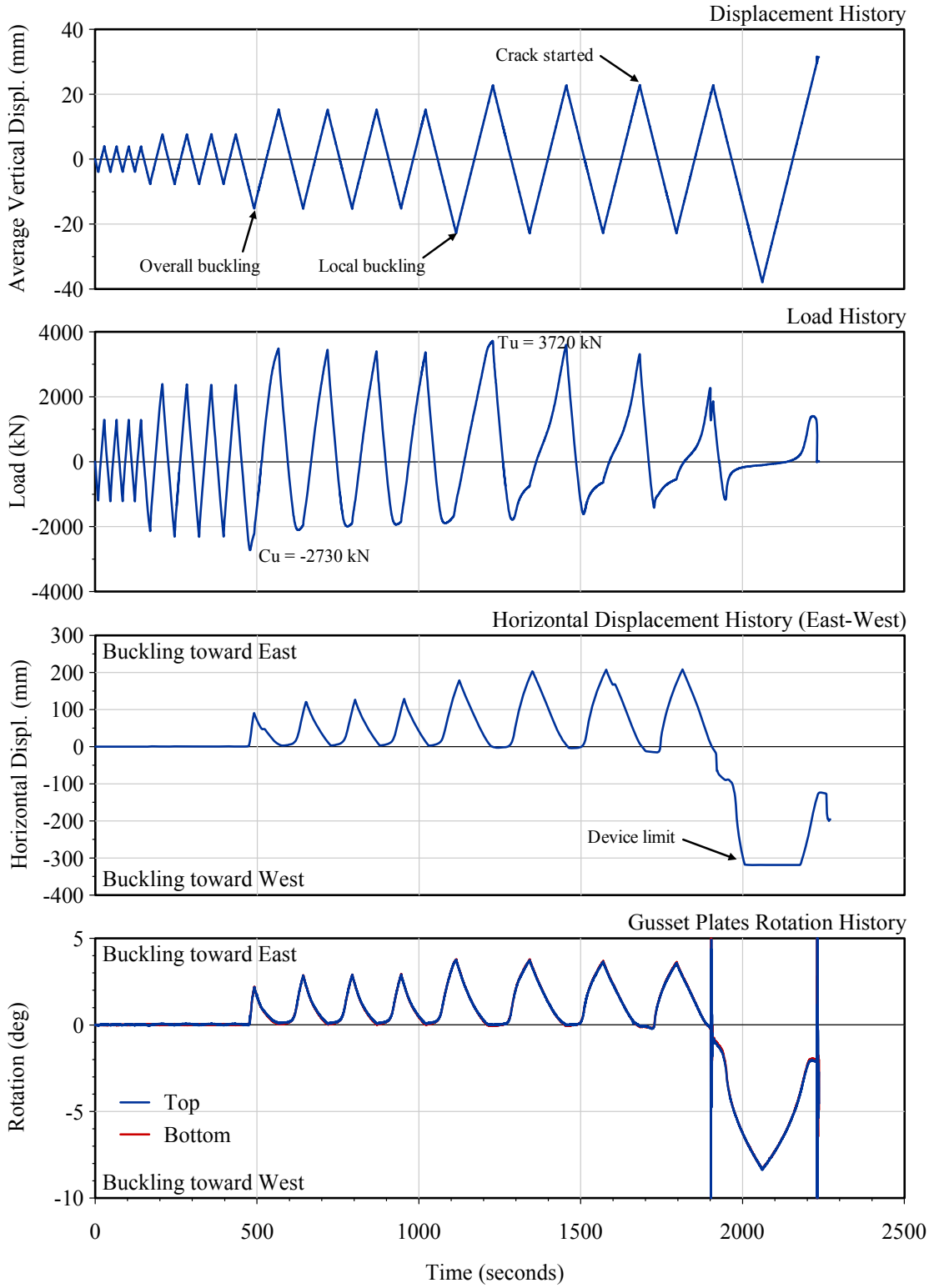


Défaut de rectitude d'environ 1.5 mm vers l'Est

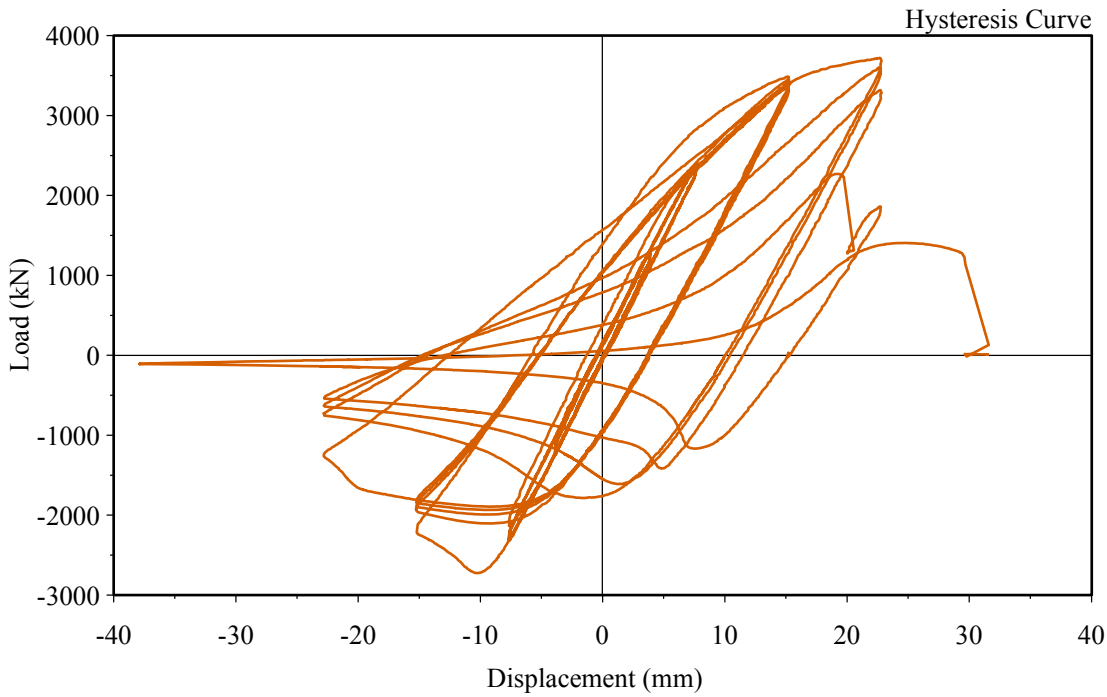
Annexe 5 :
Résultats détaillés obtenus des essais de diagonales décrits au Chapitre 6

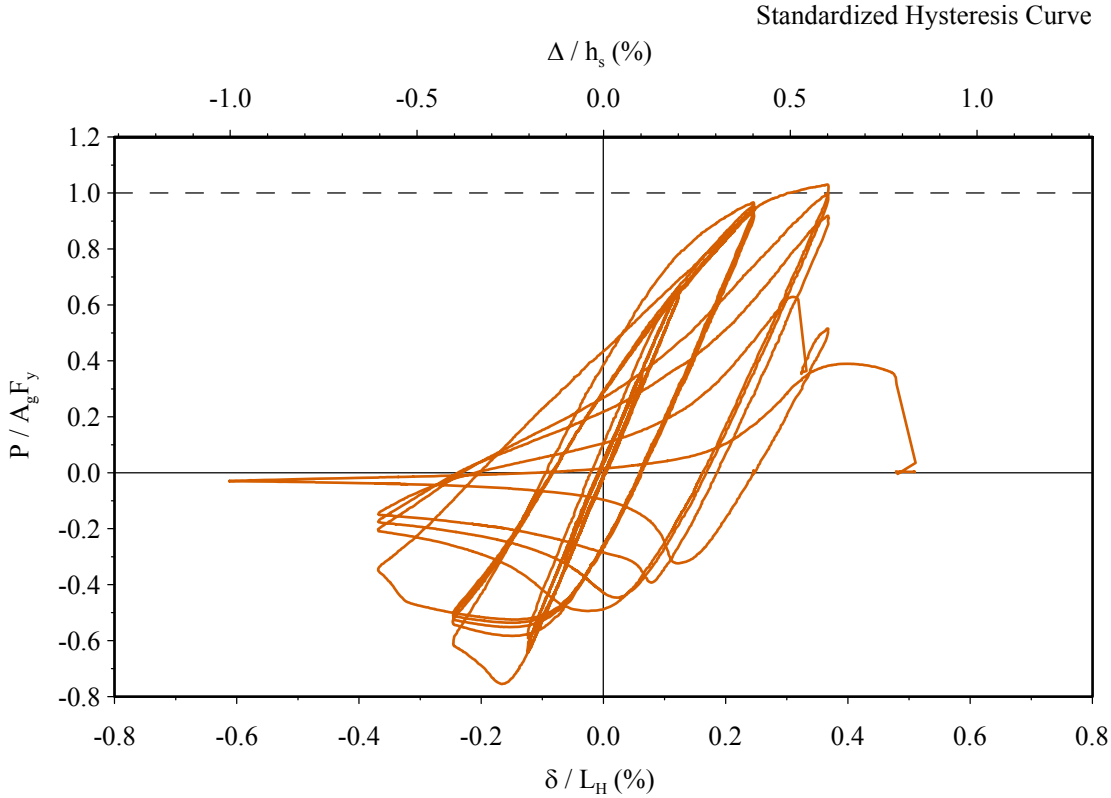
Cette annexe présente l'ensemble des données enregistrées lors des essais des diagonales faisant partie de ce projet et étant relatés au Chapitre 6 de ce mémoire. Pour chaque spécimen, les historiques du déplacement vertical, de force axiale, des déplacements horizontaux est-ouest (hors plan) et de la rotation des goussets sont présentés. Les courbes d'hystérésis absolue et normalisée par rapport à la longueur des spécimens (L_{hinge}) et à la charge de plastification ($A_gF_{y\ actual}$) sont illustrées. Finalement, les déformations mesurées par les différentes jauges d'extensométrie sont présentées avec la position exacte de ces capteurs sur les spécimens.

RHS-10

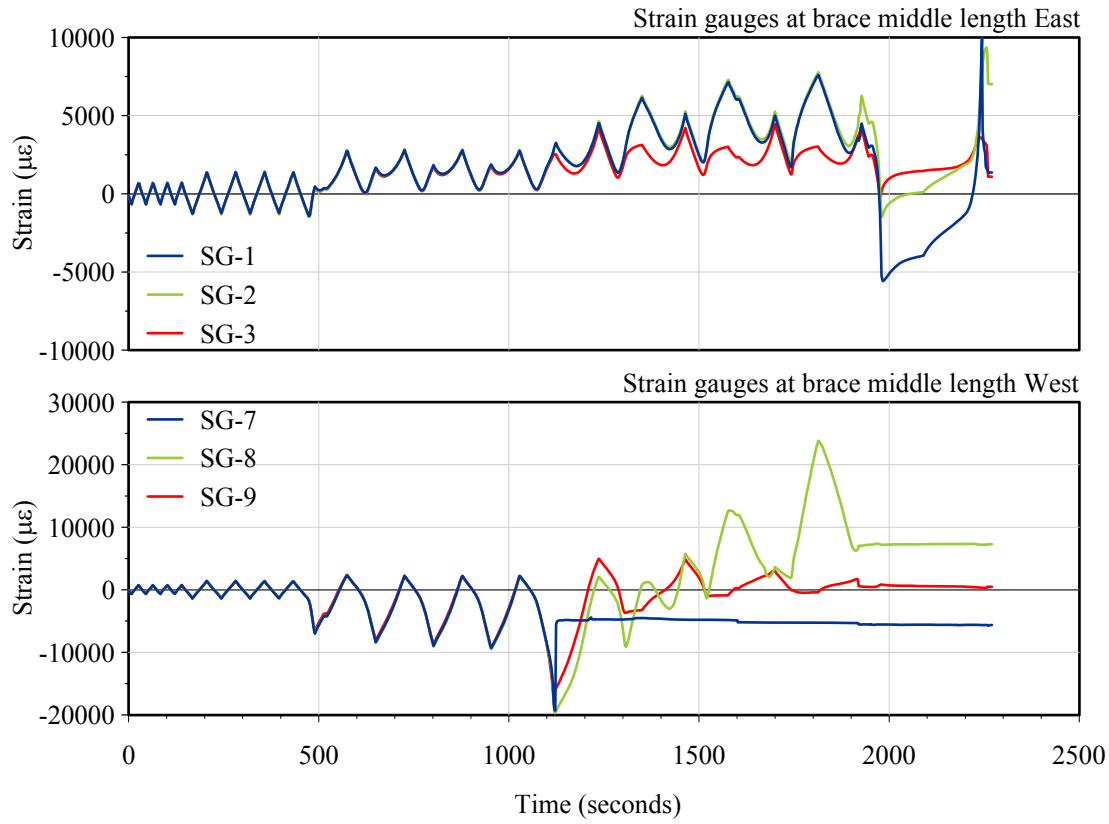

Displacement History
Average Vertical Displ. (mm)
40
20
0
-20
-40
Crack started
Overall buckling
Local buckling
Load History
Load (kN)
4000
2000
0
-2000
-4000
Tu = 3720 kN
Cu = -2730 kN
Horizontal Displacement History (East-West)
Horizontal Displ. (mm)
300
200
100
0
-100
-200
-300
-400
Buckling toward East
Device limit
Buckling toward West
Gusset Plates Rotation History
Rotation (deg)
5
0
-5
-10
Buckling toward East
Top
Bottom
Buckling toward West
0
500
1000
1500
2000
2500
Time (seconds)

RHS-10

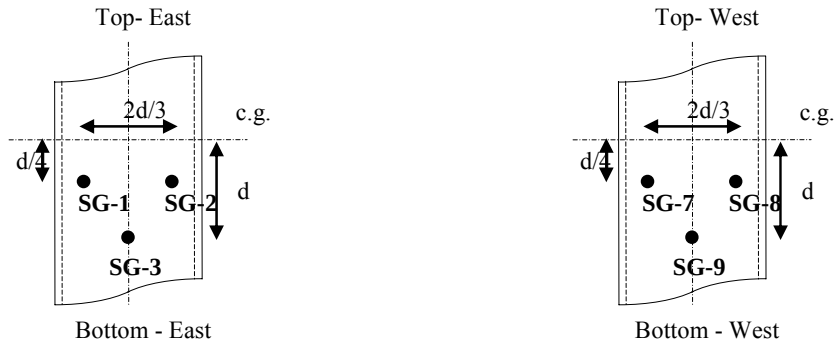

Hysteresis Curve
Load (kN)
4000
3000
2000
1000
0
-1000
-2000
-3000
-40
-30
-20
-10
0
10
20
30
40
Displacement (mm)


Standardized Hysteresis Curve
Δ / h_s (%)
-1.0
-0.5
0.0
0.5
1.0
P / A_g F_y
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-0.8
-0.6
-0.4
-0.2
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
δ / L_H (%)

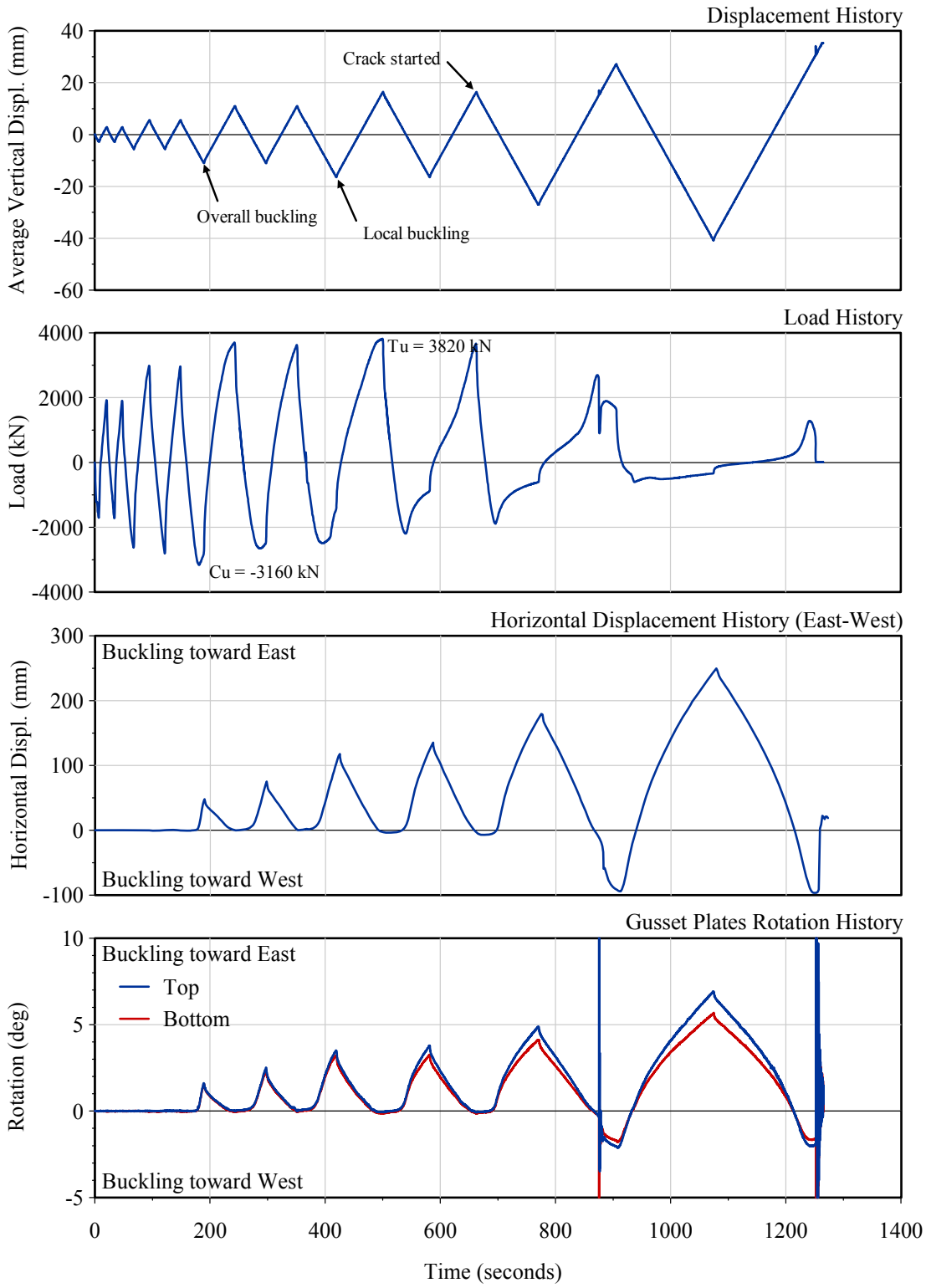
RHS-10



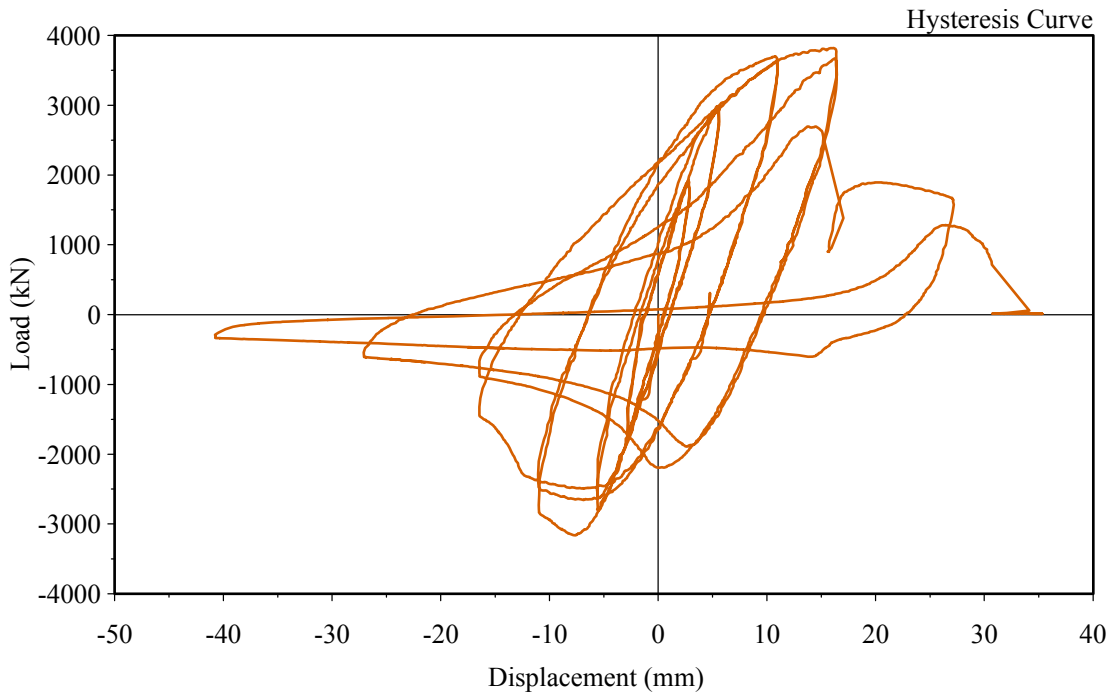
Strain gauges location :

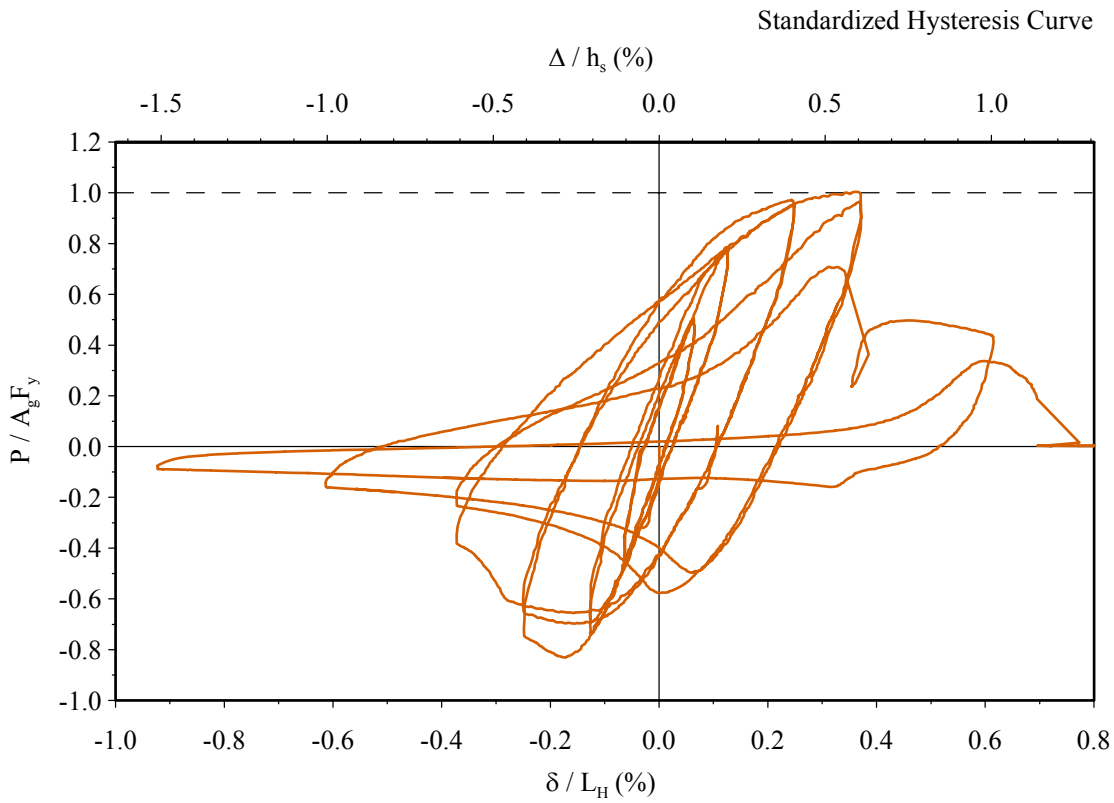


RHS-12

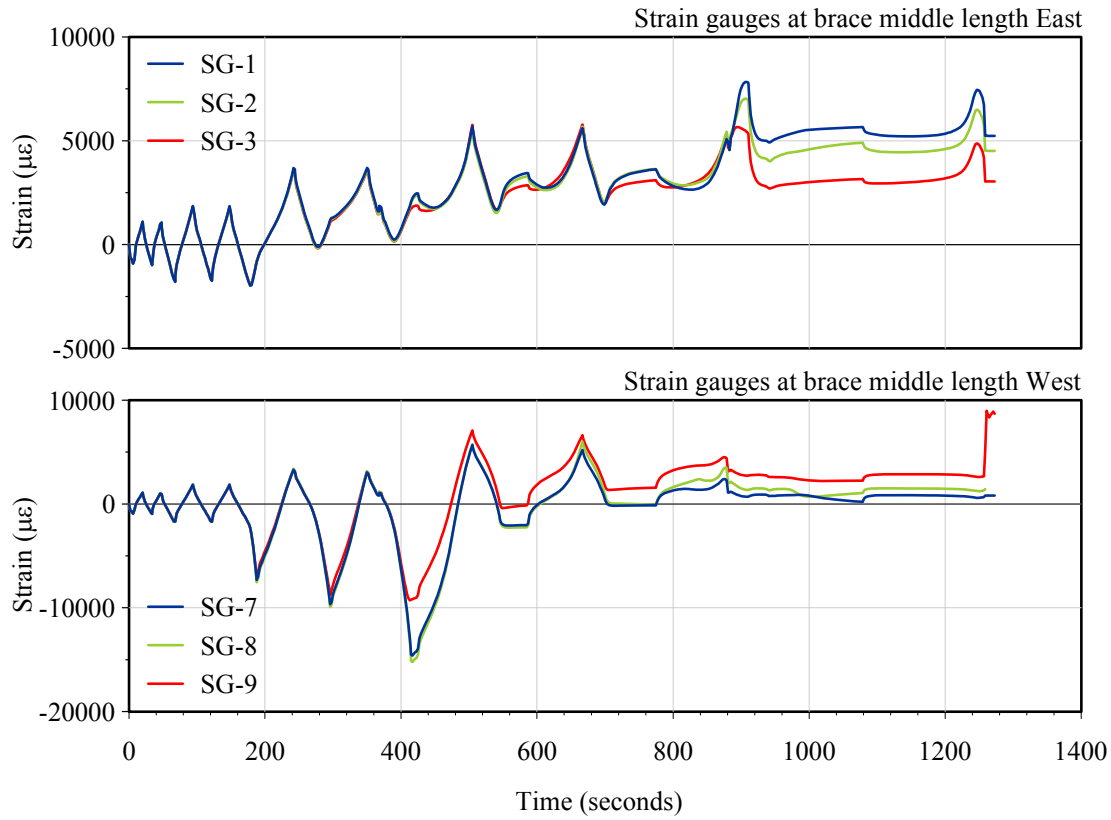

Displacement History
Average Vertical Displ. (mm)
Crack started
Overall buckling
Local buckling
Load History
Load (kN)
Tu = 3820 kN
Cu = -3160 kN
Horizontal Displacement History (East-West)
Horizontal Displ. (mm)
Buckling toward East
Buckling toward West
Gusset Plates Rotation History
Rotation (deg)
Buckling toward East
Top
Bottom
Buckling toward West
Time (seconds)

RHS-12

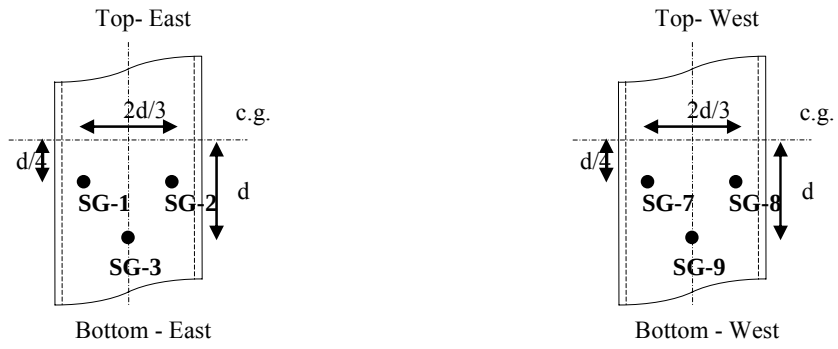

Hysteresis Curve
Load (kN)
4000
3000
2000
1000
0
-1000
-2000
-3000
-4000
-50
-40
-30
-20
-10
0
10
20
30
40
Displacement (mm)


Standardized Hysteresis Curve
Δ / h_s (%)
-1.5
-1.0
-0.5
0.0
0.5
1.0
P / A_gF_y
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1.0
-1.0
-0.8
-0.6
-0.4
-0.2
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
δ / L_H (%)

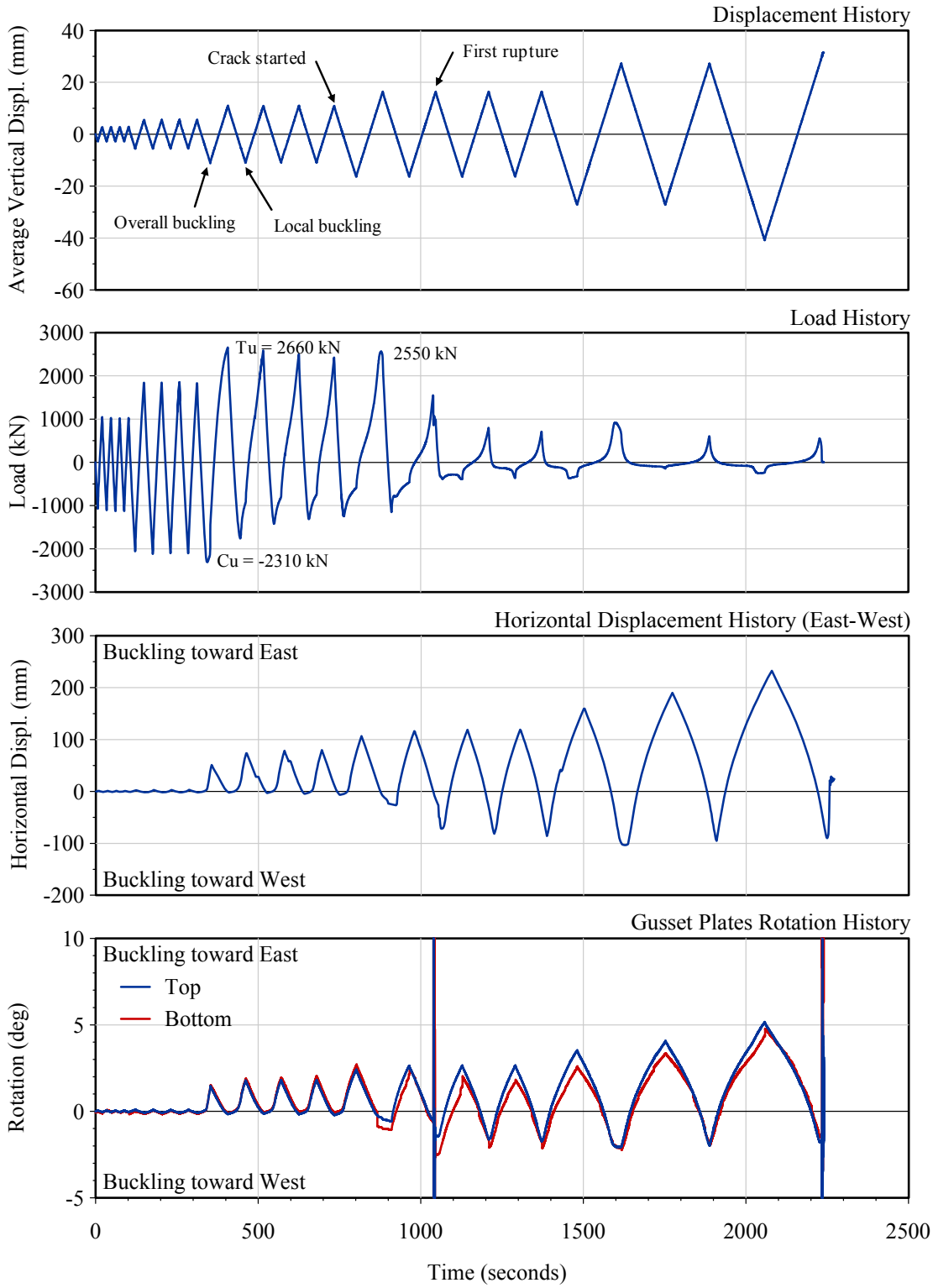
RHS-12



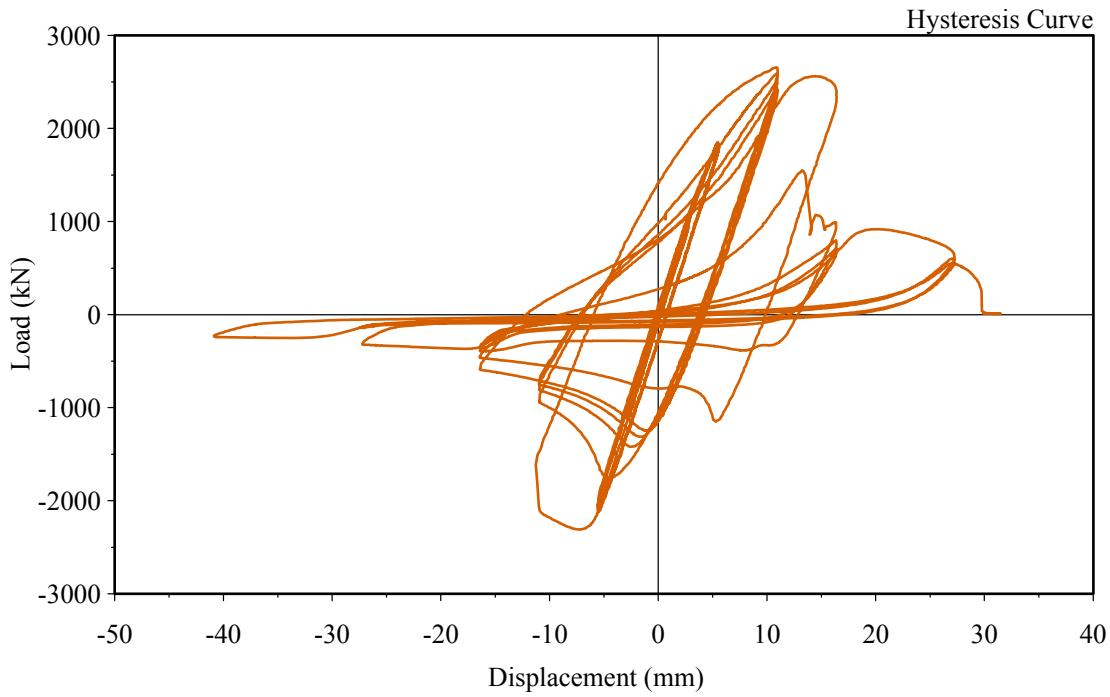
Strain gauges location :

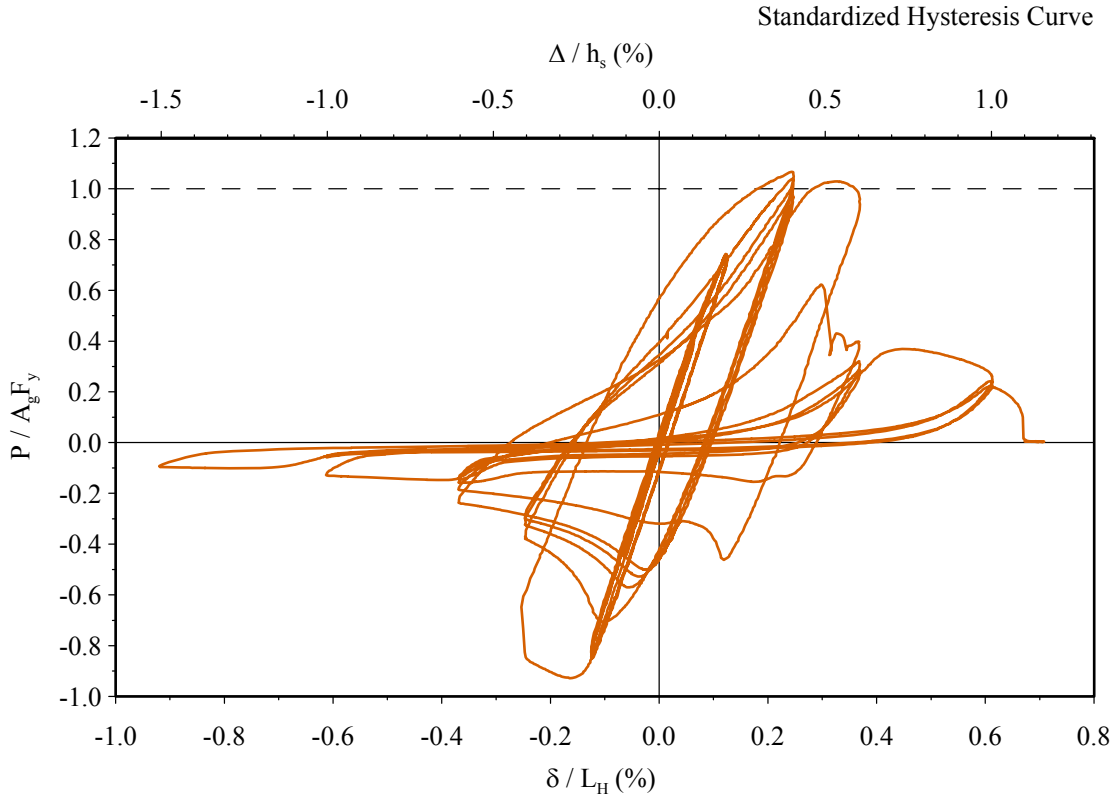


RHS-13

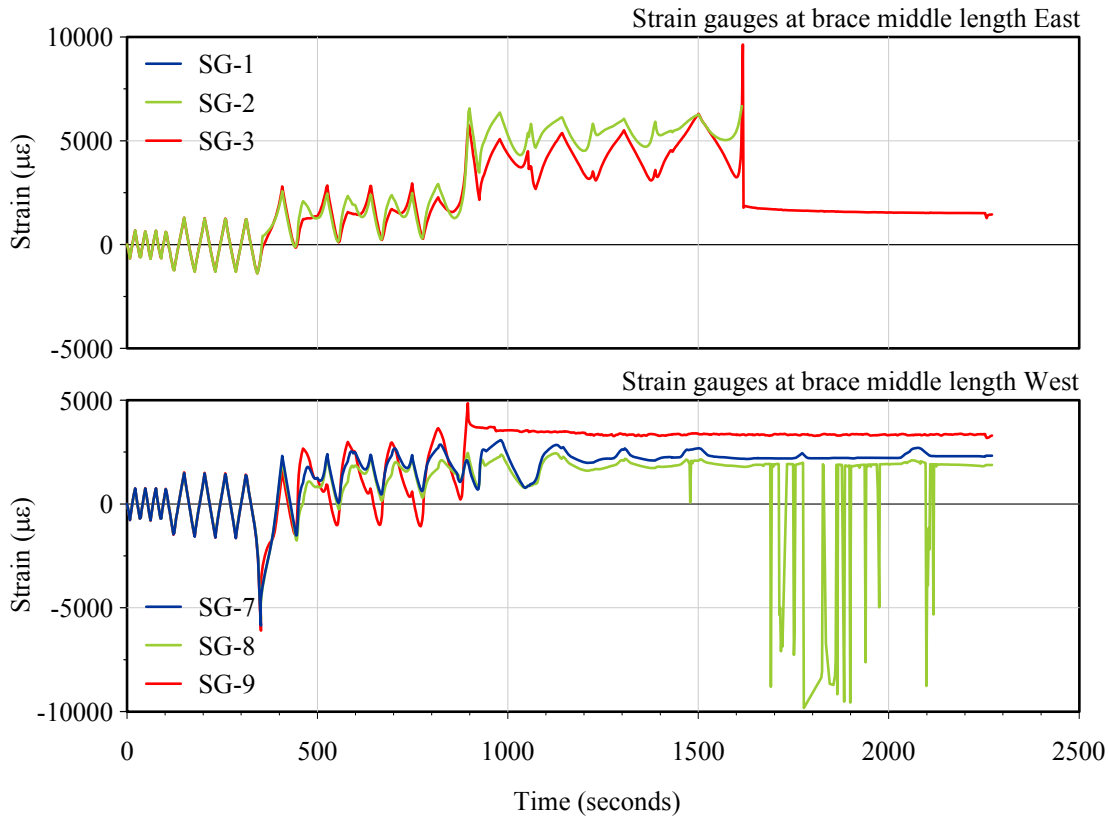

Displacement History
Average Vertical Displ. (mm)
Crack started
First rupture
Overall buckling
Local buckling
Load History
Load (kN)
Tu = 2660 kN
2550 kN
Cu = -2310 kN
Horizontal Displacement History (East-West)
Horizontal Displ. (mm)
Buckling toward East
Buckling toward West
Gusset Plates Rotation History
Rotation (deg)
Buckling toward East
Top
Bottom
Buckling toward West
Time (seconds)

RHS-13

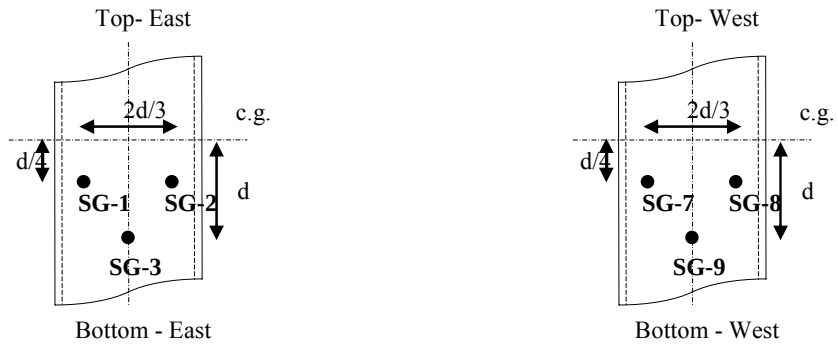

Hysteresis Curve
Load (kN)
3000
2000
1000
0
-1000
-2000
-3000
-50
-40
-30
-20
-10
0
10
20
30
40
Displacement (mm)


Standardized Hysteresis Curve
Δ / h_s (%)
-1.5
-1.0
-0.5
0.0
0.5
1.0
P / A_g F_y
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1.0
-1.0
-0.8
-0.6
-0.4
-0.2
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
δ / L_H (%)

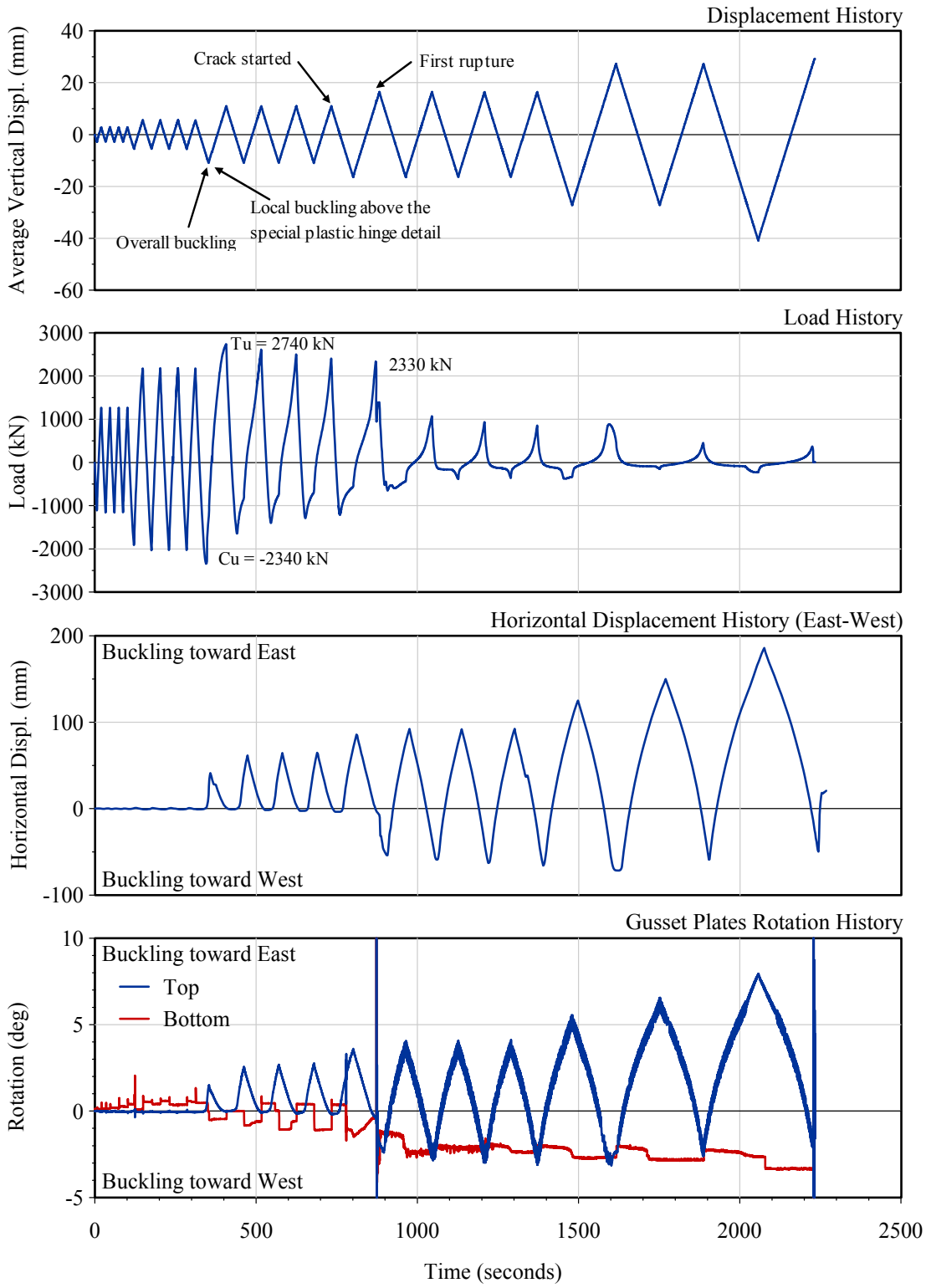
RHS-13



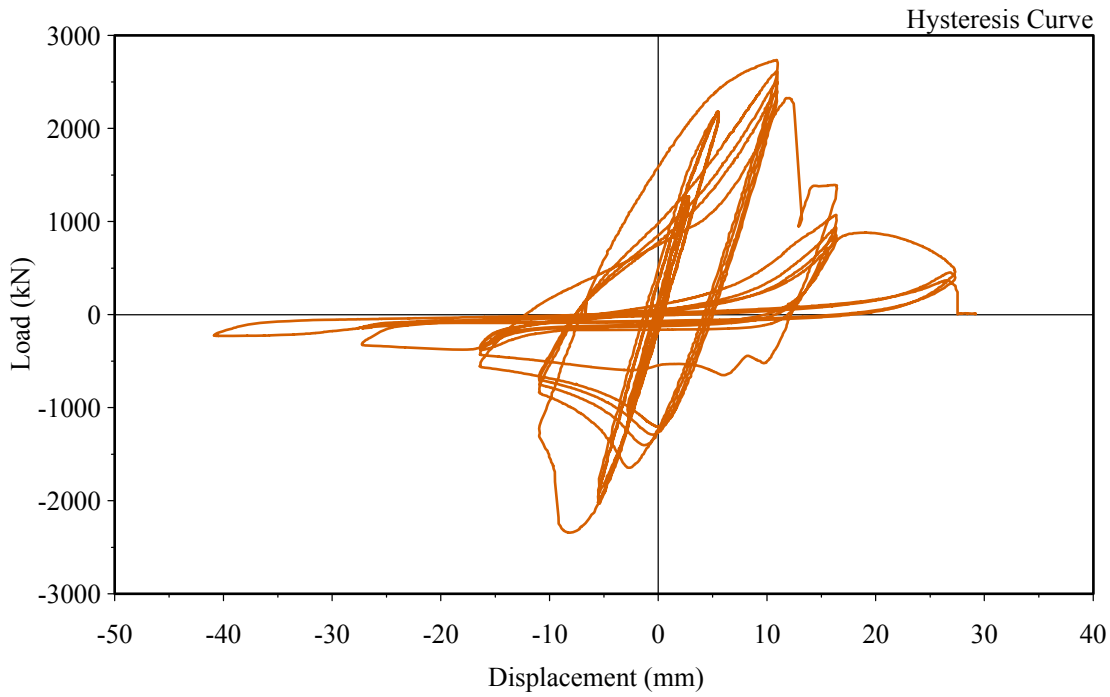
Strain gauges location :

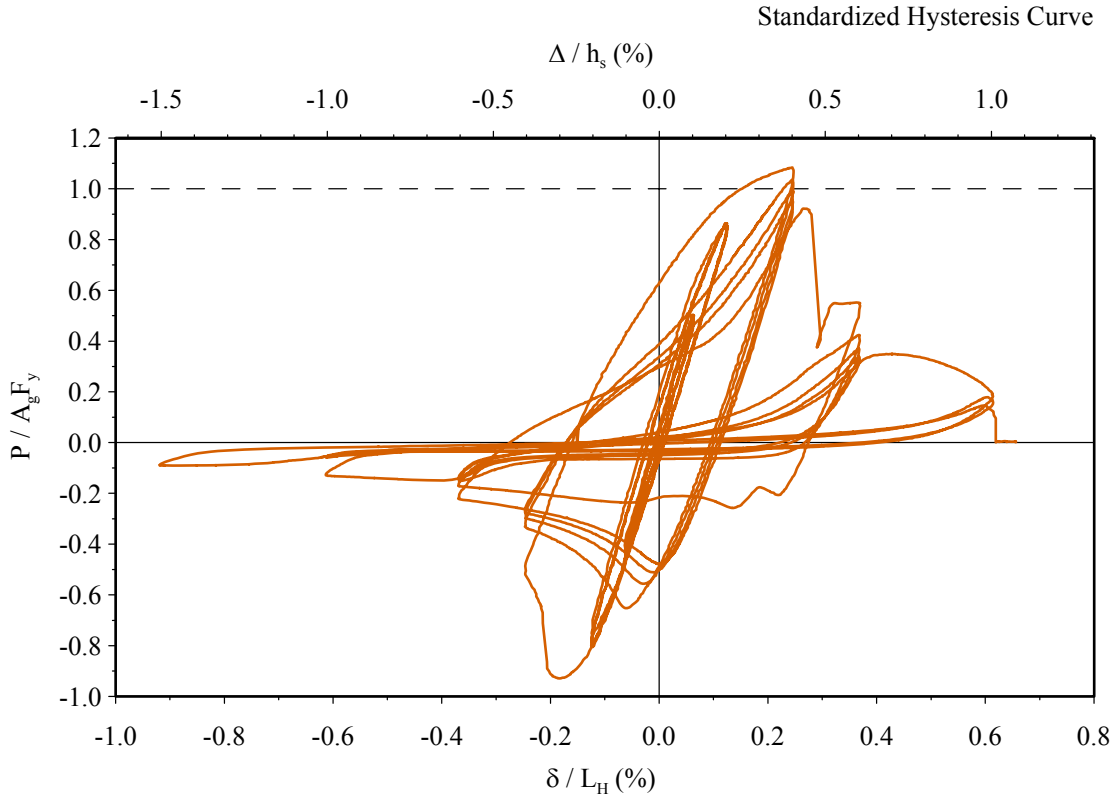


RHS-14

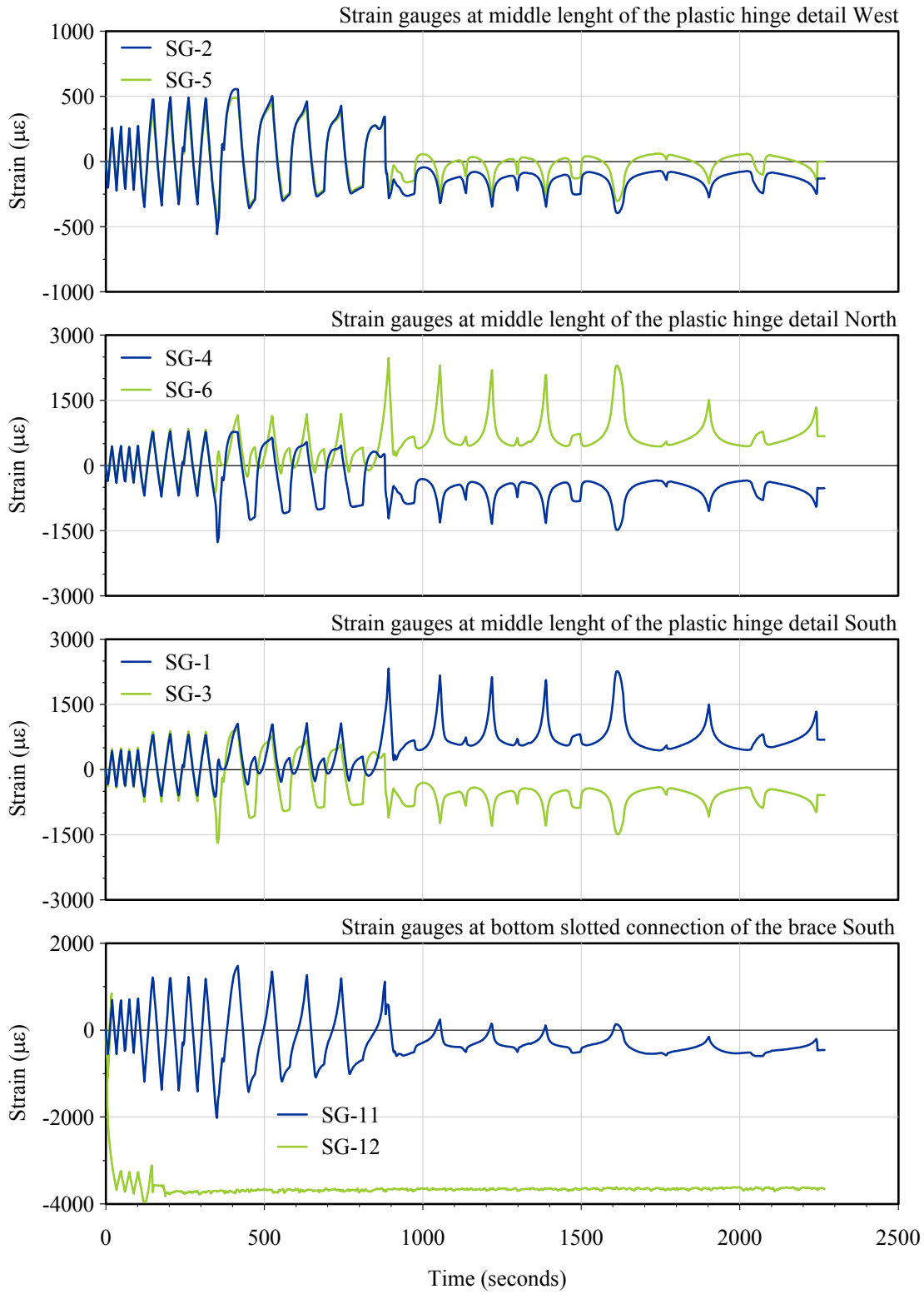

Displacement History
Average Vertical Displ. (mm)
Crack started
First rupture
Local buckling above the special plastic hinge detail
Overall buckling
Load History
Load (kN)
Tu = 2740 kN
2330 kN
Cu = -2340 kN
Horizontal Displacement History (East-West)
Horizontal Displ. (mm)
Buckling toward East
Buckling toward West
Gusset Plates Rotation History
Rotation (deg)
Buckling toward East
Top
Bottom
Buckling toward West
Time (seconds)

RHS-14

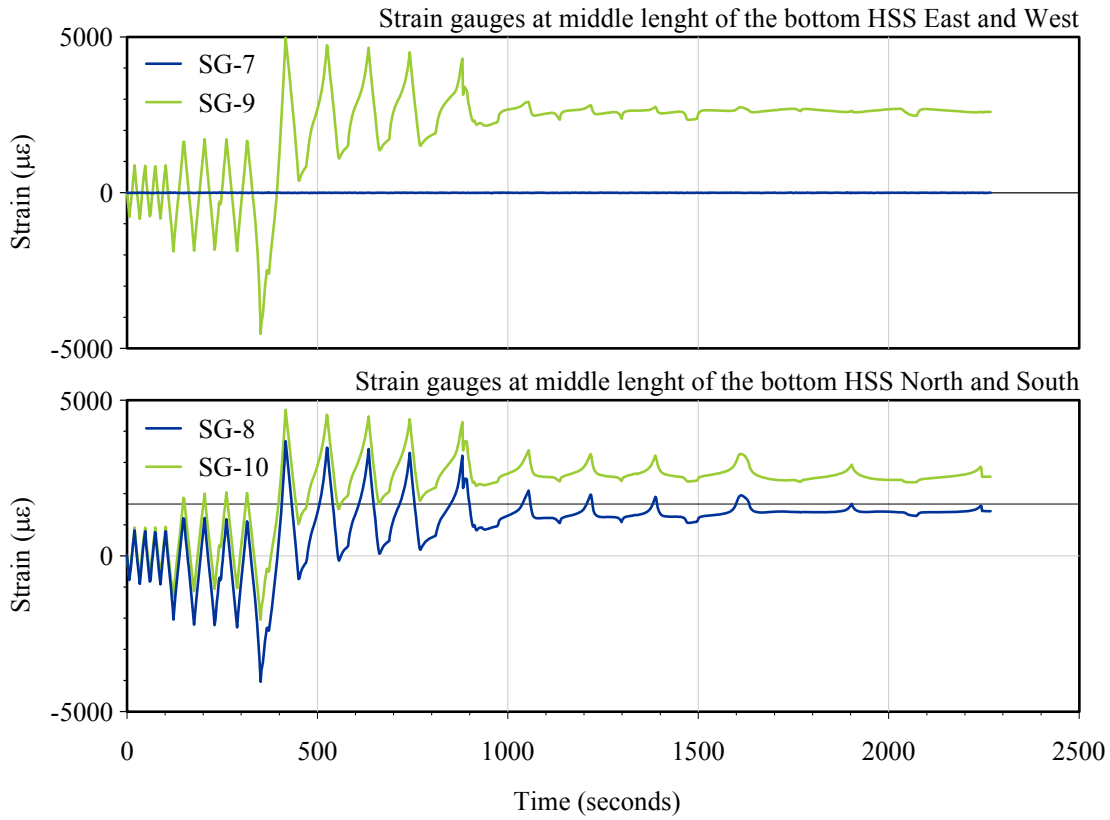

Hysteresis Curve
Load (kN)
3000
2000
1000
0
-1000
-2000
-3000
-50
-40
-30
-20
-10
0
10
20
30
40
Displacement (mm)


Standardized Hysteresis Curve
Δ / h_s (%)
-1.5
-1.0
-0.5
0.0
0.5
1.0
P / A_g F_y
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1.0
-1.0
-0.8
-0.6
-0.4
-0.2
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
δ / L_H (%)

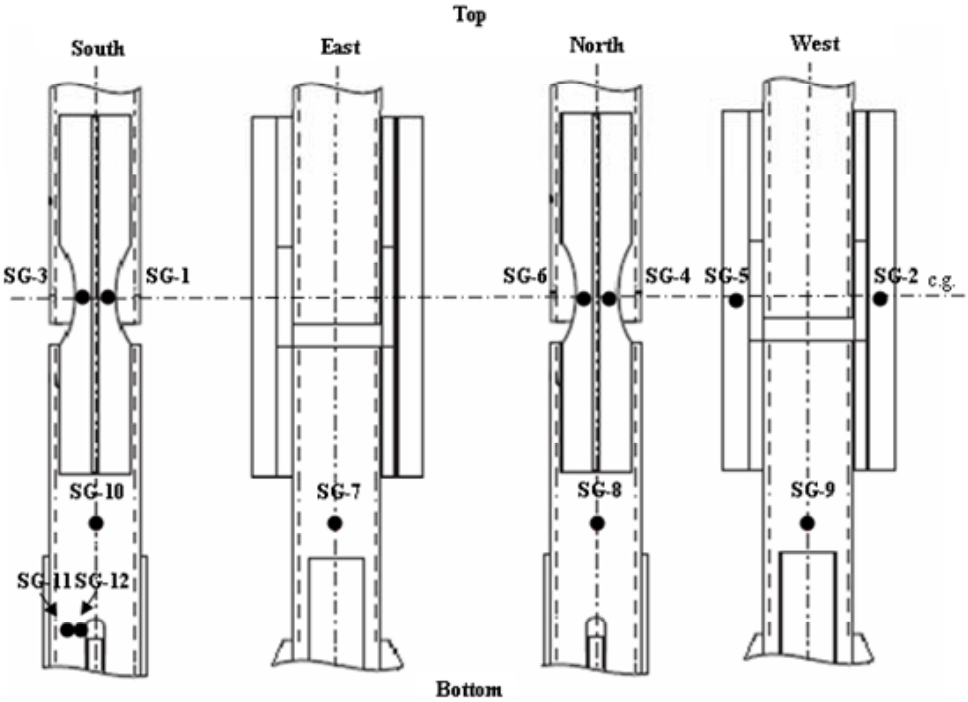
RHS-14


Strain gauges at middle lenght of the plastic hinge detail West
SG-2
SG-5
Strain (με)
1000
500
0
-500
-1000
Strain gauges at middle lenght of the plastic hinge detail North
SG-4
SG-6
3000
1500
0
-1500
-3000
Strain gauges at middle lenght of the plastic hinge detail South
SG-1
SG-3
Strain gauges at bottom slotted connection of the brace South
SG-11
SG-12
2000
-2000
-4000
0
500
1000
1500
2000
2500
Time (seconds)

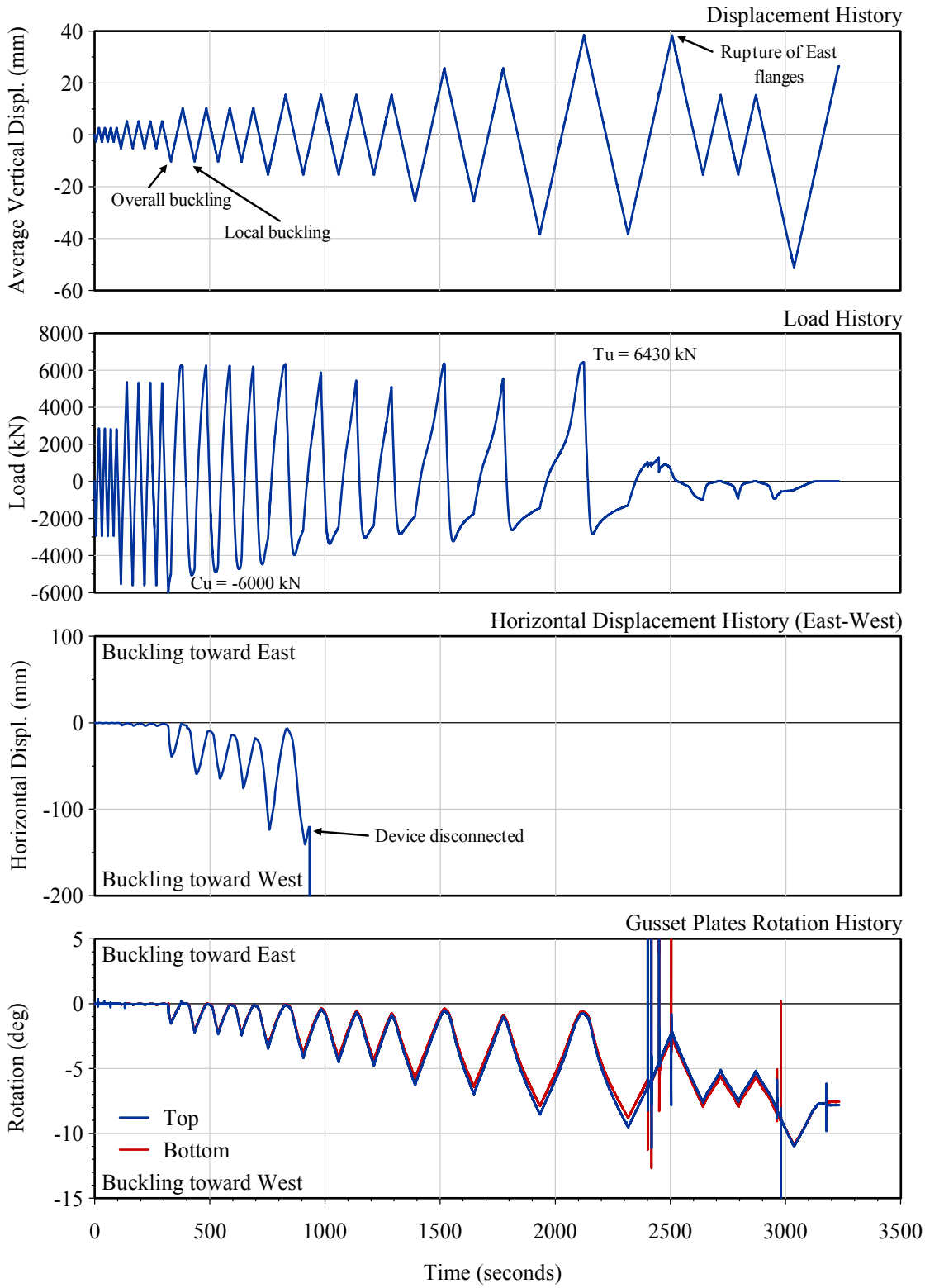
RHS-14


Strain gauges at middle lenght of the bottom HSS East and West
5000
0
-5000
Strain (με)
SG-7
SG-9
Strain gauges at middle lenght of the bottom HSS North and South
5000
0
-5000
Strain (με)
SG-8
SG-10
0
500
1000
1500
2000
2500
Time (seconds)

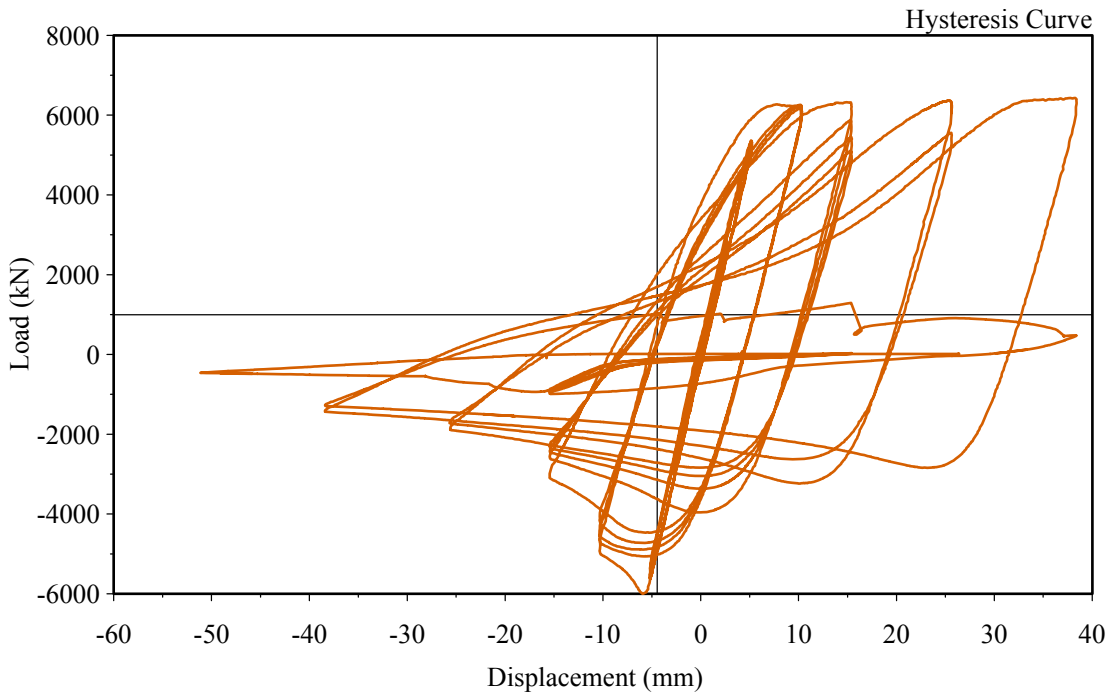
Strain gauges location :

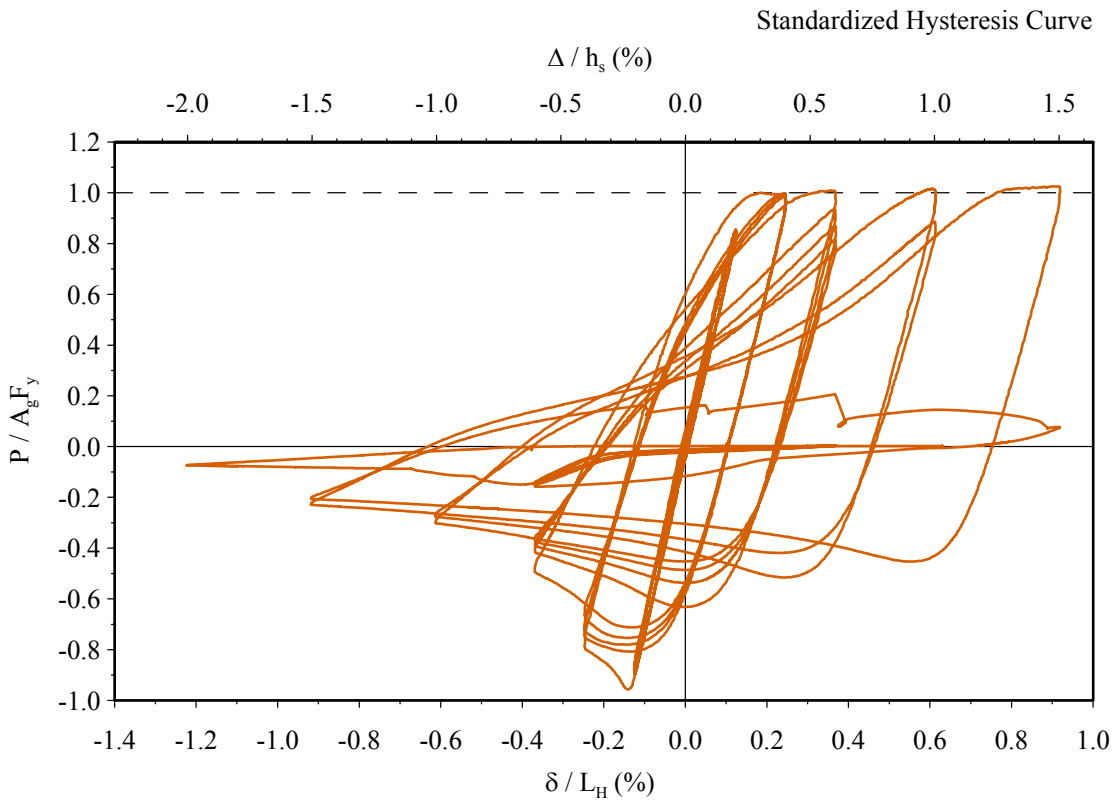


W-1

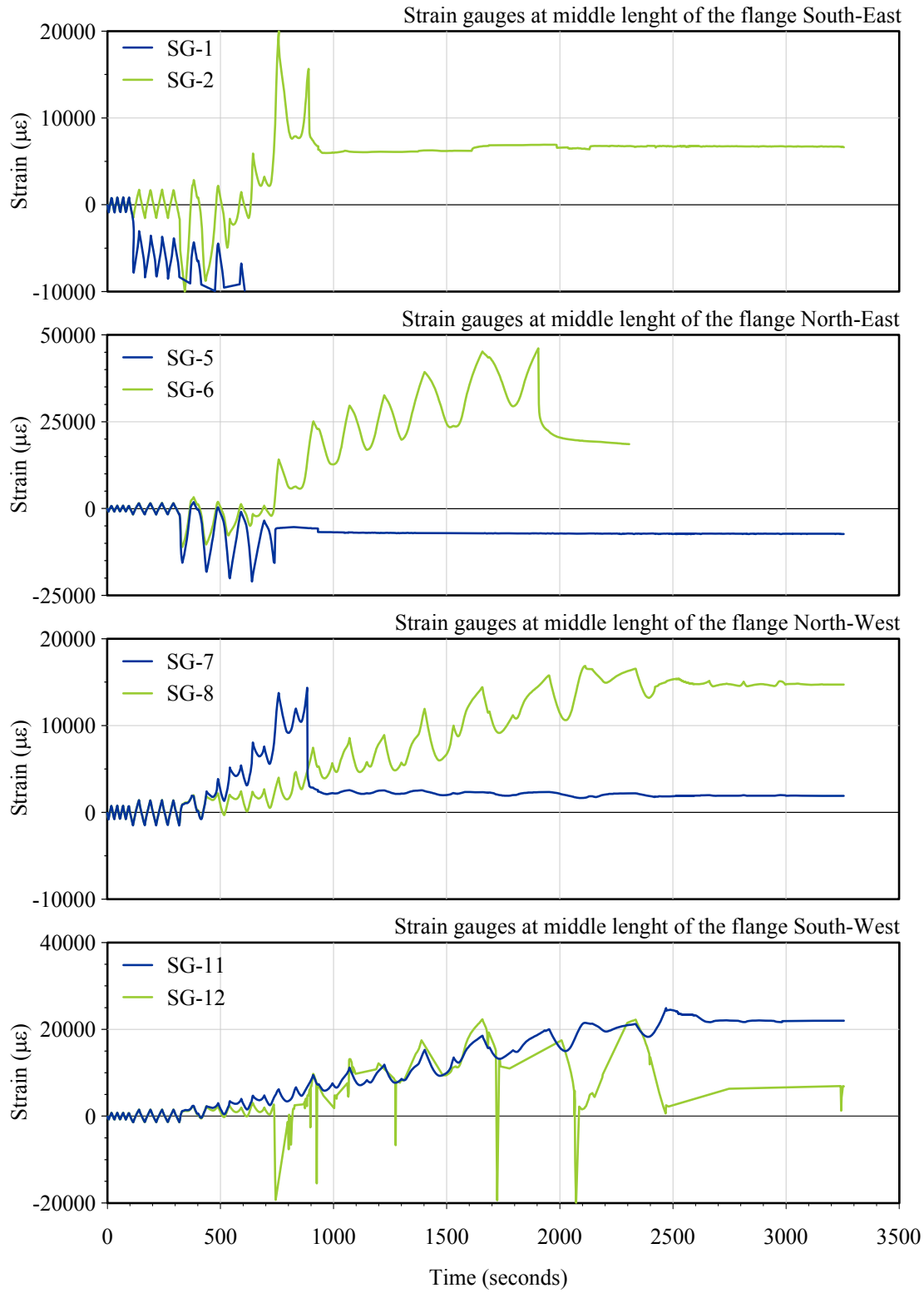

Displacement History
Average Vertical Displ. (mm)
Rupture of East flanges
Overall buckling
Local buckling
Load History
Load (kN)
Tu = 6430 kN
Cu = -6000 kN
Horizontal Displacement History (East-West)
Horizontal Displ. (mm)
Buckling toward East
Device disconnected
Buckling toward West
Gusset Plates Rotation History
Rotation (deg)
Buckling toward East
Top
Bottom
Buckling toward West
Time (seconds)

W-1

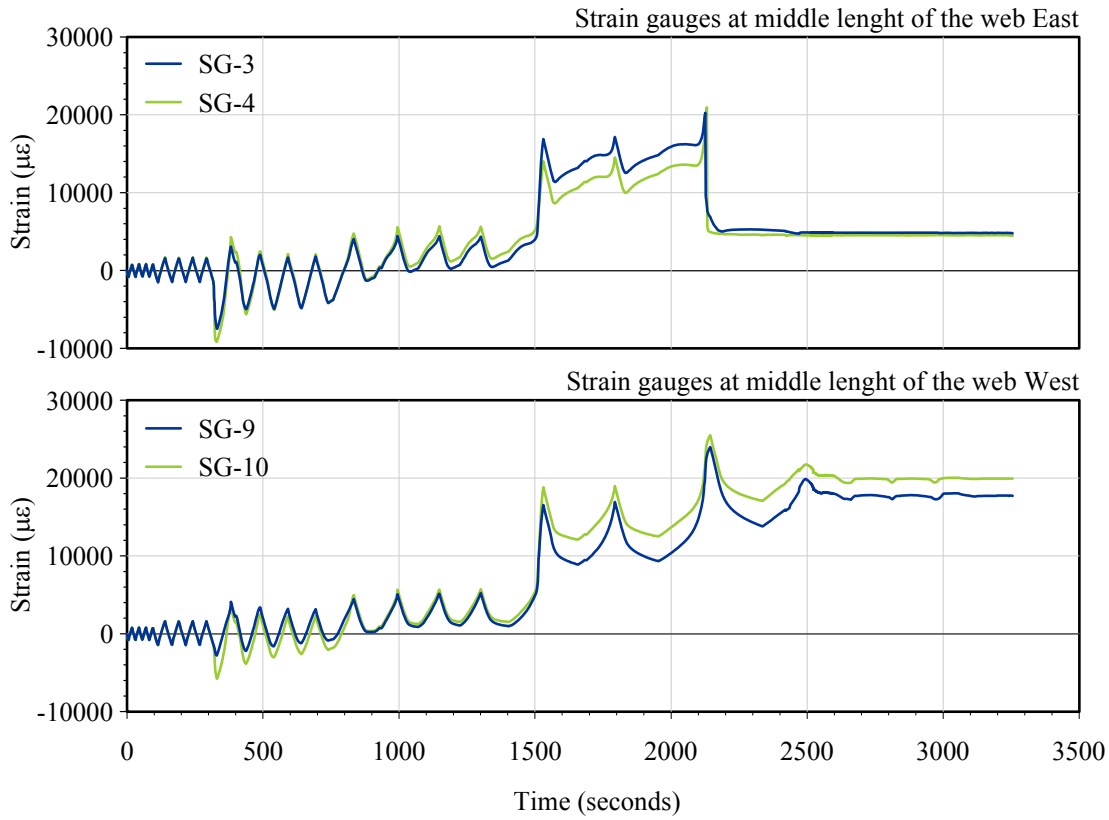

Hysteresis Curve
Load (kN)
8000
6000
4000
2000
0
-2000
-4000
-6000
-60
-50
-40
-30
-20
-10
0
10
20
30
40
Displacement (mm)


Standardized Hysteresis Curve
Δ / h_s (%)
-2.0
-1.5
-1.0
-0.5
0.0
0.5
1.0
1.5
P / A_g F_y
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1.0
-1.4
-1.2
-1.0
-0.8
-0.6
-0.4
-0.2
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
δ / L_H (%)

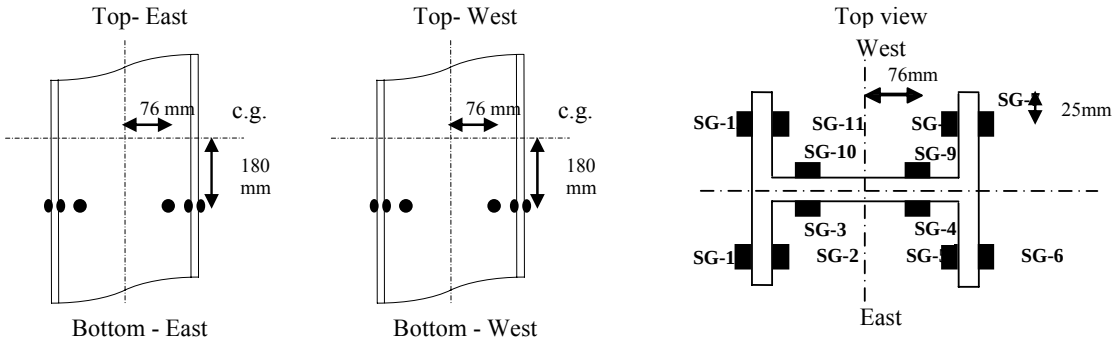
W-1


Strain gauges at middle lenght of the flange South-East
SG-1
SG-2
Strain (με)
20000
10000
0
-10000
Strain gauges at middle lenght of the flange North-East
SG-5
SG-6
Strain (με)
50000
25000
0
-25000
Strain gauges at middle lenght of the flange North-West
SG-7
SG-8
Strain (με)
20000
10000
0
-10000
Strain gauges at middle lenght of the flange South-West
SG-11
SG-12
Strain (με)
40000
20000
0
-20000
0
500
1000
1500
2000
2500
3000
3500
Time (seconds)

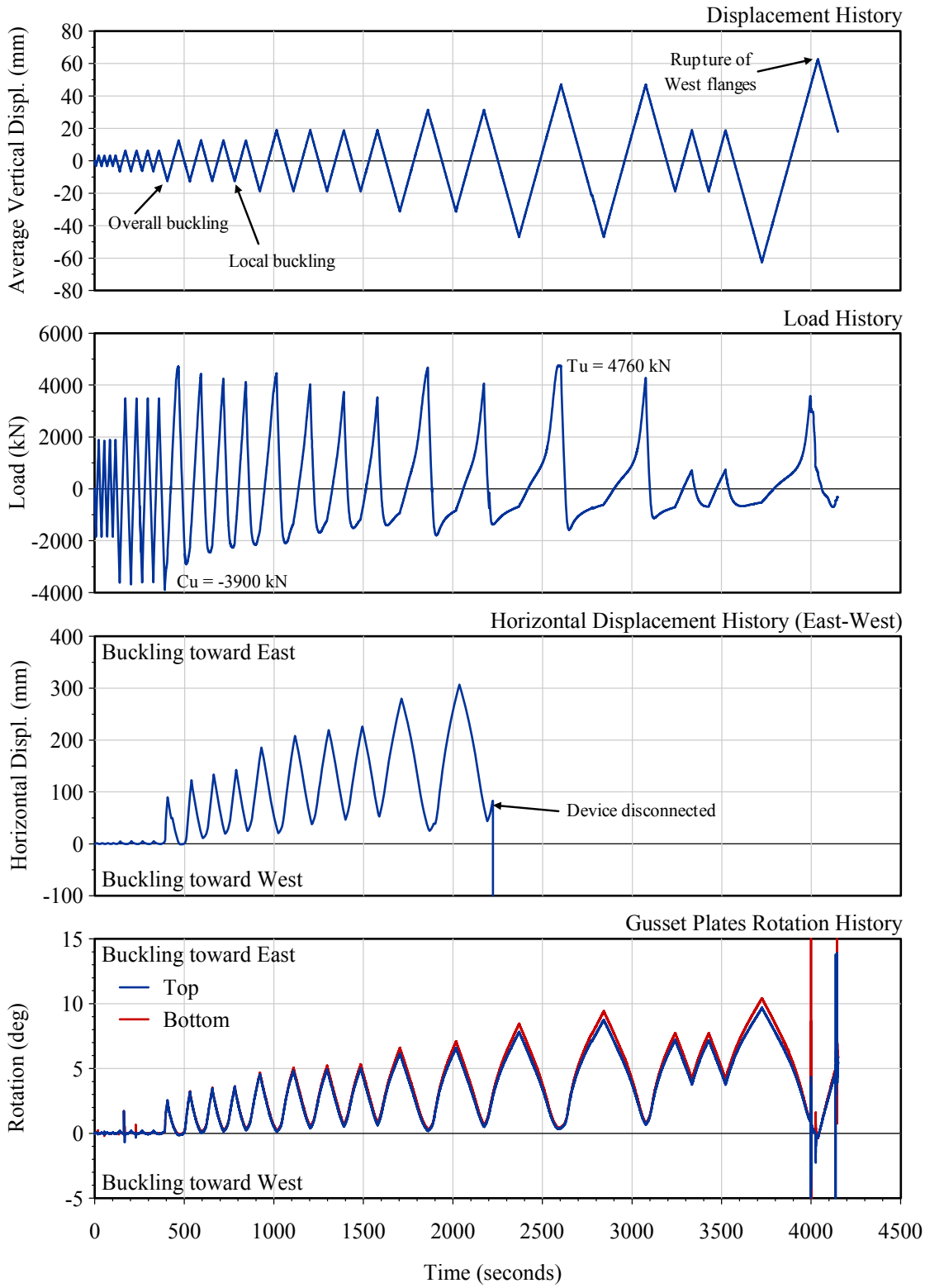
W-1



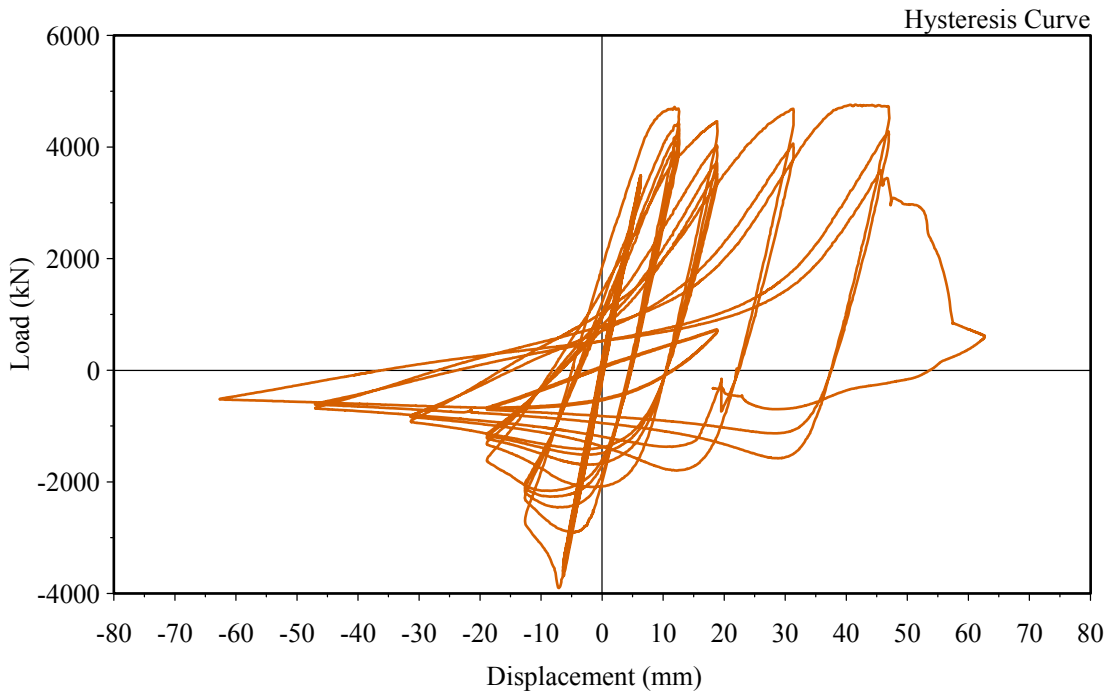
Strain gauges location :

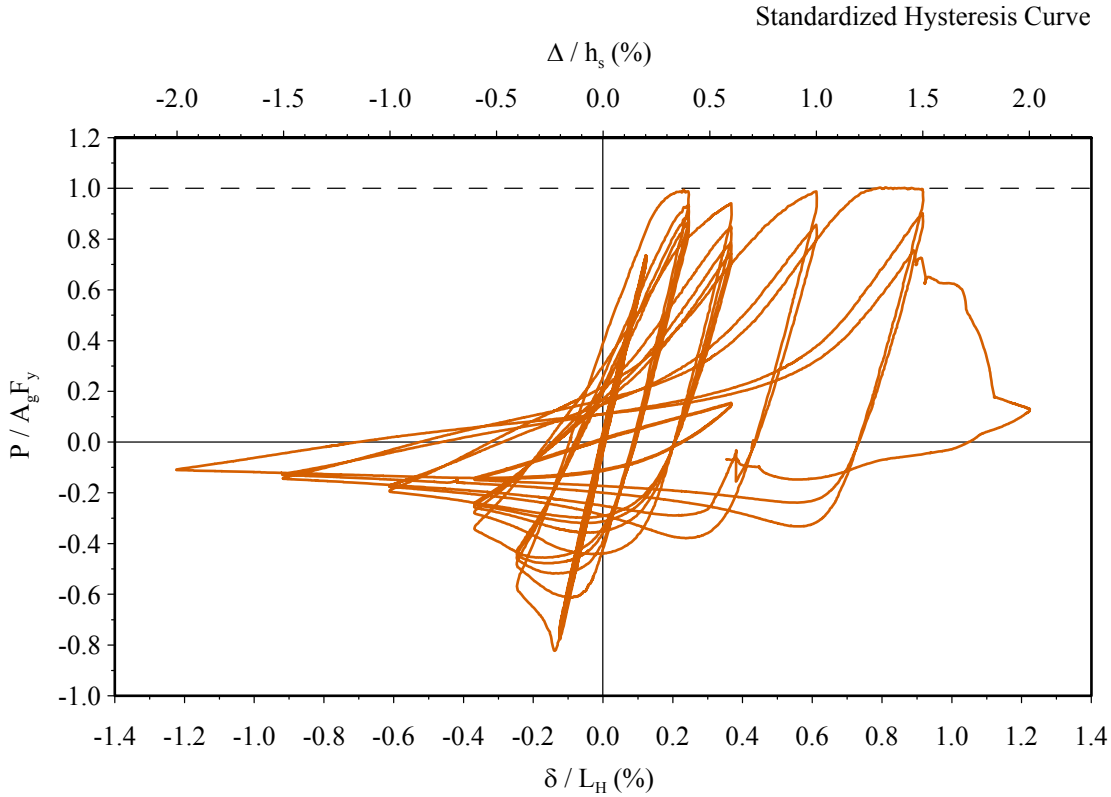


W-4

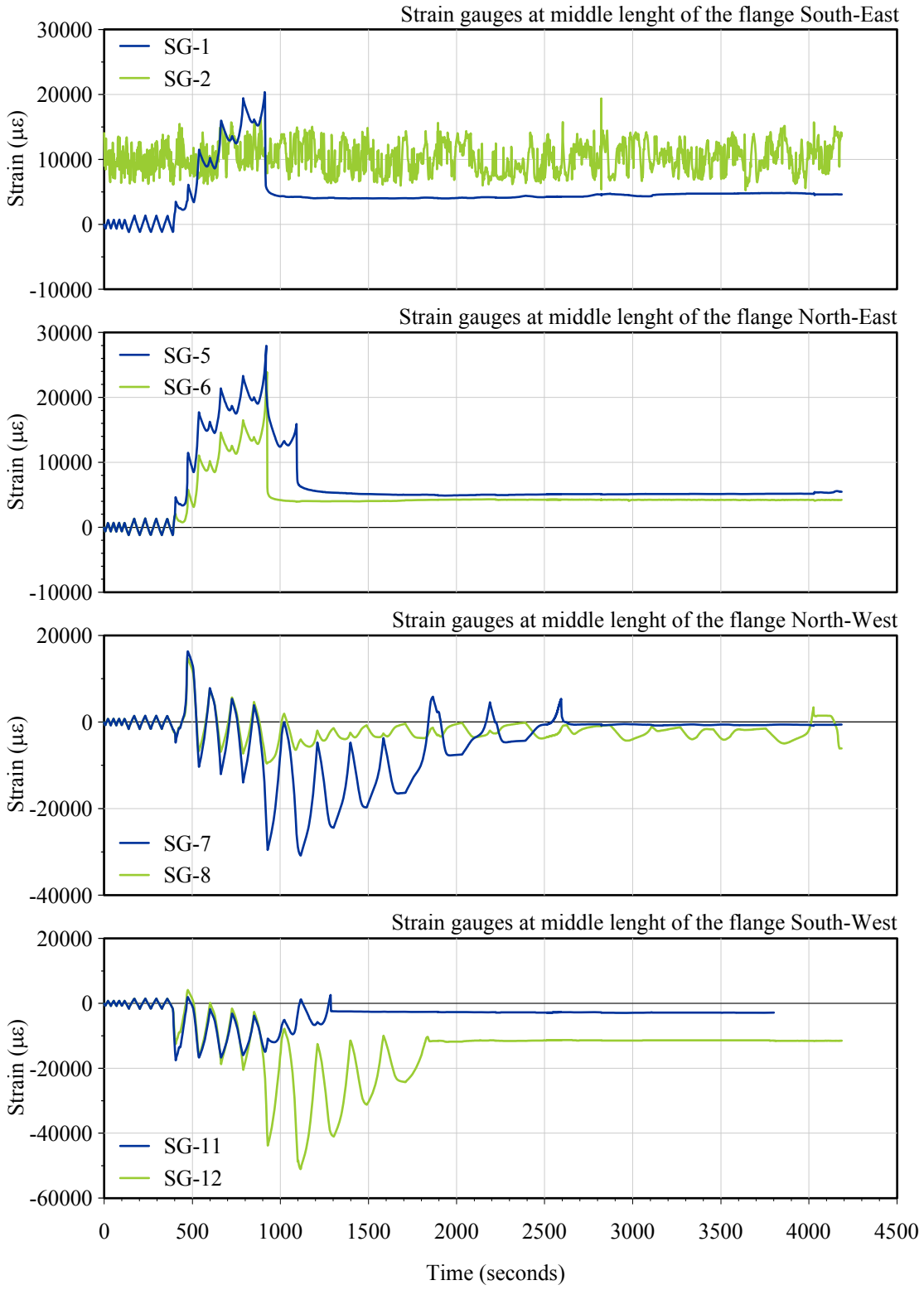

Displacement History
Average Vertical Displ. (mm)
80
60
40
20
0
-20
-40
-60
-80
Rupture of
West flanges
Overall buckling
Local buckling
Load History
Load (kN)
6000
4000
2000
0
-2000
-4000
Tu = 4760 kN
Cu = -3900 kN
Horizontal Displacement History (East-West)
Horizontal Displ. (mm)
400
300
200
100
0
-100
Buckling toward East
Device disconnected
Buckling toward West
Gusset Plates Rotation History
Rotation (deg)
15
10
5
0
-5
Buckling toward East
Top
Bottom
Buckling toward West
0
500
1000
1500
2000
2500
3000
3500
4000
4500
Time (seconds)

W-4

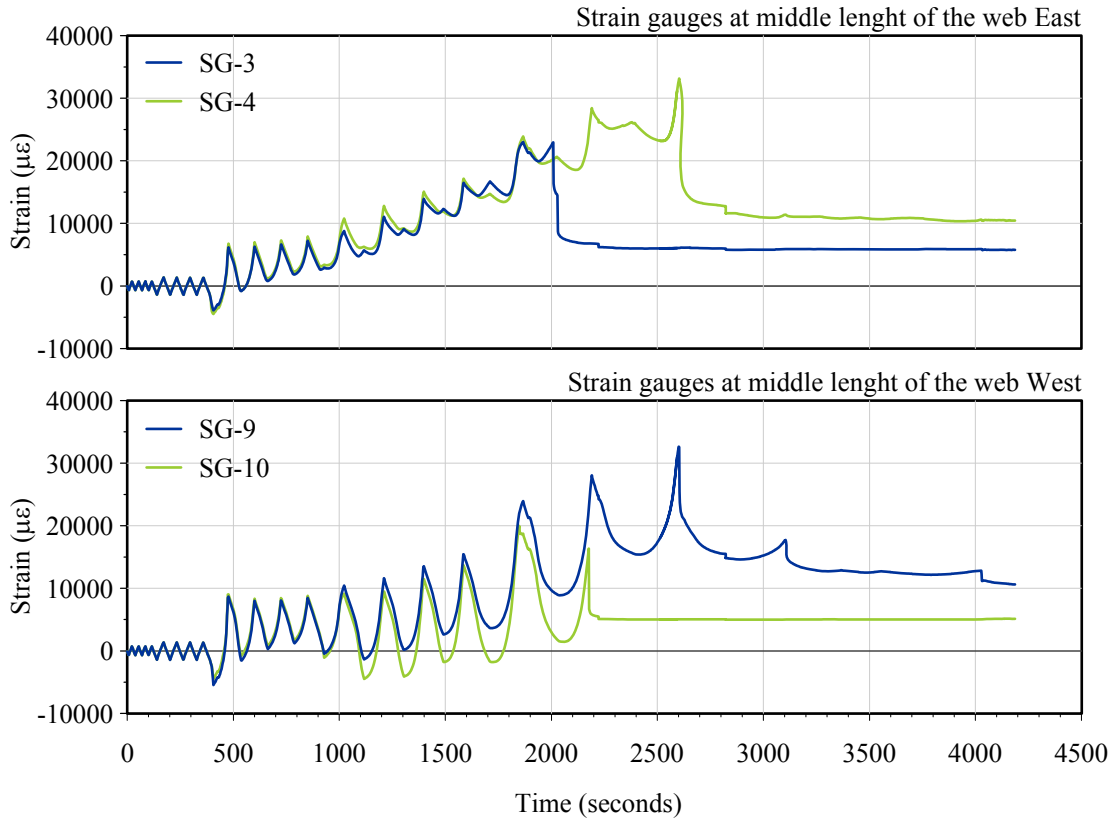
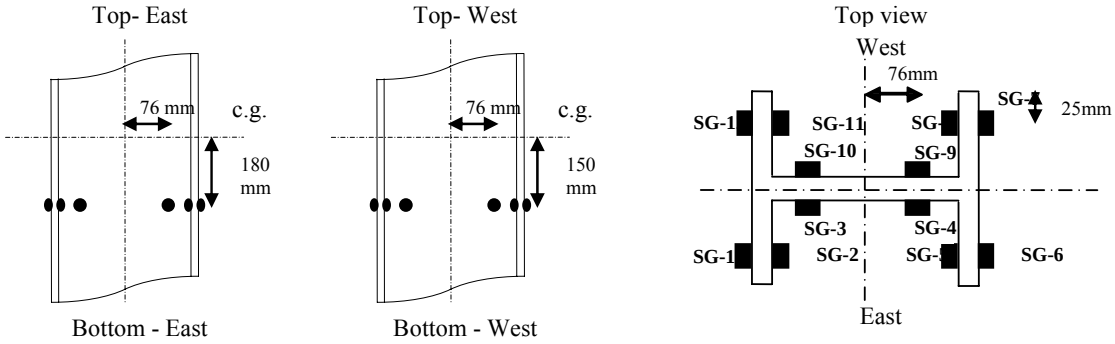

Hysteresis Curve
Load (kN)
6000
4000
2000
0
-2000
-4000
-80 -70 -60 -50 -40 -30 -20 -10 0 10 20 30 40 50 60 70 80
Displacement (mm)


Standardized Hysteresis Curve
Δ / h_s (%)
-2.0 -1.5 -1.0 -0.5 0.0 0.5 1.0 1.5 2.0
P / A_g F_y
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1.0
-1.4 -1.2 -1.0 -0.8 -0.6 -0.4 -0.2 0.0 0.2 0.4 0.6 0.8 1.0 1.2 1.4
δ / L_H (%)

W-4


Strain gauges at middle lenght of the flange South-East
SG-1
SG-2
Strain (με)
30000
20000
10000
0
-10000
Strain gauges at middle lenght of the flange North-East
SG-5
SG-6
Strain (με)
30000
20000
10000
0
-10000
Strain gauges at middle lenght of the flange North-West
SG-7
SG-8
Strain (με)
20000
0
-20000
-40000
Strain gauges at middle lenght of the flange South-West
SG-11
SG-12
Strain (με)
20000
0
-20000
-40000
-60000
0
500
1000
1500
2000
2500
3000
3500
4000
4500
Time (seconds)

W-4



Strain gauges location :