

NRC Publications Archive Archives des publications du CNRC

Niveau 1: Outil de sélection préliminaire en fonction des risques sismiques (OSP) pour les bâtiments existants. Partie 2: documentation technique à l'appui

Fathi-Fazl, Reza; Cai, Zhen; Jacques, Eric; Kadhom, Bessam

For the publisher's version, please access the DOI link below./ Pour consulter la version de l'éditeur, utilisez le lien DOI ci-dessous.

Publisher's version / Version de l'éditeur:

<https://doi.org/10.4224/40001924>

Rapport de client (Conseil national de recherches du Canada. Centre de recherche en construction); n° A1-013766, 2020-03-20

NRC Publications Archive Record / Notice des Archives des publications du CNRC :

<https://nrc-publications.canada.ca/eng/view/object/?id=cc609b13-dffe-4a8d-beee-a50ced243915>

<https://publications-cnrc.canada.ca/fra/voir/objet/?id=cc609b13-dffe-4a8d-beee-a50ced243915>

Access and use of this website and the material on it are subject to the Terms and Conditions set forth at

<https://nrc-publications.canada.ca/eng/copyright>

READ THESE TERMS AND CONDITIONS CAREFULLY BEFORE USING THIS WEBSITE.

L'accès à ce site Web et l'utilisation de son contenu sont assujettis aux conditions présentées dans le site

<https://publications-cnrc.canada.ca/fra/droits>

LISEZ CES CONDITIONS ATTENTIVEMENT AVANT D'UTILISER CE SITE WEB.

Questions? Contact the NRC Publications Archive team at

PublicationsArchive-ArchivesPublications@nrc-cnrc.gc.ca. If you wish to email the authors directly, please see the first page of the publication for their contact information.

Vous avez des questions? Nous pouvons vous aider. Pour communiquer directement avec un auteur, consultez la première page de la revue dans laquelle son article a été publié afin de trouver ses coordonnées. Si vous n'arrivez pas à les repérer, communiquez avec nous à PublicationsArchive-ArchivesPublications@nrc-cnrc.gc.ca.

NRC-CNRC

Niveau 1 – Outil de sélection préliminaire en fonction des risques sismiques (OSP) pour les bâtiments existants

Partie 2: Documentation technique à l'appui

Reza Fathi-Fazl, Zhen Cai, Eric Jacques, and Bessam Kadhom

Publié par:

Centre de recherche en construction

Cette page est intentionnellement laissée en blanc.

NIVEAU 1 – OUTIL DE SÉLECTION PRÉLIMINAIRE EN FONCTION DES RISQUES SISMIQUES (OSP) POUR LES BÂTIMENTS EXISTANTS

PARTIE 2: DOCUMENTATION TECHNIQUE À L'APPUI

Préparé par:

**Infrastructure de génie civil
Centre de recherche en construction
Conseil national de recherches Canada
Ottawa**

Fondé par:

Services publics et Approvisionnement Canada

Services publics et Approvisionnement Canada (SPAC) peut reproduire le rapport et peut distribuer ces reproductions à son personnel ainsi qu'à ses entrepreneurs et entrepreneures pour son usage exclusif.

Les utilisateurs autres que SPAC qui souhaitent utiliser cet outil doivent obtenir la permission écrite du Conseil national de recherches Canada (CNRC) pour le faire.

© Conseil national de recherches Canada
Mars 2020
Rapport n°: A1-010575

Cette page est intentionnellement laissée en blanc.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à souligner l'appui financier de Services publics et Approvisionnement Canada (SPAC), qui a mené à l'élaboration de l'*Outil de sélection préliminaire en fonction des risques sismiques (OSP) de niveau 1*. Ils sont également reconnaissants envers Parviz Afrooz, Brian Boyd, Peter Campbell, Bruno Coté, Dextor Edwards, Simon Foo, Clive Kamichaitis, Jocelyn Paquette, Doug Stephenson, Jack Vandenberg, Dave Weidelich et Andrew Werblinski pour leur soutien.

Les auteurs veulent exprimer leur gratitude à le professeur Dariush Motazedian du département des sciences de la Terre de l'Université Carleton pour ses efforts en vue d'élaborer les catégories sismiques d'emplacement pour l'*OSP de niveau 1*. Les auteurs apprécient également le professeur Ghasan Doudak du département de génie civil de l'Université d'Ottawa pour ses commentaires et contributions techniques concernant les définitions et descriptions des bâtiments en bois.

Les auteurs remercient Zoubir Lounis, Leonardo Cortés-Puentes et Daniel Cusson du Centre de recherche en construction du CNRC et Jitender Singh de Codes Canada du CNRC pour leurs commentaires éditoriaux et techniques.

Cette page est intentionnellement laissée en blanc.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	iii
TABLE DES MATIÈRES.....	v
LISTE DES TABLEAUX.....	ix
LISTE DES FIGURES	xi
1.0 Introduction.....	1
1.1 Contexte général.....	1
1.2 Intention	2
1.3 Organisation	2
2.0 Élaboration des critères d'acceptation des risques sismiques.....	3
2.1 Sismicité.....	3
2.1.1 Échelle de Mercalli modifiée et niveau de dommage prévu aux bâtiments	3
2.1.2 Relation entre l'échelle de Mercalli modifiée et les paramètres de mouvement du sol maximal ⁴	
2.1.3 Relations entre les accélérations de la réponse spectrale et la vitesse du sol maximale ¹⁰	
2.1.4 Relations entre l'échelle de Mercalli modifiée et les accélérations de la réponse spectrale	13
2.1.5 Ajustement des seuils d'accélération spectrale des catégories sismiques d'emplacement.....	13
2.1.6 Exemple de détermination de la <i>catégorie sismique d'emplacement</i>	15
2.2 Édition du CNB de référence	17
2.2.1 Type de bâtiment modèle.....	17
2.2.2 Identification des éditions du CNB de référence	18
2.3 Temps d'occupation restant	20
2.4 Conséquences d'une défaillance	24
2.5 Sommaire des critères d'acceptation des risques sismiques	24
2.6 Détérioration et dommage du bâtiment.....	25
2.7 Conditions particulières déclenchant les LDEP de niveau 3.....	25
2.7.1 Type de bâtiment modèle inconnu.....	25

2.7.2	Désignation patrimoniale fédérale	25
2.7.3	Changement d'usage augmentant des charges structurales	26
2.7.4	Conséquences de défaillance supérieures aux conséquences de défaillance initiales	26
2.7.5	Catégorie d'emplacement F	26
2.7.6	Dangers géologiques	26
3.0	Évaluation des critères d'acceptation des risques sismiques	27
3.1	Généralités.....	27
3.2	Aperçu de l'OSSQ de niveau 2	27
3.3	Évaluation des critères d'acceptation des risques sismiques en fonction de la sismicité	28
3.3.1	Risque sismique structural	28
3.3.2	Risque sismique des composants non structuraux	29
3.4	Évaluation des critères d'acceptation des risques sismiques en fonction du temps d'occupation restant	31
4.0	Références.....	33
ANNEXE A	Méthodologies existantes de sélection sismique préliminaire	A-1
A.1	Méthodologies existantes de sélection sismique.....	A-1
A.1.1	Canada.....	A-1
A.1.2	États-Unis.....	A-1
A.1.3	Nouvelle-Zélande.....	A-2
A.2	Définition d'une faible sismicité	A-3
A.2.1	Canada.....	A-3
A.2.2	États-Unis.....	A-8
A.2.3	Nouvelle-Zélande.....	A-14
A.3	Éditions du CNB de référence des types de bâtiments modèles	A-15
A.3.1	Éditions du CNB de référence pour les bâtiments en bois.....	A-19
A.3.2	Éditions du CNB de référence pour les bâtiments en béton	A-21
A.3.3	Éditions du CNB de référence pour les bâtiments en acier	A-29
A.3.4	Éditions du CNB de référence pour les bâtiments en maçonnerie.....	A-33
A.3.5	Édition du CNB de référence pour d'autres types de bâtiments	A-37

ANNEXE B	Caractéristiques et rendement sismique des types de bâtiments modèles dans l'OSP de niveau 1	B-1
B.1	Bâtiments en bois	B-1
B.1.1	Ossature légère en bois (OLB).....	B-1
B.1.2	Poteaux et poutres en bois (PPB).....	B-2
B.2	Bâtiments en acier	B-3
B.2.1	Bâtiments à ossature en acier	B-3
B.2.2	Ossature légère en acier (OLA)	B-6
B.2.3	Ossature en acier avec mur de cisaillement en béton (AMB).....	B-6
B.2.4	Ossature en acier avec mur de remplissage en maçonnerie (AMR)	B-7
B.3	Bâtiments en béton	B-9
B.3.1	Ossature en béton résistant aux moments (OBM)	B-9
B.3.2	Murs de cisaillement en béton (MCB).....	B-10
B.3.3	Ossature en béton avec mur de remplissage en maçonnerie (BMR)	B-11
B.3.4	Murs en béton préfabriqués (MBP)	B-12
B.3.5	Ossature en béton préfabriquée (OBP)	B-13
B.4	Bâtiments en maçonnerie	B-14
B.4.1	Mur porteur en maçonnerie armée avec diaphragmes légers en bois ou en acier (MAL)	B-14
B.4.2	Murs porteurs en maçonnerie armée avec diaphragmes en béton (MAB).....	B-15
B.4.3	Bâtiment à murs porteurs en maçonnerie non armée (MNA).....	B-15
B.5	Autres bâtiments.....	B-17
B.5.1	Bâtiments en acier formé à froid.....	B-17
B.5.2	Maisons fabriquées en usine	B-17
ANNEXE C	Évolution des codes du bâtiment modèles en Amérique du Nord au cours du siècle dernier	C-1

Cette page est intentionnellement laissée en blanc.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Relation entre les dommages prévus au bâtiment et l'échelle de Mercalli modifiée	3
Tableau 2.2 : Seuils des niveaux de dommage de l'échelle de Mercalli modifiée (modifié à partir de Wald et autres, 1999)	4
Tableau 2.3 : Coefficients de la relation entre le mouvement du sol et l'échelle de Mercalli modifiée (Worden et autres, 2012)	6
Tableau 2.4 : Seuils des niveaux de dommage de l'échelle de Mercalli modifiée (modifié à partir de Worden et autres, 2012)	6
Tableau 2.5 : Coefficients de la relation entre le mouvement du sol et l'échelle de Mercalli modifiée (Caprio et autres, 2015)	7
Tableau 2.6 : Données statistiques pour différentes relations entre l'échelle de Mercalli modifiée et la valeur de PGV	8
Tableau 2.7 : Niveaux de <i>dommage au bâtiment</i> corrélés aux seuils de PGV	10
Tableau 2.8 : Relations S_a -PGV basées sur les bases de données du document « Fifth Generation Seismic Hazard Model Input Files » de la Commission géologique du Canada (CGC) (Halchuk et autres, 2015)	11
Tableau 2.9 : Seuils S_a pour l'échelle de Mercalli modifiée en fonction des limites de PGV et de S_a	13
Tableau 2.10 : <i>Catégories sismiques d'emplacement</i> et échelle de Mercalli modifiée associée	14
Tableau 2.11 : Liste des types de bâtiments modèles dans l' <i>OSP de niveau 1</i>	17
Tableau 2.12 : <i>Éditions du CNB de référence</i> et principales justifications pour dix-sept types de bâtiments modèles	19
Tableau 2.13 : Probabilité annuelle de dépassement et facteur de probabilité k_p (AS1170.4, 2007)	22
Tableau 2.14 : Critères d'acceptation des risques sismiques	25
Tableau 3.1. Seuils de score structural et probabilité d'effondrement correspondante en 50 ans	28
Tableau 3.2 : Scores structuraux minimaux pour les <i>bâtiments existants</i> des <i>catégories sismiques d'emplacement</i> très faible et faible	28

Tableau 3.3 : Ratios de glissement maximaux des cinq <i>types de bâtiments</i> généralisés	30
Tableau A.1 : Limites du rapport hauteur/épaisseur pour les parapets en maçonnerie non armée (selon CSA S832-14)	A-7
Tableau A.2 : Limites du rapport hauteur/épaisseur pour les murs de maçonnerie non armée (selon CSA S832-14).....	A-7
Tableau A.3 : Intensité de l'échelle de Mercalli modifiée versus le niveau de dommage (selon ASCE 7-16).....	A-9
Tableau A.4 : Paramètres d'accélération spectrale de conception pour l'usage ordinaire (selon ASCE 7-16).....	A-9
Tableau A.5 : Limites du rapport hauteur/plan pour les cheminées non renforcées (selon la NZSEE, 2017).....	A-15
Tableau A.6 : Années de référence pour différents <i>types de bâtiments</i>	A-16
Tableau A.7 : Correspondance entre les types de bâtiments dans le document FEMA P-154 et l'OSP de niveau 1	A-19
Tableau C.1 : Évolution du CNB de 1941 à 2015 pour les dispositions relatives à la conception parasismique	C-1
Tableau C.2 : Évolution de l'UBC et de l'IBC par rapport aux dispositions relatives à la conception parasismique	C-7

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Relation entre la PGV et $S_a(T)$ pour $T = 0,2, 0,5$ et 1 seconde.....	12
Figure 2.2 : Carte des <i>catégories sismiques d'emplacement</i> pour le Canada en supposant une <i>catégorie d'emplacement C</i>	15
Figure 2.3 : Relation entre κ et le risque avec 2 % en n ans de temps d'occupation restant	23
Figure B.1 : Bâtiment à ossature légère en bois (OLB) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)	B-1
Figure B.2 : Bâtiment à poteaux et poutres en bois (PPB) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)	B-2
Figure B.3 : Bâtiment à ossature en acier résistant aux moments (OAM) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)	B-4
Figure B.4 : Bâtiment à ossature contreventée en acier (OCA) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)	B-5
Figure B.5 : Bâtiment à ossature légère en acier (OLA) (image adaptée de la British Constructional Steelwork Association, Ltd, 2017).....	B-6
Figure B.6 : Bâtiment à ossature en acier avec mur de cisaillement en béton (AMB) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)	B-7
Figure B.7 : Bâtiment à ossature en acier avec murs de remplissage en maçonnerie (AMR) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)	B-8
Figure B.8 : Bâtiment à ossature en béton résistant aux moments (OBM) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)	B-9
Figure B.9 : Bâtiment à murs de cisaillement en béton (MCB) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)	B-10
Figure B.10 : Bâtiment à ossature en béton avec mur de remplissage en maçonnerie (BMR) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)	B-11
Figure B.11 : Bâtiment à murs en béton préfabriqués (MBP) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)	B-12
Figure B.12 : Bâtiment à ossature en béton préfabriquée (OBP) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)	B-13

Figure B.13 : Bâtiment à murs porteurs en maçonnerie armée avec diaphragmes légers en bois ou en acier (MAL) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)..... B-14

Figure B.14 : Bâtiment à murs porteurs en maçonnerie armée avec diaphragmes en béton (MAB) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)..... B-15

Figure B.15 : Bâtiment à murs porteurs en maçonnerie non armée (MNA) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)..... B-16

Figure B.16 : Bâtiments en acier formé à froid (AFF) (image tirée de BuildUsingSteel, 2018).. B-17

Figure B.17 : Maisons fabriquées en usine (MFU)..... B-18

1.0 INTRODUCTION

1.1 Contexte général

Des milliers de bâtiments existants au Canada pourraient subir de graves dommages ou s'effondrer en cas de fortes secousses sismiques. L'évaluation et l'atténuation des risques sismiques du vaste éventail de bâtiments existants présentent des défis techniques et économiques pour les propriétaires de bâtiments. Pour relever ces défis, le Conseil national de recherches Canada (CNRC) a élaboré une série de manuels et de lignes directrices techniques pour la sélection sismique (CNRC, 1993a), l'évaluation (CNRC, 1993b) et la mise à niveau (CNRC, 1995) des bâtiments existants, fondés sur l'édition 1990 du Code national du bâtiment du Canada (CNB 1990). Le manuel de sélection du CNRC (CNRC, 1993a) a été conçu spécialement pour fournir une procédure de sélection rapide et peu coûteuse permettant de recenser et de classer les bâtiments canadiens dans un inventaire en vue d'une évaluation parasismique plus poussée. En 2001, Services publics et Approvisionnement Canada (SPAC) a publié la Politique du programme des Services immobiliers (SI), qui faisait référence aux trois Lignes directrices techniques susmentionnées du CNRC. La Politique du programme de SI prévoit une approche de gestion des risques sismiques pour les bâtiments existants de SPAC.

Les Lignes directrices techniques actuelles du CNRC devraient tenir compte des exigences parasismiques actuelles du CNB ainsi que des récents développements dans la sélection sismique des bâtiments existants. Les exigences en matière de codes sismiques de l'édition 2015 du CNB (CNB 2015) sont beaucoup plus strictes que celles du CNB 1990, sur lequel se fondent les Lignes directrices techniques du CNRC et la Politique du programme de SI de SPAC. De plus, de nouvelles méthodologies pour la sélection sismique, l'évaluation et la mise à niveau des bâtiments existants aux États-Unis et ailleurs dans le monde ont vu le jour grâce à de nouvelles données et recherches. L'ANNEXE A présente un examen de l'état de la pratique et de l'art en matière de sélection en fonction des risques sismiques des bâtiments existants.

Pour mettre à jour l'approche actuelle de gestion des risques sismiques de SPAC, le CNRC a élaboré un cadre de gestion des risques sismiques multicritères et multiniveaux (Lounis et autres, 2016). Le cadre comprend trois niveaux clés :

OSP de niveau 1 : Outil de sélection préliminaire en fonction des risques sismiques (OSP);

OSSQ de niveau 2 : Outil de sélection semi-quantitatif en fonction des risques sismiques (OSSQ);

LDEP de niveau 3 : Lignes directrices pour l'évaluation parasismique (LDEP).

L'OSP de niveau 1 et l'OSSQ de niveau 2 correspondent aux premier et deuxième volumes du cadre. L'OSP de niveau 1 est publié dans le volume I : Outil de sélection préliminaire en fonction des risques sismiques (OSP) de niveau 1 pour les bâtiments existants, tandis que l'OSSQ de niveau 2 est publié dans le volume II : Outil de sélection semi-quantitatif en fonction des risques

sismiques (OSSQ) de niveau 2 pour les bâtiments existants. Chaque volume se compose de deux parties, soit Partie 1 : Guide d'utilisation et Partie 2 : Documentation technique à l'appui. La partie 2 du volume I est fournie dans ce document. Les *LDEP de niveau 3* sont en cours d'élaboration et seront incluses dans le volume III du cadre.

1.2 Intention

Le présent document (*OSP de niveau 1*, partie 2 : Documentation technique à l'appui) complète la partie 1 : Guide d'utilisation. Il fournit des détails sur l'élaboration de la procédure de sélection en fonction des *risques sismiques* de l'*OSP de niveau 1*. Plus précisément, il décrit les principaux critères d'acceptation des *risques sismiques*, à savoir : (1) la *sismicité*; (2) l'*édition du CNB de référence*; (3) le *temps d'occupation restant*; et (4) les *conséquences d'une défaillance*. De plus, il comprend l'évaluation de ces critères clés à l'aide de l'*OSSQ de niveau 2* (volume II) et des critères HAZUS (FEMA, 2003).

1.3 Organisation

Le chapitre 2 présente et examine les critères d'acceptation des *risques sismiques* de l'*OSP de niveau 1*, y compris les conditions particulières qui déclenchent immédiatement les *LDEP de niveau 3*. Le chapitre 3 valide les critères d'acceptation des *risques sismiques* en utilisant l'*OSSQ de niveau 2*. Le chapitre 4 fournit des détails sur la mise en œuvre de l'*OSP de niveau 1* pour dix-sept (17) *bâtiments existants* fournis par SPAC.

2.0 ÉLABORATION DES CRITÈRES D'ACCEPTATION DES RISQUES SISMIQUES

Le présent chapitre présente la méthodologie sous-jacente pour établir les critères d'acceptation des *risques sismiques* utilisés pour évaluer si les *bâtiments existants* de SPAC visés par la partie 4 du Code national du bâtiment du Canada (CNB) sont acceptables. De plus, les conditions particulières qui déclenchent immédiatement les *LDEP de niveau 3* sont discutées.

2.1 Sismicité

Six *catégories sismiques d'emplacement* (CSE) – très faible (CSE-0), faible (CSE-1), modérée (CSE-2), modérément élevée (CSE-3), élevée (CSE-4) et très élevée (CSE-5) – ont été élaborées pour décrire la sismicité de la plus faible à la plus élevée au Canada. L'élaboration des *catégories sismiques d'emplacement* (CSE) est le fruit d'un effort de recherche conjoint entre le CNRC et le département des sciences de la Terre de l'Université Carleton. L'expression « *catégorie sismique d'emplacement* » est adoptée pour la distinguer de l'expression « *zone sismique* » utilisée dans le manuel de sélection du CNRC de 1993. Le mot « emplacement » est ajouté à l'expression parce que les conditions locales sont intégrées à la catégorisation sismique. Les sections suivantes décrivent la justification de l'élaboration des six *catégories sismiques d'emplacement*.

2.1.1 Échelle de Mercalli modifiée et niveau de dommage prévu aux bâtiments

L'échelle de Mercalli modifiée est utilisée depuis longtemps dans les pratiques de conception parasismique pour associer le niveau de secousse perçue aux dommages prévus aux bâtiments. Le Tableau 2.1 (ASCE, 2016) présente de façon très sommaire la relation entre le niveau prévu des dommages aux bâtiments et l'échelle de Mercalli modifiée. La valeur VI de l'échelle de Mercalli modifiée est généralement considérée comme le seuil pour les dommages aux composants non structuraux, alors que la valeur VII de cette échelle est considérée comme le seuil pour les dommages structuraux (Onur et autres, 2008). Par conséquent, l'échelle de Mercalli modifiée avec le niveau de dommage est un repère utile pour déterminer les régions de faible *sismicité* et peut être utilisée pour exempter les *bâtiments existants* de l'*OSSQ de niveau 2*.

Tableau 2.1 : Relation entre les dommages prévus au bâtiment et l'échelle de Mercalli modifiée

Niveau prévu des <i>dommages au bâtiment</i>	Échelle de Mercalli modifiée
Aucun <i>dommage</i>	V
<i>Dommmages légers non structuraux</i>	VI
<i>Dommmages non structuraux dangereux</i> <i>Dommmages structuraux légers</i>	VII
<i>Dommmages dangereux subis par les structures sensibles</i>	VIII
<i>Dommmages dangereux subis par les structures robustes</i>	IX+

La définition d'une faible *sismicité* doit être liée au niveau de secousse perçu qui correspond aux valeurs V et VI de l'échelle de Mercalli modifiée, selon lesquelles il est prévu respectivement que les composants structuraux ne subiront aucun *dommage* et que les composants non structuraux ne subiront aucun *dommage* ou qu'un *dommage* léger.

2.1.2 Relation entre l'échelle de Mercalli modifiée et les paramètres de mouvement du sol maximal

L'échelle de Mercalli modifiée est qualitative et corrélée avec le niveau de *dommage au bâtiment* prévu. Plusieurs chercheurs ont proposé des relations empiriques entre l'échelle de Mercalli modifiée et les paramètres d'accélération maximale du sol (PGM pour « peak ground motion »). Les paramètres PGA (pour « peak ground acceleration ») et PGV (pour « peak ground velocity ») sont les principaux paramètres de PGM utilisés pour définir les niveaux de *dommage* de l'échelle de Mercalli modifiée, puisqu'ils peuvent facilement être obtenus à partir d'accélérogrammes non traités. Un résumé de certaines études clés est présenté à cet égard.

Wald et autres (1999) ont caractérisé les relations entre les valeurs PGA (en cm/s/s) et PGV (en cm/s) et les valeurs de l'échelle de Mercalli modifiée, qui sont utilisées pour les définitions du programme ShakeMap de l'USGS dans le manuel ShakeMap (Wald et autres, 2006), comme indiqué au Tableau 2.2. Ils ont trouvé une bonne adéquation avec l'équation (2.1) pour la plage de l'échelle de Mercalli modifiée de V à VIII, et avec l'équation (2.2) pour la plage de V à IX. Ces relations ont été largement utilisées dans les programmes ShakeMap à travers le monde. Il faut noter que « log » est le logarithme décimal.

$$\begin{aligned} \text{Échelle de Mercalli modifiée} &= 3,66 \times \log(\text{PGA}) - 1,66, & (2.1) \\ \text{pour } V \leq \text{échelle de Mercalli modifiée} &\leq \text{VIII} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Échelle de Mercalli modifiée} &= 3,47 \times \log(\text{PGV}) - 2,35, & (2.2) \\ \text{pour } IV \leq \text{échelle de Mercalli modifiée} &\leq IX \end{aligned}$$

Tableau 2.2 : Seuils des niveaux de dommage de l'échelle de Mercalli modifiée (modifié à partir de Wald et autres, 1999)

Perceived Shaking	Not felt	Weak	Light	Moderate	Strong	Very strong	Severe	Violent	Extreme
Potential Damage	none	none	none	Very light	Light	Moderate	Moderate /Heavy	Heavy	Very Heavy
Peak Acc.(%g)	< 0.17	0.17-1.4	1.4-3.9	3.9-9.2	9.2-18	18-34	34-65	65-124	> 124
Peak Vel.(cm.s)	< 0.1	0.1-1.1	1.1-3.4	3.4-8.1	8.1-16	16-31	31-60	60-116	> 116
Instrumental Intensity	I	II-III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X+

Atkinson et Kaka (2004) ont étudié la relation entre les valeurs de l'échelle de Mercalli modifiée et les valeurs de PGV (obtenues au moyen d'instruments et déduites de rapports historiques) pour 18 séismes survenus dans l'est de l'Amérique du Nord. Ils ont comparé leurs résultats avec les relations présentées par Wald et autres (1999) et ont conclu que les relations empiriques dans l'est de l'Amérique du Nord varient de celles de la Californie. Ces variations sont dues à des différences dans la diminution des contraintes, l'atténuation régionale, la taille des failles, etc. On trouvera ailleurs une analyse détaillée des différences (Atkinson et Morrison, 2009). Atkinson et Kaka ont établi la relation entre le paramètre PGV et l'échelle de Mercalli modifiée comme suit :

$$\text{Échelle de Mercalli modifiée} = 3,96 + 1,79 \log(PGV) \quad (2.3)$$

$$\begin{aligned} \text{Échelle de Mercalli modifiée} & \quad (2.4) \\ & = (3,96 - 0,12) + 1,79 \log(PGV) - 0,28 \log(D) \end{aligned}$$

où PGV est la vitesse du sol maximale en cm/s et D est la distance entre l'épicentre en km.

Il est à noter que la relation proposée par Atkinson et Kaka (équation 2.4) dépend de la distance (D) et ne s'applique pas à l'annexe C du CNB de 2015; toutefois, à titre de comparaison, Atkinson et Kaka proposent des relations indépendantes de la distance, basées sur D = 1 km, D = 100 km et D = 300 km.

Atkinson et Kaka (2007) ont déterminé les relations entre le mouvement du sol et l'échelle de Mercalli modifiée applicables aux séismes qui surviennent dans le centre des États-Unis (CEU) en utilisant des données provenant de séismes modérément ressentis dans cette région ainsi que dans la région de New Madrid pour le programme ShakeMap. Ils ont calibré leurs données à partir d'observations faites en Californie. Ils ont établi la relation suivante :

$$\begin{aligned} \text{Échelle de Mercalli modifiée} & = 4,40 + 1,92 \times \log(PGV) \quad (2.5) \\ & + 0,280 \times (\log(PGV))^2 \end{aligned}$$

où PGV est la vitesse du sol maximale en cm/s, applicable à la fois dans la région de New Madrid et en Californie, avec un écart type de 0,78 unité sur l'échelle de Mercalli modifiée.

Worden et autres (2012) ont mis à jour les relations établies par Wald et autres (1999) et ont déterminé les relations probabilistes entre les paramètres de mouvement du sol et l'échelle de Mercalli modifiée en Californie, à partir d'environ 200 000 observations. Les séismes étudiés étaient d'une magnitude de 3,0 à 7,3, et les distances de l'épicentre variaient de moins d'un kilomètre à environ 400 km. Pour les intensités sur l'échelle de Mercalli modifiée égales ou supérieures à 5, leurs résultats sont très proches des relations proposées par Wald et autres (1999). Pour les intensités plus faibles, leurs résultats se situent à mi-chemin entre les relations proposées par Wald et autres (1999) et celles proposées par Atkinson et Kaka (2007).

$$\text{Échelle de Mercalli modifiée} = c_1 + c_2 \log(Y), \quad \text{pour } \log(Y) \leq t_1 \quad (2.6)$$

$$\text{Échelle de Mercalli modifiée} = c_3 + c_4 \log(Y), \quad \text{pour } \log(Y) > t_1 \quad (2.7)$$

où Y est l'amplitude du mouvement du sol du type sélectionné, c_1 à c_4 sont les paramètres ajustés, et t_1 est la condition $\log(Y)$. Le Tableau 2.3 présente les coefficients des équations ci-dessus et les écarts types des valeurs résiduelles. Le Tableau 2.4 montre la relation entre les mouvements de sol maximaux et l'échelle de Mercalli modifiée, qui est proposée par Worden et autres (2012) et utilisée dans le programme ShakeMap. Il faut noter que les valeurs du tableau 2.4 sont des seuils pour chacune des valeurs de l'échelle de Mercalli modifiée.

Tableau 2.3 : Coefficients de la relation entre le mouvement du sol et l'échelle de Mercalli modifiée (Worden et autres, 2012)

Paramètre	c_1	c_2	c_3	c_4	t_1 [$\log(PGM)$]	t_2 (Échelle de Mercalli mod)	$\sigma_{\text{Échelle de Mercalli mod}}$	$\sigma_{\log Y}$
PGA	1,7 8	1,5 5	- 1,6 0	3,7 0	1,57	4,22	0,73	0,39
PGV	3,7 8	1,4 7	2,8 9	3,1 6	0,53	4,56	0,65	0,40
$PSA 0,3 s$	1,2 6	1,6 9	- 4,1 5	4,1 4	2,21	4,99	0,84	0,46
$PSA 1,0 s$	2,5 0	1,5 1	0,2 0	2,9 0	1,65	4,98	0,80	0,51
$PSA 3,0 s$	3,8 1	1,1 7	1,9 9	3,0 1	0,99	4,96	0,95	0,69

Tableau 2.4 : Seuils des niveaux de dommage de l'échelle de Mercalli modifiée (modifié à partir de Worden et autres, 2012)

Perceived Shaking	Not felt	Weak	Light	Moderate	Strong	Very strong	Severe	Violent	Extreme
Potential Damage	none	none	none	Very light	Light	Moderate	Moderate /Heavy	Heavy	Very Heavy
Peak Acc.(%g)	< 0.05	0.3	2.8	6.2	12	22	40	75	> 139
Peak Vel.(cm.s)	< 0.02	0.1	1.4	4.7	9.6	20	41	86	> 178
Instrumental Intensity	I	II-III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X+

Caprio et autres (2015) ont établi une nouvelle relation globale en fusionnant plusieurs bases de données recueillies dans différentes régions géographiques afin de mettre en évidence tout effet régional systématique dans la relation entre l'échelle de Mercalli modifiée et les autres paramètres de mouvement du sol pour les programmes ShakeMap. Ils ont étudié la Californie, l'Italie, la Grèce, le centre-est des États-Unis et la croûte terrestre active. À l'intérieur d'un écart type, leurs résultats régionaux et globaux concordent avec les relations proposées par Worden et autres (2012)

pour la Californie, par Faenza et Michelini (2010) pour l'Italie, par Tselentis et Danciu (2008) pour la Grèce, et par Atkinson et Kaka (2007) pour le centre-est des États-Unis. Les séismes étudiés étaient d'une magnitude de 2,5 à 7,3, à des distances allant jusqu'à 200 km de l'épicentre. Les chercheurs ont proposé les deux équations suivantes, dont les coefficients sont donnés au Tableau 2.5 :

$$\text{Échelle de Mercalli modifiée} = \alpha_1 + \beta_1 \log(PGM), \quad \text{si } \log(PGM) \leq t_{PGM} \quad (2.8)$$

$$\text{Échelle de Mercalli modifiée} = \alpha_2 + \beta_2 \log(PGM), \quad \text{si } \log(PGM) > t_{PGM} \quad (2.9)$$

Tableau 2.5 : Coefficients de la relation entre le mouvement du sol et l'échelle de Mercalli modifiée (Caprio et autres, 2015)

Région	t_{PGM} [$\log(PGM)$]	α_1	β_1	σ_{x_1}	σ_{y_1}	α_2	β_2	σ_{x_2}	σ_{y_2}	t_{INT}
À l'échelle mondiale	$PGV 0,3 \pm 0,2$	4,424	1,589	0,6	0,9	4,018	2,671	0,5	1,3	4,92 $\pm 0,3$
	$PGA 1,6 \pm 0,2$	2,270	1,647	0,4	0,7	- 1,361	3,822	0,4	1,4	4,87 $\pm 0,3$

Le Tableau 2.6 présente des données statistiques quant aux valeurs de l'échelle de Mercalli modifiée, calculées pour les 679 emplacements de l'annexe C du CNB 2015. Les valeurs de l'échelle de Mercalli modifiée sont calculées en utilisant les relations proposées par les chercheurs suivants : Wald et autres (1999), Atkinson et Kaka (2007), Worden et autres (2012) et Caprio et autres (2015). La version de Worden et autres (2012) est une version mise à jour de Wald et autres (1999) avec presque le même groupe de chercheurs; par conséquent, cette version remplace Wald et autres (1999), dont la base de données est limitée. Atkinson et Kaka (2007) ont inclus le centre et l'est de l'Amérique du Nord en utilisant la base de données de Wald et autres (1999). Caprio et autres (2015) disposent d'une base de données plus importante pour la Californie, l'Italie, la Grèce, le centre-est des États-Unis et l'ensemble de la croûte terrestre active. Ainsi, aux sections suivantes, les valeurs de l'échelle de Mercalli modifiée sont basées sur Atkinson et Kaka (2007), Worden et autres (2012) et Caprio et autres (2015). Le Tableau 2.6 indique que la différence entre les valeurs de l'échelle de Mercalli modifiée basées sur ces trois études ne représente qu'une unité sur l'échelle de Mercalli modifiée. Les résultats du Tableau 2.6 montrent que les modèles considérés prédisent tous des niveaux similaires sur l'échelle de Mercalli modifiée, avec un minimum entre les valeurs III et V (aucun dommage réel) sur la plus grande partie du centre du Canada, et des valeurs maximales de IX et X+ (dommages dangereux aux structures robustes) pour certaines parties du Canada près de la zone de subduction de Cascadia. Pour les 679 emplacements de l'annexe C du CNB 2015, la moyenne calculée des valeurs de l'échelle de Mercalli modifiée correspond à un niveau de dommage variant entre l'absence de dommage à des dommages légers non structuraux. Les résultats présentés au Tableau 2.6 indiquent que, dans l'hypothèse d'une *catégorie d'emplacement C*, les dommages subis dans une grande partie du Canada varieraient

entre l'absence de dommage et des dommages légers non structuraux en cas d'un séisme de conception avec une probabilité de dépassement en 50 ans de 2 %.

Tableau 2.6 : Données statistiques pour différentes relations entre l'échelle de Mercalli modifiée et la valeur de PGV

	PGV (m/s)	PGA (g)	W1999	KA2004-0	KA2004-1	KA2004-2	KA2004-3	AK2007	W2012	C2015
Minimum	0,020	0,030	3	4	4	4	3	5	4	4
Maximum	0,989	1,040	8	7	7	7	6	9	9	10
Valeur médiane	0,079	0,085	5	5	5	5	4	6	5	6
Moyenne	0,147	0,153	5,2	5,2	5,3	4,8	4,6	6,1	5,6	6,2
Écart type	0,178	0,153	1,4	0,8	0,8	0,7	0,7	1,0	1,3	1,2
W1999 (Wald et autres, 1999), KA2004-0 (Kaka et Atkinson, 2004, sans terme de distance), KA2004-1 (Kaka et Atkinson, 2004, avec D = 1 km), KA2004-2 (Kaka et Atkinson, 2004, avec D = 100 km); KA2004-3 (Kaka et Atkinson, 2004, avec D = 300 km), AK2007 (Atkinson et Kaka, 2007), W2012 (Worden et autres, 2012) et C2015 (Caprio et autres, 2015).										

Il convient d'ajouter que la relation proposée par Worden et autres (2012) est une version mise à jour de celle proposée par Wald et autres (1999). Worden et autres (2012) ont établi des relations probabilistes entre les paramètres de mouvement du sol et l'échelle de Mercalli modifiée en Californie à partir d'environ 200 000 observations sur l'échelle de Mercalli modifiée. Les séismes étudiés par Worden et autres (1999) étaient d'une magnitude de 3,0 à 7,3, et les distances par rapport à la source variaient de moins d'un kilomètre à environ 400 km. Pour les intensités sur l'échelle de Mercalli modifiée égales ou supérieures à 5, leurs résultats sont très proches des relations proposées par Wald et autres (1999). Pour les intensités plus faibles, leurs résultats se situent à mi-chemin entre les relations proposées par Wald et autres (1999) et celles proposées par Atkinson et Kaka (2007).

Les résultats du Tableau 2.6 indiquent que les valeurs de l'échelle de Mercalli modifiée pour l'est du Canada calculées avec les relations proposées par Kaka et Atkinson (2004) pour D = 1 km et D = 100 km sont semblables, mais que les valeurs pour D = 300 km sont légèrement inférieures.

Les résultats indiquent également que les relations de l'échelle de Mercalli modifiée de Wald et autres (1999), d'Atkinson et Kaka (2007), de Worden et autres (2012) et de Caprio et autres (2015) étaient autocohérentes à l'intérieur d'une unité d'échelle de Mercalli modifiée pour l'ensemble des sismicités canadiennes considérées, soit $4,5 \leq$ échelle de Mercalli modifiée $\leq 9,5$. Les valeurs de l'échelle de Mercalli modifiée calculées avec la relation de Wald et autres (1999) s'écartent sensiblement de la moyenne de l'échelle de Mercalli modifiée < 5 . Par conséquent, on

a conclu que les relations proposées par Atkinson et Kaka (2007), Worden et autres (2012) ainsi que Caprio et autres (2015) ont fait preuve d'une constance raisonnable dans leurs prévisions de l'échelle de Mercalli modifiée pour l'ensemble de la plage de sismicités canadiennes. Dans cette étude, les corrélations empiriques PGV-échelle de Mercalli modifiée proposées par Worden et autres (2012) ont été adoptées pour assurer la cohérence avec les pratiques des ingénieurs qui connaissent bien le programme ShakeMap de l'USGS (Worden et Wald, 2016), et en raison de la bonne concordance observée avec les autres relations empiriques. Il n'est pas nécessaire d'appliquer les différences entre les valeurs de l'échelle de Mercalli modifiée calculées pour l'est et l'ouest du Canada, étant donné que le CNB 2015 sépare les zones à faible sismicité (est du Canada et zones à faible sismicité) des zones à forte sismicité (principalement l'ouest du Canada), selon les accélérations maximales du sol de référence (PGAref).

Il est également important de noter que la relation entre le niveau de dommage de l'échelle de Mercalli modifiée et les paramètres de mouvement du sol maximal est empirique, et qu'elle est influencée par des facteurs tels que la densité des données et les pratiques de construction. Étant donné que la présente étude est conforme au CNB 2015, les relations établies par les auteurs peuvent être réexaminées pour assurer la cohérence avec les révisions ultérieures du CNB, afin de vérifier les effets possibles de ces changements sur leur applicabilité.

D'après la comparaison avec les cartes d'intensité observée, l'USGS (2005) conclut qu'il est plus approprié de fonder la régression sur la vitesse maximale pour l'intensité de l'échelle de Mercalli modifiée supérieure à VII et sur l'accélération maximale pour l'intensité inférieure à VII. Cette conclusion est conforme à l'idée que les faibles intensités sont déterminées par les signalements de secousses ressenties (sensibles à l'accélération). Les dommages modérés, à intensité VI ou VII, se produisent généralement dans les structures rigides (murs en maçonnerie, cheminées, etc.) qui sont également sensibles aux mouvements du sol à haute fréquence (accélération). À mesure que les niveaux de dommage augmentent, des dommages se produisent également dans les structures flexibles en proportion de la vitesse du sol, et non de l'accélération. Dans les publications, la PGV est plus souvent citée comme étant un meilleur indicateur de dommages potentiels que la PGA (Sweny, 2012); c'est pourquoi la vitesse du sol maximale a été choisie pour définir les niveaux de l'échelle de Mercalli modifiée dans la présente étude.

RNCAN (Halchuk, 2017) a proposé des valeurs seuils de PGV délimitant les différents niveaux de dommage de l'échelle de Mercalli modifiée, adoptés comme base pour définir les *catégories sismiques d'emplacement* dans l'*OSP de niveau I*. Ces seuils, énumérés au Tableau 2.7, ont été établis sur l'échelle de Mercalli modifiée à partir des travaux de Worden et autres (2012). À titre de comparaison, le Tableau 2.7 montre également les seuils de PGV utilisés pour définir la catégorisation sismique selon RNCAN (Halchuk, 2017) et Heidebrecht et autres (1983), et convertis sur l'échelle de Mercalli modifiée. Les seuils de PGV de RNCAN (Halchuk, 2017) et de Heidebrecht et autres (1983) sont similaires. Toutefois, les seuils de RNCAN sont plus pratiques pour les ingénieurs puisqu'il y a moins de régions à considérer.

Tableau 2.7 : Niveaux de *dommage au bâtiment* corrélés aux seuils de PGV

Niveau de <i>dommage au bâtiment</i>	Échelle de Mercalli modifiée	Seuil de PGV (m/s) cartographié sur l'échelle de Mercalli modifiée (Worden et autres, 2012)			
		RNCan (Halchuk, 2017)		Heidebrecht et autres (1983)	
		>	≤	>	≤
Aucun dommage	V		0,050		0,05
Dommmages légers non structuraux	VI	0,050	0,100	0,05	0,10
Dommmages non structuraux dangereux Dommmages structuraux légers	VII	0,100	0,200	0,10	0,15
				0,15	0,20
Dommmages dangereux subis par les structures sensibles	VIII	0,200	0,450	0,20	0,30
				0,30	0,40
Dommmages dangereux subis par les structures robustes	IX+	0,450		0,40	

2.1.3 Relations entre les accélérations de la réponse spectrale et la vitesse du sol maximale

Les valeurs seuils indiquées au Tableau 2.7 mettent en corrélation la vitesse du sol maximale (PGV) avec le niveau de dommage défini par l'échelle de Mercalli modifiée. Toutefois, dans la conception parasismique, l'aléa sismique est couramment décrit au moyen d'un spectre de risque uniforme par rapport à une probabilité de dépassement en 50 ans spécifiée; il serait donc souhaitable d'établir un lien entre le niveau de dommage de l'échelle de Mercalli modifiée et les accélérations de la réponse spectrale du code. L'utilisation des seuils S_a pour l'échelle de Mercalli modifiée présente un certain nombre d'avantages, notamment : (1) une meilleure représentation de la réponse du *bâtiment*, (2) la connaissance du spectre de réponse par les ingénieurs et (3) la capacité d'intégrer facilement l'influence de l'état du sol grâce aux coefficients de l'emplacement existants.

La catégorisation sismique est généralement effectuée selon des paramètres d'accélération spectrale sur de courtes et de longues périodes. Par exemple, dans ASCE 7, les catégories de conception parasismique (CCP) sont liées à des valeurs seuils spécifiques S_{DS} et S_{D1} , qui sont comparables à $F(0,2)S_a(0,2)$ et à $F(1,0)S_a(1,0)$ dans le CNB 2015. Bien que le CNB 2015 utilise une accélération de la réponse spectrale amortie de 5 % à 0,2, 0,5, 1, 2, 5 et 10 secondes pour rendre compte de la forme spectrale complète, il impose des restrictions sur l'utilisation de différents systèmes résistant aux forces sismiques basés sur $I_{EF}(0,2)S_a(0,2)$ et $I_{EF}(1,0)S_a(1,0)$. En respectant ces indices, il serait possible d'appliquer et d'utiliser tout outil de sélection développé pour le contexte canadien.

Dans le cadre d'une collaboration de recherche avec le département des sciences de la Terre de l'Université Carleton, les limites de PGV pour l'échelle de Mercalli modifiée qui sont indiquées au Tableau 2.7 ont été converties en seuils S_a pour l'échelle de Mercalli modifiée. Cette conversion a été effectuée en établissant des relations intermédiaires entre la PGV et chacun des paramètres

$S_a(0,2)$, $S_a(0,5)$ et $S_a(1,0)$, en fonction du document « Fifth Generation Seismic Hazard Model Input Files » de la Commission géologique du Canada (CGC) (Halchuk et autres, 2015) utilisé pour produire le spectre de risque uniforme du CNB 2015 avec une probabilité de dépassement en 50 ans de 2 %, selon la *catégorie d'emplacement C*.

Différents modèles mathématiques ont été testés, notamment :

$$Y = c_1 + c_2PGV \quad (2.10)$$

$$Y = c_1 + c_2PGV + c_3PGV^2 \quad (2.11)$$

$$Y = c_1 + c_2PGV + c_3PGV^2 + c_4PGV^3 \quad (2.12)$$

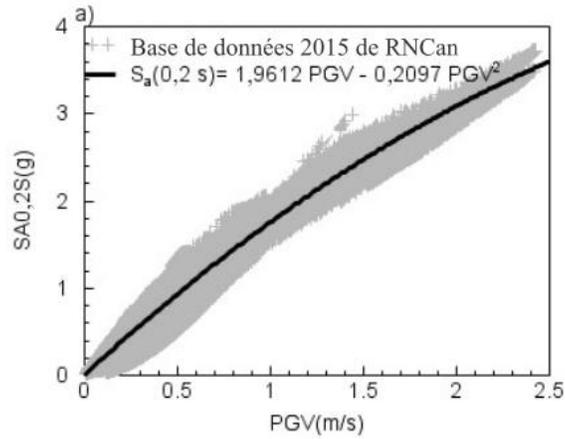
$$= c_1 + PGV^{c_2} \quad (2.13)$$

L'équation quadratique (2.11) correspond le mieux à la base de données de la CGC (Tableau 2.8) et, par conséquent, elle est utilisée dans la présente étude.

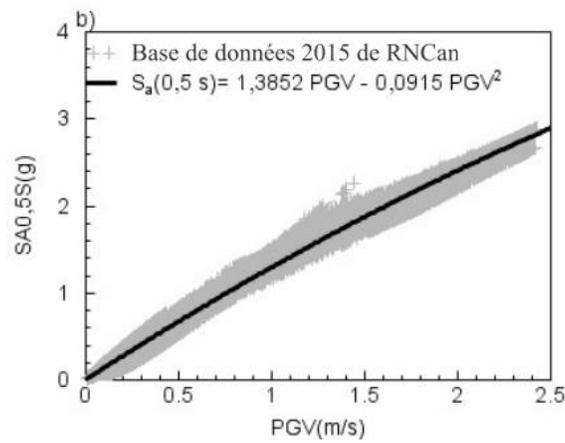
Tableau 2.8 : Relations S_a -PGV basées sur les bases de données du document « Fifth Generation Seismic Hazard Model Input Files » de la Commission géologique du Canada (CGC) (Halchuk et autres, 2015)

$Y = c_1 + c_2 \times PGV + c_3 \times PGV^2$			
Y	$S_a(0,2)$	$S_a(0,5)$	$S_a(1,0)$
c_1	0	0	0
c_2	1,9621	1,3852	0,8159
c_3	-0,2097	-0,0915	-0,0548
R^2	0,97	0,99	0,99

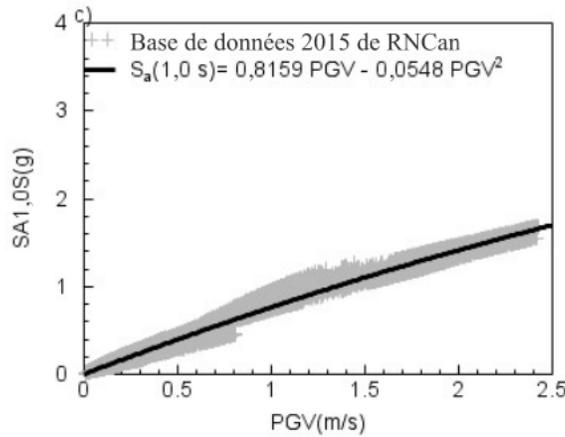
Les Figure 2.1 (a), (b) et (c) montrent la distribution des accélérations de la réponse spectrale par rapport à la PGV pendant 0,2, 0,5 et 1 seconde, respectivement, ainsi que les expressions d'ajustement de courbe de la forme présentée au Tableau 2.8.



(a) $T = 0,2$ seconde



b) $T = 0,5$ seconde



c) $T = 1$ seconde

Figure 2.1 : Relation entre la PGV et $S_a(T)$ pour $T = 0,2, 0,5$ et 1 seconde

2.1.4 Relations entre l'échelle de Mercalli modifiée et les accélérations de la réponse spectrale

Les relations établies pour $PGV-S_a(T)$ illustrées à la Figure 2.1 ont été mises en correspondance avec les limites « échelle de Mercalli modifiée-PGV » indiquées au Tableau 2.7. Les résultats de cette mise en correspondance sont présentés au ereux aux structures robustes).

Tableau 2.9.

L'échelle de Mercalli modifiée moyenne qui a été calculée pour chaque *catégorie sismique d'emplacement* offre une bonne concordance avec les niveaux de dommage établis dans l'échelle de Mercalli modifiée. De plus, sur les 679 emplacements inscrits à l'annexe C de la division B du CNB 2015, 153 emplacements devraient subir un séisme égal au niveau V de l'échelle de Mercalli modifiée (donc ne causant aucun dommage réel) et 233 autres devraient subir un séisme égal au niveau VI de l'échelle de Mercalli modifiée (donc causant des dommages légers aux composants non structuraux). De même, l'aléa sismique à 53 emplacements correspond au niveau IX de l'échelle de Mercalli modifiée (dommages dangereux aux structures robustes).

Tableau 2.9 : Seuils S_a pour l'échelle de Mercalli modifiée en fonction des limites de PGV et de S_a

Échelle de Mercalli modifiée	Seuils PGV (m/s) Halchuk (2017)		Échelle de Mercalli modifiée moyenne	Max[$S_a(0,2)$, $S_a(0,5)$]		$S_a(1,0)$		Nombre d'emplacements† (679 au total)
	>	≤		>	≤	>	≤	
V		0,050	< 5,8		0,098 g		0,041 g	153
VI	0,050	0,100	6,2	0,098 g	0,194 g	0,041 g	0,081 g	233
VII	0,100	0,200	7,0	0,194 g	0,384 g	0,081 g	0,161 g	131
VIII	0,200	0,450	7,8	0,384 g	0,840 g	0,161 g	0,356 g	109
IX+	0,450		> 8,3	0,840 g		0,356 g		53

† – Calculé pour la *catégorie d'emplacement C*

2.1.5 Ajustement des seuils d'accélération spectrale des catégories sismiques d'emplacement

On a constaté que les seuils S_a pour l'échelle de Mercalli modifiée présentaient une similitude frappante avec les restrictions imposées aux systèmes résistant aux forces sismiques énumérées au tableau 4.1.8.9 du CNB 2015. Par conséquent, afin d'assurer la cohérence avec le CNB et ainsi faciliter le travail des ingénieurs, les seuils S_a pour l'échelle de Mercalli modifiée du ereux aux structures robustes).

Tableau 2.9 ont été ajustés de la façon suivante pour les harmoniser avec le CNB 2015 :

1. Une nouvelle région de *catégorie sismique d'emplacement* (CSE) de très faible intensité, soit CSE-0, a été définie (correspondant au niveau V de l'échelle de Mercalli modifiée). Le seuil du maximum de $S_a(0,2)$ et $S_a(0,5)$ a été arrondi à 0,1 g. Le seuil de $S_a(1,0)$ a été

rétrocalculé sur la base de la relation $PGV-S_a(1,0)$. Cette région de *catégorie sismique d'emplacement* de très faible intensité (CSE-0) a été développée pour tenir compte de la nécessité pour les *bâtiments*, comme les installations d'urgence, de demeurer opérationnels et fonctionnels après un événement sismique.

2. Le seuil du maximum de $S_a(0,2)$ et $S_a(0,5)$ pour les niveaux VI, VII et VIII de l'échelle de Mercalli modifiée a été légèrement ajusté à 0,2 g, 0,35 g et 0,75 g respectivement, en fonction des restrictions SFRS du CNB 2015, les valeurs correspondantes de $S_a(1,0)$ étant rétrocalculées à partir des relations $PGV-S_a(1,0)$.
3. Afin de réduire la variabilité du mouvement du sol et d'assurer une représentation plus uniforme des régions à forte sismicité au Canada, la catégorie IX+ de l'échelle de Mercalli modifiée a été subdivisée en deux régions avec une limite intermédiaire appliquée au maximum de $S_a(0,2)$ et $S_a(0,5)$ de 1,15 g et $S_a(1,0)$ de 0,50 g.
4. Les coefficients d'emplacement $F(T)$ sont incorporés dans les seuils des *catégories sismiques d'emplacement*.

Il convient de noter que le CNB 2015 ne spécifie qu'un seul seuil de $S_a(1,0)$ pour les restrictions de conception parasismique au tableau 4.1.8.9. Les seuils ajustés des six *catégories sismiques d'emplacement* sont indiqués au Tableau 2.10, à côté des niveaux approximatifs de l'échelle de Mercalli modifiée.

Tableau 2.10 : Catégories sismiques d'emplacement et échelle de Mercalli modifiée associée

<i>Catégorie sismique de l'emplacement</i>		$S(0,2)$		$S(1,0)$		Échelle de Mercalli modifiée
		>	≤	>	≤	
	Très faible (CSE-0)		0,10 g		0,05 g	V
	Faible (CSE-1)	0,10 g	0,20 g	0,05 g	0,10 g	VI
	Modérée (CSE-2)	0,20 g	0,35 g	0,10 g	0,15 g	VI ½
	Modérément élevée (CSE-3)	0,35 g	0,75 g	0,15 g	0,30 g	VII ½
	Élevée (CSE-4)	0,75 g	1,15 g	0,30 g	0,50 g	VIII+
	Très élevée (CSE-5)	1,150 g		0,500 g		

La *catégorie sismique d'emplacement* basée sur $S(0,2)$ [valeur maximale de $F(0,2)S_a(0,2)$ et $F(0,5)S_a(0,5)$] peut être différente de la *catégorie sismique* basée sur $S(1,0)$ [$F(1,0)S_a(1,0)$]. Si tel est le cas, sélectionner la *catégorie sismique d'emplacement* la plus élevée.

La Figure 2.2 montre une carte des *catégories sismiques d'emplacement* en présumant une *catégorie d'emplacement* C. D'après cette carte, 406 des 679 emplacements de l'annexe C du CNB 2015 se trouvent dans les régions de *catégories sismiques d'emplacement* très faible et faible (CSE-0 et CSE-1), ce qui correspond aux niveaux prévus de dommage (dommages légers non

structuraux ou moins graves). Un petit nombre d’emplacements, principalement sur la côte ouest, seraient classés dans la *catégorie sismique d’emplacement* « très élevée » (CSE-5), avec des niveaux de dommage très graves prévus. La carte montre également que, avec des états du sol typiques (c.-à-d. *catégorie d’emplacement C*), une grande partie du centre du Canada et tout l’est du Canada seraient exemptés de l’OSSQ de niveau 2, selon les valeurs seuils définies par les catégories CSE-0 (aucun *dommage*) et CSE-1 (*dommages légers non structuraux*).

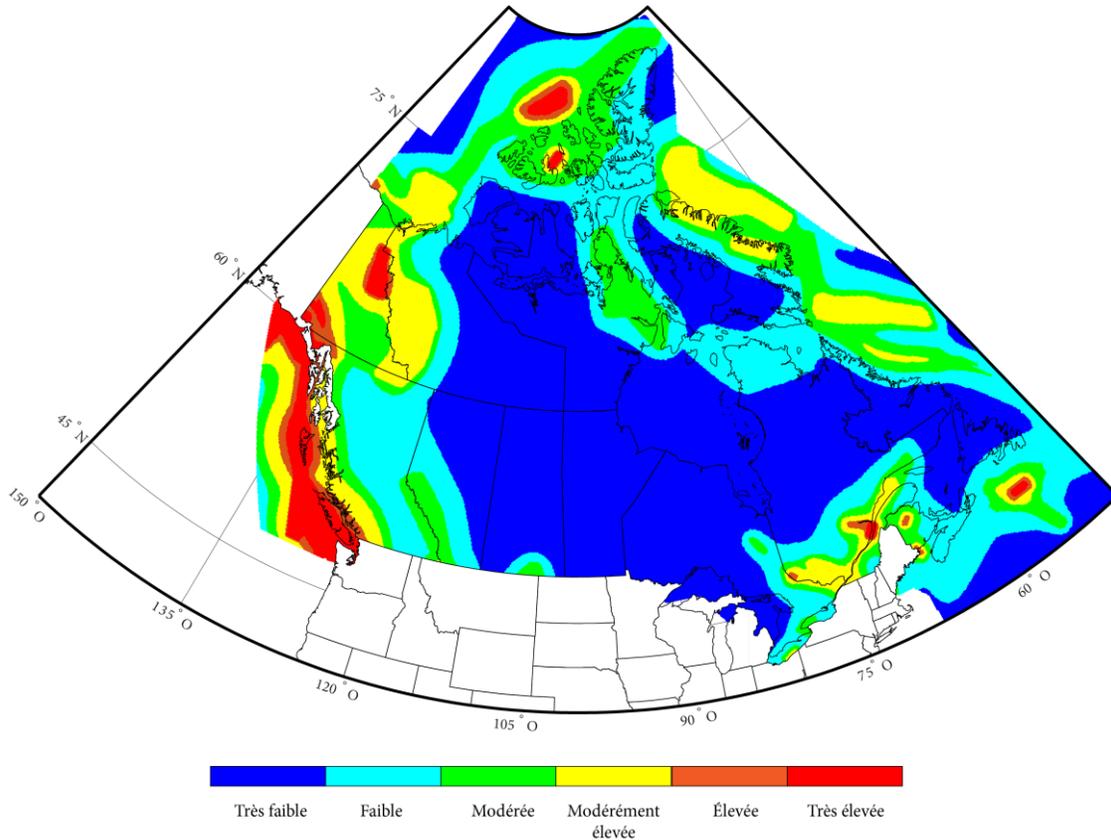


Figure 2.2 : Carte des *catégories sismiques d’emplacement* pour le Canada en supposant une *catégorie d’emplacement C*

2.1.6 Exemple de détermination de la *catégorie sismique d’emplacement*

La détermination de la *catégorie sismique d’emplacement* d’Alberni, en Colombie-Britannique, est présentée à titre d’exemple. Les valeurs PGA, $S_a(0,2)$, $S_a(0,5)$ et $S_a(1,0)$ pour Alberni sont de 0,434 g, 0,955 g, 0,915 g et 0,594 g respectivement, pour la *catégorie d’emplacement* de référence C, selon l’annexe C de la division B du CNB 2015. Puisque $S_a(0,2)/PGA = 0,955/0,434 \geq 2$, $PGA_{ref} = 0,434$ g. Dans le CNB 2015, les accélérations de la réponse spectrale sont ajustées pour différentes *catégories d’emplacement* en multipliant $S_a(T)$ par les coefficients de l’emplacement $F(T)$. Les coefficients $F(T)$ pour les *catégories d’emplacement* A, B, C, D et E sont fournis dans le CNB 2015. Il est à noter que les coefficients de l’emplacement pour la *catégorie d’emplacement C* sont définis comme ayant une valeur de 1.

Si l'emplacement fait partie de la *catégorie d'emplacement A*, la procédure pour déterminer la *catégorie sismique d'emplacement* est présentée ci-dessous :

1. Calculer $S(0,2) = S_a(0,2) \times F(0,2) = 0,955 \text{ g} \times 0,69 = 0,659 \text{ g}$.
2. Calculer $S(0,5) = S_a(0,5) \times F(0,5) = 0,915 \text{ g} \times 0,57 = 0,522 \text{ g}$.
3. Déterminer $\text{Max}[S(0,2), S(0,5)] = 0,659 \text{ g}$, qui est dans la plage de valeurs de CSE-3.
4. Calculer $S(1,0) = S_a(1,0) \times F(1,0) = 0,594 \text{ g} \times 0,57 = 0,339 \text{ g}$, qui est dans la plage de valeurs de CSE-4.

Les valeurs calculées pour $\text{Max}[S(0,2), S(0,5)]$ et $S(1,0)$ se situent respectivement dans les plages de valeurs de CSE-3 et de CSE-4. Ainsi, la catégorie sismique d'emplacement est la plus élevée entre les catégories CSE-3 et CSE-4, soit CSE-4.

Si le même emplacement fait partie de la *catégorie d'emplacement C*, alors les coefficients d'emplacement pour la catégorie d'emplacement C ont une valeur de 1, car l'effet de l'emplacement est déjà inclus dans $S_a(0,2)$ et $S_a(1,0)$. La procédure pour déterminer la catégorie sismique d'emplacement est présentée ci-dessous :

1. Calculer $S(0,2) = S_a(0,2) \times F(0,2) = 0,955 \text{ g} \times 1,00 = 0,955 \text{ g}$.
2. Calculer $S(0,5) = S_a(0,5) \times F(0,5) = 0,915 \text{ g} \times 1,00 = 0,915 \text{ g}$.
3. Déterminer $\text{Max}[S(0,2), S(0,5)] = 0,955 \text{ g}$, qui est dans la plage de valeurs de CSE-4.
4. Calculer $S(1,0) = S_a(1,0) \times F(1,0) = 0,594 \text{ g} \times 1,00 = 0,594 \text{ g}$, qui est dans la plage de valeurs de CSE-5.

Les valeurs calculées pour $\text{Max}[S(0,2), S(0,5)]$ et $S(1,0)$ se situent respectivement dans les plages de valeurs de CSE-4 et de CSE-5. Ainsi, la catégorie sismique d'emplacement est la plus élevée entre les catégories CSE-4 et CSE-5, soit CSE-5.

Si le même emplacement fait partie de la *catégorie d'emplacement E*, alors :

1. Calculer $S(0,2) = S_a(0,2) \times F(0,2) = 0,955 \text{ g} \times 0,90 = 0,860 \text{ g}$.
2. Calculer $S(0,5) = S_a(0,5) \times F(0,5) = 0,915 \text{ g} \times 1,26 = 1,153 \text{ g}$.
3. Déterminer $\text{Max}[S(0,2), S(0,5)] = 1,153 \text{ g}$, qui est dans la plage de valeurs de CSE-5.
4. Calculer $S(1,0) = S_a(1,0) \times F(1,0) = 0,594 \text{ g} \times 1,53 = 0,909 \text{ g}$, qui est dans la plage de valeurs de CSE-5.

Les valeurs calculées pour $\text{Max}[S(0,2), S(0,5)]$ et $S(1,0)$ sont toutes deux dans la plage de valeurs de CSE-5. Ainsi, la *catégorie sismique d'emplacement* est CSE-5.

2.2 Édition du CNB de référence

2.2.1 Type de bâtiment modèle

L'un des facteurs clés qui influe sur le rendement sismique d'un *bâtiment* est le *type de bâtiment modèle* défini en fonction des matériaux de construction utilisés et du type de système résistant aux forces sismiques (SFRS, pour « seismic force-resisting system »)). Dans l'*OSP de niveau 1*, les *types de bâtiments modèles* sont en grande partie fondés sur le manuel de sélection du CNRC de 1993, auquel ont été ajoutés deux autres *types de bâtiments modèles*, soit les *bâtiments* en acier formé à froid (AFF) et les maisons fabriquées en usine (MFU). L'inclusion de ces deux nouveaux *types de bâtiments modèles* reflète les progrès réalisés dans les pratiques de conception/construction parasismique au cours des deux dernières décennies. Le Tableau 2.11 présente un résumé des noms et des descriptions utilisés pour définir les *types de bâtiments modèles*. Les détails des caractéristiques et des dommages typiques de chaque *type de bâtiment modèle* sont fournis à ANNEXE B.

Tableau 2.11 : Liste des types de bâtiments modèles dans l'*OSP de niveau 1*

Type de bâtiment modèle	Description	Matériaux
OLB	Bâtiments à ossature légère en bois d'ingénierie d'une hauteur maximale de 6 étages ou d'une superficie supérieure à 600 m ²	Bois
PPB	Bâtiments à poteaux et poutres en bois d'ingénierie qui sont couverts par la partie 4 du CNB	
OAM	Ossature en acier résistant aux moments	Acier
OCA	Ossature contreventée en acier	
OLA	Ossature légère en acier	
AMB	Ossature en acier avec mur de cisaillement en béton	Acier et béton
AMR	Ossature en acier avec mur de remplissage en maçonnerie	Acier et maçonnerie
OBM	Ossature en béton résistant aux moments	Béton
MCB	Mur de cisaillement en béton	
BMR	Ossature en béton avec mur de remplissage en maçonnerie	Béton et maçonnerie
MBP	Murs en béton préfabriqués	Béton préfabriqué
OBP	Ossature en béton préfabriquée	
MAL	Mur porteur en maçonnerie armée avec diaphragmes légers en bois ou en acier	Maçonnerie
MAB	Mur porteur en maçonnerie armée avec diaphragmes en béton	
MNA	Bâtiments à murs porteurs en maçonnerie non armée	
AFF	<i>Bâtiments</i> en acier formé à froid	Autres
MFU	Maisons fabriquées en usine	

2.2.2 Identification des éditions du CNB de référence

En général, le CNB publie des éditions périodiques (c.-à-d. tous les cinq ans), qui comprennent des révisions concernant les exigences en matière de conception parasismique des nouveaux *bâtiments*. L'édition du CNB pour laquelle les exigences en matière de codes sismiques ont été considérablement améliorées et appliquées (selon le *type de bâtiment modèle*) est appelée l'*édition du CNB de référence*. Tout bâtiment conçu à l'origine ou entièrement mis à niveau sur le plan sismique en fonction d'une *édition du CNB de référence* applicable ou d'une version plus récente est désigné comme un *bâtiment d'après référence*.

L'*édition du CNB de référence* varie selon le *type de bâtiment modèle* parce que les améliorations majeures apportées aux dispositions parasismiques pour différents *types de bâtiments modèles* peuvent être adoptées et appliquées dans différentes éditions du code. L'identification des *éditions du CNB de référence* est complexe parce qu'elle exige de suivre l'évolution des dispositions relatives à la conception parasismique dans les éditions du CNB et les normes pertinentes pour déterminer l'édition d'un code spécifique pour laquelle les dispositions des codes sismiques nettement améliorées pour un *type de bâtiment donné* ont été adoptées et appliquées. Karbassi et Nollet (2008) ont identifié le CNB 1970 comme l'*édition du CNB de référence* pour tous les *types de bâtiments*. Le CNB 1970 a été choisi parce que des changements majeurs y ont été apportés. Par exemple, les cartes probabilistes de zonage sismique ont d'abord été introduites, et le cisaillement de base a été exprimé en fonction de la période du bâtiment. Toutefois, d'autres changements importants ont été apportés après le CNB 1970. Par exemple, dans le CNB 2005, des spectres de risque uniforme avec une probabilité de 2 % en 50 ans ont été utilisés pour la conception de nouveaux bâtiments; des limitations et des exigences additionnelles pour les étages faibles et autres irrégularités structurales ont aussi été introduites. Tischer (2014) a adopté le CNB 1990 pour le manuel de sélection du CNRC (CNRC, 1993a) comme *édition du CNB de référence* pour tous les *types de bâtiments* dans une méthode de sélection sismique adaptée. Il convient de noter que le manuel de sélection du CNRC adoptait une approche qualitative en fonction de la demande sismique des *bâtiments existants*; le CNB 1990 a été choisi parce que le manuel a été rendu compatible avec le CNB 1990. Saatcioglu et autres (2013) ont mis au point un logiciel de sélection sismique basé sur le manuel de sélection du CNRC. Le logiciel est compatible avec les exigences parasismiques énoncées dans le CNB 2010, qui a été choisi comme *édition du CNB de référence*. Il faut souligner que les études de Tischer (2014) ainsi que de Saatcioglu et autres (2013) n'ont pas examiné les principaux changements apportés aux dispositions parasismiques du CNB et aux normes de conception pertinentes pour chaque *type de bâtiment modèle* particulier. Par conséquent, les *éditions du CNB de référence* de ces études n'ont pas pu être adoptées dans l'*OSP de niveau 1*.

Aux États-Unis, les *éditions du CNB de référence* de divers types de bâtiments sont déterminées en identifiant les éditions du code du bâtiment modèles dans lesquelles des exigences parasismiques considérablement améliorées ont été adoptées et appliquées. Étant donné la coopération technique étroite entre les ingénieurs canadiens et américains, de nombreux aspects

du CNB sont essentiellement identiques à ceux du Uniform Building Code (UBC) (Uzumeri et autres, 1978). L'évolution de l'UBC et du CNB est présentée à ANNEXE C du présent document. Après avoir déterminé l'édition de l'UBC applicable dans laquelle d'importantes améliorations à la conception parasismique ont été adoptées et appliquées pour un *type de bâtiment* donné, les changements correspondants sont repérés dans le CNB et les normes pertinentes pour déterminer l'édition du CNB de référence applicable pour le *type de bâtiment modèle* correspondant au Canada. Le Tableau 2.12 présente les *éditions du CNB de référence* et les principales justifications détaillées pour les dix-sept *types de bâtiments modèles*. Pour plus de détails sur la détermination des *éditions du CNB de référence*, voir ANNEXE A.

Tableau 2.12 : Éditions du CNB de référence et principales justifications pour dix-sept types de bâtiments modèles

Type	Édition du CNB de référence	Principales justifications
OLB	2005 (≤ 4 étages)	Dispositions sismiques pour la conception des murs de cisaillement et des diaphragmes horizontaux introduites dans l'édition 1989 de la CSA O86 et dispositions visant à atténuer l'existence de l'étage non rigide du rez-de-chaussée et de l'irrégularité du bâtiment introduites dans le CNB 2005.
	2015 (> 4 étages et ≤ 6 étages)	Construction combustible jusqu'à 6 étages autorisée par le CNB 2015.
PPB	2005	Dispositions sismiques pour la conception des murs de cisaillement et des diaphragmes horizontaux introduites dans l'édition 1989 de la CSA O86 et dispositions visant à atténuer l'existence de l'étage non rigide du rez-de-chaussée et de l'irrégularité du bâtiment introduites dans le CNB 2005.
OAM	2005	Les révisions importantes apportées aux éléments des poutres-poteaux dans la norme CSA S16-01, fondées sur les séismes de Northridge en 1994 et de Kobe en 1995, ont été mentionnées pour la première fois dans le CNB 2005.
OCA	2010 (diagonales ductiles confinées)	Les ossatures contreventées à diagonales ductiles confinées ont été introduites pour la première fois dans le CNB 2010.
	2005 (autres)	Améliorations majeures dans la conception des ossatures contreventées en acier, y compris la conception parasismique des assemblages, introduites dans la norme CSA S16-01 et citées en référence dans le CNB 2005.
OLA	2005	Rendements similaires à ceux des <i>bâtiments</i> à OAM en direction transversale et des <i>bâtiments</i> à OCA en direction longitudinale.
AMB	2005	Rendements similaires à ceux des <i>bâtiments</i> à MCB.
AMR	2005	Rendements similaires à ceux des <i>bâtiments</i> à BMR.
OBM	2015 (dalles bidirectionnelles sans poutres)	Les dalles bidirectionnelles sans poutres ont été reconnues comme un type de <i>bâtiments</i> à OBM dans le CNB 2015.
	2005 (autres)	Amélioration importante des détails sismiques des assemblages poutre-poteau mentionnés dans le CNB 2005 par la norme CSA A23.3-04. Différentes restrictions sont introduites pour divers types de SFRS en béton, en fonction de leur niveau de ductilité, de leur sismicité, de la catégorie de risque et du type de sol.
MCB	2005	La surrésistance inhérente des systèmes structuraux ainsi que les nouvelles restrictions quant aux SFRS en béton et aux irrégularités du bâtiment ont été introduites dans le CNB 2005.
BMR	2005	Des révisions importantes à la conception des SFRS à remplissage en maçonnerie ont été apportées dans la norme CSA S304.1-04, et de nouvelles restrictions sur les systèmes SFRS à mur de remplissage ont été introduites dans le CNB 2005.

Type	Édition du CNB de référence	Principales justifications
MBP	2015	Améliorations majeures introduites dans le CNB 2015 en raison de la norme CSA A23.3-14 pour les exigences en matière de conception parasismique des <i>bâtiments</i> mis en place par relèvement.
OBP	2005	Exigences spécifiques en matière de conception parasismique pour les SFRS à OBP, introduites dans la norme CSA A23.3-04 et citées en référence dans le CNB 2005.
MAL	2005	Améliorations apportées à la conception des assemblages de diaphragme dont il est question dans le CNB 2005.
MAB	2005	Le CNB 2005 exigeait une analyse de sensibilité de torsion pour les <i>bâtiments</i> comportant des diaphragmes rigides et des améliorations dans la conception des assemblages de diaphragme.
MNA	2005	Exigences strictes imposées aux systèmes SFRS en MNA à partir du CNB 2005.
AFF	2010	Les dispositions relatives à la conception parasismique des <i>bâtiments</i> avec SFRS formé à froid ont été introduites pour la première fois dans le CNB 2010.
MFU	2005 (< 4,3 m de large et 1 étage)	Le CNB 2005 exigeait explicitement que les petits <i>bâtiments</i> résidentiels soient ancrés à leurs fondations conformément aux exigences de la norme CSA Z240.10.1-94.
	2010 (≥ 4,3 m de large ou 2-3 étages)	Le CNB 2010 imposait des exigences plus rigoureuses en matière d'ancrage sismique pour les maisons fabriquées en usine de plus de 4,3 m de largeur et d'une hauteur totale inférieure à 3 étages.

Dans l'*OSP de niveau 1*, les éditions du CNB de référence ne s'appliquent pas aux composants non structuraux, car on a constaté que des éléments non structuraux ont été conçus, installés ou modifiés sans respecter les dispositions applicables du *code du bâtiment* (Masek et Ridge, 2009; ASCE, 2013).

Les éditions du CNB de référence du Tableau 2.12 correspondent aux éditions du CNB applicables. Il est typique que les dates de publication des codes du *bâtiment* provinciaux ou municipaux dans les régions visées par la sélection accusent un retard par rapport aux éditions du CNB applicables, et que la conception et la construction d'un *bâtiment* accusent un retard par rapport aux dates de publication des codes du *bâtiment* provinciaux ou municipaux. Dans le processus de sélection sismique, les éditions du CNB de référence ne doivent être identifiées qu'à partir de sources bien documentées, telles que les dessins structuraux originaux ou en consultant l'autorité locale compétente.

2.3 Temps d'occupation restant

Plus le temps d'occupation restant d'un bâtiment existant est court, plus les probabilités sont faibles que ce bâtiment subisse, au cours de sa durée de vie restante, un séisme prévu par le code (ASCE, 2017). De plus, dans le cas de nombreux *bâtiments* publics, le temps requis pour planifier, effectuer et terminer les travaux de réfection sismique peut être plus long que la durée d'occupation restante prévue du bâtiment, de sorte qu'une évaluation détaillée de ces structures n'est pas justifiée. Un bâtiment est exempté de l'évaluation détaillée des *risques sismiques* s'il peut être démontré que le *temps d'occupation restant* est suffisamment court pour abaisser les spectres de conception parasismique à un niveau sensiblement bas. La présente section décrit l'établissement

du critère d'acceptation des *risques sismiques* en fonction du *temps d'occupation restant* d'un bâtiment.

Si un bâtiment est conçu en fonction d'un aléa sismique avec une probabilité constante de dépassement de sa durée de vie théorique initiale (c.-à-d. 50 ans), il devient de moins en moins probable que le bâtiment subisse l'aléa sismique de conception à mesure qu'il approche la fin de sa durée de vie théorique. Pour démontrer ce concept, on peut examiner l'expression de la probabilité de dépassement $P(n)$ en n années, basée sur le processus de Poisson (commentaire J du Guide de l'utilisateur – CNB 2010, Commentaires sur le calcul des structures [Partie 4 de la division B]), donnée ci-dessous :

$$P(n) = 1 - e^{-P(\text{par an}) \cdot n} \quad (2.14)$$

où $P(\text{par an}) = (1/\text{période de récurrence})$ indique la probabilité de dépassement par an.

Au Canada, les nouveaux *bâtiments* sont conçus pour résister aux effets d'un séisme avec une probabilité de dépassement de $P(n) = 2\%$ sur une durée de vie de 50 ans. Cela donne une probabilité annuelle de dépassement de $P(\text{par an}) = 0,0404\%$ et une période de récurrence de 2475 ans. En supposant une probabilité constante de dépassement de 2% , la valeur correspondante $P(\text{par an})$ pour un bâtiment existant avec un *temps d'occupation restant* de $n = 10$ ans est de $0,202\%$, ce qui est équivalent à une période de récurrence de 495 ans. Cela correspond à peu près à une probabilité de 10% sur 50 ans d'événements sismiques, correspondant à une période de récurrence de 475 ans. De même, la période de récurrence d'un bâtiment ayant un *temps d'occupation restant* de 2 ans – pour un risque ayant une probabilité de dépassement de 2% – est de 97 ans, ce qui équivaut à un aléa sismique de 40% sur 50 ans avec une période de récurrence de 98 ans. Par conséquent, dans le cas d'un aléa sismique présentant une probabilité constante de dépassement sur une période de 50 ans, la réduction de l'horizon temporel à une période inférieure à la durée de vie utile initiale de 50 ans entraîne une réduction de la période de récurrence équivalente des séismes et, par conséquent, une réduction du spectre de réponse prévu de conception.

Selon la norme australienne AS 1170.4 (2007), un facteur de probabilité k_p est introduit pour la probabilité annuelle de dépassement (Tableau 2.13) et est appliqué à une valeur de référence de l'aléa sismique avec une période de récurrence de 500 ans afin d'ajuster la sismicité pour différentes périodes de récurrence variant de 20 à 2500 ans. L'utilisation d'un facteur semblable à k_p était pertinente pour la création de l'*Outil de sélection préliminaire en fonction des risques sismiques de niveau 1* pour les *bâtiments* dont le *temps d'occupation restant* est inférieur à 50 ans (en multipliant k_p par les seuils de $F(T)S_a(T)$ pour différentes *catégories sismiques d'emplacement*). Toutefois, l'applicabilité au Canada des valeurs de k_p proposées dans la norme australienne AS 1170.4 (2007) doit faire l'objet d'un examen plus approfondi.

Tableau 2.13 : Probabilité annuelle de dépassement et facteur de probabilité k_p (AS1170.4, 2007)

Probabilité annuelle de dépassement, P	Facteur de probabilité k_p
1/2500	1,80
1/2000	1,70
1/1500	1,50
1/1000	1,30
1/800	1,25
1/500	1,00
1/250	0,75
1/200	0,70
1/100	0,50
1/50	0,35
1/25	0,25
1/20	0,20

Compte tenu de ce qui précède, on a élaboré un facteur de *temps d'occupation restant* (κ) pour tenir compte de la réduction de la probabilité de subir un séisme prévu par le code pour un bâtiment dont le *temps d'occupation restant* est inférieur à la durée de conception de 50 ans. Ce facteur κ sert à calculer de façon proportionnelle les spectres de réponse pour des périodes de récurrence autres que sur 2475 années, comme suit :

$$S(T)_{2\%/n} = \kappa \cdot S(T)_{2\%/50} \quad (2.15)$$

où $S(T)_{2\%/50}$ est l'accélération spectrale de conception pour un aléa avec une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, et $S(T)_{2\%/n}$ est l'accélération spectrale de conception réduite pour un aléa avec une probabilité de dépassement de 2 % en n ans.

Le facteur de réduction du *temps d'occupation restant* κ est fonction du *temps d'occupation restant* n . Il a été élaboré en analysant la variation des accélérations spectrales de conception $S(T)$ pour $T = 0,2$ et $1,0$ seconde, pour quatre probabilités différentes de dépassement : 2 % en 50 ans, 5 % en 50 ans, 10 % en 50 ans et 40 % en 50 ans. Ces données ont été obtenues de Halchuk et autres (2015) pour l'ensemble des 679 emplacements énumérés dans le CNB 2015. À l'aide de l'équation (2.14), ces aléas ayant une probabilité de dépassement donnée, par exemple 10 % en 50 ans, peuvent être convertis en aléas équivalents avec une probabilité de dépassement de 2 % en n ans. Par conséquent, un aléa avec une probabilité de dépassement de 5 % en 50 ans équivaut à 2 % en 20 ans. De même, une probabilité de 10 % en 50 ans équivaut à 2 % en 10 ans, et une probabilité de 40 % en 50 ans équivaut à 2 % en 2 ans.

Pour chaque emplacement et pour chacune des quatre probabilités annuelles de dépassement considérées, les accélérations spectrales de conception pour les *catégories d'emplacement* A à E

sont calculées pour $T = 0,2$ et $1,0$ seconde en multipliant les valeurs $S_a(T)$ par les coefficients correspondants de l'emplacement. Ensuite, pour chaque emplacement et pour chaque *catégorie d'emplacement*, le facteur κ est calculé respectivement pour $S(0,2)$ et pour $S(1,0)$ sous forme de rapport des accélérations spectrales de conception pour un aléa avec 5 % en 50 ans, 10 % en 50 ans et 40 % en 50 ans, relativement à un aléa de référence de 2 % en 50 ans. Les facteurs κ obtenus pour $T = 0,2$ et $1,0$ seconde pour tous les emplacements et toutes les *catégories d'emplacement* à l'intérieur de chacune des quatre probabilités de dépassement ont servi à calculer une moyenne pour construire la relation entre κ et 2 % en n ans de *temps d'occupation restant*, comme le montre la Figure 2.3. Le coefficient de variation appliqué à κ était de 7 %, 13 % et 26 % pour un risque équivalent avec une probabilité de 2 % en 20 ans, 2 % en 10 ans et 2 % en 2 ans, respectivement. D'après les valeurs du risque d'entrée pour chacune des quatre probabilités, on a constaté que κ variait en fonction du *temps d'occupation restant* n entre $\kappa = 1,00$ pour $n = 50$ ans et $\kappa = 0,17$ pour $n = 2$ ans.

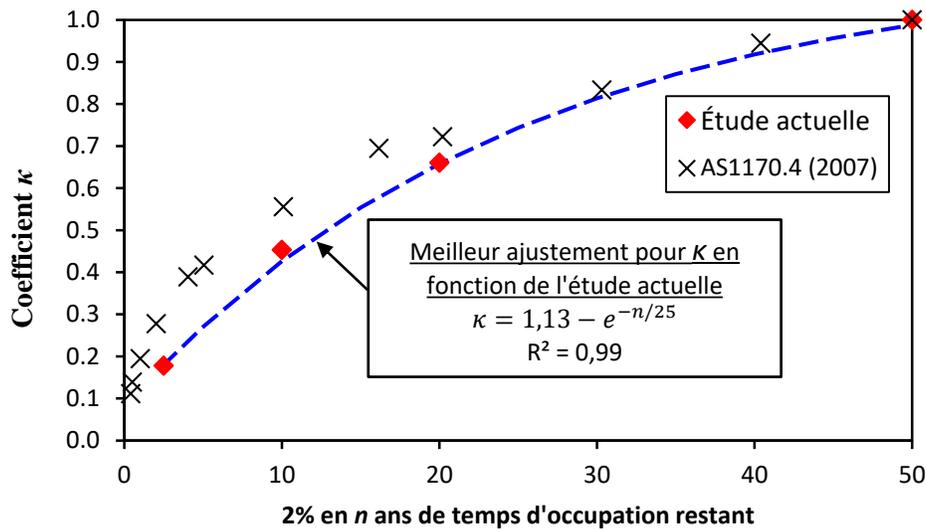


Figure 2.3 : Relation entre κ et le risque avec 2 % en n ans de temps d'occupation restant

La Figure 2.3 montre également une comparaison du facteur k_p de la norme AS 1170.4 (2007), ajusté pour une référence correspondant à une période de récurrence de 2475 ans, avec le terme κ de la présente étude. La comparaison montre que les deux facteurs d'ajustement de la sismicité donnent des estimations similaires de la réduction de la sismicité pour différentes périodes de récurrence. Bien que k_p et κ puissent être utilisés pour corrélérer les valeurs d'aléa sismique ayant des périodes de récurrence différentes, le facteur κ a été utilisé pour élaborer les critères d'acceptation des *risques sismiques* en fonction du *temps d'occupation restant* dans l'*OSP de niveau 1* puisqu'il est élaboré à partir des données sismiques canadiennes.

2.4 Conséquences d'une défaillance

La défaillance d'un *bâtiment* peut avoir différents niveaux de conséquences associées aux *risques sismiques* pour la sécurité des personnes. Dans le CNB 2015, les catégories de risque faible, normal, élevé et protection civile, qui sont définies en fonction de l'*usage*, sont utilisées pour établir les différentes conséquences de la défaillance d'un *bâtiment*. Par exemple, les écoles sont classées dans la catégorie de risque élevé : par conséquent, un coefficient de risque de $I_E = 1,3$ est pris en compte pour augmenter la capacité du *bâtiment* et réduire ainsi la probabilité de défaillance dans le cas d'un séisme prévu par le code. Toutefois, les catégories de risque ne tiennent pas compte des autres facteurs importants applicables qui contribuent aux conséquences d'une défaillance, comme la taille du *bâtiment*, l'accessibilité des voies d'évacuation, etc. Par exemple, bien qu'un *bâtiment* de bureaux d'un étage et un *bâtiment* de bureaux de vingt étages soient classés dans la même catégorie de risque (normal), les niveaux de conséquence d'une défaillance pour ces deux *bâtiments* diffèrent considérablement, puisque l'immeuble de bureaux plus haut peut accueillir beaucoup plus d'*occupants* et qu'il faudra plus de temps à ses *occupants* pour évacuer le *bâtiment*. Dans l'*OSP de niveau 1*, le système de classification des conséquences proposé par Fathi-Fazl et Lounis (2017a) est adopté pour tenir compte des conséquences de la défaillance des bâtiments existants. Le système est fondé sur la synthèse des différentes classifications de conséquences de défaillance des *bâtiments* dans les codes, normes et lignes directrices en vigueur au Canada et dans d'autres pays. Les conséquences d'une défaillance proposées se divisent en trois catégories, à savoir : (i) Catégorie de conséquence – faible (CC-F), (ii) Catégorie de conséquence – modérée (CC-M), et (iii) Catégorie de conséquence – élevée (CC-E). Ces trois classes sont encore divisées en cinq niveaux, à savoir : Conséquences très négligeables, conséquences négligeables, conséquences modérées, conséquences importantes et conséquences très importantes. Les principales exigences qui régissent la classification des conséquences dépendent du type d'*usage*, de la taille du *bâtiment*, de l'accessibilité des voies d'évacuation, etc. Les *conséquences d'une défaillance* pour différents *usages* du bâtiment sont stipulées dans la partie 1 : Guide d'utilisation de l'*OSP de niveau 1*.

2.5 Sommaire des critères d'acceptation des risques sismiques

Le Tableau 2.14 présente un résumé des critères d'acceptation des *risques sismiques*. Le *temps d'occupation restant* ne devrait pas être appliqué aux *bâtiments* à *conséquences très importantes*, étant donné les conséquences extrêmement importantes en cas de défaillance de ces *bâtiments*.

Tableau 2.14 : Critères d'acceptation des risques sismiques

Catégorie sismique de l'emplacement (CSE)	Bâtiment d'après référence			<u>PAS</u> un bâtiment d'après référence			
	Structure	Composants non structuraux		Composants structuraux et non structuraux			
	CD	Conséquences d'une défaillance (CD)		Conséquences d'une défaillance (CD)			
	Tous les niveaux	Tout niveau sauf CTI	CTI	CTN	CN et CM	CI	CTI
CSE-0	Conforme	Conforme	Conforme	Conforme			
CSE-1			Conforme	Conforme	Conforme si $n \leq 10$ Non conforme si $n > 10$		Non conforme
CSE-2			Non conforme	Conforme si $n \leq 10$; non conforme si $n > 10$	Conforme si $n \leq 5$; non conforme si $n > 5$		
CSE-3			Non conforme	Conforme si $n \leq 5$; non conforme si $n > 5$	Non conforme		
CSE-4 et CSE-5			Non conforme	Non conforme			

Note : n fait référence au *temps d'occupation restant* (en années).

2.6 Détérioration et dommage du bâtiment

Le *dommage* et la *détérioration du bâtiment* peuvent avoir une incidence sur le rendement attendu d'un *bâtiment existant*. Il est donc essentiel d'examiner cette question lors de l'évaluation des *risques sismiques*. En cas de *détérioration* ou *dommage* (p. ex. pourriture sèche importante, déformation, corrosion ou effritement du béton), le *bâtiment* doit faire l'objet d'une évaluation plus poussée à l'aide de l'*OSSQ de niveau 2*. En d'autres termes, l'*OSP de niveau 1* ne peut être utilisé que dans les cas où il n'y a aucun antécédent de *détériorations* ou de *dommages* antérieurs qui n'avaient pas été réparés au moment de la sélection.

2.7 Conditions particulières déclenchant les LDEP de niveau 3

2.7.1 Type de bâtiment modèle inconnu

Le rendement sismique d'un *bâtiment existant* dépend fortement de son *type de bâtiment modèle*, qui est défini en fonction de ses matériaux de construction et du type de système résistant aux forces sismiques (SFRS). Si le *type de bâtiment modèle* est inconnu, la résistance sismique du *bâtiment* est largement incertaine. Par conséquent, les *LDEP de niveau 3* devraient être déclenchées pour étudier plus à fond le *risque sismique du bâtiment*.

2.7.2 Désignation patrimoniale fédérale

Un *bâtiment à désignation patrimoniale fédérale* revêt une grande importance pour le Canada en raison de son association directe avec un aspect d'importance nationale de l'histoire du Canada (Commission des lieux et monuments historiques du Canada, 2008). Étant donné les conséquences

sociales potentielles découlant de la défaillance de *bâtiments* aussi réputés, les *bâtiments à désignation patrimoniale fédérale* sont immédiatement signalés aux *LDEP de niveau 3*.

2.7.3 **Changement d'usage augmentant des charges structurales**

L'usage d'un *bâtiment* existant peut changer pour différentes raisons au cours de sa durée de vie. Ce changement peut augmenter des charges exercées sur l'ossature, autres que sismiques. Si tel est le cas, il faut déclencher les *LDEP de niveau 3* pour évaluer l'effet de la variation des charges exercées sur l'ossature sur le rendement sismique du *bâtiment*.

2.7.4 **Conséquences de défaillance supérieures aux conséquences de défaillance initiales**

Le changement d'*usage du bâtiment* peut entraîner des conséquences de défaillance plus graves. Les conséquences d'une défaillance peuvent également s'aggraver en raison d'ajouts sur les *bâtiments* qui entraînent une modification du *nombre d'étages* et de la *superficie totale du plancher*. L'*OSP de niveau 1* ne traite pas de l'effet de l'aggravation des conséquences d'une défaillance. Les *LDEP de niveau 3* devraient être déclenchées pour évaluer l'effet de l'aggravation des conséquences d'une défaillance dans les *bâtiments* existants.

2.7.5 **Catégorie d'emplacement F**

Selon l'édition courante du CNB, aucun coefficient d'emplacement n'est fourni pour la *catégorie d'emplacement F* (comme les sols liquéfiables et les argiles sensibles et très sensibles); une évaluation propre à l'emplacement est donc requise. Puisque l'effet de la *catégorie d'emplacement F* sur le rendement sismique des *bâtiments* est très incertain, l'*OSP de niveau 1* signale les *bâtiments* de la *catégorie d'emplacement F* aux *LDEP de niveau 3*.

2.7.6 **Dangers géologiques**

Les *dangers géologiques* sont des conditions présentes à l'emplacement des fondations du *bâtiment* ou à proximité de ces fondations, et susceptibles d'accroître considérablement la vulnérabilité sismique du *bâtiment*. Étant donné l'effet négatif potentiel, les *bâtiments* situés sur une zone de *danger géologique* ou à proximité d'une telle zone devraient être immédiatement signalés pour les *LDEP de niveau 3*. Dans l'*OSP de niveau 1*, les *dangers géologiques* comprennent la liquéfaction, le potentiel de glissement de terrain et la rupture d'une faille de surface.

3.0 ÉVALUATION DES CRITÈRES D'ACCEPTATION DES RISQUES SISMIQUES

3.1 Généralités

L'*OSP de niveau 1* fournit des critères d'acceptation des *risques sismiques* qui peuvent être utilisés pour exempter les *bâtiments existants* de l'*OSSQ de niveau 2*. La présente section explique l'évaluation des critères d'acceptation des *risques sismiques* à l'aide des critères de l'*OSSQ de niveau 2* et de HAZUS.

3.2 Aperçu de l'OSSQ de niveau 2

L'*OSSQ de niveau 2* développé par Fathi-Fazl et autres (2018) se veut le deuxième niveau d'un cadre de gestion des *risques sismiques* proposé par Lounis et autres (2016). Il est précédé de l'*OSP de niveau 1*. L'*OSSQ de niveau 2* se compose d'un système quantitatif de notation des *risques sismiques* structuraux et d'un système qualitatif de notation des *risques sismiques* pour les composants non structuraux. Les scores structuraux et non structuraux sont calculés séparément et comparés aux seuils des composants structuraux et non structuraux correspondants, respectivement, pour déterminer si le *risque sismique* d'un *bâtiment* est acceptable.

Dans l'*OSSQ de niveau 2*, le score structural, S , est défini comme le logarithme décimal négatif de la probabilité d'effondrement compte tenu d'un séisme prévu par le code (SPC) associé à une *zone sismique* donnée, c'est-à-dire,

$$S = -\log_{10}[P(COL|SPC)] \quad (3.1)$$

Il faut noter que les *zones sismiques* de l'*OSSQ de niveau 2* correspondent aux *catégories sismiques d'emplacement* pour la *catégorie d'emplacement C* de l'*OSP de niveau 1*.

Le score structural S peut également être exprimé sous la forme suivante :

$$S = S_B + \sum_i M_i \quad (3.2)$$

où S_B est un score structural de base qui est lié à la probabilité d'effondrement pour un *type de bâtiment modèle donné* et une *zone sismique donnée*, et M_i est le modificateur de score structural qui tient compte de l'effet du i^e paramètre sur le rendement sismique du *bâtiment*.

Le score structural S est comparé à un seuil de score structural correspondant S_S au Tableau 3.1 pour déterminer si le *risque sismique* structural est acceptable (Fathi-Fazl et autres, 2018).

Tableau 3 1. Seuils de score structural et probabilité d’effondrement correspondante en 50 ans

Conséquence d’une défaillance	Seuils de score structural, S_S	Probabilité d’effondrement en 50 ans
Très faible	1,7	2 %
Faible et modérée	2,0	1 %
Élevée	2,3	0,5 %
Très élevée	2,6	0,25 %

3.3 Évaluation des critères d’acceptation des risques sismiques en fonction de la sismicité

3.3.1 Risque sismique structural

Le score structural minimal (S_{\min}) est associé à un *bâtiment existant* pour lequel toutes les déficiences sont présentes simultanément. Étant donné que, dans l’*OSP de niveau 1*, on suppose que le *bâtiment* est en bon état, la *détérioration* ou le *dommage du bâtiment* n’est pas pris en compte dans le calcul de S_{\min} . Les valeurs S_{\min} pour tous les *types de bâtiments modèles des catégories sismiques d’emplacement* très faible et faible (CSE-0 et CSE-1) ont été calculées à l’aide de l’*OSSQ de niveau 2*. Les résultats sont présentés au Tableau 3.2.

Tableau 3.2 : Scores structuraux minimaux pour les *bâtiments existants* des *catégories sismiques d’emplacement* très faible et faible

Catégorie sismique de l’emplacement	OLB	PPB	OAM	OCA	OLA	AMB	AMR	OBM	MCB	BMR	OBP	MBP	MAL	MAB	MNA	MFU
Très faible (CSE-0)	5,4	5,4	5,4	3,3	3,5	3,7	3,9	3,8	2,9	4,0	3,4	3,6	3,3	3,8	3,8	3,3
Faible (CSE-1)	4,1	4,0	4,0	2,3	2,5	2,7	2,7	2,6	1,9	2,7	2,2	2,5	2,1	2,5	2,5	2,1

Les résultats du Tableau 3.2 montrent que les valeurs S_{\min} pour tous les *types de bâtiments modèles* de la *catégorie sismique d’emplacement* très faible (CSE-0) sont bien supérieures aux seuils structuraux S_S correspondant à tous les niveaux de conséquences d’une défaillance (Tableau 3 1). Par conséquent, le *risque sismique* structural des *bâtiments existants* de cette *catégorie sismique d’emplacement* est acceptable. Dans la *catégorie sismique d’emplacement* faible (CSE-1), les valeurs S_{\min} sont supérieures ou à peu près égales aux valeurs S_S pour les *conséquences très faibles, faibles et modérées*. Ainsi, le *risque sismique* structural des *bâtiments existants* associés à des *conséquences très faibles, faibles et modérées* est acceptable pour les *catégories sismiques d’emplacement* très faible et faible.

3.3.2 Risque sismique des composants non structuraux

Les critères d'acceptation des *risques sismiques* pour les composants non structuraux des *catégories sismiques d'emplacement* très faible et faible sont évalués en comparant les ratios de glissement et les accélérations spectrales prévus pour tous les *types de bâtiments modèles* au ratio de glissement médian HAZUS et aux limites d'accélération maximale du plancher. Le ratio de glissement médian Δ_d proposé par HAZUS (FEMA, 2003) pour les dommages légers aux composants non structuraux sensibles à la dérive est de 0,4 %, tandis que l'accélération médiane maximale du plancher A_{max} qui déclenche les dommages légers aux composants non structuraux sensibles à l'accélération est de 0,2 g. Les limites Δ_d et A_{max} sont supposées être appropriées pour les *bâtiments* spéciaux (équivalents aux *bâtiments* associés à des *conséquences très importantes* dans l'*OSP de niveau 1*).

Il convient de rappeler que la limite supérieure de l'accélération de la réponse spectrale sur de courtes périodes pour les *catégories sismiques d'emplacement* très faible et faible est de 0,1 g et 0,2 g, respectivement. Compte tenu des effets des modes plus élevés et/ou de l'irrégularité du bâtiment, les composants non structuraux sensibles à l'accélération peuvent subir de légers dommages ($A_{max} > 0,2 g$) dans la *catégorie sismique d'emplacement* faible (CSE-1), mais il est peu probable qu'ils subissent des *dommages* dans la *catégorie sismique d'emplacement* très faible (CSE-0).

Pour évaluer les ratios de glissement des *bâtiments existants*, une méthode simplifiée est adoptée, utilisant l'analyse du spectre de réponse pour une réponse contrôlée par l'accélération et la vitesse (Chopra, 2007) :

$$u_{max} = \begin{cases} \frac{T^2}{\alpha_2} \cdot \frac{\text{Max}[S_a(0,2), S_a(0,5)]}{4\pi^2} & \text{pour } T < T_s \\ \frac{T}{\alpha_2} \cdot \frac{S_a(1,0)}{4\pi^2} & \text{pour } T \geq T_s \end{cases} \quad (3.3)$$

où α_2 est le facteur de hauteur modale utilisé pour convertir le *bâtiment* en un système à un seul degré de liberté équivalent, et T_s est la période de transition entre la réponse contrôlée par l'accélération et la vitesse donnée par

$$T_s = \left\{ \frac{\text{Max}[S_a(0,2), S_a(0,5)]}{S_a(1,0)} \right\} \quad (3.4)$$

Le ratio de glissement est calculé pour cinq *types de bâtiments* généralisés selon le CNB 2015 dans les configurations de *bâtiments* de faible, moyenne et grande hauteur, en fonction d'une hauteur d'étage typique de 4 m. Par souci de cohérence avec la configuration des hauteurs des *bâtiments* dans l'*OSSQ de niveau 2*, on a supposé que la hauteur faible était de 3 étages ($H = 12 m$), tandis que les hauteurs moyenne et grande étaient de 7 étages ($H = 28 m$) et 15 étages ($H = 60 m$), respectivement. Les périodes naturelles T pour les cinq *types de bâtiments* généralisés sont

calculées en fonction de l'article 4.1.8.11 du CNB 2015, représentant la plage type de rigidité et de masse pour chaque type de SFRS.

$T = 0,085(H)^{3/4}$	Pour ossatures en acier résistant aux moments (type 1)
$T = 0,075(H)^{3/4}$	Pour ossatures en béton résistant aux moments (type 2)
$T = 0,1n_s$	Pour les autres ossatures résistant aux moments (type 3), n_s = nombre d'étages
$T = 0,025H$	Pour ossatures contreventées (type 4)
$T = 0,05(H)^{3/4}$	Pour murs de cisaillement et autres structures (type 5)

Dans les calculs, les valeurs suivantes sont utilisées pour α_2 : 0,75 pour les *bâtiments* de faible hauteur, 0,69 pour les *bâtiments* de hauteur moyenne et 0,60 pour les *bâtiments* de grande hauteur. Les valeurs des accélérations spectrales utilisées pour calculer les ratios de glissement sont tirées du Tableau 2.10 pour les *catégories sismiques d'emplacement* très faible à très élevée pour la *catégorie d'emplacement C*.

Les ratios de glissement calculés sont présentés au Tableau 3.3. Le ratio de glissement maximal pour tous les *types de bâtiments* a été calculé à 0,04 % et à 0,11 % pour les *catégories sismiques d'emplacement* très faible et faible (CSE-0 et CSE-1), respectivement.

Tableau 3.3 : Ratios de glissement maximaux des cinq types de bâtiments généralisés

Catégories sismiques d'emplacement	Hauteur	d/H (%)				
		Type 1	Type 2	Type 3	Type 4	Type 5
Très faible	Faible hauteur	0,04	0,04	0,01	0,01	0,02
	Hauteur moyenne	0,04	0,04	0,03	0,03	0,02
	Grande hauteur	0,04	0,04	0,03	0,03	0,02
Faible	Faible hauteur	0,11	0,09	0,04	0,04	0,04
	Hauteur moyenne	0,09	0,08	0,06	0,06	0,06
	Grande hauteur	0,09	0,08	0,07	0,07	0,05

Même si le seuil de $\Delta_d = 0,4$ % déclenchant des dommages légers est réduit par un facteur de 2 pour l'irrégularité du plan et encore par un facteur de 1,25 pour les irrégularités verticales graves

(FEMA, 2015), le ratio de glissement maximal indiqué au Tableau 3.3 est toujours inférieur au seuil de glissement réduit. Par conséquent, il est peu probable que les composants non structuraux sensibles au glissement subissent des *dommages* dans les *catégories sismiques d'emplacement* très faible et faible.

3.4 Évaluation des critères d'acceptation des risques sismiques en fonction du temps d'occupation restant

L'*OSP de niveau 1* fournit des critères d'acceptation des *risques sismiques* en fonction du *temps d'occupation restant* du *bâtiment*. Un facteur de *temps d'occupation restant* κ est utilisé pour réduire l'aléa sismique prévu par le code d'un *bâtiment existant* dont le *temps d'occupation restant* est inférieur à 50 ans. Dans l'*OSP de niveau 1*, les *temps d'occupation restants* $n \leq 5$ et $n \leq 10$ sont pris en compte, ce qui donne des valeurs de κ de 0,28 et 0,44 respectivement. Lorsque la valeur 0,28 est appliquée aux seuils du Tableau 2.10, la CSE-3 baisse à CSE-1, et lorsque la valeur 0,44 est appliquée aux seuils du Tableau 2.10, la CSE-2 baisse à CSE-1. Puisque les critères d'acceptation des *risques sismiques* en fonction de la *sismicité* ont été évalués, le *risque sismique* des *bâtiments* des catégories CSE-2 et CSE-3 est acceptable si leur *temps d'occupation restant* ne dépasse pas 10 ans et 5 ans, respectivement.

Cette page est intentionnellement laissée en blanc.

4.0 RÉFÉRENCES

- ACI 318, 1971. Building code requirements for reinforced concrete. American Concrete Institute, Michigan, États-Unis.
- Adebar, P., J.G. Mutrie, R. DeVall et D. Mitchell, 2014. Seismic design of concrete buildings: the 2015 Canadian Building Code. Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering (« Frontiers of Earthquake Engineering »), du 21 au 25 juillet 2014, Anchorage (Alaska), États-Unis.
- AISC, 1997. Seismic provisions for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago (Illinois), États-Unis.
- Allen, T.I., J. Adams et S. Halchuk, 2015a. The seismic hazard model for Canada: past, present and future. Compte rendu, Tenth Pacific Conference on Earthquake Engineering (« Building an earthquake-resilient Pacific »), du 6 au 8 novembre 2015, Sydney, Australie.
- Allen, T.I., N. Luco et S. Halchuk, 2015b. Exploring risk-targeted ground motions for the National Building Code of Canada. Onzième conférence canadienne du génie parasismique, Victoria (C.-B.), Canada, document 93781.
- Anderson, D., et S. Brzev, 2009. Seismic design guide for masonry buildings. Canadian Concrete Masonry Producers Association.
- AS 1170-4, 2007. Structural design actions – Part 4: earthquake actions in Australia.
- AS-NZS 1170-2, 2002. Structural design actions – Part 0: General principles. Authority of New Zealand Structure Verification Method B1/VM1, Nouvelle-Zélande.
- ASCE 31, 2003. Seismic evaluation of existing buildings. American Society of Civil Engineers, Reston (Virginie), États-Unis.
- ASCE 41, 2006. Seismic rehabilitation of existing buildings. American Society of Civil Engineers, Reston (Virginie), États-Unis.
- ASCE 41, 2014. Seismic rehabilitation of existing buildings. ASCE/SEI Standard 41-13, American Society of Civil Engineers, Reston (Virginie), États-Unis.
- ASCE 7, 2010. Minimum design loads for buildings and other structures. ISBN : 9780784410851, American Society of Civil Engineers, Washington D.C., États-Unis.
- ATC, 1978. Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings (ATC-3), préparé par le Applied Technology Council. En association avec la Structural Engineers Association de California, Washington D.C. : National Bureau of Standards.

- Atkinson, G.M. et S.I. Kaka, 2007. Relationships between felt intensity and instrumental ground motion in the central United States and California. *B. Seismol. Soc. Am.*, p. 497-510.
- Atkinson, G.M. et M. Morrison, 2009. Observations on regional variability in ground-motion amplitudes for small-to-moderate earthquakes in North America. *B. Seismol. Soc. Am.*, 99 (4) : p. 2393-2409.
- Basham, P.W., D.H. Weichert, F.M. Anglin et M.J. Berry, 1985. New probabilistic strong seismic ground motion maps of Canada. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75: 563–595.
- British Constructional Steelwork Association, Ltd, 2017. Portal frame building image. Consulté le 10 avril 2017, sur le site http://www.steelconstruction.info/Single_storey_industrial_buildings.
- Bruneau, M., 1995. Performance of masonry structures during the 1994 Northridge (Los Angeles) earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 22 : 378-402.
- Buchanan, A. H., 1983. Developments in design of wood structures for earthquake resistance. Quatrième conférence canadienne du génie parasismique, Vancouver (C.-B.), Canada.
- Bussell, M., 1997. Appraisal of existing iron and steel structures. The Steel Construction Institute, Ascot, Angleterre, publication 138 du SCI.
- ACC, 2003. Association canadienne du ciment. Tilt-up concrete wall panels – design standard guide. <https://www.scribd.com/document/217585651/Canada-Standards-Guide-for-Tilt-Up>.
- CAC, 2010. California administrative code, seismic evaluation procedures for hospital buildings. 2010, California Code of Regulations, Title 24, Part 1, Chapter 6.
- Caprio M., B. Tarigan, C. B. Worden, S. Wiemer et D. J. Wald, 2015. Ground motion to intensity conversion equations (GMICEs): a global relationship and evaluation of regional dependency. *Bulletin of the Seismological Society of America*, p. 1476–1490.
- Chandramohan, R., J.W. Baker et G.G. Deierlein, 2015. Quantifying the influence of ground motion duration on structural collapse capacity using spectrally equivalent records. *Earthquake Spectra*, doi:10.1193/122813EQS298MR2.
- CFSEI (Cold-Formed Steel Engineers Institute), 2017. History. Consulté en février 2008, sur le site <http://www.cfsei.org/history>.
- CPCI, 1987. Manuel de conception. Institut canadien du béton préfabriqué et précontraint. Ottawa (Ontario), Canada.

CSA A23.3, 1959. Calcul des ouvrages en béton armé. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.

CSA A23.3, 1973. Règles de calcul des ouvrages en béton dans les bâtiments. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.

CSA A23.3, 1977. Règles de calcul des ouvrages en béton dans les bâtiments. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.

CSA A23.3, 1984. Calcul des ouvrages en béton dans les bâtiments. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.

CSA A23.3, 1994. Calcul des ouvrages en béton. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.

CSA A23.3, 2004. Calcul des ouvrages en béton. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.

CSA A23.3, 2014. Calcul des ouvrages en béton. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.

CSA O86, 2001. Règles de calcul des charpentes en bois. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.

CSA O86, 2009. Règles de calcul des charpentes en bois. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.

CSA O86, 2014. Règles de calcul des charpentes en bois. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.

CSA S136, 2007. Spécification nord-américaine pour le calcul des éléments de charpente en acier formés à froid. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.

CSA S136, 2012. Spécification nord-américaine pour le calcul des éléments de charpente en acier formés à froid. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.

CSA S136, 2016. Spécification nord-américaine pour le calcul des éléments de charpente en acier formés à froid. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.

CSA S16, 2001. Règles de calcul des charpentes en acier. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.

CSA S16, 2014. Règles de calcul des charpentes en acier. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.

- CSA S304.1, 1994. Calcul de la maçonnerie pour les bâtiments (calcul aux états limites). Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.
- CSA S304.1, 2004. Calcul des ouvrages en maçonnerie. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.
- CSA S304.1, 2014. Calcul des ouvrages en maçonnerie. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.
- CSA S832, 2006. Réduction du risque sismique associé à la défaillance des composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments dans les bâtiments. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.
- CSA S832, 2014. Réduction du risque sismique associé à la défaillance des composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments dans les bâtiments. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.
- CSA Z240.10.1, 1994. Aménagement du terrain, construction des fondations et ancrage des maisons usinées. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.
- CSA Z240.10.1, 2016. Aménagement du terrain, construction des fondations et installation de bâtiments. Association canadienne de normalisation, Rexdale (Ontario), Canada.
- CCB, 2003. Conseil canadien du bois. Wood-frame construction: meeting the challenges of earthquakes. Série n° 5 sur le rendement des bâtiments. Ottawa (Ontario), Canada.
- DeVall, R.H. 2003. Renseignements généraux sur certaines des dispositions proposées en matière de conception parasismique pour l'édition 2005 du Code national du bâtiment du Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30 : 279–286.
- Devine, F., O. Olund, K. Elwood et P. Adebar, 2008. Seismic performance of concrete tilt-up buildings: current wall-to-slab connections. Fourteenth World Conference on Earthquake Engineering, du 12 au 17 octobre 2008, Pékin, Chine.
- EERI, 1996. Northridge reconnaissance report. *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland (Californie), États-Unis, supplément C du vol. 11, p. 25-48.
- Faenza L. et A. Michelini, 2010. Regression analysis of MCS intensity and ground motion parameters in Italy and its application in ShakeMap. *Geophys. J. Int*, p. 1138–1152.
- Fathi-Fazl, R. et Z. Lounis, 2017. Identification of consequences of failure criteria for seismic risk management of existing buildings. Conseil national de recherches Canada, Ottawa (Ontario), Canada. Rapport n° A1-011750 du CNRC.

- Fathi-Fazl, R., E. Jacques, B. Kadhom, B. Saassouh, Z. Cai, L. Cortes et J. Singh, 2017. Outil de sélection semi-quantitatif en fonction des risques sismiques pour les bâtiments existants (volume II), en cours. Conseil national de recherches Canada, Ottawa (Ontario), Canada. Rapport n° A1-010575 du CNRC.
- FEMA 154, 1988. Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: a handbook. U.S. Federal Emergency Management Agency, première édition, Washington D.C., États-Unis.
- FEMA 154, 2002. Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: a handbook. U.S. Federal Emergency Management Agency, deuxième édition, Washington D.C., États-Unis.
- FEMA 155, 1988. Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: supporting documentation. U.S. Federal Emergency Management Agency, première édition, Washington D.C., États-Unis.
- FEMA 155, 2002. Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: supporting documentation. U.S. Federal Emergency Management Agency, deuxième édition, Washington D.C., États-Unis.
- FEMA 178, 1992. NEHRP handbook of techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings. U.S. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., États-Unis.
- FEMA, 1985. NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings, Parts 1 and 2. Federal Emergency Management Agency, Building Seismic Safety Council, Washington D.C., États-Unis, février 1986.
- FEMA, 2003. Multi-hazard loss estimation methodology, Earthquake model, HAZUS-MH MR1, Advanced engineering building module, Technical and user's manual, developed by Department of Homeland Security, Emergency Preparedness and Response Directorate, Mitigation Division under a contract with National Institute of Buildings Sciences. Washington D.C., États-Unis.
- FEMA 303, 1997. NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Part 2: commentary. National Earthquake Hazard Reduction Program. Building Seismic Safety Council, Washington D.C., États-Unis.
- FEMA 310, 1998. Handbook for seismic evaluation of buildings – a pre-standard. U.S. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., États-Unis.
- FEMA 356, 2000. Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. U.S. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., États-Unis.

- FEMA 547, 2006. Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings. U.S. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., États-Unis.
- FEMA 774, 2009. Unreinforced masonry buildings and earthquakes – developing successful risk reduction programs. U.S. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., États-Unis.
- FEMA E-74, 2012. Reducing the risks of nonstructural earthquake damage – a practical guide. U.S. Federal Emergency Management Agency, première édition, Washington D.C., États-Unis.
- FEMA P-154, 2015. Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: a handbook. U.S. Federal Emergency Management Agency, troisième édition, Washington D.C., États-Unis.
- FEMA P-155, 2015. Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: supporting documentation. U.S. Federal Emergency Management Agency, troisième édition, Washington D.C., États-Unis.
- Ghosh, S. K., 2001a. Seismic design provisions for precast concrete structures in ACI 318. PCI Journal, 46: 1, éditeur : Precast/Prestressed Concrete Institute, ISSN : 0887-9672.
- Ghosh, S. K., 2001b. Comparison of the seismic provisions of the 1997 Uniform Building Code to the 1997 NEHRP recommended provisions. A report to: Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg (Maryland), États-Unis, 20899.
- Ghosh, S. K., 2002. Building codes, standards and resource documents: a status report. PCI Journal, 47(2), mars-avril.
- Halchuk S., T. I. Allen, J. Adams et G. C. Rogers, 2015. Fichiers d'entrée des modèles de l'aléa sismique de cinquième génération, proposés pour produire les valeurs du Code national du bâtiment du Canada de 2015. Ressources naturelles Canada, dossier public 7893, Commission géologique du Canada, Ottawa (Ontario), Canada.
- Heidebrecht, A.C., P.W. Basham, J.H. Rainer et M.J. Berry, 1983. Engineering applications of new seismic ground-motion maps of Canada. Canadian Journal of Civil Engineering, 10(2) : 670–680.
- Heidebrecht, A.C., 2003. Overview of seismic provisions of the proposed 2005 edition of National Building Code of Canada. Canadian Journal of Civil Engineering, 30(2) : 241–254. Date de parution : 10.1139/102-068.
- Housner, G.W., 1971. General features of the San Fernando earthquake, in Engineering Features of the San Fernando Earthquake, February 9, 1971. Édité par P. C. Jennings. Earthquake
-

Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (Californie), États-Unis, rapport EERL 71-02.

Humar, J., 2015. Background to some of the seismic design provisions of the 2015 National Building Code of Canada. Canadian Journal of Civil Engineering, volume 42, numéro 11, p. 940-952(13).

IBC, 2000. International Building Code. International Code Council.

IBC, 2006. International Building Code. International Code Council.

IRC, 2006. International Residential Code. International Code Council.

Jain, S.K., K. Mira, M. Kumar et M. Shah, 2010. A proposed rapid visual screening procedure for seismic evaluation of RC-frame buildings in India. Earthquake Spectra, volume 26, n° 3, pages 709-729, août.

Kaka et Atkinson, 2004. Relationships between instrumental ground-motion parameters and Modified Mercalli Intensity in eastern North America. Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 94, n° 5, p. 1728–1736.

Karmod Prefabricated Technologies, 2017. Prefabricated building image. Consulté le 30 mars 2017, sur le site <http://blog.karmod.eu/prefabricated-buildings/>.

Klingner, R.E., 2004. Behavior of masonry in the Northridge (US) and Tecoman-Colima (Mexico) earthquakes: lessons learned, and changes in US design provisions, construction and building materials. 20(4), 209-219. Date de parution : 10.1016/j.conbuildmat.2005.08.024.

Liel, A.B., N. Luco, M. Raghunandan et C.P. Champion, 2015. Modifications to risk-targeted seismic design maps for subduction and near-fault hazards. Twelfth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, Vancouver (C.-B.), Canada.

Lounis, Z., R. Fathi-Fazl, H. Almansour, D. Cusson et J. Singh, 2016. Framework for seismic risk management of existing buildings. Conseil national de recherches Canada, Ottawa (Ontario), Canada. Rapport n° A1-008205 du CNRC.

Luco, N., B.R. Ellingwood, R.O. Hamburger, J.D. Hooper, J.K. Kimball et C.A. Kircher, 2007. Risk-targeted versus current seismic design maps for the conterminous United States. Structural Engineers Association of California, compte rendu du congrès, p. 163-175.

Masek, M. et R. Ridge, 2009. Identification of methods to achieve successful implementation of nonstructural and equipment seismic restraints. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland (Californie), États-Unis.

- Mitchell, D. et W.D. Cook, 1984. Preventing progressive collapse of slab structures. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 110 (7) : 1513 – 1532.
- Mitchell, D., R.H. DeVall, M. Saatcioglu, R. Simpson, R. Tinawi et R. Tremblay, 1995. Damage to concrete structures due to the 1994 Northridge earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 22 : 361-377.
- Mitchell, D., R. Tremblay, E. Karacabeyli, P. Paultre, M. Saatcioglu et D. L. Anderson, 2003. Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 30 : 308–327.
- Moehle, J. P., J. D. Hooper, D. J. Kelly et T.R. Meyer, 2011. Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors: a guide for practicing engineers. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 3, NIST GCR 10-917-4.
- Morgan, S., 2012. Consulté le 30 mars 2017, sur le site https://en.wikipedia.org/wiki/Portable_building.
- Motazedian, D., 2017. Identification of seismic zones in Canada and their corresponding threshold values for spectral parameters provided in NBC 2015. Département des sciences de la Terre, Université Carleton.
- Naumoski, N., S. Foo et M. Saatcioglu, 2002. Seismic hazard assessment and mitigation for buildings' functional and operational components: a Canadian perspective. Préparé pour le Bureau de la protection des infrastructures essentielles et de la protection civile.
- CNRC, 1941. Code national du bâtiment du Canada. Conseil national de recherches Canada, Ottawa (Ontario), Canada.
- CNRC, 1965. Code national du bâtiment du Canada. Conseil national de recherches Canada, Ottawa (Ontario), Canada.
- CNRC, 1970. Code national du bâtiment du Canada. Conseil national de recherches Canada, Ottawa (Ontario), Canada.
- CNRC, 1975. Code national du bâtiment du Canada. Conseil national de recherches Canada, Ottawa (Ontario), Canada.
- CNRC, 1985. Code national du bâtiment du Canada. Conseil national de recherches Canada, Ottawa (Ontario), Canada.
- CNRC, 1990. Code national du bâtiment du Canada. Conseil national de recherches Canada, Ottawa (Ontario), Canada.

- CNRC, 1995. Code national du bâtiment du Canada. Conseil national de recherches Canada, Ottawa (Ontario), Canada.
- CNRC, 2005. Code national du bâtiment du Canada. Conseil national de recherches Canada, Ottawa (Ontario), Canada.
- CNRC, 2010. Code national du bâtiment du Canada. Conseil national de recherches Canada, Ottawa (Ontario), Canada.
- CNRC, 2015. Code national du bâtiment du Canada. Conseil national de recherches Canada, Ottawa (Ontario), Canada.
- NEHRP, 1997. Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. National Earthquake Hazard Reduction Program. Building Seismic Safety Council, Washington D.C., États-Unis.
- NIST, 2011. Standards of seismic safety for existing federally owned and leased buildings – ICSSC recommended practice 8 (RP 8). National Institute for Science and Technology, Gaithersburg (Maryland), États-Unis.
- CNRC, 1993a. Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique. Conseil national de recherches Canada, Ottawa (Ontario), Canada.
- CNRC, 1993b. Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants. Conseil national de recherches Canada, Ottawa (Ontario), Canada.
- NZSEE, 2006. Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes. Recommendations of a NZSEE study group on earthquake risk buildings. New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- Onur T., M. Seemann, S. Halchuk et J. Adams, 2008. Probabilities of significant earthquake shaking in communities across Canada. Fourteenth World Conference on Earthquake Engineering, du 12 au 17 octobre 2008, Pékin, Chine.
- Onur, T., C. Ventura et W.D. Liam Finn, 2005. Regional seismic risk in British Columbia — damage and loss distribution in Victoria and Vancouver. Canadian Journal of Civil Engineering. 32 : p. 361-371.
- TPSGC, 2001. Politique des Services immobiliers (SI) sur la résistance sismique des immeubles de TPSGC. Travaux publics et Services gouvernementaux Canada, Gatineau (Québec), Canada.
- Rainer, J. H. et E. Karacabeyli, 2000. Ensuring good seismic performance with platform-frame wood housing. Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches Canada, ISSN 1206-1220, décembre.

- Ross, A.E. et S.H. Mahin, 1994. Steel moment resisting frames and the Northridge earthquake. Compte rendu, Sixth ATC 15-5 U.S. – Japan Workshop on the Improvement of Building Structural Design and Construction Practices, Victoria (C.-B.), Canada, p. 10.1 - 10.10.
- Saatcioglu, M., 1994. Performance of reinforced concrete structures during the 1994 Northridge earthquake. Preliminary report on the Northridge, California, earthquake of January 17, 1994. Canadian Association for Earthquake Engineering, Vancouver (C.-B.), Canada, pp. 226-250.
- Sabelli, R., C.W. Roeder et J. F. Hajjar, 2013. Seismic design of steel special concentrically braced frame systems: a guide for practicing engineers. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 8, NIST GCR 13-917-24.
- Shipp, J.G. et G.C. Hart, 2011. Seismic design of wood and masonry buildings. Section 11. Consulté le 10 février 2017 sur le site <http://extras.springer.com/2003/978-0-7923-7301-4/SDH2/Chapter%2011-Seismic%20Design%20of%20Wood%20and%20Masonry%20Buildings.pdf>.
- SIA, 2004. Pre-Standard SIA 2018: Examination of seismic safety of existing structures with regards to earthquakes, Swiss Society of Engineers and Architects, Zurich, Suisse, 2004.
- SSC, 1995. Seismic Safety Commission, État de la Californie. Northridge earthquake: turning loss to gain. SSC Report No. 95-01, Sacramento (Californie), États-Unis, 1995.
- Standards Australia, 2007. Structural design actions, Part 4: earthquake actions in Australia. Report AS 1170.4-2007, Council of Australian Standards, Sydney, Australie.
- Sucuoglu, H. et U. Yazgan, 2003. Simple survey procedures for seismic risk assessment in urban building stocks. Seismic Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings. NATO Science Series, vol. IV/29 (Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 2003), p. 97–118.
- Sutley, E. J. et J. W. van de Lindt, 2016. Evolution of predicted seismic performance for wood-frame buildings. ASCE, Journal of Architectural Engineering, 22(3).
- Sweny, A., 2012. Relationships between earthquake ground motions and Modified Mercalli Intensity. Thèse de M. Sc., Université de Western Ontario.
- TMS, 1994. Performance of masonry structures in the Northridge, California earthquake of January 17, 1994. The Masonry Society, Boulder (Colorado), États-Unis, p. 100.
- Tremblay, R., M. Bruneau, R.G. Driver, A. Metten, C.J. Montgomery et C.A. Rogers, 2010. Seismic design of steel structures in accordance with CSA-S16-09. Compte rendu, 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, du 25 au 29 juillet 2010, Toronto (Ontario), Canada.

- Tremblay, R., M. Dehghani, L. Fahnestock, R. Herrera, M. Canales, C. Clifton et Z. Hamid, 2016. Comparison of seismic design provisions for buckling restrained braced frames in Canada, United States, Chile, and New Zealand. *Structures*. 8. (2016): 183-196.
- Tremblay, R., P. Timler, M. Bruneau et A. Filiatrault, 1995. Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake. *Can. J. Civ. Eng.* 22: 338-360.
- Tselentis, G. A. et L. Danciu, (2008). Empirical relationships between Modified Mercalli Intensity and engineering ground-motion parameters in Greece. *Bulletin of the Seismological Society of America*, p. 1863–1875.
- UBC, 1970. Uniform building code. International Conference of Building Officials, Whitter (Californie), États-Unis.
- UBC, 1973. Uniform building code. International Conference of Building Officials, Whitter (Californie), États-Unis.
- UBC, 1976. Uniform building code. International Conference of Building Officials, Whitter (Californie), États-Unis.
- UBC, 1988. Uniform building code. International Conference of Building Officials, Whitter (Californie), États-Unis.
- UBC, 1997. Uniform building code. International Conference of Building Officials, Whitter (Californie), États-Unis.
- USGS, 2005. Informations générales sur ShakeMaps. Consulté le 30 mars 2017 sur le site <https://escweb.wr.usgs.gov/share/shake2/about.html>.
- Uzumeri, S.M., S. Otani et M. P. Collins, 1978. An overview of Canadian code requirements for earthquake resistant concrete buildings. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 5: 427-441.
- Varadharajan, S., V. K. Sehgal et B. Saini, 2012. Review of different structural irregularities in buildings. *Journal of Structural Engineering*. vol. 39, n° 5, nov.
- Wald D.J., V. Quitoriano, T.H. Heaton et H. Kanamori, 1999. Relationships between peak ground acceleration, peak ground velocity, and Modified Mercalli Intensity in California. *Earthq. Spectra*, p. 557-564.
- Wenk T., 2014. Seismic assessment based on cost-benefit considerations. Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turquie, 2014.
- Worden C. B., M. C. Gerstenberger, D. A. Rhoades et D. J. Wald, 2012. Probabilistic relationships between ground-motion parameters and Modified Mercalli Intensity in California. *Bulletin of the Seismological Society of America*, p. 204–221, 2012.

Cette page est intentionnellement laissée en blanc.

ANNEXE A MÉTHODOLOGIES EXISTANTES DE SÉLECTION SISMIQUE PRÉLIMINAIRE

La présente annexe décrit les méthodologies existantes de sélection sismique préliminaire dans le monde et les principaux critères de sélection.

A.1 Méthodologies existantes de sélection sismique

A.1.1 Canada

La politique actuelle des Services immobiliers (SI) de Services publics et Approvisionnement Canada (SPAC) concernant la résistance sismique des *bâtiments existants* a été publiée en 2001 (SPAC, 2001). La sélection sismique ne devait être effectuée que sur les *bâtiments* situés dans des zones de sismicité modérée à élevée, définies comme des zones où la zone sismique effective, Z_e , était supérieure ou égale à 2 (plage de 0 à 6). En d'autres termes, une zone sismique effective de 0 ou 1 était considérée étant à faible sismicité, et les *bâtiments* situés dans ces zones étaient exemptés d'une nouvelle évaluation des *risques sismiques*. Z_e est une combinaison des zones d'accélération (Z_a) et de vitesse (Z_v) définies pour chaque ville dans le Code national du bâtiment du Canada (CNB), et est égal à Z_v , à moins que Z_a ne soit supérieur à Z_v , auquel cas $Z_e = Z_v + 1$. En 2005, le CNB a remplacé l'approche de zonage sismique par l'approche du spectre de risque uniforme (SRU) (NEHRP, 1997), donnant des accélérations spectrales de réponse spécifiques pour de nombreux endroits au Canada avec une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans (équivalant à une période de récurrence de 2475 ans).

A.1.2 États-Unis

Aux États-Unis, l'*Interagency Committee on Seismic Safety in Construction* (ICSSC) a élaboré l'édition 2011 des Standards of Seismic Safety for Existing Federally-Owned and Leased Buildings (NIST GCR 11-917-12); ces normes sont désignées dans le présent rapport sous le nom de Normes du NIST (NIST, 2011). Les Normes du NIST fournissent un ensemble de critères décisionnels décrivant les caractéristiques et les conditions des bâtiments qui déclenchent une évaluation parasismique détaillée.

Selon les Normes du NIST (2011), les *bâtiments* répondant aux conditions suivantes sont exemptés de l'évaluation parasismique :

- (1) Tous les *bâtiments* situés dans des zones où $S_{D5} < 0,167$ g et $S_{D1} < 0,067$ g, soit la catégorie de conception parasismique (CCP) A; où S_{D5} et S_{D1} sont les paramètres d'accélération de la réponse spectrale du séisme de conception sur de courtes périodes et sur une période de 1,0 seconde, respectivement, tels que définis dans la norme ASCE 7-16. Le paramètre S_{D5} convient mieux aux *bâtiments* courts et rigides, et le paramètre S_{D1} est plus adapté aux *bâtiments* plus grands et flexibles;

- (2) Tous les *bâtiments* situés dans des zones où $S_{DS} < 0,330$ g et $S_{D1} < 0,133$ g (CCP A et B), à moins qu'ils ne soient désignés pour un objectif de rendement basé sur l'occupation (c.-à-d. la catégorie de risque VI de l'ASCE 7-16);
- (3) Les maisons unifamiliales et bifamiliales isolées situées dans des zones où $S_{DS} < 0,4$ g, à moins qu'elles ne soient désignées pour un objectif de rendement basé sur l'occupation;
- (4) Les structures de bâtiment qui sont destinées uniquement à une occupation humaine fortuite ou qui sont occupées par des personnes pendant moins de deux heures par jour, à moins qu'elles ne soient désignées pour un objectif de rendement basé sur l'occupation;
- (5) Les *bâtiments* d'un étage à ossature légère en acier ou en bois d'une superficie inférieure à 280 m², à moins qu'ils ne soient désignés pour un objectif de rendement basé sur l'occupation;
- (6) Les *bâtiments* dont la démolition est prévue;
- (7) Les *bâtiments* saisis;
- (8) Les *bâtiments* non fédéraux loués par le gouvernement fédéral avec des baux temporaires à court terme;
- (9) Les *bâtiments* non fédéraux dans lesquels le gouvernement fédéral loue des locaux d'une superficie totale de moins de 930 m², où $S_{DS} < 0,50$ g et $S_{D1} < 0,20$ g; ou
- (10) Les *bâtiments* désignés par un organisme fédéral comme ayant une durée de vie utile restante de moins de cinq ans ou répondant à un besoin de l'organisme pour une durée inférieure à cinq ans.

En plus des exemptions pour l'ensemble des bâtiments énumérées ci-dessus, les *bâtiments* (incorporant des dispositions parasismiques dans leur conception originale ou ayant fait l'objet d'une réfection parasismique) qui sont admissibles comme *bâtiments* de référence sont réputés conformes aux dispositions des normes du NIST relatives à l'évaluation structurale et à la réfection. Un *bâtiment* de référence est un *bâtiment* construit selon des codes de conception parasismique jugés adéquats et pour lequel on s'attend à ce qu'il présente un bon rendement sismique en cas de séisme créant des dommages. Les *éditions du CNB de référence* spécifiées par les Normes du NIST ne traitent que de la portée structurale des travaux. À moins d'exemption contraire, les composants non structuraux et les dangers géologiques de l'emplacement doivent toujours être pris en considération, même pour les *bâtiments* de référence admissibles.

A.1.3 Nouvelle-Zélande

La New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) a publié des lignes directrices en 2017 pour l'évaluation structurale des *bâtiments* soumis à des séismes en Nouvelle-Zélande. L'objectif fondamental des lignes directrices est d'évaluer le rendement sismique des *bâtiments existants* et de préciser s'ils sont sujets aux séismes. Dans le contexte de la sélection préliminaire,

les lignes directrices consistent en une procédure d'évaluation initiale (PEI). Cette procédure est basée sur l'évaluation qualitative des effets de tous les aspects de la structure et/ou de ses parties qui sont susceptibles de réduire le rendement du bâtiment lors de séismes et d'augmenter ainsi les risques pour la sécurité des occupants et/ou d'avoir un effet négatif sur les *bâtiments* voisins. Ces déficiences du bâtiment sont appelées faiblesses structurales critiques (FSC) potentielles et comprennent le type de construction, la présence de dangers géologiques, l'âge, la qualité de la construction et l'état du bâtiment. De plus, selon les lignes directrices de la NZSEE, il est possible de prédire avec une quasi-certitude l'état de risque sismique potentiel de certains types ou certaines catégories de bâtiments, sans qu'une évaluation parasismique officielle soit entreprise. Par exemple, les *bâtiments* en maçonnerie non armée pour lesquels aucun renforcement antérieur n'a été effectué sont considérés comme potentiellement sujets aux séismes, alors que les *bâtiments* à ossature en bois sans toiture lourde qui sont situés sur des terrains plats et dont la hauteur du rez-de-chaussée au-dessus du sol est inférieure à 600 mm ne sont pas considérés comme étant sujets aux séismes.

Selon les lignes directrices de la NZSEE, avant d'entreprendre des évaluations parasismiques initiales (EPR) formelles pour tous les *bâtiments* d'une collectivité qui doivent être pris en compte en vertu de la législation sur les bâtiments sujets aux séismes ou pour les *bâtiments* d'un portefeuille, il peut être approprié de procéder à un premier exercice sur ordinateur pour établir la priorité des *bâtiments* à évaluer. Cela permet une utilisation plus efficace des ressources d'ingénierie puisque les *bâtiments* susceptibles de présenter un risque accru pour la sécurité des personnes ou d'être d'une grande importance pour la collectivité à la suite d'un important séisme (p. ex. hôpitaux, casernes de pompiers) sont immédiatement signalés pour une évaluation ultérieure. Toutefois, les lignes directrices de la NZSEE mettent en garde contre le fait que le processus d'établissement des priorités ne devrait pas être considéré comme un substitut à l'utilisation d'un processus officiel d'évaluation parasismique initiale, comme une PEI, qui est considérée comme un élément important du processus global de l'EPR.

A.2 Définition d'une faible sismicité

La présente section donne un aperçu des pratiques de sélection sismique fondées sur la définition d'une faible *sismicité* pour les composants structuraux et non structuraux.

A.2.1 Canada

A.2.1.1 Contexte général

Au Canada, 200 à 300 séismes sont enregistrés chaque année (Uzumeri et autres, 1978), avec en moyenne 14 %, 27 % et 59 % de ces séismes se produisant dans l'est, l'ouest et le nord du Canada, respectivement. Jusqu'en 1978, il y avait en moyenne un séisme par décennie dans l'est du Canada d'une magnitude supérieure à 6, et deux par décennie dans l'ouest du Canada d'une magnitude supérieure à 6,5.

Les cartes probabilistes des forts mouvements sismiques du sol du Canada ont été introduites pour la première fois dans le CNB 1985 et sont demeurées inchangées dans le CNB 1990. Selon Basham et autres (1985), les cartes probabilistes des forts mouvements sismiques du sol au Canada dans le CNB 1985 ont été élaborées à partir de la norme ATC-3 (1978). Comme l'indique la norme ATC-3 (1978), la vitesse maximale effective (VME) à grandes distances du séisme est liée à l'échelle de Mercalli modifiée. On a également supposé que le logarithme de la VME serait linéairement proportionnel à l'échelle de Mercalli modifiée.

Le manuel de sélection du CNRC de 1993 a été créé pour être compatible avec le CNB 1990, dans lequel le Canada était divisé en sept zones sismiques (c.-à-d. 0, 1, 2, 3, 4, 5 et 6) en fonction des accélérations et des vitesses de mouvement du sol prévues, avec une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans (ce qui correspond à une période de récurrence de 475 ans).

Selon la Politique du programme de SI (TPSGC, 2001), une zone sismique effective de 0 ou 1 était considérée comme une zone à faible sismicité, et les *bâtiments* situés dans ces zones n'avaient pas à faire l'objet d'une sélection quant aux *risques sismiques*. Les zones de sismicité modérée à élevée ont été définies comme des zones où la zone sismique effective, Z_e , était supérieure ou égale à 2.

En 2005, le CNB a remplacé l'approche de zonage sismique par l'approche du spectre de risque uniforme (SRU) (NEHRP, 1997), donnant des accélérations spectrales de réponse spécifiques pour de nombreux endroits au Canada avec une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans (équivalant à une période de récurrence de 2475 ans).

A.2.1.2 Faible sismicité pour la structure

Dans les CNB 2005 et 2010, les nouveaux *bâtiments* ont été exemptés des dispositions relatives à la conception parasismique s'ils étaient situés là où l'accélération spectrale de conception à une période de 0,2 seconde ($S(0,2)$) était inférieure ou égale à 0,12 g. L'accélération de la réponse spectrale de conception à une période de 0,2 seconde ($S(0,2) = F_a(0,2)S_a(0,2)$) est comparable à celle de S_{MS} dans la norme ASCE 7-16. La principale raison d'être d'une telle exemption dans le CNB 2010 est due à la rare occurrence de séismes graves et, par conséquent, au faible aléa sismique dans les régions stables du Canada; le CNB 2010 a donc exempté ces zones (en particulier celles où la valeur $S(0,2)$ était inférieure à 0,12 g) des exigences de conception parasismique pour tous les *bâtiments* sans égard à leur catégorie de risque (Humar, 2015).

Dans le CNB 2015, cependant, la valeur seuil de 0,12 g de $S(0,2)$ pour l'exemption des nouveaux *bâtiments* des exigences de conception parasismique a été supprimée. Humar (2015) explique la révision du CNB 2015, qui exige une conception parasismique pour l'ensemble du Canada (y compris les zones à faible activité sismique), comme suit :

- (1) D'importants séismes peuvent se produire dans des zones stables, comme le démontre la sismicité d'autres régions du monde.
- (2) La région est du Canada a connu une activité sismique considérable.

Le CNB 2015 exige que la conception parasismique soit effectuée dans toutes les régions du Canada. Néanmoins, le code prévoit une procédure de conception simplifiée pour les zones à faible risque, sans toutefois exempter les bâtiments des exigences en matière de conception parasismique. Les zones à faible risque sont définies comme étant celles où $I_E F_S S_a(0,2)$ est inférieur à 0,16 g et $I_E F_S S_a(2,0)$ est inférieur à 0,03 g, où I_E est le coefficient de risque parasismique, F_S est le coefficient de l'emplacement et $S_a(0,2)$ est l'accélération de la réponse spectrale à une période de 0,2 seconde. Humar (2015) explique que les valeurs seuils du CNB 2015 de 0,16 g et 0,03 g sont basées sur l'opinion d'experts. La valeur de 0,16 g de $I_E F_S S_a(0,2)$ implique que tous les *bâtiments* situés dans une zone de faible activité sismique, comme Winnipeg, à l'exception des *bâtiments* importants ou de protection civile situés sur un sol pauvre, pourraient être conçus selon la procédure simplifiée. De même, le seuil exempte les *bâtiments* de certains emplacements de l'est du Canada de la conception parasismique complète lorsque l'aléa sismique est faible, mais quand même perceptible. Les *bâtiments* de Calgary ont besoin d'une conception parasismique détaillée étant donné que les seuils de 0,16 g et de 0,03 g sont dépassés. Une conception parasismique détaillée est également requise pour certaines régions de la Colombie-Britannique où la courbe des aléas sismiques est assez plate et où la valeur pour la période de 0,2 seconde est assez faible, mais où la valeur pour la période de 2 secondes est supérieure à 0,03 g.

D'après l'explication précédente concernant la définition d'une faible sismicité dans le CNB 2005 et les éditions subséquentes, une corrélation directe entre les niveaux de l'échelle de Mercalli modifiée et les valeurs seuils spécifiées pour les paramètres d'accélération spectrale n'est pas évidente. L'importance d'utiliser une telle corrélation réside dans le fait que l'on peut définir les valeurs seuils des paramètres d'accélération de la réponse de conception des régions à faible activité sismique grâce à leur corrélation avec les niveaux V (aucun *dommage au bâtiment*) et VI (seuil pour les dommages non structuraux) de l'échelle de Mercalli modifiée (ASCE 7-16). Compte tenu de cette corrélation, la définition d'une faible sismicité présente un grand intérêt dans le cas des *bâtiments existants*. L'une des raisons d'une telle importance est expliquée par l'ASCE 41-17 comme suit :

« Pour les nouvelles constructions, un niveau élevé de sécurité et de confiance dans la conception parasismique peut être garanti par toute nouvelle disposition du code du bâtiment grâce à une flexibilité de conception plus complète et à un contrôle accru de la qualité de construction à un coût supplémentaire minime. Néanmoins, en raison des contraintes des bâtiments existants, il devient souvent beaucoup plus coûteux pour ces bâtiments d'atteindre un niveau de fiabilité du rendement identique à celui d'un bâtiment neuf. Par conséquent, il semblerait déraisonnable d'évaluer un bâtiment existant avec la même échelle que celle utilisée dans le cas d'un nouveau bâtiment. Ce point est particulièrement d'intérêt dans le cas d'un bâtiment existant situé dans une zone associée à de faibles niveaux de l'échelle de Mercalli modifiée (c.-à-d. V) où aucun dommage au bâtiment n'est prévu. »

A.2.1.3 Faible sismicité pour les composants non structuraux

Le Politique du programme de SI de SPAC quant à la résistance sismique des composants non structuraux fait référence aux lignes directrices sur l'évaluation parasismique et la mise à niveau des composants non structuraux des bâtiments (SPAC, 1995), qui ont été remplacées par le projet CSA S832 « Réduction du risque sismique associé à la défaillance des composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments (CFO) dans les bâtiments » en 2001. La version actuelle de la norme CSA S832-14 a été conçue pour être compatible avec le CNB 2010.

Les lignes directrices de SPAC faisaient référence au CNB 1995 et n'exigeaient pas la conception parasismique pour des composants non structuraux lorsque la zone de vitesse, Z_v , ou la zone sismique d'accélération, Z_a , est égale ou inférieure à 1, et que le coefficient de fondation F est inférieur à 1,3. Une faible sismicité est définie lorsque le produit $v \times F$ est inférieur ou égal à 0,1, où v est le rapport de vitesse de la zone et F est le coefficient de fondation.

Comme nous l'avons mentionné précédemment, dans les CNB 2005 et 2010, tous les nouveaux *bâtiments* ont été exemptés des dispositions relatives à la conception parasismique s'ils étaient situés dans un endroit où l'accélération de la réponse spectrale de conception à une période de 0,2 seconde ($F_a S_a(0,2)$) était inférieure ou égale à 0,12 g. Cette exemption s'applique à tous les types de composants structuraux et non structuraux. Dans les CNB 2005 et 2010, l'exemption spécifiée pour tous les composants non structuraux est comparable à l'exemption pour tous les composants non structuraux du document FEMA E-74 (FEMA, 2012) pour les bâtiments situés dans une zone avec un niveau de secousse minimal (niveau V de l'échelle de Mercalli modifiée correspondant à aucun dommage). La norme ASCE 7-16 exempte les CCP A et B à l'exception des parapets supportés par des murs porteurs ou des murs de cisaillement. Les parapets ne sont pas exemptés parce qu'ils peuvent subir une défaillance et présenter un danger de chute important, même à de faibles niveaux de secousse (commentaire C13.1.4 dans ASCE 7-16). Cependant, l'ASCE 7-16 exempte tous les composants non structuraux de la CCP A des exigences de conception parasismique (section 11.7 de l'ASCE 7-16). La norme CSA S832-14 utilise la valeur seuil $F_a S_a(0,2) = 0,12 g$ du CNB 2010 pour déterminer le seuil de l'*indice de risque* $RI = 16$ quant à l'atténuation des composants opérationnels et fonctionnels (COF) dangereux de l'évaluation des *risques sismiques*.

De plus, dans les CNB 2005 et 2010, pour tous les nouveaux *bâtiments* autres que les *bâtiments* de protection civile, certains composants non structuraux (sauf les murs extérieurs et intérieurs, les parapets, les ornements extérieurs et intérieurs et les appendices, les tours, les cheminées, les diaphragmes, les cheminées industrielles et les appendis) étaient exemptés des dispositions relatives à la conception parasismique s'ils étaient situés là où $I_E F_a S_a(0,2) \leq 0,35 g$. Le fait de ne pas exempter certains composants non structuraux de la conception parasismique est fondé sur l'expérience antérieure, qui a montré que ces éléments peuvent subir une défaillance et présenter

un danger de chute important, même à de faibles niveaux de secousse (ASCE 7-16). L'exemption précitée des éléments non structuraux dans les CNB 2005 et 2010 est comparable aux exemptions des composants non structuraux dans la CCP B de l'ASCE 7-16 ainsi qu'à l'exemption du document FEMA E-74 quant aux composants non structuraux dans les bâtiments situés dans une zone à faible niveau de secousse (correspondant au niveau VI de l'échelle de Mercalli modifiée comme seuil pour des dommages légers non structuraux).

La norme CSA S832-14 a utilisé la valeur seuil de 0,35 g de $F_a S_a(0,2)$ du CNB 2010 pour recommander des techniques d'atténuation pour les parapets en suggérant un rapport hauteur/épaisseur maximal (h/d) de parapets en maçonnerie non armée dont la capacité d'ancrage est insuffisante pour réduire le risque de renversement et de chute de débris. La valeur h/d maximale est indiquée au Tableau A.1, comme suit :

Tableau A.1 : Limites du rapport hauteur/épaisseur pour les parapets en maçonnerie non armée (selon CSA S832-14)

$(h/d)_{max}$	$F_a S_a(0,2)$
4	$F_a S_a(0,2) \leq 0,2 g$
2,5	$0,2 g < F_a S_a(0,2) \leq 0,35 g$
1,5	$0,35 g < F_a S_a(0,2) \leq 0,55 g$
1,0	$0,55 g < F_a S_a(0,2)$

La norme CSA S832-14 établit également les limites du rapport hauteur/épaisseur pour les murs de maçonnerie non armée dans les nouvelles installations comme suit :

Tableau A.2 : Limites du rapport hauteur/épaisseur pour les murs de maçonnerie non armée (selon CSA S832-14)

$(h/d)_{max}$		$F_a S_a(0,2)$
Endroit où se trouve le mur :		
Dernier étage	Autres étages	
-	20	$F_a S_a(0,2) \leq 0,35$
14	16	$0,35 < F_a S_a(0,2) \leq 0,55$
9	13	$0,55 < F_a S_a(0,2)$

Toutefois, dans le CNB 2015, la valeur seuil de 0,12 g pour $F_a S_a(0,2)$ a été supprimée pour l'exemption des nouveaux bâtiments des exigences en matière de conception parasismique. Le CNB 2015 prévoit une procédure de conception simplifiée pour les zones à faible risque, sans toutefois exempter les bâtiments des exigences en matière de conception parasismique

(composants structuraux et non structuraux). Les zones à faible risque sont définies comme étant celles où $I_E F_s S_a(0,2)$ est inférieur à 0,16 g et $I_E F_s S_a(2,0)$ est inférieur à 0,03 g. Le CNB 2015 n'exempte pas directement les composants non structuraux des exigences en matière de conception parasismique lorsqu'ils sont situés dans des zones à faible aléa sismique ($I_E F_s S_a(0,2) \leq 0,16$ g et $I_E F_s S_a(2,0) \leq 0,03$ g), mais il exige seulement que les parapets en porte-à-faux, les autres murs en porte-à-faux, les ornements extérieurs et les appendices, les tours, les cheminées et les appentis soient conçus pour résister aux forces sismiques. Les seuils spécifiés pour les zones à faible aléa sismique sont comparables aux exemptions de tous les composants non structuraux de la CCP A de l'ASCE 7-16, ainsi qu'à celles du document FEMA E-74 pour les *bâtiments* situés dans une zone où le niveau de secousse est minimal (correspondant au niveau V de l'échelle de Mercalli modifiée pour l'absence de dommage).

En ce qui concerne l'exemption des éléments non structuraux, le CNB 2015 comporte d'autres révisions mineures par rapport aux éditions précédentes. Selon le paragraphe 4.1.8.18 du CNB 2015, pour les *bâtiments* autres que les *bâtiments de protection civile*, les *bâtiments* isolés sur le plan sismique et les *bâtiments* dotés d'un système de dissipation d'énergie supplémentaire, les composants non structuraux (sauf les rayonnages à palettes en acier montés au sol et ceux mentionnés dans le CNB 2010) sont exemptés des dispositions relatives à la conception parasismique s'ils sont situés là où $I_E F_s S_a(0,2) \leq 0,35$ g.

A.2.2 États-Unis

A.2.2.1 Contexte général

Depuis 2012, l'International Building Code (IBC) précise les mouvements de sol des séismes maximaux envisagés ciblés en fonction du risque (SME_R) pour la conception de *nouveaux bâtiments* et autres structures. La méthode fournit un cadre d'évaluation du danger fondé sur une probabilité d'effondrement plutôt que sur des probabilités de dépassement du mouvement du sol.

Les cartes plus anciennes et uniformes des aléas sismiques du SME indiquaient des secousses qui présentaient un risque de dépassement de 2 % en 50 ans. Les cartes des mouvements du sol ciblés en fonction du risque tiennent compte des différences régionales dans la forme de la courbe des aléas sismiques. La distinction entre le SME et le SME_R est qu'une conception axée sur le risque vise une probabilité constante de dommages mettant la vie en danger au cours d'une période donnée, par opposition à une probabilité constante de dépassement du mouvement du sol lors d'un séisme. Les mouvements du sol SME_R sont plus importants que le SME en Californie et sont généralement plus faibles que le SME dans les autres régions des États-Unis (ASCE, 2016).

Luco et autres (2007) proposent une méthode pour établir un lien entre la probabilité d'effondrement conditionnée par un niveau de secousse donné et la fréquence des séismes causant l'effondrement, pour un bâtiment particulier et un endroit particulier. Leur but était de choisir un niveau de secousse à cet endroit (qui est appelé SME_R) de sorte que, si le bâtiment avait une probabilité d'effondrement de 10 % conditionnée par le SME_R , il aurait aussi une probabilité

d'effondrement de 1 % en 50 ans, compte tenu de tous les niveaux de secousse qui pourraient survenir à cet endroit et de la variation de la probabilité de l'effondrement selon le séisme.

L'ASCE 7-16 tient également compte de l'échelle de Mercalli modifiée équivalente dans l'élaboration des limites de mouvement du sol et des exigences de conception pour les diverses CCP. Selon le commentaire de l'ASCE 7-16, il existe des corrélations entre l'échelle qualitative de Mercalli modifiée et les caractérisations quantitatives des mouvements du sol, comme le résume le Tableau A.3. Le niveau VI de l'échelle de Mercalli modifiée est généralement considéré comme le seuil pour les dommages non structuraux, et le niveau VII est considéré comme le seuil pour les dommages structuraux (Onur et autres, 2008). Par conséquent, aucun *dommage au bâtiment* (structural et non structural) n'est prévu pour un bâtiment situé dans une zone de niveau V sur l'échelle de Mercalli modifiée.

Tableau A.3 : Intensité de l'échelle de Mercalli modifiée versus le niveau de dommage (selon ASCE 7-16)

Échelle de Mercalli modifiée	Niveau de dommage
V	Aucun dommage
VI	Dommages légers non structuraux
VII	Dommages non structuraux dangereux Dommages structuraux légers
VIII	Dommages dangereux subis par les structures sensibles
IX	Dommages dangereux subis par les structures robustes

Selon le commentaire de l'ASCE 7-16, la limite supérieure de la CCP A (c.-à-d. la limite inférieure de la CCP B) a été fixée à environ la moitié du seuil inférieur du niveau VII de l'échelle de Mercalli modifiée (c.-à-d. la limite supérieure du niveau VI) et la limite inférieure de la CCP D a été fixée approximativement au seuil inférieur du niveau VIII de l'échelle de Mercalli modifiée. Cependant, la limite inférieure de la CCP D a fait l'objet d'une réflexion plus approfondie et a été établie en choisissant une valeur de conception (deux tiers du SME_R) qui équivaut à la moitié de la valeur de conception maximale des codes du bâtiment publiés de 1975 à 1995. Le Tableau A.4 présente la corrélation dans l'ASCE 7-16 entre la CCP et les paramètres d'accélération spectrale de conception pour les usages ordinaires :

Tableau A.4 : Paramètres d'accélération spectrale de conception pour l'usage ordinaire (selon ASCE 7-16)

CCP	Valeurs seuils des paramètres d'accélération spectrale de conception	
A	$S_{DS} < 0,167 g$	$S_{D1} < 0,067 g$
B	$0,167 g \leq S_{DS} < 0,33 g$	$0,067 g \leq S_{D1} < 0,133 g$
C	$0,33 g \leq S_{DS} < 0,50 g$	$0,133 g \leq S_{D1} < 0,20 g$
D	$0,50 g \leq S_{DS}$	$0,20 g \leq S_{D1} < 0,75 g$
E	–	$S_{D1} > 0,75 g$

Selon l'ASCE 7-16, les paramètres d'accélération de la réponse de conception S_{DS} et S_{D1} sont considérés comme suffisants lorsqu'ils sont ajustés pour tenir compte des effets de l'emplacement, pour définir un spectre de réponse complet pour la période d'importance de la plupart des *bâtiments* et structures, en utilisant la forme générique du spectre de réponse de SME_R .

Selon le commentaire de l'ASCE 7-16, au niveau du SME_R , les structures de la CCP A ne devraient pas subir de mouvements qui sont normalement destructeurs pour les systèmes structuraux, tandis que les mouvements au niveau du SME_R pour des structures de la CCP D peuvent détruire des structures sensibles.

Il est évident au Tableau A.4 qu'aucune valeur seuil n'est définie pour S_{DS} dans le cas d'un bâtiment de la CCP E. Le document FEMA 303 (FEMA, 1997) fournit l'explication suivante :

Pour déterminer si une structure est située dans une région très proche ou non d'une faille active majeure, le document FEMA 303 utilise un seuil d'accélération de la réponse spectrale SME correspondant à des périodes de 1,0 seconde, S_{D1} , de 0,75 g ou plus, quelle que soit la période fondamentale de la structure. L'accélération à courte période correspondante S_{DS} n'est pas utilisée à cette fin parce que les accélérations de la réponse à courte période S_{DS} n'ont pas tendance à être touchées par des conditions proches de l'épicentre aussi fortement que les accélérations de la réponse à des périodes plus longues.

Les paramètres d'accélération spectrale de conception (c.-à-d. S_{DS} et S_{D1}) sont définis comme suit :

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} \quad (A.1)$$

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (A.2)$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} \quad (A.3)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (A.4)$$

où :

S_s = le paramètre d'accélération de la réponse spectrale SME_R correspondant à de courtes périodes (à 0,2 seconde)

S_1 = le paramètre d'accélération de la réponse spectrale S_{ME_R} correspondant à de longues périodes (à 1,0 seconde)

F_a = coefficient de l'emplacement de courte période (à 0,2 seconde)

F_v = coefficient de l'emplacement de longue période (à 1,0 seconde)

Les CCP de l'ASCE 7-16 sont adoptées par l'ASCE 41 (ASCE, 2017), avec des niveaux de sismicité très faible, faible, modéré et élevé, correspondant respectivement aux CCP A, B, C et D.

Selon l'ASCE 7-16, les éditions précédentes des dispositions du NEHRP utilisaient l'accélération liée à la vitesse maximale A_v pour déterminer la catégorie de rendement sismique d'un *bâtiment*. Toutefois, ce coefficient ne représente pas adéquatement le potentiel de *dommage* causé par les séismes aux emplacements où le sol n'est pas rocheux. Par conséquent, les dispositions du NEHRP de 1997 ont adopté l'utilisation des paramètres d'accélération spectrale de la réponse S_{DS} et S_{D1} , qui incluent les effets de l'emplacement à cette fin.

Il convient de noter que la *catégorie d'emplacement* de référence présumée dans l'ASCE 7-16 est la catégorie d'emplacement B, alors que dans le CNB 2015, il s'agit de la catégorie d'emplacement C. Aux fins de comparaison, S_{MS} et S_{M1} seraient comparés aux paramètres $S(0,2)$ et $S(1,0)$ du CNB 2015.

A.2.2.2 Faible sismicité pour la structure

La corrélation de l'échelle de Mercalli modifiée avec les valeurs d'accélération spectrale de la réponse est particulièrement intéressante pour définir la faible sismicité, car elle pourrait servir de justification pour exempter les *bâtiments existants* situés dans une zone de faible sismicité d'une sélection détaillée en fonction des *risques sismiques*. La définition d'une faible sismicité peut être raisonnablement liée aux niveaux V et VI de l'échelle de Mercalli modifiée, qui représentent le niveau de secousse perçue correspondant à l'absence de dommage aux composants structuraux et non structuraux ainsi qu'à l'absence de dommage ou à des dommages légers aux composants non structuraux.

Les valeurs seuils des paramètres d'accélération spectrale de conception correspondant à la CCP A sont utilisées dans l'édition 2011 des Standards of Seismic Safety for Existing Federally Owned and Leased Buildings (NIST GCR 11-917-12), désignées sous le nom de Normes du NIST (NIST, 2011), qui recommandent que les *bâtiments existants* situés dans des zones où $S_{DS} < 0,167$ g et $S_{D1} < 0,067$ g ne nécessitent peut-être pas tous une sélection et une évaluation. Cette exemption est basée sur la norme ASCE 7-16, qui n'exige aucune conception parasismique systématique pour les nouveaux *bâtiments* de la CCP A (c.-à-d. qu'une force sismique structurale nominale égale à 1 % du poids du bâtiment est imposée, mais aucune conception parasismique non structurale n'est requise).

Les valeurs seuils spécifiées ci-dessus pour S_{DS} et S_{D1} correspondent à la CCP A de l'ASCE 7-16, qui concerne les *bâtiments* de toutes les catégories de risque (c'est-à-dire I, II, III et IV). Par conséquent, l'exemption spécifiée s'applique à tous les *bâtiments existants*, quelle que soit la catégorie de risque; on peut donc s'attendre à ce qu'aucun dommage structural ou non structural ne survienne dans un bâtiment situé dans des zones où $S_{DS} < 0,167$ g et $S_{D1} < 0,067$ g (correspondant au niveau V de l'échelle de Mercalli modifiée).

Les valeurs seuils S_{DS} et S_{D1} correspondant à la CCP B sont également utilisées par les Normes du NIST pour exempter tous les *bâtiments* situés dans des zones où $S_{DS} < 0,330$ g et $S_{D1} < 0,133$ g (correspondant au niveau VI de l'échelle de Mercalli modifiée), sauf s'ils sont désignés pour un objectif de rendement basé sur l'occupation (c'est-à-dire la catégorie de risque IV).

A.2.2.3 Faible sismicité pour les composants non structuraux

Les séismes passés ont montré que les dommages aux composants non structuraux des *bâtiments* causent généralement plus de blessures, de décès et de pertes matérielles et financières que les dommages structuraux (Naumoski et autres, 2002). Dans de nombreux cas, les événements sismiques n'ont causé que des dommages structuraux mineurs, mais les *bâtiments* ont néanmoins été jugés dangereux et inutilisables en raison des dommages importants causés à leurs composants non structuraux (Naumoski et autres, 2002). Onur et autres (2005) soulignent également que, dans un certain nombre de séismes récents, on a observé que les dommages non structuraux sont habituellement les causes principales des pertes économiques et font souvent des victimes. Par conséquent, l'estimation des dommages non structuraux est devenue très importante dans les études d'estimation des *risques sismiques* et des pertes.

Les composants non structuraux du bâtiment comprennent les éléments architecturaux, les éléments électriques et mécaniques ainsi que le contenu du bâtiment. La défaillance des composants non structuraux et les débris qui en résultent peuvent avoir une incidence sur le rendement d'installations vitales (p. ex. hôpitaux, centrales électriques, etc.).

L'étendue des dispositions relatives à la conception parasismique de l'ASCE 7-16 pour les composants non structuraux des nouveaux *bâtiments* dépend de la CCP du bâtiment et, indirectement, du niveau de l'échelle de Mercalli modifiée :

Pour la CCP A : tous les composants non structuraux sont exemptés des dispositions relatives à la conception parasismique de l'ASCE 7-16.

Ce critère d'exemption provenant de FEMA E-74 concorde avec celui de l'ASCE 7-16, en vertu duquel tous les composants non structuraux de tous les nouveaux *bâtiments* sont exemptés des travaux de réfection sismique si le *bâtiment* est situé dans une zone où le niveau de secousse est minimal. Le niveau de secousse minimal du document FEMA E-74 est basé sur l'International Residential Code (2006), ce qui équivaut à la CCP A de l'ASCE 7-16.

Pour la CCP B : tous les composants non structuraux, à l'exception des parapets et autres éléments architecturaux dont le coefficient de risque du composant (I_p) est supérieur à 1, sont exemptés des dispositions de l'ASCE 7-16 relatives à la conception parasismique.

La raison pour laquelle certains composants non structuraux ne sont pas exemptés des dispositions relatives à la conception parasismique est fondée sur l'expérience antérieure, qui a montré que ces composants peuvent subir une défaillance et présenter un danger de chute important, même à de faibles secousses (ASCE 7-16).

Ce critère d'exemption provenant de FEMA E-74 concorde avec celui de l'ASCE 7-16, en vertu duquel tous les composants non structuraux, à l'exception des parapets et des murs extérieurs en maçonnerie non armée de tous les *bâtiments*, sont exemptés des travaux de réfection sismique si le bâtiment est situé dans une zone à faible niveau de secousse. La zone sismique de faible niveau du document FEMA E-74 est équivalente à la CCP B dans ASCE-16.

Selon la norme ASCE 41-17, les parapets et les corniches qui répondent aux conditions suivantes doivent faire l'objet d'une évaluation et d'une réfection :

- Parapets en maçonnerie non armée avec rapport de forme (hauteur du parapet au-dessus de son niveau d'ancrage au sol, divisée par son épaisseur) $> 1,5$
- Parapet en maçonnerie armée/béton armé avec rapport de forme $> 3,0$
- Corniches/saillies en pierre, terre cuite ou brique, à moins qu'elles ne soient supportées par une structure en acier ou en béton armé
- Sculptures et éléments décoratifs en pierre, terre cuite, maçonnerie ou béton avec un rapport de forme $> 1,5$

Pour la CCP C : les composants mécaniques/électriques sont exemptés des dispositions relatives à la conception parasismique de l'ASCE 7-16 lorsque toutes les conditions suivantes sont respectées :

- (i) L'importance du composant est $I_p = 1,0$.
- (ii) Le composant est attaché positivement à la structure.
- (iii) Le poids du composant est égal ou inférieur à 89 N, ou à 73 N/m dans le cas d'un système réparti.

Ce critère d'exemption provenant de FEMA E-74 est comparable à celui de l'ASCE 7-16, en vertu duquel tous les composants non structuraux à l'exception des éléments architecturaux de tous les *bâtiments* non essentiels sont exemptés des travaux de réfection sismique si le *bâtiment* est situé dans une zone où le niveau de secousse est modéré. Le niveau de secousse modéré de FEMA E-74 est équivalent à la CCP C de l'ASCE 7-16.

Pour les CCP D, E et F : les composants mécaniques/électriques discrets qui sont attachés positivement à la structure sont exemptés des exigences parasismiques de l'ASCE 7-16 uniquement lorsque toutes les conditions suivantes sont respectées :

- (i) L'importance du composant est $I_p = 1,0$.
- (ii) Le composant est attaché positivement à la structure et son poids est égal ou inférieur à 1,78 kN. La distance entre le centre de la masse des composants et le niveau du plancher adjacent est inférieure à 1,22 mètre. Des raccords souples sont prévus entre le composant et les pièces accessoires associés tels que les gaines, la tuyauterie et les conduits.
- (iii) Le poids du composant est égal ou inférieur à 89 N, ou 73 N/m pour les systèmes répartis.

De plus, les réseaux de distribution mentionnés aux exceptions pour les conduits, les chemins de câbles, les canalisations ainsi que les réseaux de conduits et de tuyauterie sont exemptés des exigences parasismiques de l'ASCE 7-16.

Les critères d'exemption de FEMA E-74 sont comparables à ceux de l'ASCE 7-16, selon lesquels, pour un niveau de secousse important, tous les composants mécaniques/électriques des *bâtiments* non essentiels sont exemptés des exigences parasismiques s'ils pèsent moins de 1,78 kN et qu'ils sont montés à une hauteur de 1,22 mètre ou moins au-dessus du sol ou, s'ils sont surélevés, s'ils pèsent moins de 89 N. De plus, dans le cas des systèmes répartis d'installations non essentielles, il n'est pas obligatoire de les équiper de renforts ou d'ancrages s'ils pèsent moins de 73 N/m et qu'ils sont dotés de raccords souples. Le niveau de secousse élevé du document FEMA E-74 est équivalent à la CCP D, E, et F dans l'ASCE 7-16.

A.2.3 Nouvelle-Zélande

L'expérience montre que les cheminées, en particulier, peuvent être vulnérables et représenter un danger de chute potentiellement mortelle, même à de faibles niveaux de secousse sismique, surtout si elles ne sont pas renforcées ou si elles sont mal fixées au bâtiment (NZSEE, 2017).

La NZSEE (2017) reconnaît qu'une cheminée est potentiellement sujette aux séismes, si :

- elle n'est pas retenue par la structure du toit ou par d'autres fixations à la toiture, ou
- elle répond à tous les critères suivants :
 - elle est construite en maçonnerie non armée/béton non armé, et;
 - le rapport de dimension hauteur/plan (h/d) de la cheminée dans la direction considérée est supérieur à :

Tableau A.5 : Limites du rapport hauteur/plan pour les cheminées non renforcées (selon la NZSEE, 2017)

$(h/d)_{max}$	$Z \times R$
1,5	$0,3 \leq Z \times R$
2	$0,2 < Z \times R < 0,3$
3	$Z \times R \leq 0,2$

où Z est le facteur de risque qui correspond à 0,5 fois l'accélération du spectre de réponse amortie de 5 % et pondérée en fonction de l'amplitude pendant une période de 0,5 seconde pour la *catégorie d'emplacement C* (sol peu profond) avec une période de récurrence de 500 ans, et R est un facteur de modification pour différentes périodes de récurrence; et

- (i) un ou plusieurs des éléments suivants s'appliquent :
- toute possibilité de chute de la cheminée sur une issue, une entrée, une limite (y compris une façade de rue), une voie d'accès public/privé ou une partie adjacente du bâtiment se trouvant plus de 2 m plus bas, ou
 - des matériaux de couverture composés de maçonnerie de béton, de tuiles en terre cuite ou d'autres matériaux fragiles, à moins qu'un revêtement approprié n'ait été posé dans le vide de plafond pour empêcher les matériaux de couverture et la cheminée effondrée de tomber par le plafond.

A.3 Éditions du CNB de référence des types de bâtiments modèles

Lorsqu'une nouvelle édition du CNB est publiée, les propriétaires de *bâtiments* existants doivent se demander si ces *bâtiments* peuvent encore être considérés comme adéquats sur le plan sismique. Pour répondre à cette question, il faut généralement bien comprendre l'ampleur et l'importance des changements apportés au CNB en matière de conception parasismique et de dispositions des armatures par rapport à ses éditions précédentes.

L'année au cours de laquelle des améliorations importantes aux exigences en matière de codes sismiques ont été adoptées et appliquées est appelée année de référence (FEMA P-154). Tout bâtiment conçu et construit selon l'*année de référence* applicable ou par la suite est appelé *bâtiment d'après référence*. Le Tableau A.6 résume les années de référence spécifiées dans la première édition (1988), la deuxième édition (2002) et la troisième édition du document FEMA P-154 (2015) et dans les Normes du NIST pour différents *types de bâtiments*.

Tableau A.6 : Années de référence pour différents *types de bâtiments*

Type de bâtiment	Année de référence				
	FEMA 154 (1988)	FEMA 154 (2002)	NIST (2011)		FEMA P-154 (2015)
W1	1949	1976	1976		1976
W1A	1949	-	1997		1997
W2	1949	1976	1976		1976
S1	1976	1994	1994		1994
S2	1988	1988	1997		1997
S3	Aucune année de réf.	Aucune année de réf.	1992 (FEMA 178) 1998 (FEMA 310 / ASCE 31) 2000 (IBC / FEMA 356 / ASCE 41)		Aucune année de réf.
S4	1976	1976	1994		1994
S5	Aucune année de réf.	Aucune année de réf.	1998 (FEMA 310 / ASCE 31) 2000 (IBC / FEMA 356 / ASCE 41)		Aucune année de réf.
C1	1976	1976	1994		1994
C2	1976	1976	1994		1994
C3	Aucune année de réf.	Aucune année de réf.	1998 (FEMA 310 / ASCE 31) 2000 (IBC / FEMA 356 / ASCE 41)		Aucune année de réf.
PC1	1973	1997	1997		1997
PC2	Aucune année de réf.	Aucune année de réf.	1992 (FEMA 178) 1998 (FEMA 310 / ASCE 31) 2000 (IBC / FEMA 356 / ASCE 41)		Aucune année de réf.
RM1	1976	1997	1997		1997
RM2	1976	1976	1994		1994
MNA	Aucune année de réf.	1991	MNA	UBC : 1991	Aucune année de réf.
			URMA	Aucune année de réf.	
MFU	-	-	-		1995 (Californie) 2009 (autres États)

Comme le montre clairement le Tableau A.6, des changements majeurs ont été apportés aux années de référence spécifiées pour différents *types de bâtiments* dans la première édition de 1988 du document FEMA 154 et dans ses éditions ultérieures de 2002 et 2015. Cela peut être attribué à la révision des dispositions relatives à la conception parasismique des codes et normes sismiques en fonction des leçons tirées du rendement sismique de différents types de bâtiments après des

séismes importants aux États-Unis (p. ex. séisme de Loma Prieta en 1989 et de Northridge en 1994) et dans d'autres pays (p. ex. séisme de Kobe en 1995).

Le document FEMA P-154 a établi les années de référence et a tenu compte de certaines qualités des *bâtiments d'après référence* dans le processus de notation structurale quantitative, en reconnaissant leur capacité de ductilité pour la dissipation de l'énergie. Étant donné que les *dommages aux bâtiments* dans certains types de bâtiments (y compris les ossatures en acier avec mur de remplissage en maçonnerie [AMR], les ossatures en béton avec mur de remplissage en maçonnerie [BMR]) et les murs de maçonnerie non armée [MNA]) sont fonction de la force latérale plutôt que du déplacement, la capacité de ductilité pour la dissipation d'énergie inélastique n'est pas reconnue par les codes et normes modèles pertinents du *bâtiment*. Par conséquent, les *éditions du CNB de référence* ne s'appliquent pas à ces *types de bâtiments*.

Il est à noter que les années de référence spécifiées dans FEMA P-154 et les Normes du NIST visent des objectifs différents. Bien qu'un bâtiment qualifié comme *bâtiment d'après référence* selon le document FEMA P-154 présente certains avantages dans le processus de notation structurale quantitative quant à sa capacité de dissipation de l'énergie et de son inélasticité, cela ne justifie pas l'exemption de l'évaluation des *risques sismiques* du *bâtiment*. Toutefois, un *bâtiment* qualifié comme *bâtiment d'après référence* selon les Normes du NIST est jugé conforme aux dispositions relatives à l'évaluation parasismique des Normes du NIST. Une exemption pour l'évaluation parasismique structurale est justifiée étant donné que des restrictions rigoureuses concernant la hauteur et la sismicité des *bâtiments* ont été appliquées dans les dispositions des codes du *bâtiment*.

Au Canada, le CNB est le code du *bâtiment* modèle, qui renvoie généralement à un certain nombre de normes publiées par divers organismes d'élaboration de normes (p. ex. l'Association canadienne de normalisation – CSA). Tandis que le CNB fournit les charges nominales pour les *bâtiments* (c.-à-d. permanente, dynamique, due au vent, sismique), les organismes d'élaboration de normes (p. ex. la CSA au Canada) élaborent et tiennent à jour des normes pour la conception des structures construites avec différents types de matériaux (acier, béton, bois, maçonnerie, etc.). Le CNB adopte ces normes en y faisant référence et en n'y apportant que quelques modifications. Une norme en soi n'a pas de statut juridique propre. Elle acquiert l'autorité légale au sein d'un territoire de compétence à la suite d'un processus d'adoption en deux étapes :

- le CNB adopte la norme ou y fait référence;
- les territoires de compétence adoptent le CNB.

Il convient de noter que l'expression « année de référence » utilisée dans le document FEMA P-154 pourrait prêter à confusion dans certains cas. Par exemple, un *bâtiment* S1 (ossature d'acier résistant aux moments) pourrait avoir été construit en 1995, mais conçu conformément à l'UBC 1991. Étant donné que l'année de référence du *bâtiment* S1 est 1994, l'examineur peut considérer le *bâtiment* comme un *bâtiment d'après référence* en fonction de l'année de

construction. Pour éviter toute confusion et une erreur potentielle, on utilise l'*édition du CNB de référence* plutôt que l'année de référence dans l'*OSP de niveau 1*. Une *édition du CNB de référence* est une édition du CNB applicable dans laquelle des exigences parasismiques considérablement améliorées ont été adoptées et mises en application. Si des codes du *bâtiment* municipaux ou provinciaux ont été utilisés pour concevoir des *bâtiments*, les éditions du CNB applicables sur lesquelles ces *codes du bâtiment* sont fondés doivent être identifiées.

Déterminer l'*édition du CNB de référence* est une tâche complexe. Le facteur clé dans la spécification de l'*édition du CNB de référence* appropriée pour chaque type de bâtiment est de trouver l'édition du code dont les dispositions relatives à la conception parasismique ont fait l'objet d'améliorations majeures. Un tableau récapitulatif de l'évolution des dispositions parasismiques au Canada et aux États-Unis est présenté à l'ANNEXE C. Étant donné la coopération technique étroite qui existe entre les ingénieurs canadiens et américains, de nombreux aspects des exigences du code canadien sont essentiellement semblables à ceux des codes américains (Uzumeri et autres, 1978). Par conséquent, après avoir trouvé l'édition du code pertinent dans laquelle des améliorations majeures à la conception parasismique ont été apportées pour les États-Unis, les changements correspondants seront repérés au Canada afin de déterminer l'*édition du CNB de référence* applicable pour différents types de *bâtiments* au Canada.

Le Tableau A.7 présente les divers types de bâtiments utilisés dans le document FEMA P-154 et l'*OSP de niveau 1*. La justification de la correspondance des types de bâtiment dans le manuel de sélection de 1993 du CNRC se trouve ailleurs (CNRC, 1993a). Il est à noter que le type de bâtiment en acier formé à froid (AFF) est considéré comme un nouveau type de bâtiment modèle dans l'*OSP de niveau 1*. Cela est conforme à la dernière édition de l'ASCE 41-17, où le type de bâtiment AFF a été présenté pour la première fois comme un nouveau type de bâtiment commun.

Tableau A.7 : Correspondance entre les types de bâtiments dans le document FEMA P-154 et l'OSP de niveau 1

Type de bâtiment selon la FEMA	Type de bâtiment du CNRC	Description des caractéristiques du bâtiment
W2	OLB	Bâtiments à ossature légère en bois d'ingénierie d'une hauteur maximale de 6 étages ou d'une superficie supérieure à 600 m ²
W2	PPB	Bâtiments à poteaux et poutres en bois d'ingénierie qui sont couverts par la partie 4 du CNB
S1	OAM	Ossature en acier résistant aux moments
S2	OCA	Ossature contreventée en acier
S3	OLA	Ossature légère en acier
S4	AMB	Ossature en acier avec mur de cisaillement en béton
S5	AMR	Ossature en acier avec mur de remplissage en maçonnerie
C1	OBM	Ossature en béton résistant aux moments
C2	MCB	Mur de cisaillement en béton
C3	BMR	Ossature en béton avec mur de remplissage en maçonnerie
PC1	MBP	Murs en béton préfabriqués
PC2	OBP	Ossature en béton préfabriquée
RM1	MAL	Mur porteur en maçonnerie armée avec diaphragmes légers en bois ou en acier
RM2	MAB	Mur porteur en maçonnerie armée avec diaphragmes en béton
URM	MNA	Bâtiments à murs porteurs en maçonnerie non armée
--	AFF	Bâtiments en acier formé à froid
MH	MFU	Maisons fabriquées en usine

Les paragraphes qui suivent présentent des justifications de l'identification de l'année de référence dans le document FEMA P-154. Les années de référence spécifiées aux États-Unis sont ensuite adaptées au contexte canadien afin de déterminer les *éditions du CNB de référence* pour les *types de bâtiments* dans l'OSP de niveau 1.

A.3.1 Éditions du CNB de référence pour les bâtiments en bois

Les bâtiments en bois se composent de deux types de bâtiments modèles: (1) les bâtiments à ossature légère en bois d'ingénierie (OLB) jusqu'à 6 étages de hauteur ou dont la superficie du bâtiment dépasse 600 m², et (2) les bâtiments à poteaux et poutres en bois d'ingénierie (PPB) qui sont visés par la partie 4 du CNB. La conception parasismique des *bâtiments* en bois au Canada est effectuée conformément aux exigences du CNB et de la norme CSA « Règles de calcul des charpentes en bois ». La norme CSA O86 vise la conception de structures en bois et fournit des critères pour la conception structurale et l'évaluation de structures ou de composants structuraux en bois ou en produits du bois, y compris le bois classé, le bois lamellé-collé, le contreplaqué non poncé, les panneaux de copeaux orientés, les éléments composites du bâtiment, les diaphragmes

et murs de cisaillement, les pieux en bois, la construction sur poteaux, les solives en I en bois préfabriqué, les produits en bois de charpente composite, les fondations en bois traité et leurs assemblages structuraux. Cette norme est fondée sur la méthode de calcul aux états limites. La dixième édition de la CSA O86 a été publiée en 2014.

La FEMA P-154 a spécifié 1976 UBC comme l'édition de code de référence pour les bâtiments PPB. Cela est dû aux changements importants apportés à l'UBC en 1976 sur la base de l'expérience acquise et des dommages structurels observés après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando. Au Canada, les dispositions sismiques pour la conception des murs de cisaillement et des diaphragmes horizontaux sont apparues pour la première fois dans l'édition 1989 de la CSA O86 (CSA, 1989), qui a été référencée par le CNB 1990 (CNRC, 1990). Le Conseil canadien du bois (CWC, 2003) a affirmé que les structures en bois (y compris OLB et PPB) ont une résistance sismique suffisante dans les tremblements de terre modérés sans dommages importants et les tremblements de terre majeurs sans effondrement s'ils sont conçus selon le CNB 1995. Le CNB 2005 a introduit des dispositions pour atténuer l'effondrement dû aux étages mous et à d'autres types d'irrégularités de construction dans les structures en bois. Cette édition NBC a également introduit des restrictions sur les méthodes d'analyse sismique pour les bâtiments présentant certaines irrégularités (DeVall, 2003; Varadharajan et autres, 2012).

Il est important de noter que la hauteur des bâtiments en bois était limitée à quatre étages ou moins dans le CNB 2010 et les éditions antérieures. Les progrès récents de la technologie de la construction en bois, y compris le développement de produits en bois innovateurs, ont mené à l'adoption de bâtiments en bois de hauteur moyenne (cinq à six étages) au Canada. Les exigences de conception pour les constructions combustibles de hauteur moyenne (cinq à six étages) ont été introduites pour la première fois dans l'édition 2014 de la CSA O86 (CSA, 2014a). Ces dispositions ont été adoptées dans le CNB 2015, qui permet la construction de bâtiments résidentiels, commerciaux et personnels de six étages en utilisant des matériaux de construction combustibles traditionnels.

Il est important de noter que la hauteur des *bâtiments* en bois était limitée à quatre étages ou moins dans le CNB 2010 et les éditions précédentes. Les progrès technologiques récents pour la construction en bois, y compris la création de produits du bois novateurs, ont mené à l'adoption de *bâtiments* en bois de hauteur moyenne (cinq à six étages) au Canada. Plus de 250 *bâtiments* en bois de hauteur moyenne ont été construits en Colombie-Britannique depuis 2009, année où le code du bâtiment de cette province autorisait la construction de *bâtiments* en bois de cinq et six étages. Peu de temps après, d'autres provinces, dont le Québec en 2013 ainsi que l'Ontario et l'Alberta en 2015, ont permis la construction de *bâtiments* en bois de hauteur moyenne. Les exigences de conception pour la construction de bâtiments de hauteur moyenne (cinq à six étages) en matières combustibles ont été introduites pour la première fois dans la norme CSA O86-14. Ces dispositions ont été adoptées dans le CNB 2015, qui permet la construction de *bâtiments*

résidentiels, commerciaux et de services personnels de six étages avec des matériaux de construction combustibles traditionnels (CNB 2015).

Sur la base de l'explication précédente, le CNB 2005 a été choisi comme *édition du CNB de référence* pour les bâtiments à OLB comptant jusqu'à quatre étages, et le CNB 2015 a été choisi comme *édition du CNB de référence* pour les bâtiments à OLB comptant plus de quatre étages, mais pas plus de six. Pour les bâtiments PPB, le NBC 2005 est choisi comme *édition du CNB de référence*.

A.3.2 **Éditions du CNB de référence pour les bâtiments en béton**

La conception parasismique des *bâtiments* en béton au Canada est effectuée conformément aux exigences du CNB et de la norme CSA A23.3. La CSA A23.3 vise la conception de structures en béton pour les *bâtiments* en conjonction avec les normes CSA A23.1/A23.2 (Béton : Constituants et exécution des travaux/Méthodes d'essai et pratiques normalisées pour le béton) et CSA A23.4 (Béton préfabriqué – Constituants et exécution des travaux). La version actuelle de la CSA A23.3 est la sixième édition, publiée en 2014. À la section suivante, la détermination des années de référence pour différents types de *bâtiments* en béton est examinée en détail.

A.3.2.1 Ossature en béton résistant aux moments (OBM)

Ce *type de bâtiment* consiste en un assemblage de poutres et poteaux en béton coulé sur place. L'ossature du plancher et du toit se compose de dalles en béton coulé en place, de poutres de béton, de poutrelles unidirectionnelles, de poutrelles nervurées bidirectionnelles ou de dalles plates. Les ossatures en béton résistant aux moments (OBM) qui développent leur rigidité grâce à des assemblages poutre-poteau monolithiques résistent aux forces sismiques. Deux sous-types de construction entrent dans cette catégorie :

- Les ossatures en béton armé non ductile sans murs de remplissage armés
- Les ossatures en béton armé ductile

Le sous-type le plus répandu est celui des structures à ossature en béton armé non ductile, sans murs de remplissage armés, construites entre 1950 et 1972. Dans de nombreuses régions du Canada, ce type de construction s'effectue encore aujourd'hui.

Dans les première et deuxième éditions du document FEMA 154, l'année de référence pour le type C1 (équivalent à OBM) a été spécifiée en 1976. Après le séisme de San Fernando en 1971, il a été conclu qu'un renforcement transversal supplémentaire était nécessaire dans les régions à forte sismicité. Les nouvelles exigences sont apparues pour la première fois dans l'édition de 1976 de l'UBC. Dans la troisième édition du document FEMA P-154, l'année de référence a été reportée à 1994. À la suite du séisme de Northridge en 1994, d'autres exigences du code visant à améliorer la ductilité ont été ajoutées à l'UBC de 1994.

Au Canada, les premières dispositions particulières pour la conception parasismique des éléments en béton armé ont été introduites dans la norme CSA A23.3-73 (Adebar et autres, 2015), qui reflétait généralement les exigences parasismiques pour les ossatures résistant aux moments de la norme ACI 318-71. De nombreux exemples d'effondrement dans des structures à OBM à dalles-poteaux ont été rapportés par Mitchell et autres (1995) à la suite de séismes antérieurs (p. ex., le séisme au Mexique en 1985). Ceux-ci ont été causés par des ruptures par cisaillement périphérique dues aux effets combinés du cisaillement direct et du cisaillement cyclique inversé dus au transfert de moment des dalles aux poteaux. En raison de la fragilité des ruptures par cisaillement périphérique, ce type de rupture conduit souvent à un effondrement progressif. La norme CSA A23.3-84 imposait des exigences additionnelles pour améliorer le rendement sismique des *bâtiments* à OBM. Les ajouts comprenaient de nouvelles exigences quant à la quantité minimale d'armatures inférieures soigneusement détaillées pour assurer la performance structurale et de nouvelles exigences particulières détaillées pour les poteaux dans des ossatures nominale ment ductiles où l'on s'attendait à ce que des rotules plastiques se développent et forment des fissures de tension diagonales (Mitchell et Cook, 1984). Alors que la norme CSA A23.3-84 introduisait des exigences détaillées pour les poteaux dans des ossatures nominale ment ductiles où l'on s'attendait à ce que des rotules plastiques se développent dans les poteaux, la norme CSA A23.3-94 introduisait une exigence additionnelle selon laquelle chaque poteau doit avoir une résistance au cisaillement de façon à ce que : 1) la résistance aux moments calculée pour le poteau puisse être développée aux extrémités du poteau, ou 2) le cisaillement du poteau soit augmenté au niveau correspondant à $R = 1,0$.

Après le séisme de Northridge en 1994, on a observé que de nombreux poteaux conçus uniquement pour les charges gravitationnelles avaient subi une défaillance (Mitchell et autres, 1995). Ce type de défaillance était dû au fait qu'ils n'étaient pas conçus pour se comporter comme des éléments ductiles (p. ex. quantités insuffisantes d'armatures de cisaillement et de confinement). La norme CSA A23.3-94 exigeait que les éléments d'ossature non considérés comme faisant partie du SFRS soient capables de se déformer latéralement pour atténuer les défaillances telles que celles observées à Northridge.

Dans le CNB 2005, différentes restrictions de hauteur ont été introduites pour les SFRS en béton armé, y compris les *bâtiments* à OBM. Ces restrictions étaient fondées sur le niveau de ductilité, la sismicité, la catégorie d'emplacement et la catégorie de risque. Le CNB 2005 et ses éditions subséquentes ont également introduit l'influence de la surrésistance inhérente dans différents systèmes structuraux (Mitchell et autres, 2003) ainsi que l'importance de la ductilité en conception parasismique. Il est important de noter que, depuis le CNB 2015, les dalles bidirectionnelles sans poutres ont été explicitement considérées comme un type de SFRS en béton armé.

Sur la base de la discussion précédente, le NBC 2015 est choisi comme l'édition NBC de référence pour les *bâtiments* à OBM construits à l'aide de dalles bidirectionnelles sans poutres. Le NBC 2005 est choisi comme l'édition CBN de référence pour les autres types de *bâtiments* à OBM.

A.3.2.2 Murs de cisaillement en béton (MCB)

Dans ces bâtiments, l'ossature du plancher et du toit se compose de dalles en béton coulé sur place, de poutres de béton, de poutrelles unidirectionnelles, de poutrelles nervurées bidirectionnelles ou de dalles plates. Les bâtiments peuvent aussi comporter des poutres en acier, des poteaux en acier, des ossatures légères en acier formé à froid et des dalles en béton pour l'ossature résistant aux charges de gravité. Les murs de cisaillement en béton coulé sur place résistent aux forces sismiques.

Dans la première édition du document FEMA P-154, l'année 1976 a été définie comme année de référence pour les *bâtiments* C2 (équivalent à MCB). Dans les deuxième et troisième éditions du document FEMA P-154, l'année de référence est passée à 1994. Ce changement est dû principalement à l'inclusion de brefs commentaires dans l'ACI 318-92 (dont l'UBC de 1994 fait mention) pour la conception des poutres de couplage dans les murs de cisaillement couplés à armature bidiagonale.

En se basant sur leur visite après le séisme de Northridge en 1994, Mitchell et autres (1995) ont signalé que les *bâtiments* dont les murs de cisaillement et les assemblages de diaphragme étaient bien répartis ont généralement bien résisté. Cependant, Moehle et autres (2011) ont signalé la rupture de certains assemblages entre les diaphragmes et les murs lors du séisme de Northridge en 1994. Selon Saatcioglu (1994), des ruptures par cisaillement (impliquant à la fois des ruptures par tension diagonale et un écrasement diagonal du béton dans les poutres de couplage des murs de cisaillement en béton) ont été observées lors du séisme de Northridge en 1994. De plus, Mitchell et autres (1995) ont signalé que de nombreux bâtiments à mur de cisaillement en béton armé à géométrie irrégulière (p. ex. murs de cisaillement placés de façon irrégulière, retrait important, grandes ouvertures dans les murs de cisaillement, etc. causant des excentricités de torsion et des étages non rigides) ont subi des dommages structuraux importants en raison des forces de cisaillement accrues exercées sur les murs de cisaillement en raison des effets de torsion induits.

Bon nombre des défaillances observées dans les *bâtiments* aux États-Unis pendant le séisme de Northridge étaient également présentes au Canada en raison de la conception parasismique alors en vigueur. Compte tenu du rendement des *bâtiments* à MCB pendant le séisme de Northridge et d'autres séismes semblables, d'importantes améliorations ont été apportées aux dispositions relatives à la conception parasismique de ce type de structure dans la norme CSA A23.3 et le CNB. Les dispositions relatives à la conception parasismique de la norme CSA A23.3-04, qui garantissent que les murs de béton sans armature de confinement ont une capacité adéquate de déplacement à la flexion (ductilité), ont été complètement révisées par rapport aux dispositions des normes CSA A23.3-84 et CSA A23.3-94, et ont ensuite fait l'objet d'un renvoi dans le CNB 2005. Les nouvelles dispositions exigent une estimation de la contrainte de déplacement du SFRS en raison du séisme de conception. Pour les murs ductiles qui font partie d'un système avec un bon contrôle du déplacement, les nouvelles dispositions sont moins restrictives que les anciennes, tandis que pour les murs modérément (nominalement) ductiles, les nouvelles dispositions sont

considérablement plus restrictives que les anciennes. Les effets de l'irrégularité des bâtiments et des méthodes d'analyse sismique requises (c.-à-d. dynamique et statique équivalente) ont été présentés pour la première fois dans le CNB 2005 (DeVall, 2003, et Varadharajan et autres, 2013).

Contrairement au CNB 1995, le CNB 2005 et les éditions subséquentes ont introduit différentes restrictions de hauteur, comme dans le cas des bâtiments à OBM. (Veuillez vous référer au point A.3.2.1.) Dans le CNB 2005 et les éditions subséquentes, la hauteur totale d'un *bâtiment* à mur de cisaillement en béton conventionnel est limitée à 30 m aux endroits où $I_E F_a S_a(0,2) > 0,75$ g. Bien que le CNB 1995 et ses éditions antérieures aient reconnu l'importance de la ductilité dans la conception parasismique (grâce au facteur R), seuls le CNB 2005 et ses éditions subséquentes ont mis en œuvre des approches de conception pour tenir compte de l'influence additionnelle de la surrésistance inhérente dans différents systèmes structuraux (Mitchell et autres, 2003).

Compte tenu de ce qui précède, le CNB 2005 a été choisi comme *édition du CNB de référence* pour les bâtiments à MCB.

A.3.2.3 Ossature en béton avec mur de remplissage en maçonnerie (BMR)

Ce type de construction de *bâtiment* plus ancien consiste en une ossature en béton avec des murs de maçonnerie non armée ou des murs de remplissage en maçonnerie armée. Le rendement sismique de ce type de construction dépend de l'interaction entre l'ossature et les panneaux de remplissage. Le comportement combiné ressemble plus à celui d'une structure de mur de cisaillement qu'à celui d'une ossature.

Il existe trois types généraux de murs de remplissage. Il y a tout d'abord les murs de remplissage qui contribuent à la résistance de la structure et qui comportent des ouvertures ou des espaces entre le remplissage en maçonnerie et l'ossature environnante, mais où les murs de remplissage ne sont pas attachés ou liés à l'ossature. Il y a ensuite les murs de remplissage à action composite, dans lesquels les murs de remplissage travaillant en cisaillement sont attachés et liés à l'ossature pour créer un mur de cisaillement composite, où le remplissage et les poteaux de l'ossature forment respectivement l'âme et les membrures du mur de cisaillement. Finalement, il y a les murs de remplissage isolés, dans lesquels la maçonnerie est séparée de l'ossature par un espace créé par des joints de séparation verticaux le long des extrémités et un joint de séparation horizontal sous le plancher ou la poutre au-dessus. Le remplissage en maçonnerie est un mur non porteur et ne peut être traité comme un mur de cisaillement.

Aucune année de référence n'est spécifiée pour les bâtiments C3 (équivalent à BMR) dans les trois éditions du document FEMA P-154. Cette situation est due au fait qu'on ne s'attend pas à ce que ces bâtiments aient un comportement ductile appréciable, conformément à la norme ASCE 7-16 (qui ne reconnaît pas la capacité de ductilité du type de bâtiment C3). L'ASCE 7-16 n'impose pas de limite pour les *bâtiments* C3 correspondant aux catégories de conception parasismique (CCP) A et B; cependant, elle ne permet pas l'utilisation des *bâtiments* C3 dans les CCP supérieures. Les Normes du NIST spécifient l'année de référence 2000 pour ce type de bâtiment, si celui-ci est

conçu en fonction des normes de l'IBC et de FEMA 178, FEMA 356/ASCE 41. Les Normes du NIST spécifient l'année de référence 1998 pour ce type de bâtiment, s'il est conçu selon le document FEMA 310/ASCE 31. La spécification de l'année de référence dans les Normes du NIST peut être justifiée par l'objectif principal qui consiste à exempter les *bâtiments d'après référence* des évaluations parasismiques structurales.

Selon Anderson et Brzev (2009), les dispositions générales suivantes relatives à la conception des murs de remplissage en maçonnerie ont été initialement introduites dans la deuxième édition de la CSA S304.1-04 :

- Les murs de remplissage en maçonnerie travaillant en cisaillement doivent être conçus pour toutes les charges dans le plan et hors plan.
- Les murs de remplissage doivent être conçus pour toutes les charges verticales transférées à travers l'ossature.
- La rigidité latérale accrue des éléments résistant aux charges latérales (constitués de murs de remplissage en maçonnerie travaillant en cisaillement avec l'ossature environnante) doit être prise en compte pour répartir les charges appliquées sur ces éléments.
- Si un modèle de treillis est utilisé pour le mur de remplissage en maçonnerie travaillant en cisaillement, les ossatures à remplissage en maçonnerie doivent être conçues à l'aide d'un modèle de ferme.

Dans le CNB 2005 et les éditions subséquentes, les bâtiments à BMR figurent dans la catégorie « *autres SFRS en béton* », et aucune capacité de ductilité n'est reconnue. Le concept de différents systèmes structuraux ayant divers niveaux de surrésistance inhérente a été introduit pour la première fois dans le CNB 2005 (Mitchell et autres, 2003). De plus, différentes restrictions de hauteur ont été introduites pour les autres SFRS en béton, comme pour les bâtiments à OBM. (Veuillez vous référer au point A.3.2.1.) Par conséquent, le CNB 2005 a été choisi comme édition du CNB de référence pour le type de bâtiment à BMR.

A.3.2.4 Murs en béton préfabriqués (MBP)

Les *bâtiments* à MBP sont construits avec des murs de cisaillement préfabriqués ou des panneaux muraux mis en place par relèvement. La plupart d'entre eux utilisent la méthode de construction de mise en place par relèvement; par conséquent, dans la présente étude, les MBP sont traités comme des *bâtiments* mis en place par relèvement, ce qui est conforme à la classification des bâtiments établie dans le manuel de sélection du CNRC (1993b) et le document FEMA P-154.

Les *bâtiments* à MBP ont des panneaux muraux périmétriques préfabriqués en béton et, souvent, des murs intérieurs, qui sont généralement coulés sur place et mis en place par relèvement. Plus récemment, on a commencé à fabriquer les panneaux muraux hors site et à les transporter par camion. Les panneaux muraux sont soudés ensemble ou maintenus en place par des poteaux coulés sur place ou des poteaux en acier, selon la région. Les poutres du plancher et de la toiture sont souvent des solives en bois lamellé-collé ou à treillis d'acier fixées aux panneaux muraux mis en

place par relèvement; ces panneaux peuvent être porteurs ou non porteurs, selon la région. Les panneaux muraux périmétriques préfabriqués en béton résistent aux forces sismiques.

Dans la première édition du document FEMA P-154, l'année 1973 a été choisie comme année de référence pour les *bâtiments* PC1 (équivalent à MBP). Ce choix se justifie par le fait que les exigences en matière de conception parasismique des bâtiments PC1 ont été améliorées à la suite des dommages causés aux *bâtiments* PC1 lors du séisme de San Fernando en 1971 (Housner, 1971). Dans les deuxième et troisième éditions du document FEMA P-154, l'année de référence est passée à 1997. En effet, d'importantes améliorations ont été apportées par la suite à l'UBC en 1997 en ce qui concerne les assemblages mur-à-diaphragme des *bâtiments* PC1. Selon Mitchell et autres (1995), environ 300 structures mises en place par relèvement ont été endommagées lors du séisme de Northridge en 1994, principalement en raison de l'absence d'assemblages adéquats entre le diaphragme de toit et les panneaux muraux mis en place par relèvement. De plus, les dispositions de l'UBC de 1997 concernant la conception des structures préfabriquées en béton dans les régions à forte sismicité ont été adoptées dans l'édition 1997 des dispositions du NEHRP (Ghosh, 2001a).

Selon l'Association canadienne du ciment (ACC, 2003), des *bâtiments* à MBP sont construits au Canada depuis plus de 30 ans. Toutefois, aucun code du bâtiment au Canada ne stipulait d'exigences au sujet de ces bâtiments jusqu'à tout récemment (Adebar et autres, 2014). La norme CSA A23.3-94 a introduit de nouvelles exigences en matière de conception parasismique pour les panneaux muraux mis en place par relèvement au moyen d'ancrages de traction requis dans les directions transversale et longitudinale ainsi qu'autour du périmètre de la structure, pour « relier efficacement les éléments ensemble ». De plus, une force d'ancrage pondérée minimale de 5 kN/m est requise pour les assemblages des panneaux supérieur et inférieur.

Bien que la norme CSA A23.3-94 ait fourni des lignes directrices exhaustives sur les charges verticales et transversales hors plan, les exigences en matière d'assemblages devaient être précisées davantage. En 2003, l'Association canadienne du ciment (ACC, 2003) a publié un guide des normes de conception pour faciliter la conception de panneaux muraux en béton mis en place par relèvement. L'ACC souhaitait présenter l'information pour qu'elle serve de complément à la norme CSA A23.3. Selon la directive de l'ACC (2003), les exigences de conception pour les assemblages des panneaux mis en place par relèvement ont généralement suivi les méthodes traditionnelles énoncées dans la norme CSA A23.3-94. Les assemblages doivent être conçus pour résister à des forces égales ou supérieures à la charge maximale imposée au composant du panneau.

Les recommandations des lignes directrices de l'ACC ont été introduites par la suite dans la norme CSA A23.3-04, des révisions majeures ayant été apportées aux exigences parasismiques pour les structures mises en place par relèvement stipulées dans la norme CSA A23.3-94. Ces révisions ont par la suite été mentionnées dans le CNB 2005. La norme CSA A23.3-04 portait principalement sur la conception relative à la charge de gravité des panneaux muraux en béton. De plus, des ancres de traction étaient nécessaires pour assurer la performance structurale, dans les directions

transversale et longitudinale ainsi qu'autour du périmètre de la structure, afin de relier efficacement les éléments entre eux. Il est bien connu que le rendement sismique des *bâtiments* à MBP dépend non seulement du rendement des panneaux muraux en béton, mais aussi de celui de l'assemblage entre les panneaux muraux et les diaphragmes de toit et de plancher (Devine et autres, 2008). Les panneaux devaient également être munis d'assemblages supérieurs et inférieurs pour résister à une force pondérée minimale de 5 kN/m, perpendiculaire au panneau. Pour les panneaux mis en place par relèvement qui servent de murs de cisaillement, les assemblages entre les panneaux devaient être conçus de manière à assurer une ductilité nominale. Il convient de noter que les exigences mentionnées ci-dessus sont de nature générale. Bien que la norme CSA A23.3-04 spécifie les exigences parasismiques des panneaux muraux mis en place par relèvement dans des ossatures résistant aux moments modérément ductiles et les murs de cisaillement bas, aucun élément sismique spécifique n'est fourni pour les *bâtiments* à MBP.

L'édition la plus récente de la norme CSA A23.3-14 comporte des sections distinctes qui précisent les dispositions relatives à la conception parasismique des panneaux muraux préfabriqués et des panneaux muraux mis en place par relèvement; elle comprend également des dispositions relatives à la conception parasismique de l'assemblage des panneaux muraux mis en place par relèvement aux diaphragmes de plancher et de toit. Les exigences relatives à la performance structurale de la norme CSA A23.3-14 sont semblables à celles de l'édition précédente de 2004, sauf qu'elles spécifient une épaisseur minimale de 3 mm pour les attaches en acier et qu'elles comprennent une déclaration selon laquelle l'assemblage d'intégrité structurale sert à fournir un trajet de charge au SFRS. En ce qui concerne les exigences en matière de conception parasismique des assemblages horizontaux supérieurs et inférieurs des panneaux mis en place par relèvement, la norme CSA A23.3-14 est semblable à son édition précédente de 2004, sauf que les assemblages doivent résister à une force pondérée de 5 kN/m ou 2 % de la charge verticale pondérée totale pour laquelle le panneau mural est conçu, la plus élevée des deux valeurs étant retenue. Il est également stipulé expressément que les exigences mentionnées précédemment concernent l'assemblage des panneaux muraux aux diaphragmes de toit et de plancher.

Sur la base de l'analyse qui précède, le CNB 2015 a été choisi comme *édition du CNB de référence* pour les *bâtiments* à MBP.

A.3.2.5 Ossature en béton préfabriquée (OBP)

L'ossature en béton préfabriquée (OBP) est essentiellement un système de poteaux et poutres en béton où les poteaux, les poutres et les dalles sont préfabriqués et assemblés sur place. Des murs de cisaillement en béton peuvent être présents. Différents types d'éléments sont utilisés. Les éléments porteurs verticaux peuvent être en forme de T, de croix ou d'arc et ont souvent plus d'un étage de hauteur. Les poutres sont souvent en forme de T et de double T, ou en profilés rectangulaires.

Aucune année de référence n'est spécifiée pour le type de bâtiment PC2 (équivalant à OBP) dans les trois éditions du document FEMA P-154; cependant, on a tenu compte de certaines qualités de ce type de bâtiment dans le processus de notation structurale quantitative, qui est en conformité avec l'ASCE 7-16 où la capacité de ductilité du type de bâtiment PC2 est reconnue. Il faut noter que l'ASCE 7-16 autorise l'utilisation du bâtiment PC2 intermédiaire pour toutes les CCP, mais pas l'utilisation de MBP ordinaires pour les CCP C et supérieures. Les Normes du NIST précisent l'année de référence 2000 pour ce type de bâtiment s'il est conçu selon les normes de l'IBC et FEMA 178, FEMA 356/ASCE 41, respectivement. Les années de référence 1998 et 1992 sont spécifiées par les Normes du NIST pour ce type de bâtiment s'il est conçu selon les normes FEMA 310/ASCE 31 et FEMA 178 respectivement.

Selon Mitchell et autres (1995), bien que les codes canadiens ne contenaient pas d'exigences précises en matière de conception parasismique pour les structures préfabriquées en béton au moment de la publication de leur rapport en 1995, le manuel de conception structurale de l'Institut canadien du béton préfabriqué et précontraint (CPCI, 1987) a fourni des lignes directrices pour la conception d'un bâtiment préfabriqué d'un étage à ductilité nominale. Après le séisme de Northridge en 1994, Mitchell et autres (1995) ont signalé des signes de défaillance de poteaux, d'assemblages inadéquats du diaphragme au SFRS ainsi que de perte de support et de défaillance des poutres de rive dans certains *bâtiments* à ossature de béton préfabriquée, mais sans dommage dans les murs de cisaillement.

Jusqu'à tout récemment, les codes canadiens ne traitaient pas spécifiquement des problèmes de conception des bâtiments à OBP. La norme CSA A23.3-94 a introduit de nouvelles exigences en matière de conception parasismique pour les éléments préfabriqués en exigeant des ancrages de traction dans les directions transversale et longitudinale, pour fournir un trajet de charge au système de résistance aux charges latérales. De plus, une force d'ancrage pondérée minimale de 5 kN/m était requise pour les assemblages entre les éléments préfabriqués et le diaphragme de toit ou de plancher.

La norme CSA A23.3-94 n'a pas inclus le système d'ossature en béton préfabriquée résistant aux moments directement dans sa section 21, « Dispositions spéciales du calcul parasismique »; les exigences de conception générales du béton préfabriqué sont plutôt précisées à la section 16. Toutefois, dans les éditions subséquentes de 2004 et 2014 de la norme CSA A23.3, une sous-section spécifique de la section 21, « Dispositions spéciales du calcul parasismique », a été consacrée au béton préfabriqué, avec des exigences spécifiques en matière de conception parasismique pour les ossatures ductiles résistant aux moments et construites en béton préfabriqué, autant avec des assemblages ductiles que solides. Les facteurs de ductilité et de surrésistance pour ce type de bâtiment sont les mêmes que pour l'OBM avec béton coulé en place dans les normes CSA A23.3-04 et CSA A23.3-14. Les facteurs de ductilité et de surrésistance ont été pris en compte pour ce type de bâtiment dans les normes CSA A23.3-04 et CSA A23.3-14 (citées dans les CNB 2005, 2010 et 2015).

Compte tenu de ce qui précède, le CNB 2005 a été choisi comme *édition du CNB de référence* pour les bâtiments à OBP.

A.3.3 **Éditions du CNB de référence pour les bâtiments en acier**

Au Canada, la conception parasismique des *bâtiments* en acier est effectuée conformément aux exigences du CNB et de la norme CSA S16. La CSA S16 porte sur la conception des structures en acier et énonce les exigences relatives à la conception, à la fabrication et au montage de ces structures et des éléments en acier de construction intégrés à d'autres matériaux de construction. La CSA S16 est la norme de conception de l'acier analogue au document publié par l'ASCE aux États-Unis, qui définit les règles de conception et de détail des SFRS standards. La huitième et dernière édition de la CSA S16 a été publiée en 2014. La détermination de l'*édition du CNB de référence* pour différents types de *bâtiments* en acier est discutée en détail ci-dessous.

A.3.3.1 Ossature en acier résistant aux moments (OAM)

Les bâtiments à ossature en acier résistant aux moments (OAM) ont une ossature de poteaux et poutres en acier. Dans certains cas, les assemblages poutre-poteau ont une très faible capacité de résistance aux moments; dans d'autres cas, certaines poutres et certains poteaux sont complètement développés comme ossatures résistant aux moments pour résister aux forces latérales. La structure est généralement dissimulée par des murs extérieurs, qui peuvent être constitués de presque tous les matériaux (murs-rideaux, maçonnerie de briques ou panneaux préfabriqués en béton), et recouverte à l'intérieur de plafonds et d'habillages de poteaux.

Dans la première édition du document FEMA P-154, l'année 1976 a été spécifiée comme année de référence pour les bâtiments S1 (équivalent à OAM). Toutefois, l'année de référence est passée à 1994 dans les deuxième et troisième éditions du document FEMA P-154. La raison en est que les exigences parasismiques des *bâtiments* S1 ont été considérablement améliorées dans l'UBC de 1994, en fonction des leçons tirées du rendement des assemblages poutre-poteau lors du séisme de Northridge en 1994. Après le séisme de Northridge, on a observé que la plupart des ossatures spéciales résistant aux moments qui étaient postérieures à 1980 (équivalent à un cadre SFRS ductile résistant aux moments dans la norme CSA S16) avaient subi des fractures aux assemblages poutre-poteau (Tremblay et autres, 1995). De plus, l'étendue des *dommages aux bâtiments* S1 à Northridge ne semble pas avoir été limitée à une plage donnée de hauteurs de bâtiment (Ross et Mahin, 1994). Les causes des défaillances observées dans les assemblages poutre-poteau des bâtiments S1 ont été rapidement identifiées et l'état de la pratique a été révisé pour s'assurer que les structures des bâtiments peuvent résister beaucoup plus longtemps pendant les séismes (Tremblay et autres, 1995).

Les répercussions du séisme de Northridge de 1994 sur la construction en acier au Canada ont été importantes. Les principales révisions de l'UBC de 1994 sont analogues aux principales révisions introduites dans la CSA S16-01, dont il est question dans le CNB 2005 (Tremblay et autres, 2010), et comprennent des dispositions pour trois catégories d'ossatures résistant aux moments : ossatures

résistant aux moments de type D (ductile), de type MD (modérément ductile) et de type LD (ductilité limitée).

Compte tenu de ce qui précède, le CNB 2005 a été choisi comme *édition du CNB de référence* pour les bâtiments à OAM.

A.3.3.2 Ossature contreventée en acier (OCA)

Contrairement aux *bâtiments* à OAM qui dépendent de la capacité de résistance aux moments des assemblages poutre-poteau pour assurer la résistance latérale, les *bâtiments* à ossature contreventée en acier (OCA) sont contreventés avec des éléments diagonaux pour fournir un trajet de charge continu aux charges sismiques. Les ossatures contreventées développent une résistance aux forces sismiques grâce à l'action de contreventement des éléments diagonaux. Il existe trois variantes dans la configuration et la conception des ossatures contreventées :

- Ossatures à contreventement concentrique : les axes de travail des composants se croisent en un seul point ou à plusieurs points, de sorte que la distance entre les axes de travail qui se croisent (ou excentricité) est inférieure ou égale à la largeur du plus petit composant connecté au joint.
- Ossatures à contreventement excentrique : les axes de travail des composants ne se croisent pas à un seul point, et la distance entre les axes de travail qui se croisent (ou excentricité) dépasse la largeur du plus petit composant connecté au joint.
- Ossatures contreventées à diagonales ductiles confinées : types spéciaux d'ossature à contreventement concentrique dans lesquels les éléments de contreventement en acier sont enfermés dans une enveloppe rigide destinée à empêcher le flambage de l'ossature en acier. Il est à noter que ce type d'ossature contreventée a été introduit pour la première fois dans le CNB 2010.

Dans la première édition du document FEMA P-154, l'année 1988 a été spécifiée comme année de référence pour les *bâtiments* à OCA. Dans les deuxième et troisième éditions du document FEMA P-154, l'année de référence est passée à 1997. D'importantes améliorations quant aux exigences parasismiques des bâtiments à OCA ont été introduites dans les dispositions parasismiques des *bâtiments* en acier de construction de l'AISC (AISC, 1997) à la suite d'observations sur le rendement des ossatures contreventées en acier après les séismes de 1989 à Loma Prieta, de 1994 à Northridge et de 1995 à Kobe. Bien qu'un nombre important d'ossatures à contreventement concentrique aient subi un flambage au cours de ces trois événements sismiques (Sabelli et autres, 2013), aucune ossature contreventée ne s'est effondrée ou ne semblait sur le point de s'effondrer (EERI, 1996). Tremblay et autres (1995) ont observé de nombreux cas graves de flambage général et de rupture en traction sur les ossatures au cours de leurs visites de reconnaissance, ce qui souligne l'importance de bien détailler les éléments de contreventement dans les ossatures à contreventement concentrique qui nécessitent un comportement ductile pour

résister aux séismes. Les observations de Tremblay et autres ont également révélé les conséquences potentielles que le flambage inélastique des contreventements pourrait avoir sur des composants non structuraux (comme le revêtement, les cloisons ou l'équipement mécanique des *bâtiments*), qui pourraient être très dangereux pour la sécurité des personnes ou avoir une incidence sur la fonctionnalité des installations essentielles (p. ex. hôpitaux) après un séisme. De plus, de nombreuses défaillances sont survenues dans des membrures autres que les éléments de contreventement le long du trajet de charge latérale sismique des ossatures à contreventement concentrique, comme des fissures dans les diaphragmes de plancher, des défaillances des assemblages de contreventement, des déformations par torsion des poutres et la rupture à la traction des boulons d'ancrage ou des plaques d'assise (Tremblay et autres, 1995). Des dispositions récentes en matière de conception parasismique pour les bâtiments à OCA reposaient sur une philosophie de conception de la capacité afin d'assurer un rendement acceptable de l'ensemble du trajet de charge latérale.

D'après les recherches et les études approfondies qui ont suivi le séisme de Northridge en 1994, des révisions majeures ont été apportées aux dispositions parasismiques de la norme CSA S16-01, dont il a été question dans le CNB 2005 (Mitchell et autres, 2003). La norme CSA S16 exigeait que les assemblages des ossatures contreventées en acier : 1) aient un mode de défaillance ductile ou soient conçus pour résister à des charges sismiques accrues dans les systèmes en acier utilisés dans la construction conventionnelle dans les régions à forte activité sismique, et 2) satisfassent aux dispositions particulières relatives à la conception de la capacité minimale et aux armatures des systèmes autres que la construction conventionnelle (c.-à-d. ossatures contreventées à ductilité limitée, modérée ou complète). En outre, la limite d'élasticité des éléments ductiles a été restreinte afin d'assurer un niveau minimal de déformation plastique; des exigences ont également été données pour réduire le risque de rupture fragile dans les tôles épaisses, les profilés lourds et les soudures.

Les ossatures contreventées à diagonales ductiles confinées (OCDDC) ont été introduites au Canada à la fin des années 1990. Depuis, leur utilisation s'est considérablement accrue, surtout dans les régions à forte sismicité de la côte ouest du Canada (Tremblay et autres, 2016). Les dispositions parasismiques des OCDDC ont été adoptées pour la première fois dans la norme CSA S16-09, à laquelle il est fait référence dans le CNB 2010.

Compte tenu de ce qui précède, le CNB 2010 a été choisi comme *édition du CNB de référence* pour les ossatures contreventées à diagonales ductiles confinées et le CNB 2005 a été choisi comme *édition du CNB de référence* pour les autres types d'ossatures contreventées.

A.3.3.3 Ossature légère en acier (OLA)

Les *bâtiments* à ossature légère en acier (OLA) sont généralement des structures agricoles, des usines industrielles et des entrepôts. Ils ont généralement une hauteur d'un étage, parfois sans poteaux intérieurs, et souvent une grande superficie de plancher. La construction est typiquement

faite d'ossatures en acier sur la dimension la plus courte du bâtiment et utilisées comme ossatures résistant aux moments pour résister aux forces latérales. Un contreventement diagonal avec tiges d'acier résiste généralement aux forces dans le sens de la longueur. Ces bâtiments sont habituellement revêtus d'un parement léger. Ce type de bâtiment s'est relativement bien comporté lors de séismes passés; normalement, il ne s'effondre pas.

Aucune année de référence n'est spécifiée pour les bâtiments S3 (équivalent à OLA) dans les trois éditions du document FEMA P-154. Toutefois, dans la troisième édition du document FEMA P-154, des modificateurs de score d'après référence sont fournis pour ce type de bâtiment. Il est à noter que la capacité de ductilité des bâtiments S3 est reconnue dans l'ASCE 7-16.

Les *bâtiments* à OLA se composent généralement d'ossatures résistant aux moments dans la direction transversale et d'une ossature contreventée à diagonales en acier dans la direction longitudinale. En ce qui a trait à leur résistance sismique, leur rendement sismique donc est similaire dans la direction transversale à celui des systèmes à OAM et à celui des systèmes à OCA dans la direction longitudinale.

Étant donné que d'importantes améliorations ont été apportées aux dispositions parasismiques de la norme CSA S16-01, qui a ensuite été citée en référence dans le CNB 2005, le CNB 2005 a donc été choisi comme *édition du CNB de référence* des bâtiments à OLA.

A.3.3.4 Ossature en acier avec mur de cisaillement en béton (AMB)

La construction de bâtiments à ossatures en acier avec murs de cisaillement en béton (AMB) est similaire à celle des bâtiments à OAM en ce sens qu'une matrice de poteaux et poutres en acier est répartie dans toute la structure. Cependant, les joints ne sont pas conçus pour résister aux moments et les murs de cisaillement en béton résistent aux forces latérales. Les murs de cisaillement peuvent faire partie du noyau de service, du noyau renfermant les ascenseurs, des murs extérieurs ou des murs intérieurs.

Dans les première et deuxième éditions du document FEMA P-154, l'année 1976 a été spécifiée comme année de référence pour les bâtiments S4 (équivalent à AMB). Dans la troisième édition du document FEMA P-154, l'année 1994 a été spécifiée comme l'année de référence pour ce type de bâtiment.

La configuration structurale des bâtiments à AMB est similaire à celle des bâtiments à MCB (à l'exception des différents éléments sismiques requis pour l'assemblage des murs de cisaillement en béton à la toiture et au plancher en acier). Étant donné les similitudes structurales et la bonne résistance des bâtiments à MCB aux séismes précédents, on s'attend à ce que les bâtiments à AMB présentent un bon rendement sismique.

Puisque des améliorations majeures ont été apportées aux dispositions parasismiques de la norme CSA A23.3-04, qui a par la suite été citée en référence dans le CNB 2005, le CNB 2005 a été choisi comme *édition du CNB de référence* pour les bâtiments à AMB.

A.3.3.5 Ossature en acier avec mur de remplissage en maçonnerie (AMR)

Les ossatures en acier avec mur de remplissage en maçonnerie (AMR) font partie d'un type plus ancien de construction de bâtiment qui consiste en des ossatures en acier remplies de maçonnerie non armée. Dans les bâtiments anciens, les diaphragmes sont souvent en bois. Les bâtiments plus récents ont des planchers en béton armé. En raison du remplissage en maçonnerie, la structure a tendance à être très rigide. Lors de séismes importants, les murs de remplissage peuvent subir des fissures et des détériorations importantes, ce qui réduit leur rigidité. Ces problèmes accroissent les contraintes sur l'ossature. Certains murs peuvent défailir tandis que d'autres restent intacts, ce qui pourrait entraîner des problèmes de torsion ou d'étage non rigide.

Aucune année de référence n'est spécifiée pour les bâtiments S5 (équivalant à AMR) dans les trois éditions du document FEMA P-154. Cela s'explique par le fait qu'on ne s'attend pas à ce que les bâtiments S5 aient un niveau de ductilité appréciable, contrairement aux exigences des normes de conception parasismique modernes, conformément à la norme ASCE 7-16 (qui ne reconnaît pas la capacité de ductilité des bâtiments S5). En raison du rendement sismique inférieur des bâtiments S5, l'ASCE 7-16 restreint l'utilisation de ce type de bâtiment aux catégories de conception parasismique A et B. Dans les Normes du NIST, l'année de référence est 2000 pour les *bâtiments* à AMR qui sont conçus selon les normes de l'IBC, selon FEMA 178 ou selon FEMA 356/ASCE 41, ou 1998 pour les *bâtiments* à AMR qui sont conçus selon le document FEMA 310/ASCE 31.

Dans le CNB 2005 et ses éditions ultérieures, l'AMR est identifiée comme étant un autre SFRS en acier, et aucune capacité de ductilité n'est reconnue. Étant donné que l'on s'attend à ce que le rendement sismique des *bâtiments* à AMR soit semblable à celui des *bâtiments* à BMR (CNRC, 1993b), le CNB 2005 a été choisi comme *édition du CNB de référence* pour les bâtiments à AMR.

A.3.4 **Éditions du CNB de référence pour les bâtiments en maçonnerie**

La conception parasismique des *bâtiments* en maçonnerie au Canada est effectuée conformément aux exigences du CNB et de la norme CSA S304 (CSA, 2014). La norme CSA S304 porte sur la conception de structures de maçonnerie; elle précise les exigences relatives à la conception structurale des structures et des composants de maçonnerie armée et non armée. L'édition courante de la norme CSA S304 a été publiée en 2014. Aux sections suivantes, la détermination des années de référence pour différents types de *bâtiments* en maçonnerie est abordée.

A.3.4.1 Mur porteur en maçonnerie armée avec diaphragmes légers en bois ou en acier (MAL)

Les murs porteurs en maçonnerie armée avec diaphragmes légers en bois ou en acier (MAL) sont principalement des constructions de faible hauteur à murs porteurs périmétriques, souvent avec

des diaphragmes en bois. Les systèmes de plancher et de toiture sont habituellement constitués de solives et de poutres en bois, de poutres lamellées-collées ou de poutrelles en acier léger. Les murs porteurs sont constitués d'éléments de maçonnerie creux ou massifs jointoyés au coulis et armés. Les supports intérieurs, s'il y en a, sont souvent des poteaux en acier ou en bois, des ossatures de poteaux de bois ou des murs en maçonnerie.

Dans la première édition du document FEMA P-154, l'année 1976 a été définie comme année de référence pour les bâtiments RM1 (équivalant à MAL). Dans les deuxième et troisième éditions du document FEMA P-154, l'année de référence est passée à 1997. Cela s'explique par le fait que, dans l'UBC 1997, une résistance accrue de l'ancrage était nécessaire pour les assemblages hors plan des murs en béton et en maçonnerie au diaphragme léger (Ghosh, 2001b). L'UBC de 1997 a également défini des critères spécifiques pour la définition analytique des diaphragmes rigides par rapport aux diaphragmes légers (Shipp et Hart, 2011). Les diaphragmes légers subissent un mouvement amplifié dû aux forces sismiques transmises par les murs de maçonnerie relativement rigides. Par conséquent, pour les diaphragmes légers dans les zones sismiques 3 et 4, l'UBC de 1997 exige que les valeurs des forces d'ancrage soient augmentées de 50 %.

Selon Anderson et Brzev (2009), la plupart des exigences parasismiques de la norme CSA S304.1-04 concernant le renforcement des murs de cisaillement existaient déjà dans l'édition de 1994 de la norme. Dans la norme CSA S304.1-95, bien que certaines exigences minimales en matière de conception parasismique pour les murs en maçonnerie armée (c'est-à-dire les murs de cisaillement en maçonnerie armée conventionnels) aient été incluses, les exigences de conception parasismique des murs en maçonnerie armée avec ductilité nominale (c'est-à-dire modérée) étaient mentionnées dans son annexe, qui ne faisait pas partie obligatoirement de la norme CSA S304.1-94. Toutefois, dans la norme CSA S304.1-04, les exigences en matière de conception parasismique des murs de cisaillement en maçonnerie armée avec ductilité modérée (c.-à-d. nominale) ont été introduites dans le corps du texte de la norme. Le CNB 2005 faisait référence à la norme CSA S304.1-04, dans laquelle des murs de cisaillement limités et ductiles ont été introduits pour la première fois dans le corps du texte de la norme. Alors que la méthode statique est la méthode d'analyse par défaut dans le CNB 1995, la méthode dynamique est la méthode par défaut dans le CNB 2005, et la méthode statique est limitée à certaines structures et à certains aléas sismiques. Les irrégularités structurales sont également mieux définies dans le CNB 2005, avec des exigences plus strictes.

Le CNB 2005 exige également que les diaphragmes et leurs assemblages soient conçus de manière à ne pas céder. De plus, les diaphragmes légers et leurs assemblages doivent être conçus et détaillés conformément aux normes de conception de référence applicables, comme la CSA O86 pour les diaphragmes en bois et la CSA S16 pour les diaphragmes à support métallique. Les assemblages entre le diaphragme et les composants résistant aux charges latérales sont extrêmement importants pour le maintien de la performance structurale; c'est pourquoi ils doivent être conçus pour rester élastiques pendant les charges sismiques. Les facteurs de ductilité et de surrésistance ont également

été introduits pour ce type de bâtiment dans les éditions 2004 et ultérieures de la norme CSA S304 (dont il est question dans le CNB 2005 et ses éditions ultérieures).

Compte tenu de ce qui précède, le CNB 2005 a été choisi comme *édition du CNB de référence* pour les bâtiments à MAL.

A.3.4.2 Murs porteurs en maçonnerie armée avec diaphragmes en béton (MAB)

Les bâtiments à murs porteurs en maçonnerie armée avec diaphragmes en béton (MAB) sont semblables aux bâtiments à MAL, sauf que les diaphragmes sont faits en béton. Les dommages liés aux séismes sont principalement causés par de mauvais assemblages d'ancrage dans les diaphragmes en béton préfabriqués.

Dans la première édition du document FEMA P-154, l'année 1976 a été définie comme année de référence pour les bâtiments RM1 (équivalent à MAL). Dans les deuxième et troisième éditions du document FEMA P-154, l'année de référence est passée à 1994. Cela s'explique par le fait que l'exigence de résistance minimale pour l'ancrage des murs aux diaphragmes rigides a été introduite pour la première fois dans l'édition de 1994 du document NEHRP « Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures ». Il s'agit du document de référence pour les dispositions relatives à la conception parasismique de tous les codes du bâtiment modèles aux États-Unis (à l'exception de l'UBC de 1997, qui a ses propres dispositions en matière de conception) (Ghosh, 2002). Le document a connu des changements importants en 1994 par rapport à l'édition de 1991, puis en 1997 par rapport à l'édition de 1994. Au fil des ans, il s'est transformé et s'apparente davantage à un code ou à une norme. Il a été dit plus tôt qu'un mauvais assemblage du diaphragme en béton préfabriqué au mur peut causer des dommages importants lors d'un séisme.

En plus des exigences parasismiques prescrites pour les MAB dans les différentes éditions de la CSA S304.1 et du CNB, le CNB 2005 et ses éditions subséquentes exigent également une analyse de sensibilité de torsion des *bâtiments* à diaphragmes rigides, y compris les bâtiments à MAB.

Compte tenu de ce qui précède, le CNB 2005 a été choisi comme *édition du CNB de référence* pour les bâtiments à MAB.

A.3.4.3 Bâtiments à murs porteurs en maçonnerie non armée (MNA)

Les bâtiments à murs porteurs en maçonnerie non armée (MNA) ont des murs porteurs périmétriques en matériaux non armés (briques d'argile, pierres ou maçonnerie en béton). Les murs porteurs intérieurs, s'il y a lieu, sont également constitués de matériaux non armés. La construction varie selon le type d'utilisation, bien que les diaphragmes de plancher et de toit en bois soient courants dans les vieux bâtiments. Les bâtiments en MNA sont reconnus comme étant probablement le type de SFRS le plus dangereux. On a observé des défaillances dans de nombreux modes lors de séismes antérieurs.

Dans la première édition du document FEMA 154, aucune année de référence n'était spécifiée pour les bâtiments en MNA. Dans sa deuxième édition, le document FEMA 154 précisait que l'année de référence était 1991 (bien qu'aucun modificateur de score d'après référence ne soit fourni pour ce type de bâtiment). Dans sa troisième édition en 2015, similaire à sa première édition, aucune date de référence n'est définie par le document FEMA P-154. Cela peut s'expliquer par le fait qu'on ne s'attend pas à ce que les *bâtiments* en MNA aient un comportement ductile appréciable, conformément à la norme ASCE 7-16 (qui ne reconnaît pas la capacité de ductilité des bâtiments en MNA). En raison du rendement sismique inférieur des bâtiments en MNA, l'ASCE 7-16 ne permet pas l'utilisation des *bâtiments* en MNA dans la CCP C ou supérieure. Les Normes du NIST précisent l'année de référence 1991 pour ce type de bâtiment, si celui-ci est conçu en fonction de l'UBC.

Selon le document FEMA 774 (FEMA, 2009), le conseil municipal de Los Angeles a adopté en 1981 une ordonnance exigeant la mise à niveau structurale ou la démolition de 14 000 *bâtiments* en maçonnerie non armée, à l'exception des *bâtiments* résidentiels ayant quatre logements ou moins. Le séisme de Mexico, en 1985, qui a fait plus de 10 000 morts, a incité le conseil municipal de Los Angeles à accélérer le calendrier de mise en conformité.

Les rapports sur les séismes passés ont également montré que la maçonnerie non armée subit des dommages importants lors de séismes (p. ex., lors du séisme de Northridge en 1994). Une évaluation visuelle de base des *bâtiments* en maçonnerie après le séisme de Northridge en 1994, réalisée sur environ 140 structures par une équipe de The Masonry Society (TMS), a démontré des progrès considérables depuis le séisme de San Fernando en 1971. Selon la TMS (1994), la maçonnerie armée moderne a généralement bien résisté, alors que, comme on pouvait s'y attendre, de nombreuses structures non rénovées et plus anciennes en maçonnerie non armée ont été gravement endommagées (y compris l'effondrement complet, l'effondrement des murs, la chute de parapets ou de graves fissures diagonales des piliers). Néanmoins, les anciennes structures en maçonnerie non armée qui avaient été rénovées pour satisfaire aux exigences de la Division 88 de Los Angeles ont bien mieux résisté. En effet, selon ces exigences, tous les parapets des MNA devaient être enlevés ou renforcés, les joints de mortier devaient être testés et renforcés pour répondre aux valeurs minimales de résistance au cisaillement et tous les murs porteurs en MNA devaient être fixés aux diaphragmes de plancher et de toit.

L'interdiction des *bâtiments* en maçonnerie non armée a été introduite pour la première fois dans le CNB 1975, qui interdisait explicitement la construction de *bâtiments* en maçonnerie non armée dans les régions à sismicité modérée à sévère. Ce principe a également été appliqué dans les CNB 1990 et 1995 pour les zones de vitesse sismique de 2 ou plus, mais les murs de moins de trois mètres de haut faisant 200 kg/m² ou moins en étaient exemptés. Le CNB 1995 a interdit les SFRS en maçonnerie non armée pour les *bâtiments* de plus de trois étages en zone sismique de 2 ou plus. Cette interdiction impliquait potentiellement que les SFRS en maçonnerie non armée dans les zones sismiques de 0 et 1 étaient autorisés sans restriction de hauteur, à condition que la conception

respecte les exigences minimales de renforcement des murs porteurs et que les contraintes de traction et de compression soient inférieures aux valeurs autorisées (Anderson et Brzev, 2009). La partie 9 du CNB 1995 permettait la construction de petits *bâtiments* d'habitation en MNA dans la zone 2 ou les zones de valeurs supérieures, avec certaines restrictions quant à la hauteur totale maximale permise (c.-à-d. un maximum d'un étage dans la zone 4 et un maximum de trois étages dans les zones 2 et 3).

Les normes CSA S304.1-04 et CSA S304-14 n'autorisent l'utilisation de maçonnerie non armée qu'aux emplacements où $I_E F_a S_a(0,2) < 0,35$ g, mais exemptent les cloisons de séparation en maçonnerie de 200 kg/m² ou moins dont la hauteur est inférieure à trois mètres aux emplacements où $I_E F_a S_a(0,2) < 0,75$ g.

Selon les normes CSA S304.1-04 et CSA S304.1-14, les bâtiments en MNA ne sont pas autorisés lorsque l'indice d'aléa sismique $I_E F_a S_a(0,2) \geq 0,35$ g. De plus, le CNB 2005 et ses éditions ultérieures fixent des restrictions quant à la hauteur totale maximale permise pour les bâtiments aux emplacements où $I_E F_a S_a(0,2) < 0,35$ g pour différents SFRS, et exige des méthodes d'analyse sismique (c.-à-d. dynamique et statique équivalente) (DeVall, 2003; Varadharajan et autres, 2013). Les murs de maçonnerie non armée sont présentés au tableau 4.1.8.9 du CNB 2005 et dans son édition ultérieure, pour lesquels une hauteur totale maximale de 15 m et 30 m est fixée lorsque $0,2 \text{ g} \leq I_E F_a S_a(0,2) < 0,35 \text{ g}$ et $I_E F_a S_a(0,2) < 0,2 \text{ g}$, respectivement.

Compte tenu de ce qui précède, le CNB 2005 a été choisi comme *édition du CNB de référence* pour les bâtiments en MNA.

A.3.5 **Édition du CNB de référence pour d'autres types de bâtiments**

La présente section porte sur deux autres types de bâtiments, soit les bâtiments en acier formé à froid (AFF) et les maisons fabriquées en usine, qui n'entrent dans aucune des quatre catégories de bâtiments précédentes (c.-à-d. bois, acier, béton et maçonnerie).

A.3.5.1 Bâtiments en acier formé à froid (AFF)

Aucune année de référence n'est spécifiée pour les bâtiments en acier formé à froid (AFF) dans les trois éditions du document FEMA P-154. Il ne faut pas oublier que les types de bâtiments de la troisième édition du document FEMA P-154 sont basés sur les types de bâtiments courants énumérés dans la norme ASCE 41-13. Toutefois, le type de bâtiment en AFF a été considéré pour la première fois comme un type de bâtiment courant dans la norme ASCE 41-17.

La conception parasismique des bâtiments en AFF est conforme aux exigences du CNB et de la norme CSA S136. La norme CSA S136 est destinée à la conception d'éléments de charpente en acier formé à froid et fournit des procédures bien définies pour la conception d'éléments porteurs de charpente en acier formé à froid dans les *bâtiments* et autres applications, pourvu qu'un jeu suffisant soit prévu pour tenir compte des effets dynamiques. La neuvième édition de la CSA S136 a été publiée en 2016.

Les normes CSA S136-07 et CSA S136-12 sont citées en référence dans les CNB 2010 et 2015 respectivement afin d'inclure des dispositions relatives à la conception parasismique ainsi que des facteurs de modification de la ductilité et de la surrésistance des SFRS en acier formé à froid pour la résistance au vent et aux forces sismiques dans un large éventail de bâtiments construits avec une charpente en acier formé à froid.

Étant donné que les éléments en acier formé à froid ont été reconnus pour la première fois comme SFRS dans l'édition 2010 avec spécification des facteurs de modification correspondants de ductilité et de surrésistance, le CNB 2010 a été choisi comme *édition du CNB de référence* pour les bâtiments en AFF.

A.3.5.2 Maisons fabriquées en usine (MFU)

Il existe deux types de maisons fabriquées en usine (MFU) : les maisons mobiles et les bâtiments modulaires. Au Canada, les maisons fabriquées en usine sont conçues et installées conformément aux exigences du CNB et de la norme CSA Z240.10.1, à laquelle le CNB fait référence. La norme CSA Z240.10.1 est destinée aux installateurs, aux inspecteurs et aux propriétaires de maisons fabriquées en usine qui sont conçues pour être supportées par des poutres de plancher longitudinales. L'édition courante de la norme CSA Z240.10.1 a été publiée en 2016.

Au Canada, la conception parasismique des maisons fabriquées en usine est conforme aux exigences de la partie 9 du CNB, qui stipule que les ossatures du bâtiment doivent être ancrées aux fondations, à moins que l'analyse structurale des surcharges dues aux séismes et au vent n'indique qu'un ancrage n'est pas nécessaire. Rappelons que l'*OSP de niveau 1* ne peut être utilisé que pour sélectionner les *bâtiments* existants visés par la partie 4 du CNB.

Les maisons mobiles sont préfabriquées et fixées de façon permanente à un bâti; elles peuvent être déplacées en étant remorquées ou transportées sur une remorque. Elles ont généralement une largeur de 4,3 mètres et une hauteur maximale d'un étage. De plus, elles se trouvent au-dessus du niveau du sol puisqu'elles sont posées sur des blocs de béton ou des supports métalliques, mais ne sont pas ancrées au sol. De nombreuses études ont montré que les maisons mobiles ont eu un rendement nettement inférieur à celui des maisons à ossature en bois habituelles lors du séisme de Northridge en 1994 (SSC, 1995). Cela est dû au fait que, lorsqu'une maison mobile est exposée à des actions sismiques, ses fondations constituent sa principale faiblesse. Avant le séisme de Northridge en 1994, la réglementation de l'État de la Californie en matière d'installations de maisons mobiles était notoirement faible (SSC, 1995). Étant donné qu'une maison mobile est généralement placée sur des vérins ou d'autres supports sans que la résistance de la structure au vent ou aux forces sismiques ait été prise en compte, la défaillance la plus fréquente est le déplacement d'une maison mobile par rapport à ses fondations pendant un séisme, ce qui pourrait être évité avec des systèmes de contreventement parasismique. Malheureusement, ces systèmes de contreventement ont été installés dans un très petit nombre de maisons mobiles avant 1994. En raison du rendement observé des maisons mobiles pendant le séisme de Northridge en 1994, de

nouvelles exigences en matière de construction de maisons mobiles sont apparues en Californie dans plusieurs règlements sur la construction en 1995 ou aux alentours de cette date. Les nouvelles exigences comprenaient l'installation d'un système de contreventement parasismique approuvé et la fourniture d'un raccordement de gaz flexible doté d'un dispositif d'arrêt automatique. Il est à noter que les trois principaux codes américains (c.-à-d. le CNB, l'UBC et l'IBC) ne s'appliquent pas aux maisons fabriquées en usine en Californie (FEMA P-154, 2015). Ainsi, dans la troisième édition du document FEMA P-154, l'année de référence a été fixée à 1995 pour les maisons fabriquées en usine (c.-à-d. le type de bâtiment préfabriqué) en Californie. Ce type de bâtiment n'était pas mentionné dans les première et deuxième éditions. Dans les autres États américains, l'année de référence a été fixée à 2009 pour le type de bâtiment préfabriqué, puisque la norme d'installation du U.S. Department of Housing and Urban Development exige l'installation d'ancrages dans ce type de construction après octobre 2008 (FEMA P-154).

Dans le CNB 1995, l'ancrage des petites maisons (d'une largeur maximale de 4,3 m et d'une hauteur maximale d'un étage) aux fondations conformément aux exigences de la norme CSA Z240.10.1-94 était facultatif. Toutefois, depuis 2005, le CNB exige explicitement que les petits *bâtiments* résidentiels soient ancrés à leurs fondations, conformément aux exigences de la norme CSA Z240.10.1-94. Étant donné la limite fixée par la norme CSA Z240.10.1 concernant la taille des maisons fabriquées en usine (moins de 4,3 m de largeur et moins d'un étage de hauteur), on s'attend à ce que ces *bâtiments* soient légers et qu'ils ne subissent donc pas de grandes forces sismiques. Cela pourrait justifier le fait que seul le vent est pris en compte dans la conception des ancrages de la norme CSA Z240.10.1 (c.-à-d. le vent a plus d'incidence que les forces sismiques). Si l'on examine l'article 9.23.6.1 du CNB 2015, il est évident que la taille des boulons d'ancrage et les valeurs d'espacement sont indépendantes de toutes les valeurs d'aléa sismique pour les bâtiments d'un étage, ce qui sous-entend indirectement que les pressions dues au vent ont préséance sur les forces sismiques en ce qui concerne les charges latérales de conception.

Les *bâtiments* modulaires sont construits en usine en unités ou en modules, mais n'ont pas de bâtis ou d'essieux permanents et doivent donc être transportés sur place à bord de camions à plateau. Les modules sont mis en place à l'aide d'une grue, puis sont assemblés. Les *bâtiments* modulaires sont généralement placés sur des fondations permanentes traditionnelles en béton, avec ou sans sous-sol. Dans le cas des grandes structures fabriquées de plus de 4,3 m de largeur et d'une hauteur totale ne dépassant pas trois étages, les éditions de 1995 et ultérieures du CNB exigent que ces ossatures soient ancrées à leurs fondations, à moins qu'une analyse structurale des pressions dues au vent et aux séismes ne démontre que l'ancrage n'est pas nécessaire. De plus, les CNB 2010 et 2015 imposent des exigences plus strictes en matière d'ancrage sismique pour les *bâtiments* MFU de plus de 4,3 m de largeur et d'une hauteur totale ne dépassant pas trois étages, soit un espacement plus serré et des tailles d'ancrage plus grandes (selon la sismicité de l'emplacement sur lequel la MFU est construite). Veuillez noter que les structures usinées qui sont ancrées de façon permanente à des fondations ne sont pas considérées comme des types de bâtiment préfabriqué.

Dans de tels cas, le type de bâtiment approprié devrait être choisi en fonction du SFRS utilisé dans la structure.

Compte tenu de ce qui précède, le CNB 2005 a été choisi comme *édition du CNB de référence* pour les bâtiments MFU d'une largeur maximale de 4,3 m et ne faisant pas plus d'un étage de haut. Le CNB 2015 a été choisi comme *édition du CNB de référence* pour les bâtiments MFU d'une largeur supérieure à 4,3 m et ne faisant pas plus de trois étages de haut.

ANNEXE B CARACTÉRISTIQUES ET RENDEMENT SISMIQUE DES TYPES DE BÂTIMENTS MODÈLES DANS L'OSP DE NIVEAU 1

La présente annexe décrit les caractéristiques et les *dommages* typiques de dix-sept *types de bâtiments modèles* considérés dans l'*OSP de niveau 1*.

B.1 Bâtiments en bois

B.1.1 Ossature légère en bois (OLB)

Les *bâtiments* à ossature légère en bois d'ingénierie (OLB) (figure B.1) sont généralement des *bâtiments* qui abritent des appartements, des locaux commerciaux ou des bureaux, pouvant atteindre 6 étages, ou dont la superficie totale de plancher est de plus de 600 m². Les bâtiments OLB sont visés par la partie 4 du CNB et conçus conformément à la conception technique CSA O86 en bois.

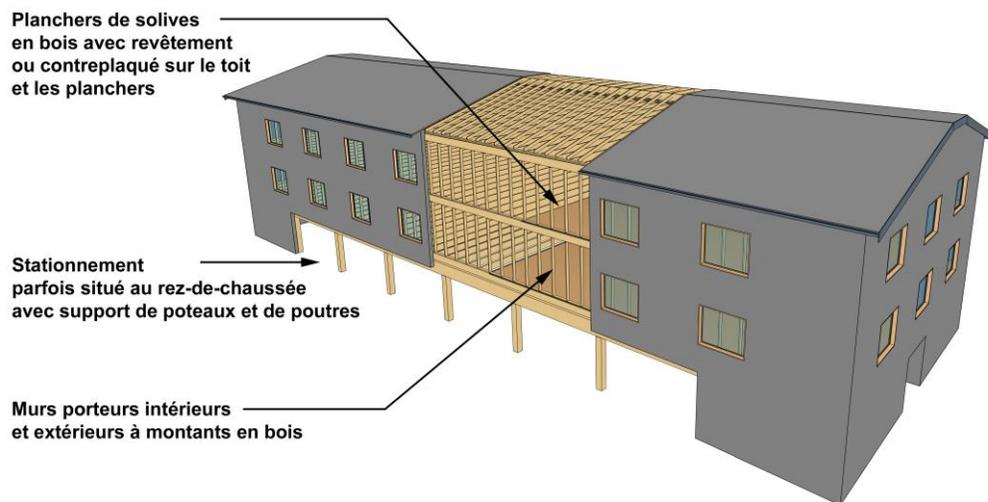


Figure B.1 : Bâtiment à ossature légère en bois (OLB) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)

Les murs à ossature en bois sont généralement construits avec des éléments de bois verticaux (montants) nominaux de 2 pouces par 4 pouces (38 × 89 mm) espacés de 16 pouces (400 mm) au centre. Des montants de taille nominale 2 pouces par 6 pouces (taille réelle 38 mm × 140 mm) sont généralement utilisés pour plusieurs étages ou pour répondre aux besoins énergétiques.

La construction du mur de cisaillement de l'OLB est similaire à celle de l'OLB dont la construction n'a pas nécessité de calculs et qui est couverte par la partie 9 du CNB, à l'exception du fait que les

murs de cisaillement d'une OLB comportent des ancrages de retenue aux extrémités de chaque segment de mur de cisaillement ou de chaque ligne de cisaillement. Des dispositions spéciales de conception sismique sont incluses, en particulier pour les zones sismiques élevées, y compris des considérations quant à la conception en fonction de la capacité pour les diaphragmes de plancher et de toit, des contre-fiches, des membrures et des ancrages de retenue.

Les anciens bâtiments à OLB (généralement construits avant 1940) n'ont pas de fondations ou ont des fondations faibles construites en maçonnerie non armée ou en béton faiblement armé.

B.1.2 Poteaux et poutres en bois (PPB)

Les bâtiments à poteaux et poutres en bois d'ingénierie (PPB) sont généralement des bâtiments commerciaux et industriels qui sont couverts par la partie 4 du CNB (Figure B.2). La construction en bois à poteaux et poutres se compose de colonnes de bois rectangulaires plus grandes (140 mm × 140 mm ou plus) ou parfois de colonnes de bois circulaires, fixés ensemble par de grandes poutres ou fermes en bois. La structure est parfois entourée de différents types de murs extérieurs, dont les contre-murs en maçonnerie et en pierre.

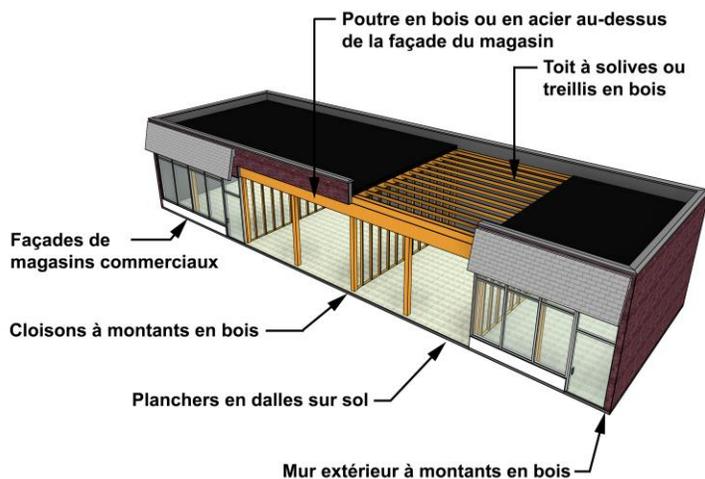


Figure B.2 : Bâtiment à poteaux et poutres en bois (PPB) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)

La construction à ossature bois traditionnelle se caractérise par la menuiserie traditionnelle en bois (par ex. mortaise et tenon), assemblée à l'aide de chevilles ou de cales en bois. On utilise principalement du bois en compression pour créer les joints, qui sont détaillés de manière à éviter les modes de défaillance indésirables, tels que la tension perpendiculaire au grain du bois et le cisaillement. Les autres éléments importants sur le plan sismique dans une ossature en bois traditionnelle sont les jambes de force. Leur fonction première est d'assurer la rigidité et le raidissement de l'assemblage aux endroits où les principales poutres et poteaux se rejoignent, en améliorant la résistance à la déformation de l'ossature.

Les constructions modernes à poteaux et poutres utilisent généralement des attaches mécaniques, comme des connecteurs en plaque d'acier, pour assembler les éléments structuraux. Ce type de construction utilise généralement des éléments diagonaux pour fournir un contreventement latéral adéquat, tout en maintenant un espace ouvert. Souvent, l'acier est inséré dans les éléments en bois sous forme de plaque porte-couteau cachée pour donner un aspect de menuiserie traditionnelle.

Si un *bâtiment* à ossature en bois est bien conçu, il est possible d'assurer sa stabilité latérale sans utiliser de murs de cisaillement ni d'ossature à remplissage. Toutefois, il est généralement recommandé que les charges structurales sur les ossatures en bois soient limitées aux charges gravitationnelles et que les charges latérales soient supportées par d'autres systèmes de contreventement des charges latérales, tels que les murs de cisaillement habituels.

Si un bâtiment PPB a des murs de cisaillement en bois à ossature légère substantiels, il doit être classé comme un bâtiment OLB, car les murs de cisaillement sont le principal système résistant aux forces sismiques.

Si un *bâtiment* à PPB comporte d'importants murs de cisaillement en bois à ossature légère, il doit être classé comme un *bâtiment* à OLB, car les murs de cisaillement constituent le principal système résistant aux forces sismiques.

B.2 Bâtiments en acier

B.2.1 Bâtiments à ossature en acier

B.2.1.1 Ossature en acier résistant aux moments (OAM)

Ce type de bâtiment est composé d'une ossature de poteaux et poutres en acier (Figure B.3). Dans certains cas, les assemblages poutre-poteau ont une très faible capacité de résistance aux moments; dans d'autres cas, certaines poutres et certains poteaux sont complètement développés comme ossatures résistant aux moments pour résister aux forces latérales. La structure est généralement dissimulée par des murs extérieurs, qui peuvent être constitués de presque tous les matériaux (murs-rideaux, maçonnerie de briques ou panneaux préfabriqués en béton), et recouverte à l'intérieur de plafonds et d'habillages de poteaux.

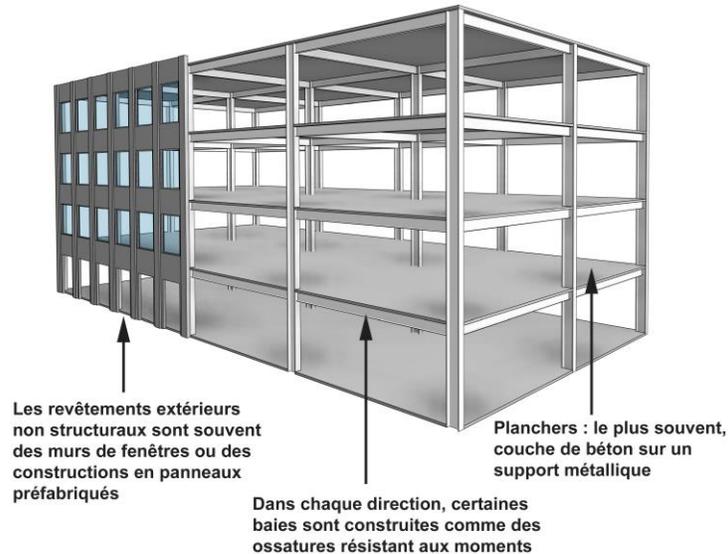


Figure B.3 : Bâtiment à ossature en acier résistant aux moments (OAM) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)

Les ossatures typiques en acier résistant aux moments ont généralement des largeurs de baie similaires dans le sens transversal et longitudinal, de l'ordre de 7 à 10 m. L'ossature porteuse se compose de poutres et de poteaux répartis dans l'ensemble du bâtiment. Les diaphragmes de plancher sont habituellement en béton, parfois sur des platelages en acier. Les ossatures résistant aux moments construites après 1950 incorporent souvent des panneaux préfabriqués suspendus à l'ossature comme finition extérieure. Ces panneaux peuvent être en béton préfabriqué, en métal, en verre ou en plastique, ou il peut s'agir de contre-mur en maçonnerie ou en pierres. Ce type de structure est utilisé pour les *bâtiments* commerciaux, institutionnels et autres *bâtiments* publics. On l'utilise rarement pour les *bâtiments* résidentiels de faible hauteur.

Les anciennes ossatures en acier sont généralement revêtues ou remplies de maçonnerie non armée, comme des briques, des tuiles creuses en argile et des tuiles en terre cuite (voir le type AMR pour une explication détaillée). D'autres *bâtiments* à ossature de cette période sont encastres dans le béton. Les diaphragmes de plancher ou de toit en bois et en béton sont communs dans ces vieux *bâtiments*.

B.2.1.2 Ossature contreventée en acier (OCA)

Les ossatures contreventées en acier (OCA) (Figure B.4) sont construites depuis la fin des années 1800 avec une utilisation et une finition extérieure similaires à celles des *bâtiments* à ossature en acier résistant aux moments. Les ossatures contreventées sont parfois utilisées pour les *bâtiments* longs et étroits en raison de leur rigidité. Bien que ces *bâtiments* soient contreventés par des éléments diagonaux, les éléments de contreventement ne peuvent généralement pas être détectés de l'extérieur du bâtiment.

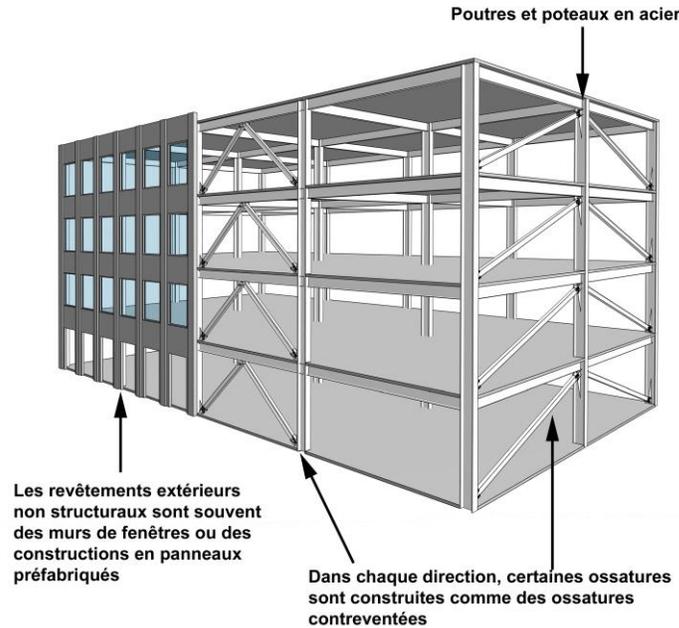


Figure B.4 : Bâtiment à ossature contreventée en acier (OCA) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)

Dans les ossatures à contreventement concentrique, la résistance à la traction et à la compression du contreventement (voir la Figure B.4) résiste aux charges ou forces latérales. Un développement récent en matière de contreventement sismique est le contreventement excentrique. Dans ce cas, le contreventement est légèrement décalé par rapport à l'assemblage poutre-poteau principal, et la courte section de la poutre devrait se déformer considérablement sous d'importantes forces sismiques et ainsi dissiper une partie considérable de l'énergie.

B.2.1.3 Rendement sismique des bâtiments à ossature en acier

En raison de leur solidité, de leur souplesse et de leur légèreté, les *bâtiments* à ossature en acier sont habituellement plus résistants aux séismes que les autres types de structures. Leur effondrement lors de séismes a été très rare, bien que des *bâtiments* à ossature en acier se soient effondrés, par exemple, lors du séisme de Mexico en 1985. Lors de séismes survenus aux États-Unis, ces *bâtiments* se sont très bien comportés et ne s'effondreront probablement pas à moins d'être soumis à des secousses extrêmement puissantes. Les dommages possibles comprennent :

1. les dommages non structuraux à des éléments tels que les cloisons intérieures, l'équipement et le revêtement extérieur, résultant d'un fléchissement excessif des ossatures;
2. la chute du revêtement et du matériau de finition extérieure, si ces éléments sont mal fixés;
3. les déplacements permanents causés par la déformation plastique des éléments structuraux; et
4. le martèlement possible avec des structures adjacentes.

B.2.2 Ossature légère en acier (OLA)

La plupart des *bâtiments* à ossature légère en acier (OLA) qui existent aujourd'hui ont été construits après 1950 (Figure B.5). Ils sont utilisés pour les structures agricoles, les usines industrielles et les entrepôts. Ils ont généralement une hauteur d'un étage, parfois sans poteaux intérieurs, et souvent une grande superficie de plancher. La construction est typiquement faite d'ossatures en acier sur la dimension la plus courte du bâtiment et utilisées comme ossatures résistant aux moments pour résister aux forces latérales. Un contreventement diagonal avec tiges d'acier résiste généralement aux forces dans le sens de la longueur. Ces *bâtiments* sont habituellement revêtus d'un parement léger. Les *bâtiments* à ossature légère sont traditionnellement construits en profilés d'acier laminé à chaud. En 2010, le CNB a officiellement inclus pour la première fois les structures en acier formé à froid, conçues et détaillées conformément à la norme CAN/CSA S136, comme nouveau type de SFRS.

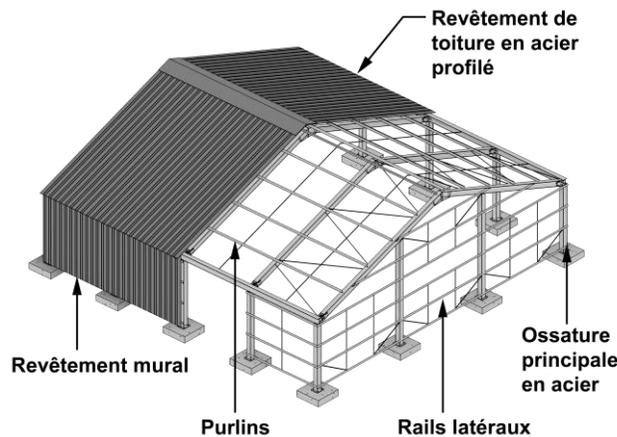


Figure B.5 : Bâtiment à ossature légère en acier (OLA) (image adaptée de la British Constructional Steelwork Association, Ltd, 2017)

Étant donné que ces *bâtiments* sont de faible hauteur, légers et construits avec des éléments en acier, ils résistent relativement bien lors de séismes de façon générale. Des effondrements ne se produisent normalement pas. Certains problèmes typiques leur sont toutefois associés :

1. une capacité insuffisante des contreventements de tension peut conduire à leur allongement et, par conséquent, à des *dommages au bâtiment*;
2. un assemblage inadéquat aux fondations peut entraîner le glissement des poteaux du bâtiment; et,
3. une perte de revêtement peut se produire.

B.2.3 Ossature en acier avec mur de cisaillement en béton (AMB)

La construction de ce type de structure (Figure B.6) est semblable à celle de l'ossature en acier résistant aux moments, en ce sens qu'une matrice de poteaux et poutres en acier est répartie dans

toute la structure. Cependant, les joints ne sont pas conçus pour résister aux moments et les murs de cisaillement en béton résistent aux forces latérales.

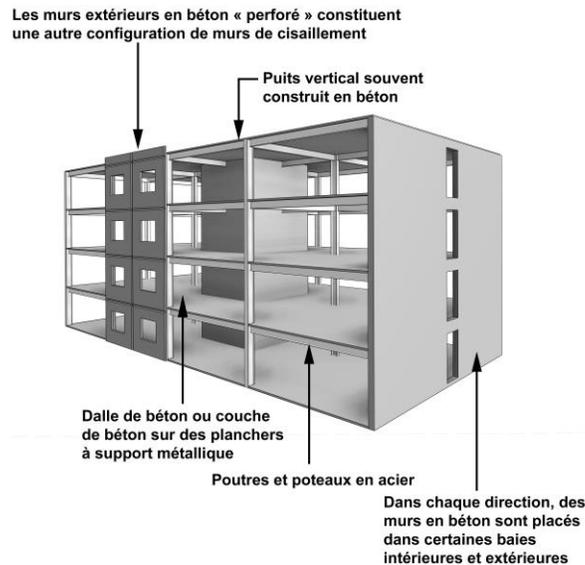


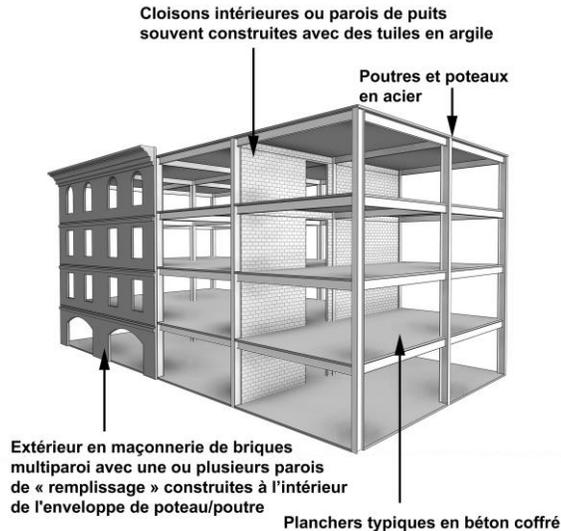
Figure B.6 : Bâtiment à ossature en acier avec mur de cisaillement en béton (AMB) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)

Les murs de cisaillement peuvent faire partie du noyau de service, du noyau renfermant les ascenseurs, des murs extérieurs ou des murs intérieurs. Lors de séismes, ce type de structure se comporte aussi bien que d'autres types de *bâtiments* en acier. Certains types de dommages typiques sont les suivants :

1. en raison du cisaillement, des fissures et une dégradation peuvent se produire autour des ouvertures dans les murs de cisaillement en béton.
2. les joints de construction des murs peuvent être des plans faibles, ce qui entraîne une rupture par cisaillement du mur en deçà de la capacité prévue; et
3. des longueurs de chevauchement insuffisantes dans les éléments verticaux en acier d'armature peuvent entraîner des défaillances en flexion du mur.

B.2.4 Ossature en acier avec mur de remplissage en maçonnerie (AMR)

Les ossatures en acier avec mur de remplissage en maçonnerie (AMR) (Figure B.7) sont constituées d'une ossature en acier et de murs remplis de maçonnerie non armée (MNA). Dans les *bâtiments* anciens, les diaphragmes sont souvent en bois. Les *bâtiments* plus récents ont des planchers en béton armé. En raison du remplissage en maçonnerie, la structure a tendance à être très rigide.



**Figure B.7 : Bâtiment à ossature en acier avec murs de remplissage en maçonnerie (AMR)
(image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)**

Lors de séismes importants, les murs de remplissage peuvent subir des fissures et des *détériorations* importantes, ce qui réduit leur rigidité. Ces problèmes accroissent les contraintes sur l'ossature. Certains murs peuvent défaillir tandis que d'autres restent intacts, ce qui pourrait entraîner des problèmes de torsion ou d'étage non rigide. Le danger de chute de la maçonnerie est important, car ces *bâtiments* peuvent avoir plus de 20 étages. Les dommages typiques pour ce type de bâtiment sont les suivants :

1. les murs de remplissage ont tendance à se déformer et à tomber hors du plan lorsqu'ils sont soumis à des forces latérales puissantes; comme les murs de remplissage ne sont pas porteurs, ils sont souvent minces (environ 23 cm au maximum) et n'ont pas de résistance au cisaillement supplémentaire en raison de leur compression par le haut;
2. la maçonnerie du contre-mur autour des poteaux ou des poutres est habituellement mal ancrée aux éléments structuraux et peut donc se dégager et s'effondrer;
3. les cloisons de remplissage intérieures et d'autres composants non structuraux peuvent être gravement endommagés et s'effondrer;
4. un étage sera non rigide s'il y a des murs de remplissage aux étages supérieurs, mais pas au rez-de-chaussée; la différence de rigidité créera une forte demande au niveau des poteaux du rez-de-chaussée, causant des dommages structuraux; et
5. lorsque les forces sismiques sont très élevées, l'ossature en acier elle-même peut subir une défaillance locale; les assemblages entre les éléments ne sont généralement pas conçus pour résister à des charges latérales élevées (sauf dans les *bâtiments* de grande hauteur), ce qui peut entraîner des dommages; bien que les bâtiments s'effondrent rarement en entier, cette situation peut néanmoins survenir.

B.3 Bâtiments en béton

B.3.1 Ossature en béton résistant aux moments (OBM)

Deux sous-types de construction font partie de la catégorie des ossatures en béton résistant aux moments (OBM) : (a) les ossatures en béton armé non ductile sans murs de remplissage armés et (b) les ossatures en béton armé ductile. Le type de construction à OBM est illustré à la Figure B.8.

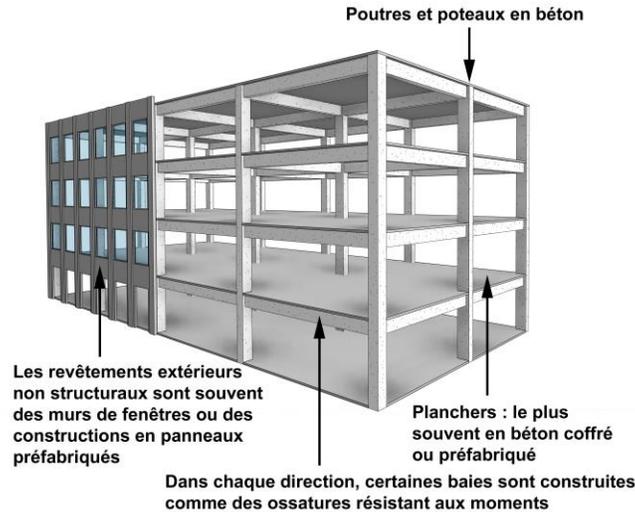


Figure B.8 : Bâtiment à ossature en béton résistant aux moments (OBM) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)

Les bâtiments à OBM les plus répandus sont des ossatures en béton armé non ductile sans murs de remplissage armés, construits entre 1950 et 1972 environ. Dans de nombreuses régions du Canada, ce type de construction s'effectue encore aujourd'hui. Ce groupe de bâtiments comprend les grands *bâtiments* commerciaux, institutionnels et résidentiels à plusieurs étages dont les ossatures sont construites à l'aide de dalles plates, de dalles nervurées et de poutres-poteaux standards. Ces structures sont généralement plus massives que les *bâtiments* à ossature en acier, sont sous-renforcées (c.-à-d. qu'elles ne comportent pas suffisamment d'armatures en acier noyées dans le béton) et présentent une faible ductilité. Certains problèmes typiques leur sont toutefois associés :

1. Un espacement important entre les armatures dans les poteaux peut entraîner un manque de confinement du béton ou une rupture par cisaillement.
2. La mise en place d'armatures nervurées inadéquates au même endroit peut entraîner la rupture du poteau.
3. Une résistance au cisaillement insuffisante dans les poteaux peut entraîner une rupture par cisaillement avant l'apparition d'une résistance en flexion de la charnière.
4. Un ancrage insuffisant de l'armature de cisaillement peut entraîner une rupture fragile prématurée par cisaillement ou compression.

5. L'absence de continuité dans l'armature des poutres peut entraîner la formation d'une charnière lors de l'inversion de charge.
6. Un renforcement inadéquat des assemblages poutre-poteau ou la présence de joints dans les armatures de poutres près des poteaux peuvent entraîner des ruptures.
7. La rigidité relativement faible peut entraîner des dommages non structuraux importants.
8. Des dommages peuvent se produire en raison du martèlement avec des *bâtiments* adjacents.

Les ossatures en béton résistant aux moments construites récemment doivent être munies d'éléments de renforcement spéciaux pour offrir une ductilité satisfaisante. Au Canada, cette exigence est applicable aux zones à forte activité sismique depuis le milieu des années 1970.

B.3.2 Murs de cisaillement en béton (MCB)

Cette catégorie comprend les *bâtiments* dotés d'un système structural de murs de cisaillement en béton (MCB) ou d'ossatures avec MCB (Figure B.9). L'ensemble de la structure, ainsi que le diaphragme en béton habituel, est généralement coulé sur place. De tels systèmes à « caisse » étaient souvent utilisés dans les écoles, les églises et les *bâtiments* industriels. Les *bâtiments* à ossature avec murs de cisaillement sont souvent des *bâtiments* commerciaux et industriels. Un exemple commun de ce dernier type est un entrepôt avec des murs périmétriques en béton.

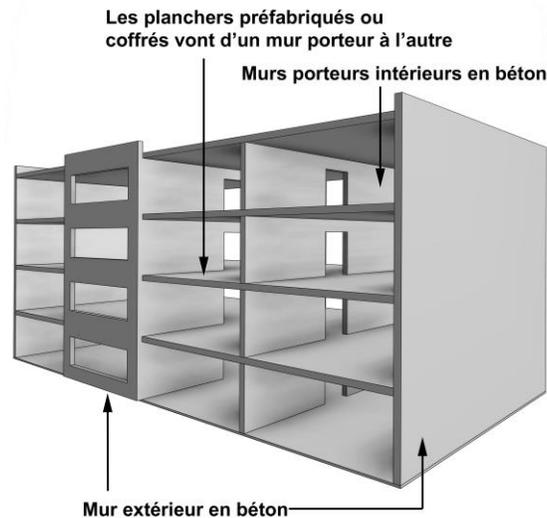


Figure B.9 : Bâtiment à murs de cisaillement en béton (MCB) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)

Les *bâtiments* à mur de cisaillement en béton construits depuis le début des années 1950 sont généralement des *bâtiments* institutionnels, commerciaux et résidentiels ayant entre un et trente étages ou plus. Les *bâtiments* résidentiels de ce type sont souvent des tours de hauteur moyenne. Les murs de cisaillement de ces *bâtiments* plus récents peuvent se trouver le long du périmètre, comme cloisons intérieures ou autour du noyau de service.

Ces bâtiments se comportent généralement mieux que les *bâtiments* à ossature de béton. Ils sont assez lourds par rapport aux *bâtiments* à ossature en acier, mais ils sont également rigides en raison de la présence de murs de cisaillement. Certains types de dommages couramment observés dans les *bâtiments* de grande hauteur sont causés par des discontinuités verticales, des martèlements ou une configuration irrégulière. Ce type de bâtiment peut aussi subir des dommages particuliers :

1. Des fissures par cisaillement et de la dégradation peuvent se produire autour des ouvertures dans les murs de cisaillement en béton lors des séismes importants.
2. Une rupture par cisaillement peut se produire aux joints de construction des murs, habituellement à un niveau de charge inférieur à la capacité attendue.
3. Des ruptures en flexion peuvent résulter d'une quantité insuffisante de membrures verticales en acier et de longueurs de chevauchement insuffisantes aux extrémités des murs.

B.3.3 Ossature en béton avec mur de remplissage en maçonnerie (BMR)

Cette catégorie comprend les *bâtiments* dotés d'une ossature en béton avec murs de remplissage en maçonnerie non armée ou en maçonnerie armée (Figure B.10). Normalement, ces *bâtiments* ont des éléments structuraux plus grands, bien que le niveau d'éléments d'armature soit incertain. Ces ossatures en béton ont été utilisées pour des structures commerciales et industrielles et ont généralement plus de trois étages. Les dangers de ces *bâtiments* anciens sont semblables à ceux des bâtiments à ossature plus récente, mais ils peuvent aussi être plus graves. En présence de remplissage de maçonnerie non armée (MNA), il y a un danger de chute. Le mécanisme de rupture d'un mur de remplissage en MNA dans une ossature en béton est le même que pour l'AMR.

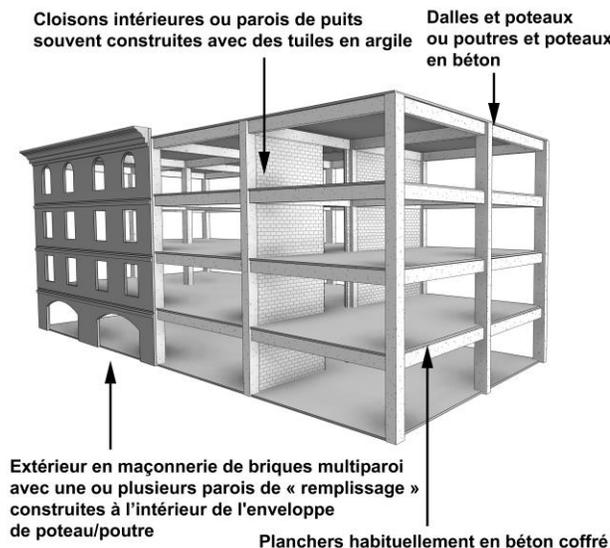


Figure B.10 : Bâtiment à ossature en béton avec mur de remplissage en maçonnerie (BMR)
(image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)

B.3.4 Murs en béton préfabriqués (MBP)

Pour la plupart de ces éléments, on utilise la méthode de construction de mise en place par relèvement. Dans les *bâtiments* traditionnels mis en place par relèvement, les panneaux muraux en béton sont coulés sur le sol, puis relevés jusqu'à leur position finale (Figure B.11). Plus récemment, on a commencé à fabriquer les panneaux muraux hors site et à les transporter par camion. Les panneaux muraux sont soudés ensemble ou maintenus en place par des poteaux coulés sur place ou des poteaux en acier, selon la région. Les poutres du plancher et de la toiture sont souvent des solives en bois lamellé-collé ou à treillis d'acier fixées aux panneaux muraux mis en place par relèvement; ces panneaux peuvent être porteurs ou non porteurs, selon la région. Il s'agit généralement de *bâtiments* industriels ou à bureaux de faible hauteur. En 2015, le CNB a officiellement inclus pour la première fois la construction mise en place par relèvement comme nouveau type de SFRS en béton.

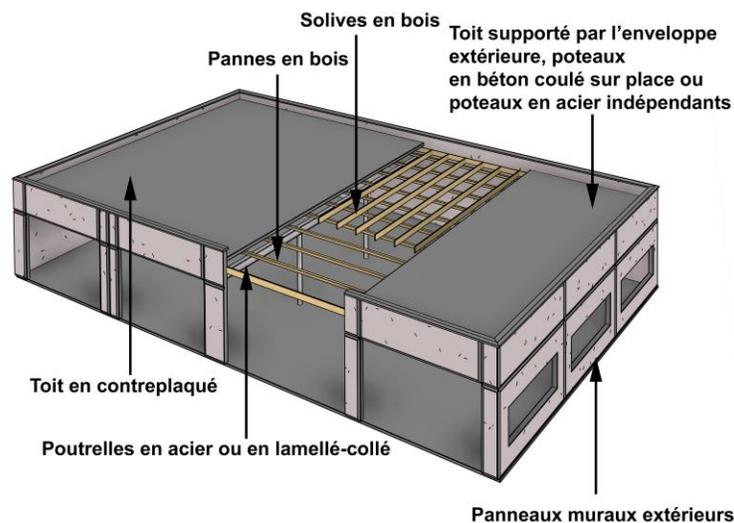


Figure B.11 : Bâtiment à murs en béton préfabriqués (MBP) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)

De nombreux *bâtiments* mis en place par relèvement n'ont pas d'assemblages ou d'ancrages suffisamment solides entre les murs et les diaphragmes de toit et de plancher. Lors d'un séisme, les ancrages peu solides sont arrachés des murs, ce qui provoque l'effondrement des planchers ou des toitures. Les assemblages entre les panneaux en béton sont également vulnérables aux ruptures. Sans ces assemblages, le SFRS du bâtiment est grandement affaibli. Pour ces raisons, de nombreux *bâtiments* mis en place par relèvement ont été endommagés lors du séisme de San Fernando en 1971. Depuis 1975, les méthodes de construction faisant appel à la mise en place par relèvement ont changé dans les régions sismiques du Canada, où il faut utiliser des éléments d'assemblage sûrs entre le mur et le diaphragme. Cependant, un grand nombre de ces *bâtiments* anciens, datant d'avant les années 1970, sont toujours en service et n'ont pas été rénovés pour corriger ce défaut d'ancrage mural. Les dommages à ce type de *bâtiment* ont de nouveau été observés lors du séisme de Whittier en Californie, en 1987. Ces *bâtiments* sont une source importante d'aléas sismiques.

Dans les régions où la sismicité est faible ou modérée, on continue d'utiliser des éléments d'ancrage de mur inadéquats. D'importantes secousses du sol dans une telle zone peuvent causer des dommages importants dans de nombreux *bâtiments* mis en place par relèvement.

B.3.5 Ossature en béton préfabriquée (OBP)

La construction à ossature en béton préfabriquée, mise au point dans les années 1930, n'était pas très répandue avant les années 1960. L'ossature préfabriquée (Figure B.12) est essentiellement un système de poteaux et poutres en béton où les poteaux, les poutres et les dalles sont préfabriqués et assemblés sur place. Différents types d'éléments sont utilisés. Les éléments porteurs verticaux peuvent être en forme de T, de croix ou d'arc et ont souvent plus d'un étage de hauteur. Les poutres sont souvent en forme de T et de double T, ou en profilés rectangulaires. La précontrainte des éléments, y compris par pré-tension et par post-tension, est souvent utilisée.

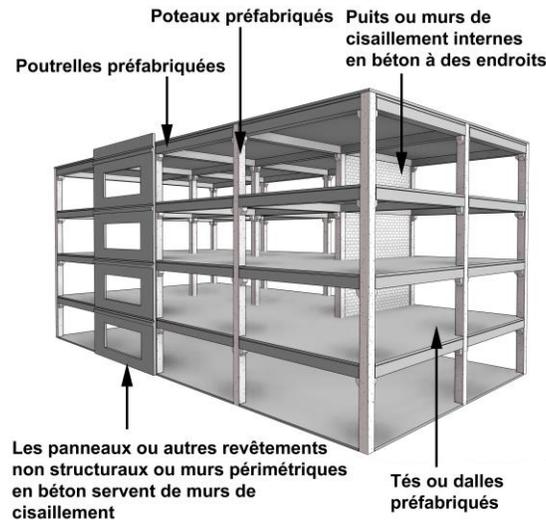


Figure B.12 : Bâtiment à ossature en béton préfabriquée (OBP) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)

Le rendement sismique de ce type de structure est très variable et parfois médiocre. Ce type de bâtiment peut bien résister si les pièces d'assemblage des éléments structuraux ont une résistance et une ductilité suffisantes. Les ossatures préfabriquées présentent des problèmes particuliers :

1. Des pièces d'assemblage mal conçues entre les éléments préfabriqués peuvent se rompre.
2. Le retrait ou le fluage peut causer des tensions accumulées ou des écartements.
3. Une perte de support vertical peut survenir en raison d'une surface porteuse inadéquate ou d'un assemblage insuffisant entre les éléments du diaphragme de plancher, les poutres, les panneaux muraux et les poteaux.
4. Les raccords métalliques peuvent se corroder entre les éléments préfabriqués.
5. Les assemblages à la base des poteaux préfabriqués et des panneaux muraux peuvent être inadéquats.

Les structures de ce type dont les murs de cisaillement en béton coulé en place servent à résister aux charges latérales doivent être traitées comme des murs de cisaillement en béton (MCB).

B.4 Bâtiments en maçonnerie

B.4.1 Mur porteur en maçonnerie armée avec diaphragmes légers en bois ou en acier (MAL)

Les *bâtiments* en maçonnerie armée (Figure B.13) sont pour la plupart des bâtiments de faible hauteur à murs porteurs périmétriques, souvent avec des diaphragmes en bois, bien que les platelages en acier soient parfois utilisés. Les systèmes de plancher et de toiture sont habituellement constitués de solives et de poutres en bois, de poutres lamellées-collées ou de poutrelles en acier léger. Les murs porteurs sont constitués d'éléments de maçonnerie creux ou massifs jointoyés au coulis et armés. Si des supports intérieurs sont utilisés, il s'agit souvent de poteaux en bois ou en acier, d'ossatures de poteaux de bois ou de murs en maçonnerie. L'usage de ce type de bâtiment varie grandement, allant des petits *bâtiments* commerciaux aux *bâtiments* résidentiels et industriels. En général, ils ont moins de cinq étages de hauteur, bien qu'il existe de nombreux *bâtiments* en maçonnerie de hauteur moyenne.

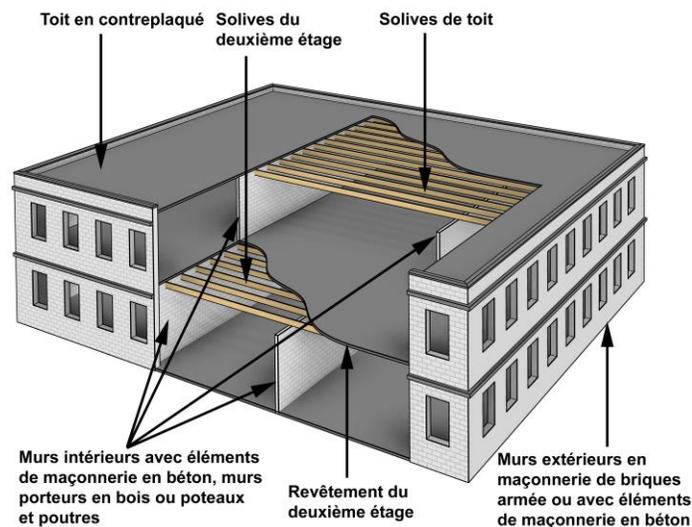


Figure B.13 : Bâtiment à murs porteurs en maçonnerie armée avec diaphragmes légers en bois ou en acier (MAL) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)

Les *bâtiments* en maçonnerie armée peuvent bien résister aux séismes modérés s'ils sont adéquatement renforcés et jointoyés, et si l'ancrage du diaphragme est suffisant. Un problème majeur est le contrôle de la qualité générale d'exécution des travaux pendant la construction. Si de mauvaises pratiques de construction sont suivies, les murs peuvent être non jointoyés et insuffisamment armés. Ces problèmes ont entraîné plusieurs effondrements lors du séisme en Alaska en 1964. Lorsque les pratiques de construction sont adéquates, un renforcement insuffisant peut être la cause d'importants dommages aux murs. L'absence d'éléments d'assemblage sûrs entre le diaphragme de toit ou de plancher et le mur constitue un problème.

B.4.2 Murs porteurs en maçonnerie armée avec diaphragmes en béton (MAB)

Les *bâtiments* en maçonnerie armée ont aussi des diaphragmes en béton rigide (construction de plancher et de toit). Un modèle de bâtiment typique de ce type est illustré à la Figure B.14. Les autres informations sont similaires à celles présentées pour le MAL. Un mauvais ancrage et un mauvais assemblage des diaphragmes préfabriqués en béton peuvent être la cause des dommages liés aux séismes.

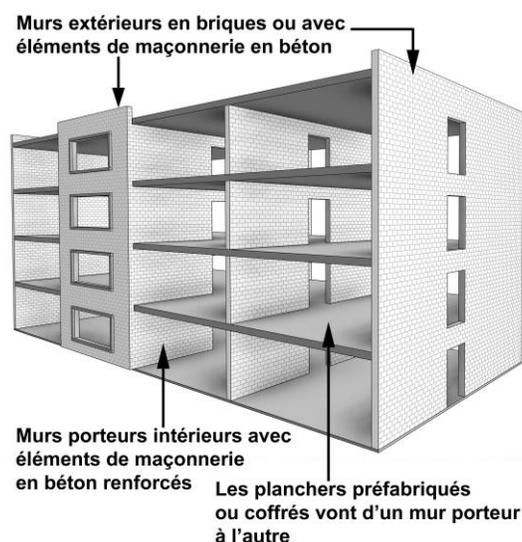


Figure B.14 : Bâtiment à murs porteurs en maçonnerie armée avec diaphragmes en béton (MAB) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)

B.4.3 Bâtiment à murs porteurs en maçonnerie non armée (MNA)

Dans l'ouest du Canada et au Québec, la plupart des structures à murs porteurs en maçonnerie non armée (MNA) ont été construites avant les années 1940; cependant, ce type de construction a été en usage dans certaines régions à sismicité modérée ou élevée jusqu'à la fin des années 1940 ou 1950. Ces *bâtiments* (Figure B.15) comptent habituellement de un à six étages et servent surtout à des fins commerciales, résidentielles et industrielles. La construction varie selon le type d'utilisation, bien que les diaphragmes de plancher et de toit en bois soient communs dans les *bâtiments* plus anciens. Les *bâtiments* commerciaux et résidentiels plus petits sont habituellement dotés d'un plancher en bois léger ou de solives de toiture légères en bois, reposant sur des murs périmétriques en MNA et des cloisons intérieures porteuses en bois. Les *bâtiments* plus grands, comme les entrepôts industriels, ont des planchers plus lourds et des poteaux intérieurs, généralement en bois. Les murs porteurs de ces *bâtiments* industriels sont habituellement épais, souvent jusqu'à 610 mm ou plus à la base. L'épaisseur des murs dans les *bâtiments* résidentiels varie de 230 mm aux étages supérieurs à 460 mm aux étages inférieurs.

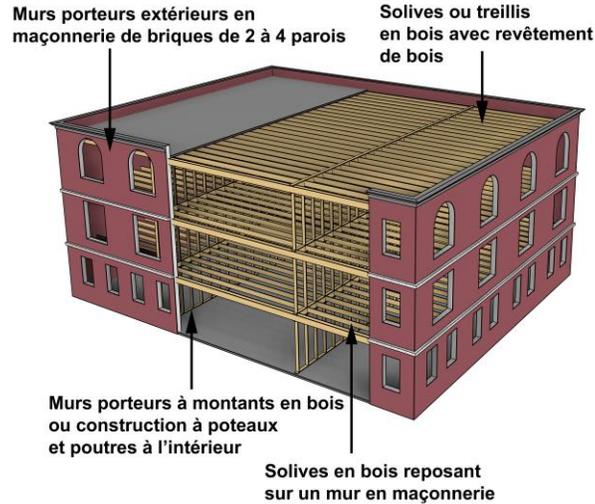


Figure B.15 : Bâtiment à murs porteurs en maçonnerie non armée (MNA) (image adaptée de FEMA 547, FEMA, 2006)

Les structures en maçonnerie non armée constituent vraisemblablement le type de structure le plus dangereux lors de séismes. On a observé des défaillances dans de nombreux modes lors de séismes antérieurs. Les problèmes typiques sont les suivants :

1. Ancrage insuffisant : comme les murs, les parapets et les corniches ne sont pas solidement ancrés au plancher, ils ont tendance à se détacher. L'effondrement des murs porteurs peut entraîner l'effondrement du bâtiment. Certains de ces *bâtiments* sont munis d'ancrages installés lors de la construction originale ou lors d'une modernisation du bâtiment. Ces ancrages plus anciens présentent un rendement douteux.
2. Étroitesse des murs : certains de ces *bâtiments* ont des étages très hauts et des murs minces. Cette situation, particulièrement pour des murs non porteurs, entraînera un flambage hors plan sous une charge latérale importante. La défaillance d'un mur non porteur représente un danger de chute, tandis que l'effondrement d'un mur porteur entraîne l'effondrement partiel ou total de la structure.
3. Faible résistance au cisaillement : le mortier utilisé dans ces *bâtiments* anciens est souvent fait de chaux et de sable, avec peu ou pas de ciment, et a très peu de résistance au cisaillement. Les murs porteurs seront lourdement endommagés et peuvent s'effondrer sous de fortes charges.
4. Fléchissement excessif du diaphragme : comme la plupart des diaphragmes de plancher sont construits avec des panneaux à revêtement de bois, ils sont très souples et permettent une importante déformation hors plan au mur dans un axe transversal par rapport à la direction de la force. Le grand déplacement, qui se produit à la ligne de toiture, peut causer l'effondrement du mur en maçonnerie sous son propre poids. Ce problème est moins grave dans les zones de sismicité faible ou moyenne.

B.5 Autres bâtiments

B.5.1 Bâtiments en acier formé à froid

Les bâtiments formés à froid ont des murs à ossature légère en acier formé à froid qui supportent la majorité des charges latérales (Figure B.16). L'ossature de plancher et de toit se compose de solives ou chevrons en acier formé à froid et posés sur des poteaux en acier formé à froid espacés d'au plus 600 mm, de fermes en bois ou en acier formé à froid, de poutres en acier de construction ou en acier formé à froid et de poteaux en acier de construction ou en acier formé à froid. L'ossature du premier étage s'appuie directement sur le système de fondations ou s'élève sur des poteaux nains et des supports à poteaux et poutres. Pour résister aux forces sismiques, on utilise des diaphragmes à support métallique ou en bois, ainsi que des murs de cisaillement à revêtement et poteaux en bois ou en tôle d'acier ou avec contreventement diagonal plat tendu.



Figure B.16 : Bâtiments en acier formé à froid (AFF) (image tirée de BuildUsingSteel, 2018)

B.5.2 Maisons fabriquées en usine

Le terme « maisons fabriquées en usine » englobe les « *bâtiments* modulaires » (Figure B.17 (a)) et les « maisons mobiles » (Figure B.17 (b)). Les bâtiments modulaires sont construits en usine en unités ou en modules, mais n'ont pas de bâtis ou d'essieux permanents et doivent donc être transportés sur place à bord de camions à plateau. Les modules sont mis en place à l'aide d'une grue, puis sont assemblés. Les bâtiments modulaires sont généralement placés sur des fondations permanentes traditionnelles en béton, avec ou sans sous-sol. Les maisons mobiles sont préfabriquées et fixées de façon permanente à un bâti; elles peuvent être déplacées en étant remorquées ou transportées sur une remorque. Les maisons mobiles sont généralement installées sur des blocs en béton ou des supports métalliques. Contrairement aux maisons mobiles, les bâtiments modulaires ne peuvent être déplacés une fois construits. Les maisons fabriquées en usine

comprennent, entre autres, des habitations temporaires ou permanentes et des *bâtiments* scolaires portatifs.



(a) Bâtiment modulaire (photo provenant de Karmod, 2017).



(b) Maison mobile (photo provenant de Morgan, 2012).

Figure B.17 : Maisons fabriquées en usine (MFU)

De nombreuses études ont montré que les maisons mobiles ont eu un rendement nettement inférieur à celui des maisons à ossature en bois habituelles lors du séisme de Northridge en 1994 (SSC, 1995). La principale faiblesse des maisons mobiles lors d'un séisme est liée au fait qu'elles se déplacent sur leurs fondations. Toutefois, un contreventement approprié peut être fourni pour s'assurer qu'une maison fabriquée en usine ne tombera pas de ses supports.

En ce qui concerne la sécurité des personnes, le faible rendement sismique des supports des maisons mobiles représente un plus grand danger que pour les maisons à ossature en bois. Cependant, tout comme pour les *bâtiments* en maçonnerie non armée, le niveau de danger n'est pas supérieur à celui des autres structures. Même lorsque les maisons fabriquées en usine tombent de leurs supports, elles ne s'effondrent pas et, bien que les occupants subissent des chocs violents, ces chocs ne mettent généralement pas leur vie en danger. On s'attend également à ce que les blessures subies dans des maisons mobiles non contreventées soient plus graves que dans des habitations à ossature en bois classiques, parce que les occupants et les meubles sont projetés de part et d'autre et parce que les supports à vérins en acier pourraient pénétrer dans le plancher dans certains cas. Les issues des maisons mobiles qui restent coincées en position fermée peuvent constituer une menace sérieuse pour la vie humaine, notamment en cas d'incendie après un séisme. Les incendies sont habituellement le résultat de dommages importants aux conduites de gaz, qui se produisent lorsque les maisons mobiles sont déplacées de plusieurs mètres lors d'un séisme.

Compte tenu des dommages observés aux maisons mobiles après le séisme de Northridge en 1994, de nouvelles exigences sont apparues en 1995 dans plusieurs lois de la Californie (Mobilehome Parks Act, California Health and Safety Code et California Code of Regulations). Les nouvelles exigences comprenaient l'installation d'un système de contreventement parasismique approuvé et la fourniture d'un raccordement de gaz flexible doté d'un dispositif d'arrêt automatique.

Les structures usinées qui sont ancrées en permanence aux fondations ne sont pas considérées comme des *bâtiments* fabriqués en usine. Le type de bâtiment approprié pour les *bâtiments* adéquatement ancrés devrait être choisi en fonction du type de SFRS de la structure.

Cette page est intentionnellement laissée en blanc.

ANNEXE C ÉVOLUTION DES CODES DU BÂTIMENT MODÈLES EN AMÉRIQUE DU NORD AU COURS DU SIÈCLE DERNIER

Tableau C.1 : Évolution du CNB de 1941 à 2015 pour les dispositions relatives à la conception parasismique

Version du CNB	Caractéristiques uniques	Équation du cisaillement de base
1941	<ul style="list-style-type: none"> • Première édition du CNB • Contenait des dispositions relatives à la conception parasismique à l'annexe H • Les dispositions parasismiques étaient fondées sur l'édition de 1935 du Uniform Building Code (UBC) • Les dispositions parasismiques n'étaient pas obligatoires 	$V = CW$ $0,02 \leq C \leq 0,05$ (selon la capacité portante du sol)
1953	<ul style="list-style-type: none"> • Première carte qualitative de zonage sismique • Les dispositions parasismiques ont été transférées dans le corps du code • Reconnaissance de l'influence de la flexibilité du bâtiment sur les niveaux de force sismique (introduite pour la première fois par le code du bâtiment de Los Angeles en 1943) • Introduction de quatre zones sismiques basées sur l'intensité relative de la sismicité 	$F = CW$ Zone 0 : $C = 0$ Zone 1 : $C = 0,15/(N+4,5)$ Zone 2 : $C = 0,30/(N+4,5)$ Zone 3 : $C = 0,60/(N+4,5)$ $N =$ nombre d'étages au-dessus de l'étage pris en compte
1960	<ul style="list-style-type: none"> • Les dispositions relatives à la conception parasismique ressemblent à celles de 1953 • Premier code canadien à mentionner la nécessité de tenir compte des effets de torsion 	
1965	<ul style="list-style-type: none"> • Cartes de zonage sismique semblables à celles du CNB 1953 • Première introduction des éléments suivants : coefficient de risque, coefficient de fondation, effets de torsion (en fonction du code du bâtiment mexicain de 1966) • Première distribution linéaire de la force sismique proportionnelle à la hauteur et au poids du plancher (semblable au Blue Book de 1959 de la SEAOC) ou première reconnaissance de la distribution triangulaire de l'accélération de conception sur la hauteur du bâtiment basée sur le Blue Book de 1959 de la SEAOC • Premières dispositions relatives à la conception en fonction de la torsion (fondées sur le code du bâtiment mexicain de 1966) • Première reconnaissance de la ductilité structurale (en utilisant le facteur C) • Première reconnaissance de l'analyse dynamique comme solution de rechange à l'analyse statique • Calcul des contraintes en service, sauf pour les ouvrages en béton, où le calcul à la rupture pouvait être utilisé comme solution de rechange (d'après la norme ACI 1963). • La combinaison de charge de rupture, y compris le séisme, était : <ul style="list-style-type: none"> - $U = 1,35(D + L + E)$ 	$V = RCIFS$

Tableau C.1 : Évolution du CNB de 1941 à 2015 pour les dispositions relatives à la conception parasismique

Version du CNB	Caractéristiques uniques	Équation du cisaillement de base
1970	<ul style="list-style-type: none"> • Première carte de zonage sismique probabiliste • Période de récurrence de 100 ans • Facteur de flexibilité structurale lié à la période fondamentale • Équations de période fondamentale semblables à celles du Blue Book de 1959 de la SEAOC • Tout comme dans le Blue Book de 1959 de la SEAOC, les effets de mode plus élevés sont pris en compte : application d'une partie de la force latérale au niveau de la toiture, réduction du moment de renversement • Premier code canadien où la réponse structurale est fonction de la période fondamentale • Dispositions relatives à la conception parasismique et dispositions des armatures pour les ossatures ductiles résistant aux moments et les murs ductiles travaillant en flexion NON fournies avant 1973, date de l'adoption de la norme CSA A23.3-73 • Les dispositions de la norme CSA A23.3-73 et de son supplément n° 1 de 1977 relatives à la conception parasismique et aux dispositions des armatures des « ossatures tridimensionnelles ductiles résistant aux moments » sont essentiellement les mêmes que celles de l'annexe A de l'ACI 1971, qui est restée inchangée dans l'ACI 1977 • Les dispositions de la norme CSA A23.3-73 relatives à la conception parasismique et aux dispositions des armatures des « murs ductiles travaillant en flexion » sont plus complètes que celles de l'ACI pour les « murs de cisaillement spéciaux » • La définition de « mur travaillant en flexion » dans l'A23.3-73 a été modifiée dans l'A23.3-77 • La contrainte de cisaillement calculée maximale admissible dans les « murs travaillant en flexion » qui est spécifiée dans la norme CSA A23.3-73 a été réduite dans la norme CSA A23.3-77 • La norme CSA A23.3-73 exige que les « murs ductiles travaillant en flexion » « aient une ductilité et une capacité d'absorption d'énergie adéquates conformément aux principes généralement reconnus ». Le commentaire de la CSA de 1974 suggère une procédure provisoire simple pour satisfaire à cette exigence (avoir une ductilité minimale de 3 pour chaque section) • Les valeurs de R, I, F et W sont restées inchangées par rapport au CNB 1965 • Une autre méthode de calcul à la rupture a été autorisée, avec des combinaisons de charges de rupture, y compris les séismes, comme suit : <ul style="list-style-type: none"> - $U = 1,15D + 1,35(L + E)$ - $U = 1,5D + 1,8E$ - $U = 0,9D + 1,35E$ • Introduction d'un facteur de force horizontale C_p pour des parties ou portions de structures 	$V = 0,25R(KCIFW)$

Tableau C.1 : Évolution du CNB de 1941 à 2015 pour les dispositions relatives à la conception parasismique

Version du CNB	Caractéristiques uniques	Équation du cisaillement de base
1975	<ul style="list-style-type: none"> • Cartes de zonage sismique semblables à celles du CNB 1970 • La valeur AS dans l'équation du cisaillement de base du CNB 1975 a été calibrée à 20 % de moins que $0,25RC$ dans l'équation du cisaillement de base du CNB 1970, en partie pour compenser l'effet de l'augmentation du facteur de réduction du moment de renversement. Ainsi, la force de conception parasismique est liée aux niveaux traditionnels de la force de conception parasismique, plutôt qu'à celle produite par un séisme ayant une période de récurrence de 100 ans. • L'effet des modes supérieurs sur le moment de renversement a été diminué (facteur de réduction moindre – plus proche de 1,0 – pour le moment de renversement) • Pour les structures irrégulières, le commentaire K recommande d'effectuer une analyse dynamique • Le commentaire K du CNB 1975 a introduit le facteur de ductilité structurale (μ) pour les besoins de l'analyse dynamique • Le facteur de type de construction (K) reflète l'influence du type de construction sur la ductilité, la capacité d'amortissement et/ou la capacité d'absorption d'énergie • Le commentaire K du CNB 1975 recommandait l'utilisation de la méthode RCSC pour combiner les forces de conception dans l'analyse dynamique de chaque mode (analyse modale) • Les valeurs I, F et W sont restées inchangées par rapport au CNB 1965 • Faibles valeurs de cisaillement sismique à la base fondées sur l'analyse dynamique en raison des facteurs suivants : <ul style="list-style-type: none"> - Pas de limite supérieure pour les périodes fondamentales en fonction des modèles informatiques (« structures nues » sans tenir compte des composants non structuraux) - Comme μ ne correspond pas à $1/K$, l'analyse dynamique est modulée en fonction du facteur μ • Une autre méthode de calcul à la rupture a été permise, semblable à celle de la norme CSA A23.3-73, comme suit : <ul style="list-style-type: none"> - $U = 0,75(1,4D + 1,7L + 1,8E)$ - $U = 1,4D + 1,8E$ - $U = 0,9D + 1,4E$ • Le CNB 1975 autorisait d'autres calculs aux états limites, avec des combinaisons de charges de rupture, comme suit : <ul style="list-style-type: none"> - $U = 1,25D + 0,7(1,5L + 1,5E)$ - $U = 1,25D + 1,5E$ - $U = 0,85D + 1,5E$ <p>Le calcul aux états limites a été utilisé dans la norme CSA S16.1-74</p>	$V = ASKIFW$
1977	<ul style="list-style-type: none"> • Aucun changement apporté aux dispositions en matière de conception parasismique et aux cartes de zonage sismique par rapport au CNB 1975 	

Tableau C.1 : Évolution du CNB de 1941 à 2015 pour les dispositions relatives à la conception parasismique

Version du CNB	Caractéristiques uniques	Équation du cisaillement de base
	<ul style="list-style-type: none"> • Introduction d'un minimum de 90 % de cisaillement de base dans la procédure d'analyse statique pour le cisaillement de base de l'analyse dynamique (afin de ne pas s'éloigner des niveaux traditionnels de résistance aux séismes) • Procédure de charge statique identique à celle du CNB 1975 	
1980	<ul style="list-style-type: none"> • Introduction des unités SI • Même carte de zonage sismique que dans le CNB 1970 • Le facteur de réponse sismique (S) a été modifié pour : $S = 0,5/T^{0,5} \leq 1,0$ • Les facteurs de combinaison et les facteurs de charge aux états limites sont demeurés les mêmes que dans le CNB 1977 • Dans le cas des ouvrages en béton, la norme CSA A23.3-77 permettait d'utiliser la procédure de résistance à la rupture du CNB 1977. 	
1985	<ul style="list-style-type: none"> • <u>Nouvelles cartes de zonage sismique</u> (basées sur le modèle de source ponctuelle) introduites sur la base du document ATC-3 • Une <u>nouvelle</u> période de récurrence de 475 ans a été introduite • Le nombre de zones sismiques est passé de quatre à sept • Reconnaissance que la forme spectrale n'est pas semblable à celle de la Californie et qu'elle est différente dans l'ouest et l'est du Canada • La valeur vS dans l'équation du cisaillement de base est équivalente à l'accélération spectrale • Choix de $S = 0,44$ pour $Z_a/Z_v = 1$ pour calibrer les valeurs de cisaillement de base en fonction de celles du CNB 1980 • Première utilisation autorisée de la période basée sur une analyse modale limitée à 1,2 fois la valeur empirique de $T = 0,09 h_n/D_s^{0,5}$ • Introduction d'un minimum de 100 % du cisaillement de base dans la procédure d'analyse statique pour le cisaillement de base de l'analyse dynamique • L'excentricité de torsion accidentelle est augmentée à $0,10D$ • Une analyse dynamique était exigée si le centre de masse et la rigidité ne s'alignent pas approximativement (interdiction de doubler les moments de torsion comme solution de rechange) • Le calcul aux états limites a été utilisé dans la norme CSA A23.3-84 • L'utilisation du calcul aux états limites est permise pour tous les matériaux : <ul style="list-style-type: none"> - $U = 1,25D + 0,7(1,5L + 1,5E)$ - $U = 1,25D + 1,5E$ - $U = 0,85D + 1,5E$ 	$V = vSKIFW$
1990	<ul style="list-style-type: none"> • Cartes de zonage sismique semblables à celles du CNB 1985 • Remplacement du coefficient K par le coefficient R (facteur de modification de la force) • Utilisation d'un coefficient de charge de 1,0 pour les forces sismiques 	$V = \frac{U(vSIFW)}{R}$

Tableau C.1 : Évolution du CNB de 1941 à 2015 pour les dispositions relatives à la conception parasismique

Version du CNB	Caractéristiques uniques	Équation du cisaillement de base
	<ul style="list-style-type: none"> • Facteur d'étalonnage (U) introduit pour « maintenir les cisaillements de base de calcul au même niveau de protection pour les <i>bâtiments</i> ayant une capacité de résistance aux charges sismiques de bonne à excellente et conforme aux coefficients R utilisés » – semblable au niveau du CNB 1985 (variant entre 1,0 pour la maçonnerie non armée et 4,0 pour les ossatures tridimensionnelles ductiles résistant aux moments) • Le CNB 1990 exige que les éléments et la conception sismiques soient conformes aux normes CSA pour l'acier, le béton, le bois et la maçonnerie, conformément au coefficient R choisi • L'utilisation du calcul aux états limites est permise comme suit : <ul style="list-style-type: none"> - $U = 1,25D + 0,7(1,5L + 1,0E)$ - $U = 1,25D + 1,0E$ - $U = 0,85D + 1,0E$ • Des limites de dérive interétages de $0,01 h_n$ pour les <i>bâtiments</i> de protection civile et de $0,02 h_n$ pour tous les autres <i>bâtiments</i> ont été introduites 	
1995	<ul style="list-style-type: none"> • Coefficients R supplémentaires : mur de cisaillement en tôle d'acier nominale ductile; mur de cisaillement en tôle d'acier ordinaire; mur couplé ductile; mur en maçonnerie armée à ductilité nominale • Nouvelles expressions pour les périodes fondamentales • Nouvelles expressions de l'excentricité de torsion • Introduction d'un minimum de 80 % du cisaillement de base dans la procédure d'analyse statique du cisaillement de base lors de l'analyse dynamique • Le format de charge concomitante a été adopté pour les combinaisons de charges, comme suit : <ul style="list-style-type: none"> - $U = 1,0D + 1,0E$ - Pour les usages liés au stockage : $U = 1,0D + 1,0E + 1,0L$ - Pour les autres usages : $U = 1,0D + 1,0E + 0,5L$ 	$V = \frac{U(vSIFW)}{R}$
2005	<ul style="list-style-type: none"> • Première approche en matière de spectre de risque uniforme (SRU) pour donner une accélération spectrale de la réponse propre à de nombreux endroits au Canada plutôt qu'une carte de zonage sismique • Première utilisation d'une période de récurrence de 2475 ans • Utilisation d'exigences relatives aux trajets de charge complets • Introduction des définitions relatives aux structures irrégulières et des exigences de conception spéciales associées à ces irrégularités • Adoption d'un nouveau système de classification des emplacements servant à définir six catégories d'emplacement désignées de A à F; analyse dynamique obligatoire pour les structures présentant certaines irrégularités • Introduction de deux facteurs distincts de modification des forces : 	$V = \frac{S(T_a)M_v I_E W}{R_d R_o}$ $V \geq \frac{S(2,0)M_v I_E W}{R_d R_o}$

Tableau C.1 : Évolution du CNB de 1941 à 2015 pour les dispositions relatives à la conception parasismique

Version du CNB	Caractéristiques uniques	Équation du cisaillement de base
	<ul style="list-style-type: none"> - Facteur de modification de la force lié à la ductilité (R_d) reflétant la capacité structurale de dissipation d'énergie en raison d'un comportement inélastique - Facteur de modification de la force lié à la surrésistance (R_o) qui tient compte de la partie fiable de la réserve de résistance dans une structure • Limites supérieures pour les périodes fondamentales analytiques basées sur l'analyse dynamique pour assurer une concordance générale avec les périodes mesurées typiques sur les structures existantes • Simplification de la détermination des effets de torsion en éliminant le facteur de l'excentricité e_x, ce qui permet au concepteur de tenir compte directement de la torsion, y compris la torsion accidentelle, grâce à l'analyse 3D et au décalage du centre de masse de $\pm 0,1D_{nx}$ • Introduction du facteur de sensibilité à la torsion $B = \delta_{max} / \delta_{avg}$ • Utilisation des limites de hauteur des bâtiments en fonction de $I_E F_a S_d(0,2) > 0,35 g$ • Introduction d'un minimum de : <ul style="list-style-type: none"> - 80 % du cisaillement de base dans la procédure d'analyse statique pour le cisaillement de base de l'analyse dynamique des <i>bâtiments</i> réguliers, sinon 100 % - 100 % du cisaillement de base dans la procédure d'analyse statique pour le cisaillement de base de l'analyse dynamique des <i>bâtiments</i> irréguliers • Limites de dérive interétages de $0,01 h_n$ pour les <i>bâtiments</i> de protection civile, de $0,02 h_n$ pour les écoles et de $0,025 h_n$ pour tous les autres <i>bâtiments</i> • Révision des exigences relatives à la distance de séparation des bâtiments (« racine carrée de la somme des carrés ») • Introduction de dispositions relatives aux fondations • Les combinaisons de charges étaient les suivantes : <ul style="list-style-type: none"> - $U = 1,0D + 1,0E$ - Pour les usages liés au stockage : $U = 1,0D + 1,0E + 1,0L + 0,25S$ - Pour les autres usages : - $U = 1,0D + 1,0E + 0,5L + 0,25S$ 	
2010	<ul style="list-style-type: none"> • Nouveau calcul des valeurs d'aléa sismique de toutes les régions (sauf celles de l'Ouest) grâce à une meilleure conformité avec les relations concernant le mouvement du sol utilisées en 2005 • Modification de la valeur de la force sismique latérale minimale pour les murs, les murs couplés et les systèmes d'ossature murale • Systèmes SFRS supplémentaires : Ossature en acier formé à froid, charpente en acier avec ossature contreventée à diagonales ductiles confinées • Restrictions supplémentaires pour les <i>bâtiments</i> de protection civile interdisant les irrégularités de rigidité verticale • Passage à un facteur d'effet de mode supérieur M_v 	$V_{max} \geq V \geq V_{min}$ $V = \frac{S(T_a)M_v I_E W}{R_d R_o}$ <p>Pour les systèmes de murs :</p> $V_{min} = \frac{S(4,0)M_v I_E W}{R_d R_o}$ <p>Pour les systèmes d'ossature :</p> $V_{min} = \frac{S(2,0)M_v I_E W}{R_d R_o}$ <p>Pour les <i>bâtiments</i> des catégories d'emplacement</p>

Tableau C.1 : Évolution du CNB de 1941 à 2015 pour les dispositions relatives à la conception parasismique

Version du CNB	Caractéristiques uniques	Équation du cisaillement de base
	<ul style="list-style-type: none"> Les dispositions relatives à la conception parasismique sont exemptées pour les <i>bâtiments</i> avec $S(0,2) \leq 0,12$ g Les valeurs de S_a ont été changées afin qu'elles représentent la valeur moyenne (plutôt que la valeur médiane) 	autres que F et ayant un SFRS avec $R_d \geq 1,5$: $V_{max} = \frac{2 S(0,2) I_E W}{3 R_d R_o}$
2015	<ul style="list-style-type: none"> Mise à jour des valeurs d'aléa sismique dans l'ensemble du Canada Augmentation du nombre de coefficients de fondation (F_a et F_v) qui passent de deux (pour les périodes de 0,2 et 1 seconde) à six (pour les périodes de 0,2, 0,5, 1, 2, 5 et 10 secondes) Introduction des coefficients d'emplacement pour PGA et PGV Les coefficients d'emplacement sont des fonctions de l'accélération maximale de référence du sol PGA_{ref} Pas d'exemption pour les zones à faible sismicité, mais introduction d'une procédure de conception parasismique simplifiée pour les <i>bâtiments</i> où $I_E, F_s, S_a(0,2)$ et $I_E, F_s, S_a(2,0)$ sont inférieurs à 0,16 g et 0,03 g, respectivement. Introduction de l'irrégularité de la demande latérale induite par la gravité Nouvelles dispositions parasismiques pour les éléments suivants : <i>bâtiments</i> avec diaphragmes légers, poteaux inclinés, dissipation d'énergie passive, systèmes de vitrage, rayonnages à palettes en acier, isolation de base, ascenseurs Révision des facteurs de modification liés à la ductilité et à la surrésistance (R_d et R_o) pour le béton et la maçonnerie Nouveaux facteurs de modification liés à la ductilité et à la surrésistance (R_d et R_o) pour les ouvrages en béton armé mis en place par relèvement Modifications des dispositions relatives à la conception des fondations Dispositions relatives à la conception parasismique pour les constructions en bois de plus de quatre étages de hauteur Les valeurs de S_a ont été changées afin qu'elles représentent la valeur moyenne (plutôt que la valeur médiane) Introduction d'un nouvel organigramme pour l'évaluation parasismique et la mise à niveau des bâtiments existants dans le commentaire L 	$V_{max} \geq V \geq V_{min}$ $V = \frac{S(T_a) M_v I_E W}{R_d R_o}$ Pour les murs, les murs couplés et les systèmes d'ossature murale : $V_{min} = \frac{S(4,0) M_v I_E W}{R_d R_o}$ Pour les ossatures résistant aux moments, les ossatures contreventées et autres systèmes : $V_{min} = \frac{S(2,0) M_v I_E W}{R_d R_o}$

Tableau C.2 : Évolution de l'UBC et de l'IBC par rapport aux dispositions relatives à la conception parasismique

Version de l'UBC	Caractéristiques uniques	Équation du cisaillement de base
1927	<ul style="list-style-type: none"> Les dispositions relatives à la conception parasismique figuraient dans l'annexe du code Il n'existait aucune carte des aléas sismiques 	$F = 0,075W$

Tableau C.2 : Évolution de l'UBC et de l'IBC par rapport aux dispositions relatives à la conception parasismique

Version de l'UBC	Caractéristiques uniques	Équation du cisaillement de base
		(= 0,1W sur des sols pauvres)
1935	<ul style="list-style-type: none"> • Première carte des zones sismiques des onze États américains de l'Ouest, établie en 1928 par N.H. Heck • Application de 50 % des charges dynamiques en plus des charges permanentes 	$F = CW$ $0,02 \leq C \leq 0,05$ (selon la capacité portante du sol)
1937	-	
1940	-	
1943	-	
1946	-	
1949	<ul style="list-style-type: none"> • Première carte nationale des zones de probabilité sismique des États-Unis, compilée en 1948 par la U.S. Coast and Geodetic Survey (USCGS) • Contenait quatre zones sismiques (0-3), la zone 0 correspondant à l'absence de dommages et la zone 3, à des dommages importants • <u>Reconnaissance de l'influence de la flexibilité du bâtiment sur les niveaux de force sismique</u> 	$F = CW$ Zone 0 : $C = 0$ Zone 1 : $C = 0,15/(N+4,5)$ Zone 2 : $C = 0,30/(N+4,5)$ Zone 3 : $C = 0,60/(N+4,5)$ N = nombre d'étages au-dessus de l'étage pris en compte
1952	-	
1955	-	
1958	<ul style="list-style-type: none"> • Changement mineur dans la carte des zones sismiques de l'UBC de 1949 	
1961	<ul style="list-style-type: none"> • Les dispositions relatives à la conception parasismique ont été transférées dans le corps du code • Les facteurs structuraux du système de forces latérales sont inclus • La période fondamentale de vibration est incluse • Introduction d'un facteur de force horizontale C_p pour des parties ou portions de structures • Premier code à mentionner la nécessité de tenir compte des effets de torsion et des déflexions latérales 	$V = ZKCW$
1964	<ul style="list-style-type: none"> • Premier code à introduire des exigences en matière d'éléments ductiles 	
1967	-	
1970	<ul style="list-style-type: none"> • Première reconnaissance de l'analyse dynamique comme solution de rechange à l'analyse statique 	
1973	<ul style="list-style-type: none"> • Introduction de l'impact des paramètres irréguliers 	

Tableau C.2 : Évolution de l'UBC et de l'IBC par rapport aux dispositions relatives à la conception parasismique

Version de l'UBC	Caractéristiques uniques	Équation du cisaillement de base
	<ul style="list-style-type: none"> • Première utilisation obligatoire d'éléments spéciaux dans l'ossature dans les régions à forte sismicité 	
<p align="center">1976</p> <p align="center">1979</p> <p align="center">1982</p> <p align="center">1985</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Ajout de la zone sismique 4 • L'effet de la résonance structure-emplacement est inclus • Les coefficients de risque parasismique sont inclus • Premier code du bâtiment « moderne » pour la construction d'ossatures en béton résistant aux moments en raison de ses exigences parasismiques améliorées - - • Introduction de trois profils du sol 	$V = ZIKCSW$
<p align="center">1988</p> <p align="center">1991</p> <p align="center">1994</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Modification des zones sismiques : division de la zone sismique 2 en 2A et 2B • Utilisation d'un facteur Z indiquant approximativement l'accélération de pointe sur le roc, correspondant à une période de récurrence de 475 ans • Profils de sol élargis • Les irrégularités du bâtiment sont incluses • Limites élevées pour divers systèmes structuraux dans les zones sismiques 3 et 4 • Introduction du coefficient numérique R_w pour divers systèmes structuraux - - 	$V = \frac{ZICW}{R_w}$
<p align="center">1997</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Adoption d'un nouveau système de classification des emplacements pour définir les catégories d'emplacement (catégories A à F) • Introduction du facteur de redondance des systèmes • Introduction de SFRS supplémentaires • Un composant vertical de secousse du sol est inclus • Dispositions parasismiques fondées sur le calcul en fonction du niveau de résistance 	$V = \frac{C_v IW}{RT}$
<p align="center">IBC 2000</p>	<ul style="list-style-type: none"> • L'UBC 1997 est remplacé par l'IBC 2000 • Introduction des accélérations de la réponse spectrale pour déterminer les aléas sismiques • Redéfinition du concept de sécurité • Introduction des catégories de conception parasismique (CCP) • Élargissement des facteurs de modification de la réponse des systèmes 	$V = C_s W$

Tableau C.2 : Évolution de l'UBC et de l'IBC par rapport aux dispositions relatives à la conception parasismique

Version de l'UBC	Caractéristiques uniques	Équation du cisaillement de base
2003	<ul style="list-style-type: none"> • Première période de récurrence de 2475 ans pour les séismes maximaux envisagés - 	
2006	<ul style="list-style-type: none"> • Référence à l'ASCE/SEI 7-05 • Introduction de SFRS supplémentaires 	
2009	<ul style="list-style-type: none"> - • Introduction des catégories de risque • Introduction des séismes maximaux envisagés ciblés en fonction du risque 	
2012	<ul style="list-style-type: none"> • Le commentaire C1 présente des tableaux de fiabilité des cibles (probabilités conditionnelles de défaillance) pour la stabilité structurale et les éléments structuraux ordinaires non critiques en raison d'un séisme pour diverses catégories de risque 	
2015	<ul style="list-style-type: none"> - 	
2018	<ul style="list-style-type: none"> • Les tableaux de fiabilité des cibles (probabilités conditionnelles de défaillance) pour la stabilité structurale et les éléments structuraux ordinaires non critiques en raison d'un séisme pour diverses catégories de risques sont déplacés dans le corps du texte de la norme • Révision des coefficients d'emplacement 	