CNRC·NRC

Guide technique sur l'évaluation des systèmes de résistance aux forces sismiques et de leurs coefficients de modification de force aux fins d'utilisation dans le Code national du bâtiment – Canada, avec concepts illustrés au moyen d'un exemple de mur en porte-à-faux travaillant en cisaillement en bois lamellé-croisé

NRCC-CONST-56478F

2022-07-13

Centre canadien de matériaux de construction
Centre de recherche en construction

Conseil national de recherches Canada
National Research Council Canada

Canada

Date de publication : 2019-03-31
Mise à jour technique : 2022-07-13
Mise à jour administrative :
Version : 4

NRCC-CONST-56478F
N° de cat. : NR24-95/2021F-PDF
ISBN : 978-0-660-39265-3

Also available in English.

Exonération de responsabilité :

Est rejetée toute responsabilité concernant les blessures et les dommages matériels causés par les produits, par la négligence ou autrement, ou découlant de l'utilisation ou du fonctionnement de tout produit ou de toute méthode, instruction ou idée abordés dans le présent document.

© 2022 Sa Majesté la Reine du chef du Canada, représentée par le Conseil national de recherches du Canada.

Tous droits réservés. Aucune partie du présent document ne peut être reproduite, stockée dans un système électronique d'extraction, ni transmise, sous quelque forme que ce soit, par un quelconque procédé électronique ou mécanique, y compris la photocopie, l'enregistrement ou autrement, sans le consentement écrit préalable du CCMC.

Remerciements :

La présente publication a été élaborée par le Conseil national de recherches du Canada et n’aurait pu être possible sans le soutien financier de Ressources naturelles Canada.

À la mémoire de Ron DeVall.

Auteurs initiaux :

Ron DeVall (décédé), Ph. D., ing., Read Jones Christoffersen Ltd, Canada

Marjan Popovski, Ph. D., ing., FPInnovations, Canada

Jasmine B.W. McFadden, Ph. D., ing., Conseil national de recherches du Canada, Canada

Présents auteurs :

Ron DeVall (décédé), Ph. D., ing., Read Jones Christoffersen Ltd, Canada

Marjan Popovski, Ph. D., ing., FPInnovations, Canada

Jasmine B.W. McFadden, Ph. D., ing., Conseil national de recherches du Canada, Canada

Tony Yang, Ph. D., ing., Université de la Colombie-Britannique, Canada

Lecteurs critiques :

Andy Buchanan, Ph. D., Université de Canterbury (professeur émérite), PTL Structural Consultants, Nouvelle-Zélande

John W. van de Lindt, Ph. D., F.ASCE, Université d’État du Colorado, États-Unis

Tobias Smith, Ph. D., PTL Structural Consultants, Nouvelle-Zélande

Table des matières

1. Introduction et objectifs 1
2. Élaboration d'une série d'archétypes bidimensionnels et définition des éléments et des mécanismes dissipateurs d'énergie 3
    2.1 Exemple : murs en porte-à-faux travaillant en cisaillement à ossature à claire-voie en bois massif 5
3. Détermination des propriétés des éléments dissipateurs d'énergie 7
    3.1 Exigences générales 7
    3.2 Exigences de mise à l'essai et instruments connexes 8
    3.3 Essais cycliques et analyse des données 9
    3.4 Exemple : mur en porte-à-faux en bois massif (à ossature à claire-voie) 13
4. Sélection et pondération des antécédents de mouvements sismiques du sol 16
    4.1 Localités à l'étude sur le plan de la sismicité 16
    4.2 Sélection des antécédents de mouvements sismiques du sol et pondération 17
5. Détermination des coefficients R_d et R_o cibles 18
    5.1 Coefficient de modification de force liée à la sur-résistance, R_o 18
        5.1.1 Mur en porte-à-faux travaillant en cisaillement en bois lamellé-croisé (à ossature à claire-voie) 19
    5.2 Coefficient de modification de force liée à la ductilité, R_d 20
6. Approche de l'analyse non linéaire 21
    6.1 Approche suggérée 21
    6.2 Résultats de l'analyse 22
        6.2.1 Réponses inacceptables 22
        6.2.2 Demande sismique de calcul 23
7. Résumé de l'étude par le groupe d'étude du projet 27
8. Références 28
Annexe A – Spectres cibles pour Victoria et Vancouver 29

1. Introduction et objectifs

L'objectif de la présente ligne directrice consiste à fournir une méthode simple, systématique et efficace permettant d'évaluer la performance des systèmes de résistance aux forces sismiques (SFRS) et de déterminer les coefficients de modification de force liée à la ductilité (R_d) et à la sur-résistance (R_o) appropriés aux fins de mise en œuvre dans le Code national du bâtiment – Canada (CNB). Cette méthode se fonde sur l'application d'analyses dynamiques non linéaires pour la quantification du comportement sismique des SFRS. Il importe de souligner que cette méthode convient également à l'évaluation des coefficients de modification de force (valeurs de R_dR_o) des systèmes figurant déjà dans le CNB.

La présente ligne directrice est destinée au groupe (appelé « groupe d'étude du projet » dans le présent document) qui propose de nouveaux SFRS ayant des valeurs de R_dR_o définies aux fins d'inclusion dans la sous-section 4.1.8., Charges et effets dus aux séismes, division B, CNB. La présente ligne directrice peut également être utilisée par une équipe chargée de mettre en œuvre une solution de rechange pour un projet en particulier et souhaitant obtenir l'acceptation de l'autorité compétente. Dans de tels cas, certains aspects de la présente ligne directrice (p. ex., les différents archétypes) pourraient ne pas s'appliquer.

La méthode en question ici nécessite l'étude d'une variété de combinaisons de paramètres qui peuvent influer sur le comportement sismique d'une structure. Ces paramètres incluent notamment les suivants :

- la hauteur totale du bâtiment;
- le nombre d'étages;
- la hauteur des étages;
- le nombre de baies que comporte le SFRS;
- le rapport hauteur/longueur du SFRS;
- l'emplacement des éléments dissipateurs d'énergie utilisés, leurs types et leur comportement inélastique cyclique non linéaire;
- les différentes localités ou régions où se trouve le bâtiment; et
- les différentes intensités sismiques.

Il s'agit en fait d'une vaste étude de sensibilité des paramètres susmentionnés visant à déterminer dans quelle mesure ils influent sur le comportement de la structure lorsque celle-ci est calculée au moyen des valeurs de R_dR_o proposées.

Le recours à un comité d'évaluation par les pairs chevronné fait partie intégrante de la méthode. Ce comité doit prendre part au processus depuis les premières étapes de la conception jusqu'à la formulation des conclusions et des recommandations.

Voici les rôles du groupe d'étude du projet et du comité d'évaluation par les pairs :

- **Groupe d'étude du projet**. Ce groupe propose les SFRS et est chargé :
    - de mettre en œuvre et de documenter les travaux décrits dans la présente ligne directrice;

  - de produire un rapport d'étude sommaire incluant ses conclusions et ses recommandations; et
  - de répondre à tous les commentaires du comité d'évaluation par les pairs, à la satisfaction de celui-ci.

- **Comité d'évaluation par les pairs**. Il s'agit d'un groupe indépendant composé d'au moins trois personnes connaissant à fond le sujet étudié. Les membres du comité doivent posséder les qualifications nécessaires pour évaluer de manière critique le système proposé par le groupe d'étude du projet, y compris les essais, la conception et l'analyse. La participation du comité d'évaluation par les pairs commence à l'étape de la conception et est maintenue tout au long du processus. Un nombre suffisant de réunions doivent être enregistrées afin de permettre au comité de produire une lettre contenant son opinion sur les travaux, ses constatations et les recommandations du groupe d'étude du projet.

Les résultats de l'étude consistent en des recommandations qui répondent aux attentes en matière de sécurité des personnes et de performance selon le CNB pour les diverses variables prises en compte. Ces recommandations comprennent notamment :

- des recommandations visant l'inclusion dans le CNB de valeurs de R_dR_o et de toute restriction nécessaire quant à la hauteur du bâtiment, aux irrégularités et aux intensités des zones sismiques;
- des recommandations sur le calcul de la période fondamentale du système aux fins du CNB et par comparaison avec les valeurs existantes du CNB; et
- des recommandations relatives à des normes CSA sur les matériaux (p. ex., la norme CSA O86, « Règles de calcul des charpentes en bois », pour les SFRS en bois), notamment les détails relatifs aux éléments dissipateurs d'énergie, le calcul en fonction des effets du mode supérieur sur le cisaillement, la définition des demandes de sur-résistance, les limites des rapports hauteur/longueur du SFRS, les restrictions applicables au comportement des éléments dissipateurs d'énergie, et toute autre information démontrée par l'étude comme étant importante pour l'atteinte de la performance souhaitée.

La méthode proposée dans le présent document est une version simplifiée de la méthodologie décrite dans le document FEMA P-695 (2009), « Quantification of Building Seismic Performance Factors ».

La présente ligne directrice est axée sur les systèmes et sur leur inclusion dans le CNB et dans le cadre des normes CSA. Elle peut également être employée pour démontrer qu'il est permis d'utiliser pour un SFRS exclusif donné une valeur de R_dR_o existante du tableau 4.1.8.9., Coefficient de modification de force liée à la ductilité du SFRS, R_d, coefficient de modification de force de sur-résistance, R_o, et restrictions générales, division B, CNB, conformément au paragraphe 5) de l'article 4.1.8.9., Coefficients de modification de force liée à la ductilité et la sur-résistance du SFRS et restrictions générales, division B, CNB. Dans ce cas, le nouveau SFRS doit répondre aux mêmes exigences et aux mêmes contraintes (mentionnées à l'article 4.1.8.9., division B, CNB) que le système correspondant à la valeur de R_dR_o existante. Toutefois, si le SFRS proposé n'est pas mentionné dans le CNB, il doit être accepté par chaque autorité compétente dans les localités où il est destiné à être utilisé.

La présente ligne directrice est de nature générale et peut être utilisée pour l'établissement de valeurs de R_dR_o pour divers systèmes et matériaux. Cependant, à la seule fin d'illustrer ses concepts et son application, on utilise un exemple de SFRS en bois pour élaborer l'information technique appropriée qui est nécessaire à la mise en œuvre de la méthode pour un tel SFRS dans le CNB et la norme CSA O86. Le calcul détaillé et l'analyse non linéaire dépassent la portée de la présente ligne directrice.

Les sections 2, 3 et 5 du présent document comportent un exemple simple permettant d'illustrer les idées et les concepts à l'aide d'un mur en porte-à-faux travaillant en cisaillement à ossature à claire-voie en bois lamellé-croisé.

2. Élaboration d'une série d'archétypes bidimensionnels et définition des éléments et des mécanismes dissipateurs d'énergie

Les archétypes structuraux choisis devraient refléter un large éventail de configurations et de paramètres qui tiennent compte de la plupart des cas pratiques et qui sont suffisamment représentatifs de l'espace de calcul, de sorte que le comité d'évaluation par les pairs est prêt à les accepter et à appuyer le groupe d'étude du projet dans sa recommandation des valeurs de R_dR_o et des règles de calcul proposées aux fins d'inclusion dans le CNB et la norme de calcul appropriée de la CSA.

Voici des exemples de configurations ou de paramètres :

- les différentes hauteurs totales du système;
- les différentes hauteurs d'étage;
- les différents rapports hauteur/longueur du SFRS;
- les différentes charges verticales dues à la pesanteur sur le SFRS par rapport au « poids » latéral total attribué au SFRS;
- les différentes contraintes de compression dans le SFRS;
- les différentes régions à risques sismiques;
- les différentes conditions du sol; et
- les irrégularités[(1)].

(1) Les valeurs de R_dR_o sont conçues pour les bâtiments pour lesquels on utilise une analyse statique ou une analyse du spectre de réponse et ne sont pas censées s'appliquer à toutes les configurations de bâtiment. Le CNB contient des limites relatives à divers types d'irrégularités, mais certains systèmes peuvent satisfaire à ces exigences et néanmoins nécessiter l'application de restrictions supplémentaires selon les normes CSA qui s'appliquent. Il peut s'agir, par exemple, de limiter la taille des ouvertures ou leur emplacement dans les murs, ou d'exiger la présence de poteaux résistants, rigides et continus pour répartir la déformation dans les SFRS qui sont sujets aux défaillances par oscillation à un seul étage lorsque les valeurs de R_d sont élevées (comme dans le cas des ossatures contreventées).

L'importance de ces paramètres est susceptible de varier selon le système choisi. Par exemple :

- Pour les murs en porte-à-faux travaillant en flexion, la différence de hauteur des étages peut être sans incidence, contrairement aux différentes charges verticales dues à la pesanteur résistant à divers degrés de demande de renversement.
- Pour les ossatures contreventées, différentes contraintes de compression dans les contreventements peuvent être sans incidence, contrairement aux contraintes de compression dues aux effets de renversement dans les murs travaillant en cisaillement, auquel cas il pourrait être nécessaire de limiter l'écrasement dans la zone de compression.

Les configurations susmentionnées sont tributaires du choix du SFRS, des éléments et mécanismes dissipateurs d'énergie et de la zone sismique. Au fur et à mesure de l'avancement des travaux, le groupe d'étude du projet et le comité d'évaluation par les pairs pourraient devoir ajouter d'autres configurations ou variables. Inversement, ce ne sont pas toutes les variables qui doivent nécessairement être examinées en détail. Par exemple, dans certains cas, il apparaît rapidement que le système est robuste et que les valeurs de R_dR_o choisies répondent facilement aux critères de performance. Le groupe d'étude du projet et le comité d'évaluation par les pairs peuvent ensuite concentrer leurs efforts sur les voies vers le comportement critique et les résultats optimaux.

Voici des exemples d'éléments ou de mécanismes dissipateurs d'énergie :

- déformation en flexion des poutres en acier ou en béton;
- déformation axiale des contreventements à traction diagonaux en acier;
- déformation des panneaux travaillant en cisaillement dans les ossatures à contreventement excentrique en acier;
- déformation de l'armature verticale dans la région des charnières plastiques d'un mur travaillant en cisaillement en béton;
- déformation des pièces de fixation dans les liaisons des structures en bois; et
- dispositifs élastiques exclusifs destinés à diverses structures.

Pour les SFRS en bois, les éléments dissipateurs d'énergie sont situés dans les liaisons avec les éléments en bois massif conçus pour demeurer « élastiques ». Les éléments dissipateurs d'énergie dans les liaisons comprennent diverses pièces de fixation du type goujon, comme les suivantes :

- clous ordinaires, torsadés ou annelés;
- vis autotaraudeuses ordinaires ou exclusives;
- boulons ou goujons;
- tirefonds; et
- divers dispositifs inélastiques exclusifs pouvant faire fonction d'éléments fusibles.

Les liaisons dissipatrices d'énergie dans divers SFRS en bois comprennent les suivantes :

- liaisons présentes aux deux extrémités d'un contreventement diagonal;
- liaisons de traction (soulèvement) aux deux extrémités à la base d'un mur travaillant en cisaillement et en flexion en bois massif;
- liaisons résistant aux moments entre les poutres et les poteaux des ossatures résistant aux moments; et
- liaisons réparties en périphérie d'un mur travaillant en cisaillement à ossature légère en bois.

2.1 Exemple : murs en porte-à-faux travaillant en cisaillement à ossature à claire-voie en bois massif

L'exemple choisi pour illustrer les exigences de la présente section est un mur travaillant en cisaillement à ossature à claire-voie en bois massif qui est en porte-à-faux à partir de sa base, la déformation étant limitée aux liaisons de soulèvement à la base. La série d'archétypes et les éléments dissipateurs d'énergie sont décrits ci-après :

- Les archétypes du SFRS sont une série de murs en porte-à-faux faits de panneaux en bois lamellé-croisé ou d'autres panneaux en bois massif.
- Les murs sont en porte-à-faux (à ossature à claire-voie).
- Les hauteurs de bâtiment prises en compte sont 10 m, 20 m, 30 m et 36 m (12 étages).
- Plusieurs longueurs et rapports hauteur/longueur de mur sont pris en compte :
    - longueur de 3 m pour le mur de 10 m de hauteur;
    - longueur de 4 m pour les murs de 20 m et de 30 m de hauteur; et
    - longueur de 6 m pour les murs de 20 m, de 30 m et de 36 m de hauteur.
- Les charges dues à la pesanteur sur les murs représentent 10 % et 90 % du poids tributaire latéral utilisé pour calculer la force sismique.
- Différentes régions à risques sismiques sont prises en compte.
- Différentes conditions du sol sont prises en compte (voir la section 4 du présent guide technique).
- Les éléments dissipateurs d'énergie sont les liaisons (dispositifs de retenue) aux deux extrémités du mur situées à la base de celui-ci. Ils doivent être modélisés à l'aide de modèles hystérétiques non linéaires qui reflètent les données d'essai et prennent en compte la dégradation cyclique, le cas échéant. Le groupe d'étude du projet et le comité d'évaluation par les pairs doivent s'entendre sur le modèle hystérétique et sur la forme de la courbe de l'épine dorsale à utiliser pour contraindre les boucles d'hystérésis (selon la qualité des données déterminées conformément à la section 3).
- La capacité des liaisons qui relient deux panneaux en bois massif (superposés) et qui servent à prolonger ces panneaux jusqu'à une certaine hauteur du bâtiment (le cas échéant) doit être

protégée contre le soulèvement et le cisaillement et ne subir que des déformations minimales, de sorte que les deux panneaux se comportent comme un seul panneau, à moins que le calcul du SFRS ne l'exige autrement. Les liaisons de cisaillement horizontal à la base du mur doivent être détaillées de manière à pouvoir répondre aux demandes de déplacement vertical tout en présentant une déformation minimale sous charge de cisaillement horizontal.

- Dans les cas où deux panneaux en bois massif ou plus sont nécessaires pour former un seul mur continu afin d'augmenter sa longueur, la capacité des liaisons qui relient ces panneaux sur toute la hauteur du mur doit être protégée; de plus, ces liaisons doivent pouvoir transférer toutes les forces nécessaires en ne subissant que des déformations minimales, de sorte que les deux panneaux se comportent comme un seul mur (soit le type de mur dans cet exemple précis).
- Un autre cas de mur en porte-à-faux est celui où deux panneaux en bois massif ou plus sont juxtaposés de manière à former un mur couplé avec liaisons entre les panneaux sur toute la hauteur du mur, conçues pour dissiper l'énergie. De telles liaisons seraient mises à l'essai afin de déterminer leurs propriétés sous charge inversée et modélisées à l'aide de modèles hystérétiques non linéaires qui reflètent les données d'essai et prennent en compte la dégradation cyclique, le cas échéant. À noter que ce mur couplé serait un système différent ayant ses propres valeurs de R_dR_o et qu'il nécessiterait une étude distincte.
- Les éléments des panneaux en bois massif sont modélisés de manière à prendre en compte les contraintes et les déformations dues à la compression en flexion.
- Les liaisons non linéaires sont modélisées à partir des propriétés déterminées lors des essais.
- Des éléments d'espacement sont utilisés là où l'exige le comportement prévu des liaisons ou des panneaux.
- L'épaisseur des murs est déterminée par les demandes de cisaillement et les demandes de compression en flexion dues aux séismes, la longueur en compression des murs correspondant à 15 % et à 30 % de leur longueur aux fins de l'examen de la sensibilité de la ductilité des murs à leur résistance à la compression.
- Le calcul des murs est fondé sur le CNB, les valeurs présumées de R_dR_o et les exigences de la norme CSA O86 pour les parties qui ne dissipent pas l'énergie, et sur les données d'essai pour les éléments dissipateurs d'énergie. Les éléments qui ne dissipent pas l'énergie sont modélisés dans l'analyse comme étant à élasticité linéaire. On les examine après l'analyse afin de déterminer les exigences de sur-résistance qui sont nécessaires dans la méthode de calcul pour conserver leur élasticité.
- Les effets du mode supérieur sur le cisaillement doivent être pris en compte au moyen de règles de calcul, au besoin.
- Au cours de l'étude, il pourrait apparaître que certaines variables sont plus importantes que d'autres et influent sur la performance du mur; il pourrait donc être possible pour le groupe d'étude du projet (de concert avec le comité d'évaluation par les pairs) de réduire le nombre d'analyses.

Des données supplémentaires permettant d'illustrer l'archétype sont fournies à la figure 6 de la section 3.

3. Détermination des propriétés des éléments dissipateurs d'énergie

La modélisation analytique seule ne peut permettre de prédire adéquatement la réponse sismique de divers systèmes structuraux, plus particulièrement ceux qui n'ont pas déjà été soumis à des séismes. La mise en œuvre d'un programme exhaustif d'étude expérimentale est donc nécessaire pour établir les propriétés des matériaux, déterminer les propriétés des composants structuraux, caler et valider les modèles des composants et étalonner les analyses numériques pour tout SFRS proposé. La combinaison de données expérimentales et analytiques devrait être suffisante pour permettre d'atteindre les principaux objectifs des analyses numériques, soit :

(a) prédire adéquatement la réponse sismique du SFRS sélectionné lorsqu'il est soumis à diverses demandes sismiques (y compris l'état de quasi-effondrement); et
(b) évaluer adéquatement le coefficient de modification de force liée à la ductilité, R_d, pour le système sélectionné.

Par conséquent, l'objectif principal de la présente section est de décrire les principaux facteurs que le groupe d'étude du projet devrait prendre en compte lors de l'évaluation expérimentale des propriétés de contrainte-déformation des parties du SFRS qui influent considérablement sur sa réponse sismique. Le lecteur pourra tirer profit des renseignements supplémentaires sur les bâtiments en bois figurant dans les éditions actuelle et subséquentes du rapport spécial nº SP-55E de FPInnovations (2014) intitulé « Technical guide for the design and construction of tall wood buildings in Canada ».

3.1 Exigences générales

Il est nécessaire d'identifier les composants du SFRS qui influent le plus sur la réponse sismique du système. Ces composants sont généralement des éléments dissipateurs d'énergie, comme les contreventements en acier dans les ossatures contreventées, les poutres dans les ossatures résistant aux moments en béton ou en acier ainsi que les liaisons élastiques dans les SFRS en bois. L'évaluation et la mise à l'essai des éléments dissipateurs d'énergie au comportement inélastique non linéaire seront nécessaires dans la plupart des cas, à moins qu'une quantité importante de données d'essai et de recherche ne soient déjà disponibles à ce sujet. Les éléments conçus pour être à capacité protégée demandent une attention particulière, car ceux-ci devraient avoir une résistance et une rigidité adéquates aux fins de l'activation des éléments dissipateurs du SFRS lors de la réponse sismique. Le programme de mise à l'essai devrait comprendre une approche coordonnée des essais relatifs aux matériaux, aux composants structuraux et aux ensembles. Les données d'essai sur les matériaux devraient servir de valeurs de référence fiables permettant de prédire les propriétés de résistance, de rigidité et de déformation des composants structuraux sous charge sismique. Les données d'essai sur les composants structuraux sont nécessaires aux fins de l'élaboration et de l'étalonnage des critères de calcul et des modèles de contrainte-déformation hystérétiques relatifs aux composants qui constituent la partie essentielle du SFRS. Quant aux données d'essai sur les ensembles, elles sont nécessaires pour quantifier les interactions entre les composants structuraux qui ne peuvent être prédites adéquatement par l'analyse.

L'élaboration du programme de mise à l'essai nécessaire à l'évaluation d'un SFRS donné est un sujet complexe. L'élaboration d'un tel programme dépend du type de SFRS évalué ainsi que des matériaux dont il est construit. Par exemple, les propriétés matérielles non linéaires de l'acier utilisé dans les poutres et les

poteaux d'une ossature ductile en acier résistant aux moments revêtent une grande importance, mais ces propriétés peuvent être moins importantes pour les ossatures en bois résistant aux moments étant donné que dans ce dernier cas, toute la non-linéarité réside dans les liaisons. Toutefois, il peut être nécessaire de déterminer les propriétés matérielles non linéaires (écrasement) dans le cas des murs (en porte-à-faux) à ossature à claire-voie en bois.

La description de toutes les exigences de mise à l'essai requises pour tous les SFRS possibles fabriqués à partir de tous les matériaux possibles dépasse la portée de la présente section. De tels plans détaillés devraient être établis par le groupe d'étude du projet en collaboration avec le comité d'évaluation par les pairs. Par conséquent, le reste de la présente section ne traite que des exigences principales, en mettant l'accent sur les SFRS en bois.

3.2 Exigences de mise à l'essai et instruments connexes

Les exigences de mise à l'essai et les instruments connexes sont décrits ci-après.

Données d'essai

En l'absence de données d'essai disponibles, il est nécessaire de mener des essais appropriés sur les éléments dissipateurs d'énergie (c.-à-d. les liaisons, dans le cas des SFRS en bois, ou les assemblages de plusieurs éléments, au besoin) afin d'en déterminer les propriétés. Dans la plupart des cas, les essais cycliques d'inversion de charges suffisent à déterminer les propriétés de contrainte-déformation. Des essais pseudo-dynamiques peuvent être justifiés dans les cas de systèmes structuraux de grande taille et plus complexes dont l'historique des déplacements cycliques appliqué pourrait ne pas couvrir toute la gamme des déplacements que subirait la structure sous l'effet d'actions dynamiques.

Laboratoires d'essais

Les laboratoires d'essais chargés de mettre en œuvre un programme d'étude expérimentale devraient généralement se conformer à des critères d'accréditation nationaux ou internationaux, comme ceux de la norme ISO/IEC 17025:2017, « Exigences générales concernant la compétence des laboratoires d'étalonnages et d'essais ». Les laboratoires d'essais qui ne sont pas accrédités peuvent être utilisés aux fins du programme d'étude expérimentale à condition que le comité d'évaluation par les pairs se soit assuré de l'acceptabilité de tels laboratoires.

Fabrication des échantillons de composants ou d'ensembles

Les liaisons dissipatrices d'énergie qui sont mises à l'essai doivent être faites de matériaux représentatifs de ceux qui doivent être utilisés dans le SFRS réel du bâtiment. La taille des échantillons mis à l'essai devrait être aussi près que possible de la taille réelle du composant ou de l'ensemble qui sera utilisé dans le SFRS. Dans les cas où cette dernière exigence est impossible à respecter ou n'est pas pratique en raison de contraintes diverses (p. ex., l'espace disponible, les capacités de l'appareillage d'essai ou le coût élevé des essais), des échantillons de petite taille (à échelle réduite) sont permis, pourvu qu'il soit possible de démontrer théoriquement ou expérimentalement que l'essai mené dans ces conditions n'influera pas significativement sur les conclusions liées au comportement du système et à la performance qui en découle.

La construction des échantillons de composants ou d'ensembles devrait correspondre aux pratiques de construction sur le terrain. Des techniques de construction ou des mesures de contrôle de la qualité spéciales ne devraient pas être employées, à moins qu'elles ne fassent partie des exigences de calcul.

Montage d'essai

Le montage d'essai devrait être conçu de manière à permettre au composant ou à l'ensemble mis à l'essai de présenter en cours d'essai des mouvements et des déformations semblables à ceux qui sont à prévoir lorsque l'échantillon fait partie du SFRS et subit des mouvements sismiques. Les conditions limites des échantillons mis à l'essai devraient être représentatives des contraintes auxquelles seront soumis les échantillons dans le SFRS. Dans les cas où des coefficients R_d sont à l'étude pour un SFRS donné, les conditions limites devraient être d'une portée suffisamment générale pour que les résultats soient applicables à diverses configurations de système utilisées en pratique. Dans tous les cas, les conditions limites ne devraient entraîner aucun effet bénéfique sur le comportement sismique qui serait inexistant dans les configurations de SFRS utilisées en pratique.

Charges

Les charges devraient être appliquées aux échantillons d'essai de manière à reproduire le transfert des charges au composant comme cela se produirait dans les configurations de système courantes. À moins que le composant à l'étude nécessite un essai de contrôle de charge, les essais devraient généralement être axés sur le contrôle du déplacement. Pour les composants qui résistent aux charges dues à la pesanteur, aux charges de renversement et aux charges latérales, la configuration de l'essai devrait prendre en compte les charges dues à la pesanteur, à moins que l'on puisse démontrer que celles-ci n'influent pas significativement sur la performance du composant ou n'ont aucun effet bénéfique sur sa performance.

Instruments

Les instruments utilisés devraient offrir une mesure et une interprétation exactes et fiables des principaux paramètres, comme les propriétés de résistance et de déformation. Tous les instruments devraient être étalonnés avant leur utilisation et des registres d'étalonnage devraient être conservés.

Résultats d'essais

Si l'on utilise des résultats d'essais qui ne font pas partie de l'étude, il faut porter une attention particulière à l'ensemble des considérations et des limites qui étaient en place au moment où l'essai a été mené ainsi qu'à leur incidence sur les résultats. Cela est particulièrement important pour les produits exclusifs, auquel cas il est prudent de chercher à obtenir les résultats d'essais d'origine du fabricant.

3.3 Essais cycliques et analyse des données

Les essais de charge cyclique devraient être effectués suivant un protocole fondé sur le déplacement ayant été élaboré relativement à des quantités bien définies (p. ex., déplacement, glissement des étages ou rotation) et devraient comporter des cycles de déformation symétrique dont l'amplitude augmente par étapes. Les cycles de plus petite amplitude entre ceux d'amplitude croissante (cycles de tracé) ne devraient être inclus que s'ils influent négativement sur la réponse cyclique du composant. On trouve des exemples de protocoles d'essai dans la norme ASTM E2126-11, « Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load

Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings » (voir la figure 1).

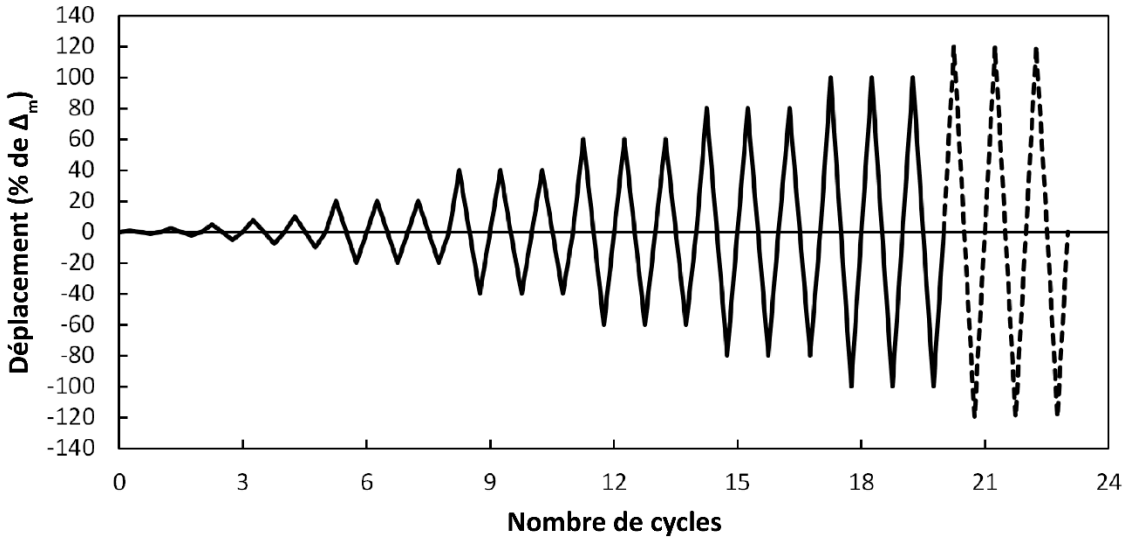


Figure 1. Méthode B du protocole d'essai cyclique de la norme ASTM E2126

La plupart des protocoles d'essai cyclique sont élaborés en fonction d'un pourcentage d'un niveau de déplacement de référence correspondant soit à la déformation ultime (Δ ou Δ_m) obtenue à partir d'un essai monotone sur le même composant, soit à une estimation de cette valeur. La valeur de Δ ou de Δ_m ne devrait pas dépasser 0,025 fois la hauteur d'étage (limite de glissement de 2,5 %). Le nombre de cycles devrait être suffisant pour entraîner la dégradation de la résistance, de la rigidité et de la capacité de dissipation d'énergie du composant mis à l'essai lors de cycles de charge répétés. Les échantillons devraient être mis à l'essai jusqu'à des déformations suffisamment marquées pour parvenir à l'état de « quasi-effondrement » du composant ou de l'ensemble (qui peut être bien au-delà de la limite de glissement de 2,5 %), de sorte que l'on puisse observer non seulement la dégradation de la résistance et de la rigidité, mais aussi la possibilité de modes de rupture fragiles. La déformation maximale utilisée dans l'essai devrait toujours être supérieure à la déformation obtenue lorsque la charge appliquée est réduite d'au moins 20 %, une fois la charge maximale atteinte, et peut donc atteindre la déformation ultime, Δ_U, dans au moins une direction de charge. Pour les liaisons et les ensembles en bois, il est recommandé de suivre la méthode B ou C du protocole d'essai cyclique de la norme ASTM E2126.

Pour mettre à l'essai les liaisons, au moins trois réplicats devraient être mis à l'essai sous charge monotone afin de déterminer le niveau de déplacement de référence ainsi que le nombre d'essais pour les essais cycliques. Le nombre de réplicats à mettre à l'essai sous charge cyclique devrait être déterminé en fonction du coefficient de variation de la valeur de résistance obtenue à partir des essais monotones suivant l'approche décrite dans la norme ASTM D2915-17, « Standard Practice for Sampling and Data-Analysis for Structural Wood and Wood-Based Products ». Pour ce qui est des ensembles, au moins deux ensembles, et de préférence trois, devraient être mis à l'essai. Trois essais sont nécessaires si la résistance varie de plus de 10 % entre les deux essais, ou si la déformation ultime, Δ_U, varie de plus de 20 % entre les deux essais (FEMA P-795 [2011], « Quantification of Building System Performance and Response Parameters: Component Equivalency Methodology »). Dans les cas où survient une dégradation rapide et non prédite de la résistance qui est caractéristique des liaisons ou des ensembles subissant un mode de rupture fragile,

les échantillons mis à l'essai devraient être recalculés pour éviter ce type de mode de rupture, puis remis à l'essai.

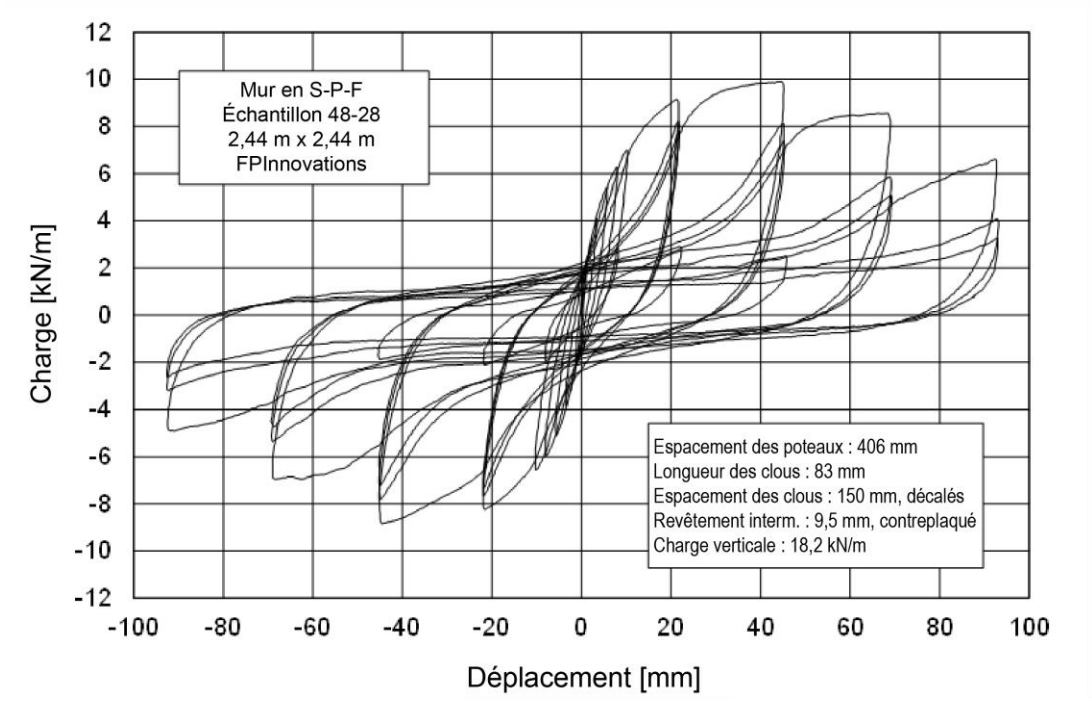


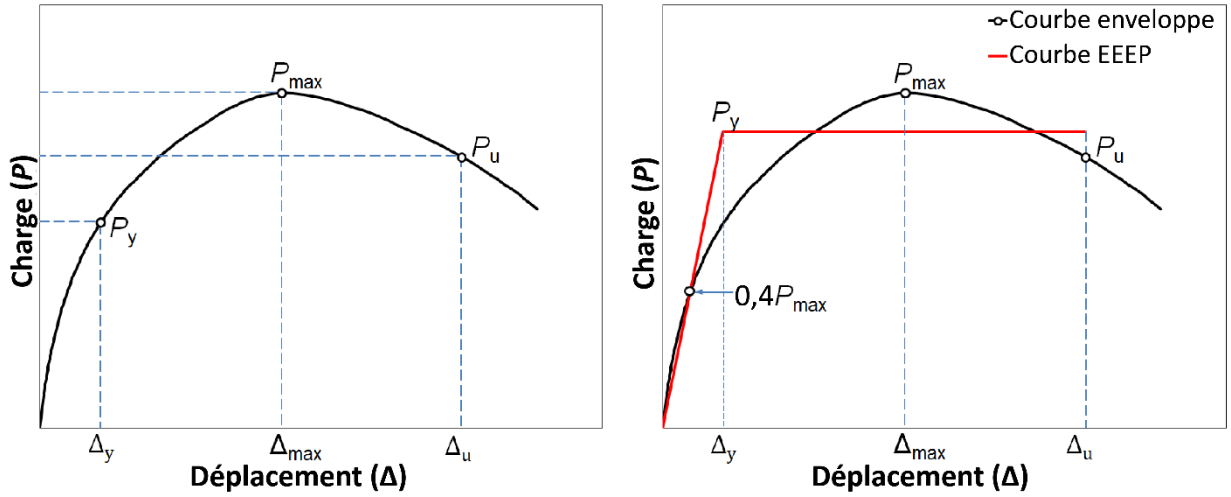
Figure 2. Réponse hystérétique type d'un composant en bois obtenue à partir d'essais cycliques d'inversion de charges

Les courbes enveloppes cycliques devraient être établies en fonction de la charge maximale à chaque niveau de déformation à partir des courbes hystérétiques cycliques. La figure 2 donne des exemples de courbes hystérétiques types obtenues à partir d'essais cycliques menés sur un composant en bois. Les paramètres suivants devraient être déterminés à l'aide des courbes enveloppes cycliques à partir des données d'essai de charge cyclique (figure 3) :

- La charge maximale, P_{max}. Cette valeur est appelée « charge ultime » dans la norme CSA O86.
- La déformation ultime, Δ_U, correspond à la déformation à $0{,}8P_{max}$ une fois atteinte la valeur de P_{max}.
- P_U correspond au niveau de charge à la valeur de déformation ultime, Δ_U.
- La rigidité initiale, K_1, pour les composants en bois se calcule différemment selon les normes.
- La déformation élastique, Δ_Y, pour les composants en bois se calcule différemment selon les normes; $\Delta_Y = P_{max}/K_1$.
- La capacité de ductilité, μ, se calcule comme suit : $\mu = \Delta_U/\Delta_Y$.

Bien que l'on puisse définir clairement la rigidité initiale dans le cas des structures en acier et en béton, ce paramètre peut être établi de différentes façons selon les normes d'essai dans le cas des composants en bois. Selon la norme ASTM E2126, la rigidité correspond à la pente de la courbe reliant l'origine au point $0{,}4P_{max}$ sur la courbe enveloppe, mais selon la plupart des normes européennes et ISO, la rigidité correspond à la pente reliant les points $0{,}1P_{max}$ et $0{,}4P_{max}$ sur la courbe enveloppe. La norme ASTM E2126 définit le

déplacement élastique au moyen de la courbe élastique-plastique d'énergie équivalente (EEEP) idéale (figure 3) en circonscrivant une zone égale à la zone comprise dans la courbe enveloppe entre l'origine, le déplacement ultime et l'axe de déplacement. Par ailleurs, les normes européennes et ISO définissent la limite apparente d'élasticité, Δ_Y, comme une intersection entre la courbe de la rigidité initiale (K_1) et la courbe qui présente 1/6 de la rigidité initiale, tangentiellement à la courbe enveloppe.



a) b)

Figure 3. Définitions de divers paramètres de ductilité : a) courbe charge-déplacement type; b) courbe élastique-plastique d'énergie équivalente (EEEP)

La méthode de calcul des paramètres de performance moyens (déformation ultime, rigidité initiale, charge limite d'élasticité et ductilité) qui caractérisent les enveloppes tant positives que négatives peut avoir une incidence dans les cas où l'échantillon produit une réponse asymétrique. Les réponses de la plupart des essais portant sur des composants en bois sont asymétriques dans une certaine mesure, car les dommages causés lors d'une course positive initiale tendent à affaiblir la réponse lors de la course négative subséquente au cours du même cycle. Les estimations de la performance peuvent être imprudentes si l'on détermine les paramètres de réponse moyens pour un échantillon présentant des courbes enveloppes positives et négatives légèrement dissemblables en analysant chaque enveloppe positive et chaque enveloppe négative individuellement, puis en faisant la moyenne des résultats obtenus à partir de chacune de celles-ci. En pareil cas, il est suggéré de déterminer d'abord la courbe enveloppe moyenne (figure 4), puis de déterminer les paramètres en fonction de celle-ci.

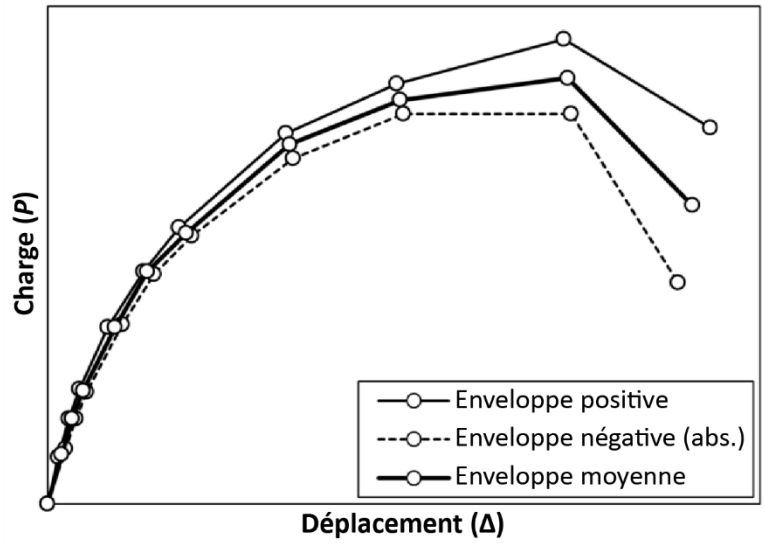


Figure 4. Exemple de courbe enveloppe moyenne obtenue à l'aide de la méthode d'essai C de la norme ASTM E2126

Pour les composants dont le comportement est raisonnablement symétrique, les valeurs de déformation ultime, de rigidité initiale, de charge limite d'élasticité et de ductilité peuvent être calculées comme la moyenne de leurs valeurs respectives déterminée à partir des parties positives et négatives des courbes enveloppes. On peut ensuite rétrocalculer le déplacement élastique moyen en utilisant les valeurs moyennes de charge limite d'élasticité et de rigidité initiale. Pour les composants qui présentent un comportement asymétrique marqué, les valeurs positives et négatives de ces paramètres devraient être calculées et évaluées séparément pour chaque direction de charge. Consulter la norme ASTM E2126 pour obtenir de plus amples renseignements à ce sujet.

3.4 Exemple : mur en porte-à-faux en bois massif (à ossature à claire-voie)

Les bâtiments en bois massif sont généralement des constructions de type plate-forme ou des constructions à ossature à claire-voie, comme le montre la figure 5. Dans une construction de type plate-forme en bois lamellé-croisé, le plancher de chaque étage constitue une plate-forme servant de base pour le montage des murs en bois lamellé-croisé de l'étage suivant. Dans une construction à ossature à claire-voie, les murs sont continus sur toute la hauteur du bâtiment et les panneaux de plancher sont fixés aux murs à chaque étage. Cette solution permet d'éviter l'accumulation de contraintes de compression perpendiculaires au fil du bois dans les panneaux de plancher en bois lamellé-croisé et en outre de tirer profit de la longueur des panneaux en bois lamellé-croisé, qui sont fabriqués en longueurs pouvant aller jusqu'à 20 m. Plusieurs bâtiments de ce type ont déjà été construits au Canada, par exemple l'immeuble de 13 étages du projet Origine, à Québec, les immeubles de 8 étages du complexe Arbora, à Montréal, et le Wood Innovation and Design Centre, d'une hauteur de 30 m, à Prince George, en Colombie-Britannique.

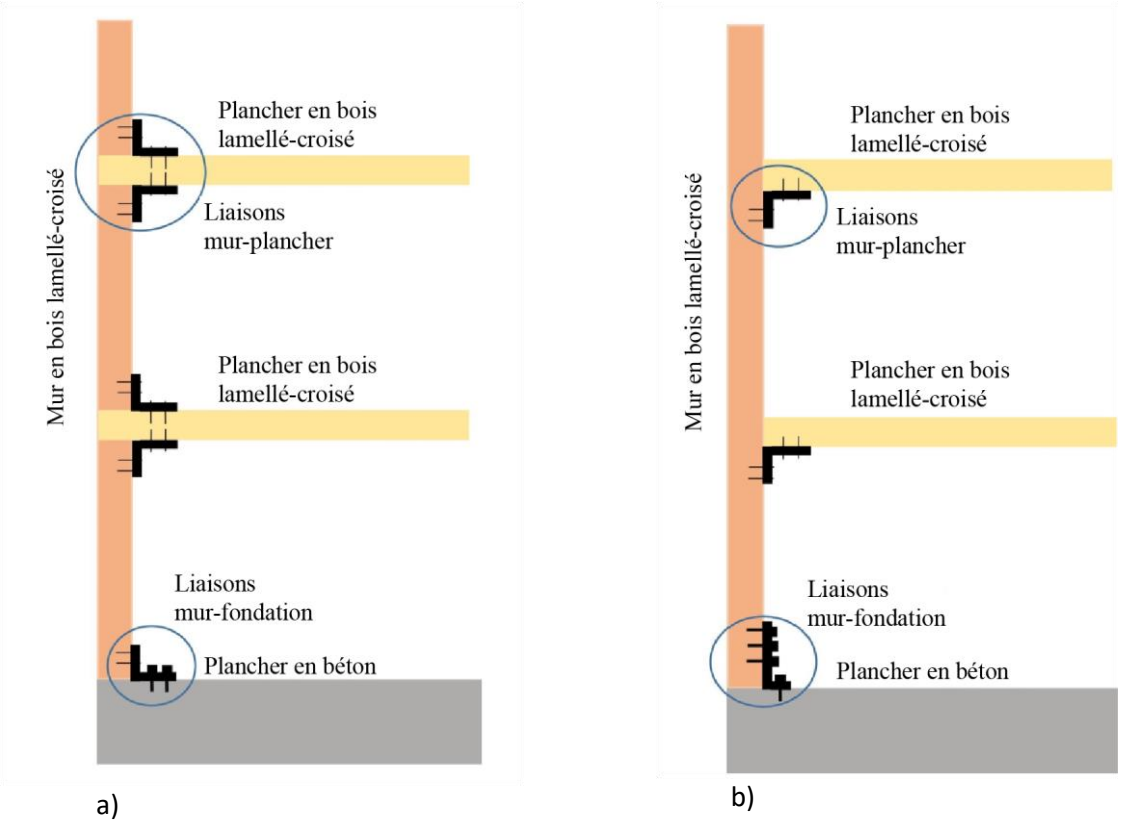


Figure 5. Schéma simplifié d'une construction en bois lamellé-croisé a) de type plate-forme et b) à ossature à claire-voie

Les figures 6a) et b) donnent des exemples de configurations de mur à ossature à claire-voie en bois massif. La réponse sismique de ce type de SFRS est tributaire des liaisons de retenue au bas du mur et des liaisons dans les joints verticaux (figure 6b)) si le mur comporte plus d'un panneau et si les liaisons sont conçues pour dissiper l'énergie. Dans ce dernier cas, les murs sont habituellement appelés « murs travaillant en cisaillement couplés ».

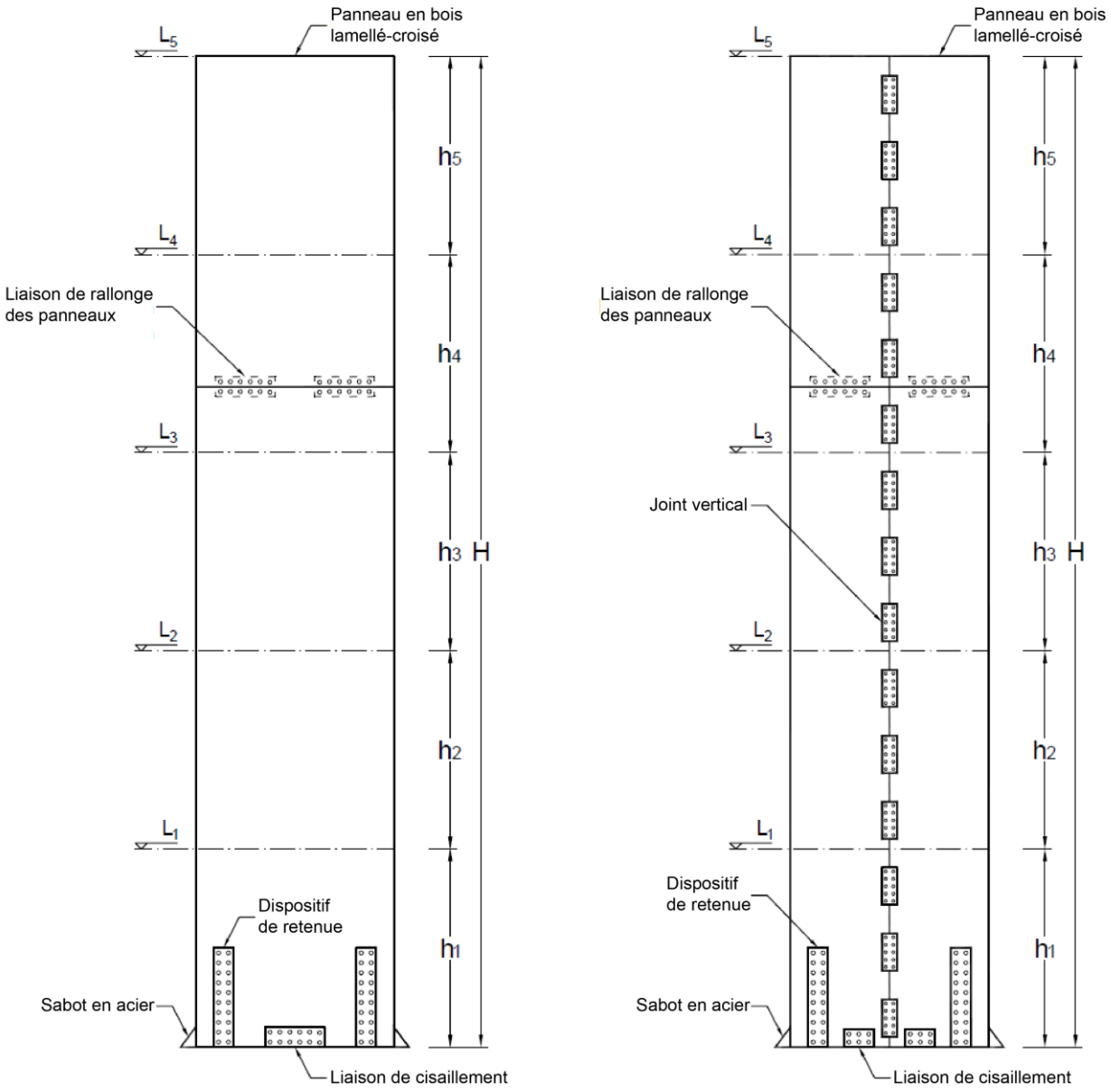


Figure 6. Schémas simplifiés a) d'un mur à un seul panneau à ossature à claire-voie en bois lamellé-croisé et b) d'un mur couplé à ossature à claire-voie en bois lamellé-croisé

Les liaisons de cisaillement horizontal à la base du mur devraient être détaillées de manière à pouvoir répondre aux demandes de déplacement vertical tout en présentant une déformation minimale (glissement) sous charge de cisaillement horizontal. Les liaisons de retenue sont des éléments intégrants de la partie dissipatrice d'énergie du système et devraient être mises à l'essai conformément à la présente section. Dans ce cas, les charges cycliques pendant l'essai ne devraient être appliquées que dans une direction (traction) étant donné que le panneau en bois massif résiste à la compression. On devrait également mettre à l'essai les propriétés de compression du bois massif pour en déterminer la déformation potentielle lors de la réponse sismique. Selon les types de liaison de cisaillement et de retenue utilisés, ces murs peuvent parfois

subir un décalage latéral (avancée) du panneau pendant la réponse sismique. Pour éliminer ce mouvement, il faut utiliser des sabots ou des patins en acier aux deux extrémités du panneau, comme le montre la figure 6. Les liaisons dans les joints verticaux devraient être mises à l'essai sous charge cyclique inversée, ces liaisons ayant effectivement tendance à présenter de tels mouvements. Les boucles d'hystérésis obtenues à partir d'essais menés sur les deux types de liaisons peuvent être utilisées aux fins de l'élaboration des modèles numériques des murs. La capacité des liaisons servant à prolonger les panneaux en bois massif jusqu'à certaines hauteurs du bâtiment devrait être protégée contre le soulèvement et le cisaillement et ne subir que des déformations minimales. Si l'on ne connaît pas les propriétés de résistance et de rigidité de ces liaisons, il faut les mettre à l'essai pour en déterminer les propriétés.

Dans les cas où deux panneaux en bois massif ou plus sont nécessaires pour former un seul mur (afin d'augmenter sa longueur), la capacité des liaisons qui relient ces panneaux sur toute la hauteur du mur devrait être protégée; de plus, ces liaisons devraient pouvoir transférer toutes les forces nécessaires en ne subissant que des déformations minimales, de sorte que les deux panneaux se comportent comme un seul mur.

4. Sélection et pondération des antécédents de mouvements sismiques du sol

Selon les commentaires que l'on trouve dans le document FEMA P-695, de façon générale, les méthodes de calcul élaborées pour les régions de sismicité élevée peuvent aussi être utilisées dans les régions de faible sismicité. Toutefois, les exigences nécessaires à l'atteinte d'une performance acceptable dans les régions de sismicité élevée peuvent se révéler inutilement contraignantes dans les régions de faible sismicité. La sélection de plusieurs zones sismiques est donc nécessaire à l'élaboration d'exigences appropriées qui s'avèrent efficaces pour différentes régions du pays et qui ne se révèlent pas trop prudentes.

Il importe que les antécédents de mouvements du sol servant aux analyses non linéaires soient sélectionnés par des personnes qui possèdent une expérience considérable dans le choix de tels antécédents et qui connaissent bien la sismicité de la région visée, d'une part, et que cette sélection soit examinée par les pairs, d'autre part. Il serait souhaitable que ce travail soit réalisé par le groupe d'étude du projet et le comité d'évaluation par les pairs. Cependant, il s'agit d'un sujet hautement spécialisé qui pourrait nécessiter le recours à un consultant externe et à un processus distinct d'examen par les pairs.

Le document FEMA P-695 suggère, aux fins de l'évaluation et de la détermination des valeurs de R_dR_o pour une série d'archétypes, d'utiliser les antécédents de mouvements sismiques du sol élaborés pour la catégorie d'emplacement D. Cette approche est également celle qui est proposée pour la méthode décrite dans le présent document.

4.1 Localités à l'étude sur le plan de la sismicité

Pour ce qui est de la sismicité, les localités qui peuvent être prises en compte dans les analyses non linéaires sont les suivantes :

- **Tofino, catégorie d'emplacement D.** Il s'agit d'une localité à sismicité très élevée comptant une population peu nombreuse et un petit nombre de bâtiments de grande hauteur. Le principal risque sismique est lié à des séismes de subduction de longue durée. Il se peut que les exigences élaborées pour cette localité soient si strictes que l'approche la plus avisée serait de la traiter comme un cas

spécial visé par des exigences supplémentaires par rapport à Victoria ou à Vancouver. Cette approche a été adoptée pour certains cas dans la norme CSA S16-14, « Règles de calcul des charpentes en acier », où des forces de calcul plus élevées que les valeurs indiquées dans le CNB sont rendues obligatoires dans certaines situations.

- **Victoria, catégorie d'emplacement D.** Il s'agit également d'une zone à sismicité élevée qui est soumise à des séismes de subduction et qui pourrait devoir être traitée comme un cas spécial, comme celui mentionné ci-dessus.
- **Vancouver, catégorie d'emplacement D.** Le risque sismique de la région de Vancouver est lié à des séismes de subduction dans la plage de périodes longues et à des séismes crustaux et subcrustaux dans la plage de périodes courtes. Toutefois, l'objectif ici est de disposer d'une solution normalisée qui s'intègre aux tableaux de valeurs de R_dR_o du CNB et qui peut s'appliquer aux deux plages de périodes.
- **Montréal, catégorie d'emplacement D.**
- **Toronto, catégorie d'emplacement D.**

Au cours de l'étude, les participants trouveront peut-être utile d'envisager l'inclusion d'autres régions ou d'autres catégories d'emplacement dans l'étude.

Comme les structures conçues pour les régions de sismicité élevée offrent généralement une performance adéquate dans les régions de faible sismicité, il pourrait apparaître dès le début du processus que les exigences de calcul, dans le cas des régions de faible sismicité comme Toronto, Montréal ou les Maritimes, sont déterminées par celles qui s'appliquent à Vancouver et à Victoria. Le cas échéant, le groupe d'étude du projet et le comité d'évaluation par les pairs pourraient conclure qu'un ensemble complet d'analyses n'est pas nécessaire pour ces régions de faible sismicité et documenter cette conclusion.

Cependant, le groupe d'étude du projet pourrait également estimer souhaitable d'assouplir les exigences applicables aux régions de faible sismicité et d'établir pour celles-ci un deuxième ensemble d'exigences moins strictes. Le cas échéant, l'étude devrait être effectuée en entier pour les régions de faible sismicité en utilisant les exigences moins strictes.

4.2 Sélection des antécédents de mouvements sismiques du sol et pondération

Les antécédents de mouvements sismiques du sol choisis pour les analyses doivent satisfaire aux exigences du commentaire J et de son annexe dans le document intitulé « Commentaires sur le calcul des structures (Guide de l'utilisateur – CNB 2015 : Partie 4 de la division B » (Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, 2017), sous réserve de l'exception décrite ci-dessous.

Les séismes de subduction présentent en général de longues durées. Comparativement aux séismes de courte durée, les séismes de longue durée comportant de nombreux cycles peuvent avoir, sur les éléments se dégradant selon un mode non linéaire, des effets plus néfastes que ce à quoi on pourrait s'attendre en se fondant uniquement sur l'intensité spectrale. Ceci peut donner lieu à des résultats imprudents dans la plage de périodes courtes pour les séismes de subduction au point de brisure dans des localités comme Vancouver, où les séismes de courte durée qui dominent la plage de périodes courtes sont pondérés selon le spectre de risque uniforme dans la plage de périodes courtes, et où les séismes de longue durée qui dominent la plage de périodes longues sont pondérés selon le spectre de risque uniforme dans la plage de périodes longues.

Une seconde préoccupation se trouve liée à la pondération des mouvements de subduction de longue durée selon la plage de périodes longues du spectre de risque uniforme seulement, qui se traduit par la perte de contrôle des mouvements de subduction dans la plage de périodes courtes. Ceci peut donner lieu à des résultats trop prudents ou trop imprudents pour des séismes de subduction dans la plage de périodes courtes.

Il existe des méthodes permettant d'aborder ces préoccupations pour un bâtiment unique. Ces méthodes consistent habituellement à élaborer un spectre lié au spectre de risque uniforme correspondant à la période du bâtiment ainsi que des probabilités connexes pour le spectre. Toutefois, lorsqu'un ensemble de bâtiments présentant une vaste gamme de périodes est à l'étude, il est souhaitable de déterminer un spectre cible simple et suffisamment robuste qui couvre la plage de périodes allant de 0,0 à 10,0 secondes.

Afin de régler ces problèmes pour les villes de Victoria et de Vancouver, trois spectres cibles couvrant la plage de périodes ont été élaborés. Ces spectres sont basés sur le spectre de risque uniforme avec probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans pour chaque zone de source sismique (zone crustale, zone subcrustale et zone de subduction), multiplié par 1,3, sans dépasser la valeur du spectre de risque uniforme du CNB. À noter que ce facteur de pondération s'appuie sur les données sismiques du CNB 2015 et qu'il pourrait ne pas s'appliquer aux données sismiques du CNB 2020. L'acceptation des résultats de l'analyse dépend de la zone de source sismique applicable.

La présente section ne fournit aucun exemple particulier, car elle sert elle-même d'exemple et comporte des recommandations détaillées pour les régions du Canada qui doivent être prises en compte. On peut trouver des renseignements supplémentaires à l'annexe A, au sujet des spectres cibles pour Victoria et Vancouver, ainsi que dans les « Commentaires sur le calcul des structures (Guide de l'utilisateur – CNB 2015 : Partie 4 de la division B » (Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, 2017), au sujet de la sélection des antécédents de mouvements du sol et sur leur utilisation dans une analyse non linéaire.

5. Détermination des coefficients R_d et R_o cibles

5.1 Coefficient de modification de force liée à la sur-résistance, R_o

Le coefficient R_o peut être déterminé à partir des résultats des données d'essai, du jugement technique et de la méthode présentée dans l'article de Mitchell et coll. dans la *Revue canadienne de génie civil*, vol. 30, nº 2, avril 2003. Cet article contient des renseignements très utiles et décrit tout ce qu'il faut savoir pour comprendre le coefficient R_o des divers matériaux structuraux et systèmes de résistance aux charges latérales.

En voici un très bref résumé :

Le coefficient R_o est une estimation de la sur-résistance assurée (ou minimale) d'un système latéral, qui prend la forme suivante :

$$R_o = R_{size} \cdot R_{\phi} \cdot R_{yield} \cdot R_{sh} \cdot R_{mech} \qquad \text{(Équation 1)}$$

où

R_{size} est un coefficient qui représente le degré de « justesse » du calcul, ou qui indique si le calcul peut être déterminé par des exigences minimales ou par des choix entre des dimensions arbitraires.

R_ϕ fournit une résistance nominale, soit $1/\phi$, où ϕ est le coefficient de réduction de la résistance du matériau.

R_{yield} est une estimation de la limite d'élasticité conventionnelle effective ou prévue d'un matériau au-dessus de la valeur nominale.

R_{sh} est une estimation de l'effet du rhéodurcissement.

R_{mech} est une estimation de la sur-résistance découlant de la mobilisation de toute la capacité du système dans un mécanisme d'effondrement.

La valeur totale de R_dR_o est le résultat que l'on détermine à partir de l'analyse non linéaire. La valeur de R_d est ensuite déterminée à partir du total, la valeur de R_o étant connue.

5.1.1 Mur en porte-à-faux travaillant en cisaillement en bois lamellé-croisé (à ossature à claire-voie)

À supposer que la liaison élastique à la base du mur en porte-à-faux travaillant en flexion (à ossature à claire-voie) est une plaque d'acier clouée au mur en bois lamellé-croisé, le comportement inélastique non linéaire étant assuré par les clous, les valeurs proposées des divers coefficients de sur-résistance fondés sur les concepts de Mitchell et coll. (2003) seront les suivantes :

R_{size} = 1,1 (cette valeur est de 1,15 dans Mitchell et coll. [2003] pour les murs travaillant en cisaillement à ossature de bois)

R_ϕ = 1/0,8 = 1,25 (cette valeur est de 1,43 dans Mitchell et coll. [2003])

R_{yield} = 1,0

R_{sh} = 1,05

R_{mech} = 1,0

$R_o = 1{,}1 \cdot 1{,}25 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}05 \cdot 1{,}0 = 1{,}51$, ce qui peut être considéré comme égal à 1,5.

Il est à noter que cette valeur diffère de la valeur de R_o = 1,7 qui est donnée pour les murs travaillant en cisaillement à ossature de bois dans Mitchell et coll. (2003) et dans le CNB.

La valeur de R_{size} a été réduite par rapport à la valeur applicable aux murs travaillant en cisaillement à ossature de bois puisque ce type de liaison sera mieux « adapté » à la demande et ne sera déterminé par aucune exigence de nombre minimal ou étape relative au choix des dimensions des clous.

La valeur de R_ϕ a été réduite par rapport à la valeur applicable aux murs travaillant en cisaillement à ossature de bois, la valeur de ϕ pour les liaisons clouées étant de 0,8 dans la norme CSA O86, différente donc de la valeur de 0,7 utilisée auparavant pour les murs travaillant en cisaillement à ossature de bois.

Le coefficient R_o peut être calculé de façon similaire pour les liaisons avec d'autres pièces de fixation à l'aide des renseignements sur le calcul fournis dans la norme CSA O86 et des données d'essai disponibles.

Si une liaison telle qu'un contreventement limitant le flambement est envisagée au lieu d'une plaque clouée, la valeur de R_o serait de 1,2 (comme l'indique la norme CSA S16) afin de refléter le contrôle rigoureux

d'un produit manufacturé exclusif. La boucle d'hystérésis non linéaire pour un contreventement limitant le flambement peut facilement être utilisée dans l'analyse du comportement inélastique non linéaire.

Des échanges entre le groupe d'étude du projet et le comité d'évaluation par les pairs permettront de régler toutes les questions susmentionnées de façon définitive.

5.2 Coefficient de modification de force liée à la ductilité, R_d

Méthode 1

Une méthode simple pour déterminer le coefficient R_d consiste à en estimer une valeur à partir des données d'essai relatives aux éléments dissipateurs d'énergie qui sont critiques dans le système structural et de leur emplacement, puis à mettre cette valeur à l'essai en suivant la méthode décrite à la section 6 pour une localité donnée, comme Vancouver, et une configuration représentative. À noter que ceci exigera un jugement technique et une compréhension de la structure, la valeur de R_d étant un coefficient de modification (réduction) de la force du système (souvent perçu comme un « coefficient de ductilité du système ») et, pour de nombreux systèmes, la demande de ductilité sur les éléments dissipateurs d'énergie étant de plusieurs fois supérieure aux valeurs de R_d du système.

Méthode 2

Dans le cas des systèmes dominés par le comportement du premier mode, les résultats de l'analyse statique non linéaire (de type « pushover ») peuvent être utilisés pour fournir une estimation de la valeur de R_d comme point de départ. Une certaine itération peut être nécessaire avant qu'une valeur de R_d acceptable ne soit déterminée. On peut ensuite mettre à l'essai cette valeur en suivant la méthode complète décrite à la section 6 et en l'itérant au besoin.

Méthode 3

Il est possible d'élaborer une estimation initiale plus précise du coefficient R_d pour un SFRS en bois en suivant les étapes ci-après :

1. Supposer une valeur de R_d et calculer le prototype bidimensionnel du système structural pour la résistance en utilisant la méthode de calcul de la force statique équivalente ou la méthode de l'analyse dynamique linéaire du CNB.
2. Déterminer la rigidité des éléments du prototype, puis créer un modèle de rigidité du prototype en modélisant tous les éléments, y compris les liaisons.
3. Si certaines liaisons (comme les dispositifs de retenue à la base d'un mur travaillant en cisaillement) n'offrent pas la même rigidité en traction qu'en compression, utiliser la méthode de Raleigh pour déterminer une première période. Autrement, il suffit de déterminer la première période à l'aide du programme d'analyse.
4. Calculer la période à l'aide des équations empiriques du CNB aux fins de la méthode de calcul de la force statique équivalente, puis ajuster les valeurs de résistance et de rigidité du prototype en conséquence afin de respecter les limites du CNB relatives à la période, au glissement et à la valeur de calcul du cisaillement à la base.

5. Effectuer une analyse du spectre de réponse pour une valeur de R_dR_o = 1,0 et déterminer la réponse élastique au déplacement.
6. Connaissant la valeur de R_d (le coefficient de « ductilité » du système) et la valeur de R_o, estimer la demande non linéaire sur l'élément dissipateur d'énergie (le coefficient de « ductilité » de l'élément). Ajuster l'estimation du coefficient de ductilité du système, R_d, et itérer au besoin jusqu'à ce que l'estimation de la demande de ductilité sur l'élément dissipateur d'énergie soit acceptable (c.-à-d. inférieure à 50 % du déplacement non linéaire entre la limite apparente d'élasticité et le déplacement du « point de plafonnement », en fonction des capacités non linéaires de l'élément).
7. Utiliser cette valeur de R_d comme valeur proposée à mettre à l'essai en suivant la méthode complète décrite à la section 6.

Des étapes semblables peuvent être suivies pour d'autres types de SFRS, sauf que la modélisation des éléments dissipateurs d'énergie différerait.

6. Approche de l'analyse non linéaire

6.1 Approche suggérée

En termes simples, l'approche suggérée peut se résumer comme suit :

1. Calculer une structure archétypale bidimensionnelle à partir de la série d'archétypes en utilisant les valeurs de R_d et de R_o proposées dans le CNB au moyen de la méthode de calcul de la force statique équivalente ou de la méthode de l'analyse dynamique linéaire, et en intégrant toutes les exigences et les contraintes, sauf les limites de hauteur, celles-ci faisant l'objet de la présente étude.
2. Effectuer une analyse inélastique non linéaire sur ce prototype conformément au commentaire J du guide de l'utilisateur du CNB et à son annexe, les mouvements du sol étant pondérés à 100 % du spectre de risque uniforme, et conformément à la section 4. Les critères d'acceptation sont ceux indiqués dans le commentaire J et son annexe, sous réserve de l'exception mentionnée à la section 6.2.
3. Effectuer une seconde analyse inélastique non linéaire en doublant l'intensité des mouvements du sol (200 % du spectre de risque uniforme). Si plus de 50 % des mouvements du sol entraînent une réponse inacceptable (essentiellement, un effondrement) décrite dans le commentaire J et son annexe, on juge qu'il y a eu défaillance du système. Cette approche est semblable à celle du « ratio de marge d'effondrement » (*collapse margin ratio*) décrite dans le document FEMA P-695. La section 6.2 traite plus en détail des réponses inacceptables et de la demande sismique de calcul.
4. Répéter la même méthode pour toute la série des différents archétypes et paramètres structuraux.

Un organigramme de l'approche suggérée est présenté à la figure 7.

La méthode susmentionnée est largement inspirée du document FEMA P-695. Il convient de souligner qu'il ne s'agit pas ici de l'analyse complète décrite dans ce document, car cette analyse exige l'utilisation d'incertitudes dans les paramètres, une analyse non linéaire incrémentale complète ainsi que le calcul d'un ratio de marge d'effondrement (au lieu d'en établir la valeur, comme dans la méthode suggérée).

L'approche complète décrite dans le document FEMA P-695 nécessite un travail d'analyse considérable. La méthodologie proposée qui est décrite ci-dessus, bien que beaucoup plus simple, devrait néanmoins permettre une évaluation robuste des paramètres. Elle est également plus rigoureuse que les méthodes couramment utilisées dans le passé pour déterminer les valeurs de R_dR_o.

Lors de l'évaluation d'un système parasismique, cette méthode vise à examiner l'ensemble des archétypes et des variables de la section 2 et à déterminer les variables importantes qui devraient être abordées dans le CNB et la norme de calcul des matériaux correspondante. À noter qu'il est difficile de prévoir le déroulement d'un tel processus, car les résultats obtenus en cours de route peuvent imposer la modification de l'approche.

Par exemple :

- Il se peut que la valeur de R_dR_o choisie fonctionne pour tous les archétypes dans toutes les zones sismiques, ce qui pourrait mettre fin au processus.
- Comme l'explique la section 4.1, il pourrait apparaître que la valeur de R_dR_o est trop prudente pour certaines variables ou zones et qu'une valeur de R_dR_o supérieure est appropriée pour de tels cas, ou il pourrait être possible de conserver la valeur de R_dR_o et de réduire le nombre d'analyses nécessaires aux fins de l'étude.
- Des résultats pourraient se révéler inacceptables pour certaines zones sismiques ou variables, mais il se peut que cela ne nécessite que quelques contraintes dans le CNB ou la norme de calcul des matériaux correspondante.
- Il pourrait y avoir suffisamment de résultats inacceptables touchant plusieurs zones sismiques ou plusieurs variables et configurations pour justifier la révision complète de la valeur de R_dR_o proposée.

6.2 Résultats de l'analyse

6.2.1 Réponses inacceptables

L'instabilité dynamique, une analyse non convergente et une demande de force ou de déformation sur un élément qui dépasse la capacité de ce dernier sont des exemples de réponses inacceptables.

Pour toutes les réponses aux mouvements du sol qui sont pondérés à 100 % du spectre de risque uniforme, les limites de glissement entre étages énoncées dans le CNB doivent également être respectées. Pour les réponses aux mouvements du sol qui sont pondérés à 200 % du spectre de risque uniforme, la valeur absolue du glissement maximal entre étages, selon la suite d'analyses, ne doit pas dépasser 4,5 %. Au-delà de cette limite de glissement, l'analyse temporelle non linéaire n'est pas considérée comme fiable avec les outils d'analyse actuellement disponibles (voir les lignes directrices du Pacific Earthquake Engineering Research Center dans le rapport intitulé « Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings »).

Dans le cas des mouvements du sol qui sont pondérés à 100 % du spectre de risque uniforme, conformément au commentaire J du guide de l'utilisateur du CNB et à son annexe, les réponses inacceptables ne sont pas permises, sauf dans les conditions suivantes, où une réponse aberrante est permise :

- la suite inclut au moins 11 mouvements du sol;

- des évaluations additionnelles indiquent que la réponse prévue n'est pas indicatrice d'une performance structurale inacceptable; et
- des techniques de couplage spectral ne sont pas utilisées.

Pour les mouvements du sol qui sont pondérés à 200 % du spectre de risque uniforme, si plus de 50 % des mouvements du sol entraînent une réponse inacceptable (essentiellement, un effondrement), on juge qu'il y a eu défaillance du système.

6.2.2 Demande sismique de calcul

6.2.2.1 Actions commandées par des déformations

Des actions commandées par des déformations sont permises dans les éléments du SFRS qui sont spécifiquement calculés et exécutés en conformité avec les normes CSA applicables de manière à présenter une réponse non linéaire ductile sous chargement cyclique inversé, ainsi que dans les éléments pour lesquels une réponse non linéaire satisfaisante sous chargement cyclique inversé a été démontrée par des essais physiques (commentaire J du guide de l'utilisateur du CNB). Lors de l'évaluation du comportement des actions commandées par des déformations, il faut utiliser la résistance prévue des composants. La résistance prévue correspond à la valeur moyenne de la résistance d'un composant au niveau anticipé de la déformation pour un ensemble de composants semblables (norme ASCE/SEI 41). Le commentaire J du guide de l'utilisateur du CNB traite plus en détail, au sous-alinéa 4.1.8.12. 1)b)iv), de la capacité de déformation ultime. Dans le cas des actions commandées par des déformations dans un SFRS en bois, la déformation correspondant à 80 % de la charge maximale sur la partie descendante de la courbe enveloppe peut être considérée comme la déformation ultime.

On peut pallier la défaillance causée par une capacité dépassée de la déformation ultime dans un composant comme suit :

- de façon directe, au moyen d'une modélisation dans laquelle la résistance associée au mode de déformation est négligeable pour le reste de cette analyse; ou
- de façon indirecte, si l'analyse est considérée comme ayant une réponse inacceptable à la suite du traitement des résultats de l'analyse.

6.2.2.2 Actions commandées par des forces

6.2.2.2.1 Actions critiques

Les actions critiques commandées par des forces sont celles dans lesquelles le mode de défaillance entraîne une instabilité structurale ou des dommages potentiellement mortels sous l'effet de charges dues à la pesanteur ou de charges latérales. Dans ces actions, la demande sismique de calcul doit satisfaire à ce qui suit :

$$F_{design} \leq \emptyset F_{n,e} \qquad \text{(Équation 2)}$$

où

$F_{design} =$ la demande sismique comme étant la valeur la plus élevée de F_1 ou de F_2

où

$F_1 = 1{,}6 \cdot I_E \cdot F_{100}$

$F_2 = 1{,}3 \cdot I_E \cdot F_{200}$

où

F_{100} = valeur moyenne de la demande sismique à 100 % du spectre de risque uniforme

F_{200} = valeur moyenne de la demande sismique à 200 % du spectre de risque uniforme

I_E = coefficient de risque parasismique de la structure

$F_{n,e}$ = résistance nominale calculée au moyen de normes sur les matériaux applicables et fondée sur les propriétés prévues des matériaux

$\emptyset$ = coefficient de résistance obtenu à partir des normes sur les matériaux applicables

Note : Des analyses temporelles non linéaires réalisées sur quatre murs en porte-à-faux travaillant en cisaillement en bois lamellé-croisé, sur 12 étages, et conçus pour deux zones sismiques au Canada ont démontré ce qui suit : si les actions commandées par des forces sont conçues pour le 97e centile des forces maximales obtenues à partir de l'analyse effectuée à 100 % du spectre de risque uniforme, et pour le 85e centile des forces maximales obtenues à partir de l'analyse effectuée à 200 % du spectre de risque uniforme, selon la valeur la plus élevée, le système respecte le critère de performance énoncé à la section 6.2.1. en tenant compte des antécédents de mouvements du sol sélectionnés.

En outre, la valeur de demande de calcul établie ici tient compte des incertitudes dans les mouvements du sol au moyen d'un coefficient de variation dans les demandes enregistrées calculées et considérées comme égales à 0,25. Le 97e centile d'une distribution normale logarithmique donne 1,6 × moyenne, en supposant un écart-type de 0,25. Dans le même ordre d'idées, le 97e centile d'une distribution normale avec confiance à 90 % donne 1,6 × moyenne, en supposant un coefficient de variation de 0,25. Le 85e centile d'une distribution normale logarithmique donne 1,3 × moyenne, en supposant un écart-type de 0,25, tandis que le 85e centile d'une distribution normale avec confiance à 90 % donne 1,3 × moyenne, en supposant un écart-type de 0,25. De plus, les analyses temporelles non linéaires ont démontré que les systèmes conçus pour cette demande ont un ratio de marge d'effondrement réglable suffisant comparativement aux limites acceptables recommandées dans le document FEMA P-695. S'il est démontré que les coefficients de variation dans les demandes enregistrées calculées à 100 % et à 200 % du spectre de risque uniforme sont faibles, la valeur de F_1 peut être réduite à $1{,}4 \cdot I_E \cdot F_{100}$, et celle de F_2, à $1{,}2 \cdot I_E \cdot F_{200}$, en supposant un coefficient de variation de 0,2. Il n'est pas recommandé de supposer un coefficient de variation inférieur à 0,2.

6.2.2.2.2 Actions non critiques

Les actions non critiques commandées par des forces sont celles dans lesquelles le mode de défaillance n'entraîne pas d'instabilité structurale ni de dommages potentiellement mortels sous l'effet de charges dues à la pesanteur ou de charges latérales. Le comité d'évaluation par les pairs doit convenir des actions pouvant

être classées comme non critiques. La demande sismique de calcul dans ces actions doit satisfaire à ce qui suit :

$$F_{design} \leq F_{n,e} \qquad \text{(Équation 3)}$$

où

$F_{design} =$ la demande sismique comme étant la valeur la plus élevée de F_1 ou de F_2

où

$F_1 = 1{,}6 \cdot I_E \cdot F_{100}$

$F_2 = 1{,}3 \cdot I_E \cdot F_{200}$

où

F_{100} = valeur moyenne de la demande sismique à 100 % du spectre de risque uniforme

F_{200} = valeur moyenne de la demande sismique à 200 % du spectre de risque uniforme

I_E = coefficient de risque parasismique de la structure

$F_{n,e}$ = résistance nominale calculée au moyen de normes sur les matériaux applicables et fondée sur les propriétés prévues des matériaux

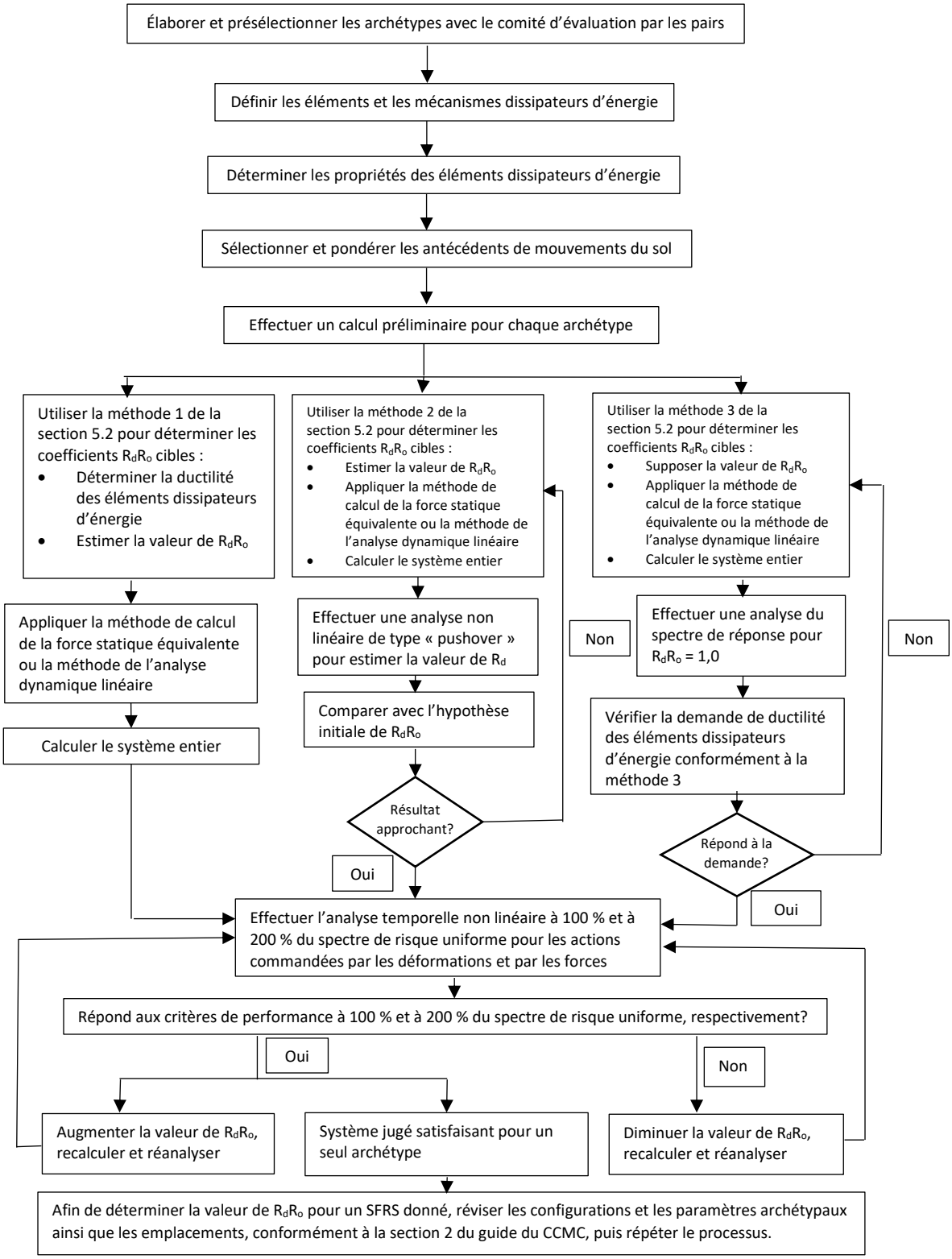


Figure 7 : Organigramme de l'approche de détermination des coefficients R_d

7. Résumé de l'étude par le groupe d'étude du projet

À la fin de l'étude, le groupe d'étude du projet fournit un bref rapport sommaire contenant ce qui suit :

- une description des archétypes utilisés;
- un échantillon des éléments dissipateurs d'énergie utilisés, ainsi que les données d'essai, le cas échéant, les courbes d'hystérésis, les courbes d'épine dorsale et les résultats des courbes modélisées;
- le nom du programme d'analyse utilisé;
- un tableau des mouvements du sol et des facteurs de pondération, la méthode de pondération utilisée et les courbes des spectres des mouvements du sol pondérés, y compris la moyenne pour la suite et le spectre de risque uniforme;
- un échantillonnage représentatif des résultats;
- une brève discussion sur les résultats et les conclusions;
- des recommandations relatives aux valeurs de R_d et de R_o à inclure dans le CNB, y compris toutes les limites établies dans le cadre de l'étude;
- des recommandations concernant toute disposition à ajouter ou à réviser dans le CNB et dans la norme CSA appropriée sur le calcul des structures; et
- une lettre du comité d'évaluation par les pairs indiquant qu'il accepte l'étude.

Ce rapport sommaire vient s'ajouter à la documentation relative aux travaux qui est conservée dans les dossiers.

8. Références

ASTM International. (2011). *Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings.* (Norme ASTM E2126-11). https://www.astm.org/DATABASE.CART/HISTORICAL/E2126-11.htm

ASTM International. (2017). *Standard Practice for Sampling and Data-Analysis for Structural Wood and Wood-Based Products.* (Norme ASTM D2915-17). https://www.astm.org/Standards/D2915.htm

Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies. (2015). *Code national du bâtiment – Canada 2015.* https://publications-cnrc.canada.ca/fra/voir/objet/?id=7eae2721-7ff6-4e26-ac77-c9e90eb8cc0b

Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies. Comité permanent du calcul des structures. (2015). *Commentaires sur le calcul des structures (Guide de l'utilisateur – CNB 2015 : Partie 4 de la division B).* https://publications-cnrc.canada.ca/fra/voir/objet/?id=acc6646c-7ccc-40a8-9397-82155ced6b36

Association canadienne de normalisation. (2019). *Règles de calcul des charpentes en bois.* (Norme CSA O86-19). https://www.csagroup.org/fr/store/product/CSA%20O86%3A19/

Association canadienne de normalisation. (2014). *Règles de calcul des charpentes en acier.* (Norme CSA S16-14). https://www.csagroup.org/fr/store/product/S16-14/

Federal Emergency Management Agency. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. (Document FEMA P-695). http://www.fema.gov

Federal Emergency Management Agency. (2011). *Quantification of Building System Performance and Response Parameters: Component Equivalency Methodology*. (Document FEMA P-795). http://www.fema.gov

FPInnovations. (2014). *Technical guide for the design and construction of tall wood buildings in Canada.* (Publication spéciale de FPInnovations nº SP-55E, première édition). https://web.fpinnovations.ca/fr/

Organisation internationale de normalisation. (2017). *Exigences générales concernant la compétence des laboratoires d'étalonnages et d'essais*. (Norme ISO/IEC 17025:2017). https://www.iso.org/fr/standard/66912.html

Mitchell, D., Tremblay, R., Karacabeyli, E., Paultre, P., Saatcioglu, M. et Anderson, D.L. (2003). Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Revue canadienne de génie civil*, 30 : 308–327. https://doi.org/10.1139/l02-111

Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2017). *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*. (Rapport du Pacific Earthquake Engineering Research Center no 2017/06, version 2.03). http://www.peer.berkeley.edu

Annexe A – Spectres cibles pour Victoria et Vancouver

Sont élaborés dans la présente annexe les spectres cibles pour Victoria et Vancouver, en Colombie-Britannique, pour trois zones de source sismique distinctes :

- zone intraplaque;
- zone crustale; et
- zone de subduction.

Pour la catégorie d'emplacement D :

Marche à suivre :

(1) Prendre les valeurs spectrales de la catégorie d'emplacement C dans la figure A1 a) de la présente annexe pour Victoria, soit les spectres de réponse avec probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans pour le spectre de risque uniforme du CNB 2015, d'une part, et les trois spectres de réponse avec probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans pour les trois zones de source sismique, d'autre part.

(2) Déterminer des coefficients d'emplacement permettant d'appliquer les valeurs spectrales de la catégorie d'emplacement C à celles de la catégorie d'emplacement D, en fonction de chaque valeur d'accélération maximale du sol (PGA) ($S_a(0,0)$) pour le spectre de risque uniforme du CNB et les trois zones de source sismique.

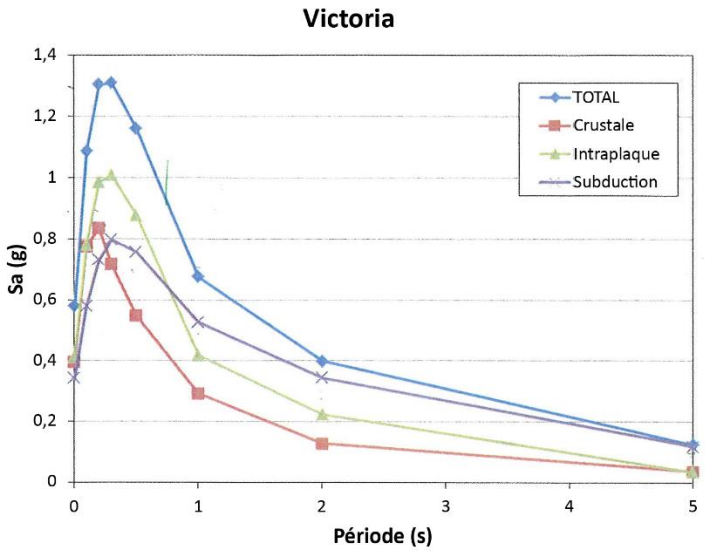
(3) Calculer les valeurs spectrales de la catégorie d'emplacement D pour le spectre de risque uniforme du CNB et les trois zones de source sismique en utilisant les coefficients d'emplacement mentionnés au point (2) et les valeurs spectrales mentionnées au point (1).

(4) Élaborer trois spectres cibles, soit un pour chaque zone de source sismique (zone intraplaque, zone crustale et zone de subduction).

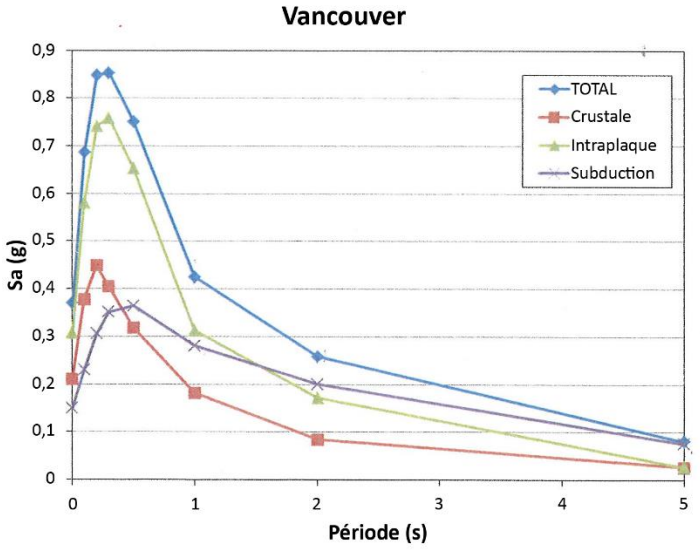
Chaque spectre cible = spectre source × 1,3, sans dépasser la valeur du spectre de risque uniforme du CNB pour la catégorie d'emplacement D. Ces données sont mises en tableau à la page 29 et illustrées à la page 30 (voir la figure A2).

Utiliser chaque spectre cible pour évaluer la série d'archétypes pour la ville de Victoria, en supposant le scénario de pire éventualité.

Répéter le processus pour la ville de Vancouver en commençant par la figure A1 b). Les tableaux et les figures se trouvent aux pages 31 et 32 (voir la figure A3).



a) Spectre de risque uniforme avec probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans pour Victoria, par source sismique, catégorie d'emplacement C = 450 m/s



b) Spectre de risque uniforme avec probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans pour Vancouver, par source sismique, catégorie d'emplacement C = 450 m/s

Figure A1. a) Spectre de risque uniforme avec probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, par source sismique, pour la catégorie d'emplacement C à Victoria; b) Spectre de risque uniforme avec probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, par source sismique, pour la catégorie d'emplacement C à Vancouver

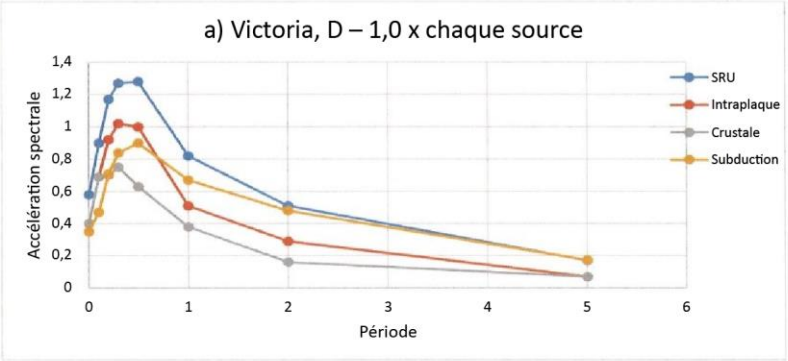
Victoria – spectres, catégorie d'emplacement C									
Période	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	1,0	2,0	5,0	10,0
CNB	0,58	1,08	1,3	1,3	1,16	0,676	0,4	0,125	0,044
Intraplaque	0,4	0,78	0,98	1,0	0,88	0,41	0,22	0,05	0,0
Crustale	0,4	0,78	0,84	0,74	0,55	0,3	0,125	0,05	0,0
Subduction	0,36	0,58	0,73	0,8	0,77	0,52	0,36	0,125	0,044

Coefficients – catégories d'emplacement C à D – généraux – tirés du CNB 2015 – fondés sur la PGA dans la colonne de gauche									
Période / **PGA**	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	1,0	2,0	5,0	10,0
0,1	1,0	1,21	1,24	1,34	1,47	1,55	1,57	1,58	1,49
0,2	1,0	1,04	1,09	1,17	1,3	1,39	1,44	1,48	1,41
0,3	1,0	0,94	1,0	1,08	1,2	1,31	1,36	1,41	1,32
0,4	1,0	0,89	0,94	1,02	1,14	1,25	1,31	1,37	1,34
0,5	1,0	0,84	0,9	0,96	1,1	1,21	1,27	1,34	1,31

Coefficients – Victoria – C à D – pour le spectre de risque uniforme du CNB et ceux de chaque source – (PGA dans la colonne de gauche, période de 0,0)									
Période	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	1,0	2,0	5,0	10,0
CNB	0,58	0,84	0,9	0,98	1,1	1,21	1,27	1,34	1,31
Intraplaque	0,4	0,89	0,94	1,02	1,14	1,25	1,31	1,37	1,34
Crustale	0,4	0,89	0,94	1,02	1,14	1,25	1,31	1,37	1,34
Subduction	0,35	0,81	0,97	1,05	1,17	1,28	1,34	1,39	1,36

Victoria – spectres, catégorie d'emplacement D – pour le spectre de risque uniforme du CNB et ceux de chaque source									
Période	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	1,0	2,0	5,0	10,0
CNB	0,58	0,9	1,17	1,27	1,28	0,82	0,51	0,17	0,058
Intraplaque	0,4	0,69	0,92	1,02	1,0	0,51	0,29	0,07	0,0
Crustale	0,4	0,69	0,79	0,75	0,63	0,38	0,16	0,07	0,0
Subduction	0,35	0,47	0,71	0,84	0,9	0,67	0,48	0,173	0,058

Victoria – spectres cibles – valeurs sources de la catégorie d'emplacement D × 1,3, sans dépasser la valeur du spectre de risque uniforme du CNB									
Période	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	1,0	2,0	5,0	10,0
CNB	0,58	0,9	1,17	1,27	1,28	0,82	0,51	0,17	0,058
Intraplaque	0,4	0,9	1,17	1,27	1,28	0,66	0,38	0,09	0,0
Crustale	0,4	0,9	1,03	0,98	0,82	0,49	0,21	0,09	0,0
Subduction	0,35	0,61	0,923	1,09	1,17	0,82	0,51	0,17	0,056



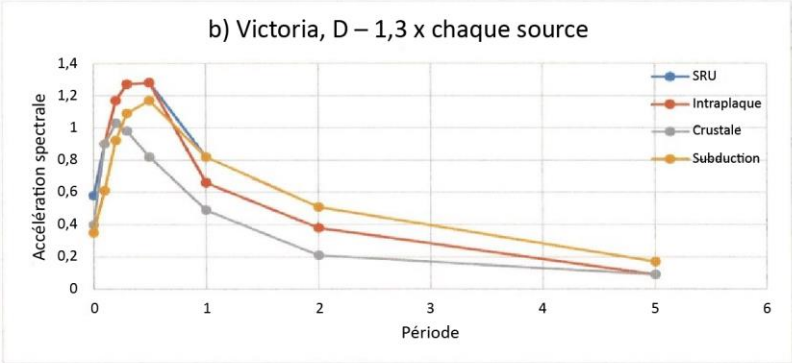


Figure A2. a) Spectre de risque uniforme (SRU) avec probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, par source sismique, pour la catégorie d'emplacement D à Victoria; b) Spectres cibles pour la catégorie d'emplacement D à Victoria.

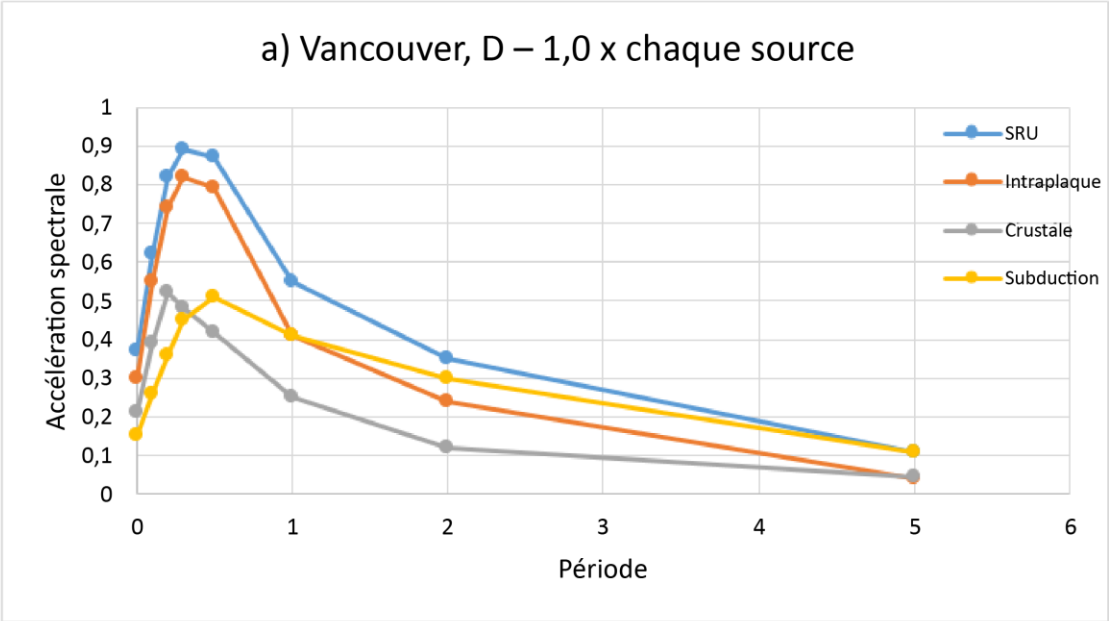
Hôtel de ville de Vancouver – spectres, catégorie d'emplacement C									
Période	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	1,0	2,0	5,0	10,0
CNB	0,37	0,69	0,85	0,86	0,75	0,43	0,26	0,08	0,029
Intraplaque	0,30	0,58	0,74	0,76	0,66	0,31	0,18	0,03	0,0
Crustale	0,21	0,38	0,46	0,41	0,32	0,18	0,08	0,03	0,0
Subduction	0,15	0,23	0,31	0,36	0,37	0,28	0,20	0,08	0,029

Coefficients – catégories d'emplacement C à D – généraux – tirés du CNB 2015 – fondés sur la PGA dans la colonne de gauche									
Période / **PGA**	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	1,0	2,0	5,0	10,0
0,1	1,0	1,21	1,24	1,34	1,47	1,55	1,57	1,58	1,49
0,2	1,0	1,04	1,09	1,17	1,3	1,39	1,44	1,48	1,41
0,3	1,0	0,94	1,0	1,08	1,2	1,31	1,36	1,41	1,32
0,4	1,0	0,89	0,94	1,02	1,14	1,25	1,31	1,37	1,34
0,5	1,0	0,84	0,9	0,96	1,1	1,21	1,27	1,34	1,31

Coefficients – Vancouver – C à D – pour le spectre de risque uniforme du CNB et ceux de chaque source – (PGA dans la colonne de gauche, période de 0,0)									
Période	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	1,0	2,0	5,0	10,0
CNB	0,37	0,9	0,96	1,04	1,16	1,27	1,33	1,38	1,35
Intraplaque	0,3	0,94	1,0	1,08	1,2	1,31	1,36	1,41	1,34
Crustale	0,2	1,04	1,09	1,17	1,3	1,39	1,44	1,48	1,41
Subduction	0,15	1,13	1,17	1,26	1,39	1,47	1,5	1,53	1,45

Hôtel de ville de Vancouver – spectres, catégorie d'emplacement D – pour le spectre de risque uniforme du CNB et ceux de chaque source									
Période	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	1,0	2,0	5,0	10,0
CNB	0,37	0,62	0,82	0,89	0,87	0,55	0,35	0,11	0,039
Intraplaque	0,3	0,55	0,74	0,82	0,79	0,41	0,24	0,042	0,0
Crustale	0,2	0,39	0,52	0,48	0,42	0,25	0,12	0,44	0,0
Subduction	0,15	0,26	0,36	0,45	0,51	0,41	0,30	0,11	0,039

Hôtel de ville de Vancouver – spectres cibles – valeurs sources de la catégorie d'emplacement D × 1,3, sans dépasser la valeur du spectre de risque uniforme du CNB									
Période	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	1,0	2,0	5,0	10,0
CNB	0,37	0,62	0,82	0,89	0,87	0,55	0,35	0,11	0,039
Intraplaque	0,3	0,62	0,82	0,89	0,87	0,53	0,31	0,055	0,0
Crustale	0,2	0,51	0,68	0,62	0,55	0,33	0,16	0,057	0,0
Subduction	0,15	0,34	0,47	0,58	0,66	0,53	0,35	0,11	0,039



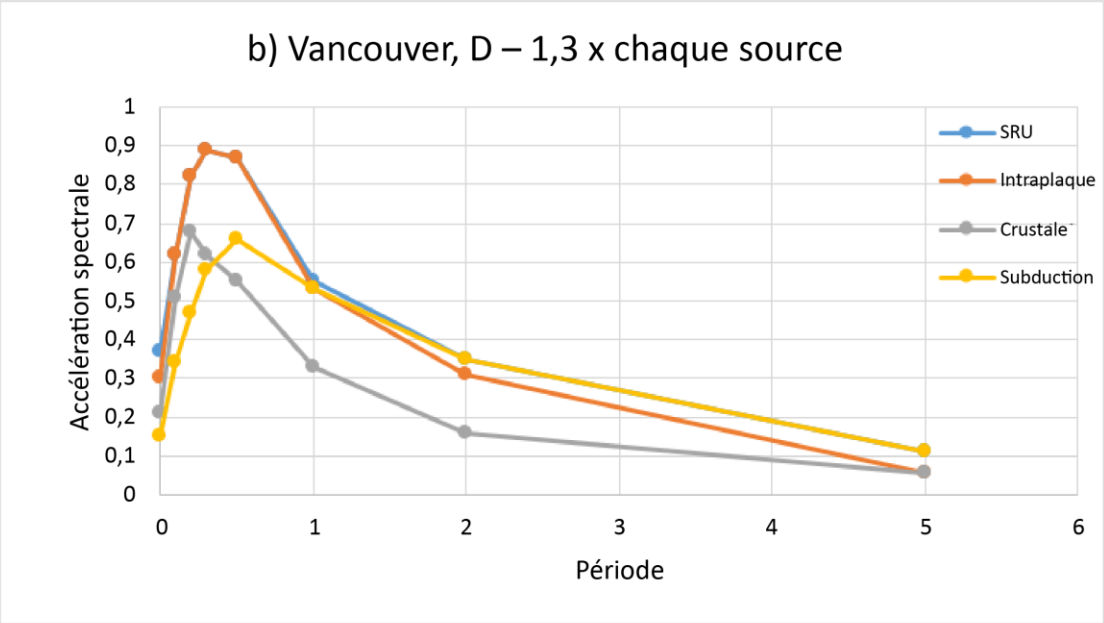


Figure A3. a) Spectre de risque uniforme (SRU) avec probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, par source sismique, pour la catégorie d'emplacement D à Vancouver; b) Spectres cibles pour la catégorie d'emplacement D à Vancouver.

CNRC.CANADA.CA • INFO@NRC-CNRC.GC.CA • 877-672-2672 •