

Améliorer la résistance des résidences canadiennes aux vents violents : Document de base pour les bâtiments résidentiels de faible hauteur et les petits bâtiments

Par Dan Sandink, Gregory Kopp, Sarah Stevenson et Natalie Dale

Avril 2019



Améliorer la résistance des résidences canadiennes aux vents violents : Document de base pour les bâtiments résidentiels de faible hauteur et les petits bâtiments

Avril 2019

Série de documents de recherche ICLR – numéro 62

Auteurs :

Dan Sandink (Institut de prévention des sinistres catastrophiques)

Gregory Kopp (Université Western)

Sarah Stevenson (Université Western)

Natalie Dale (Institut de prévention des sinistres catastrophiques)

Publié par :

Institut de prévention des sinistres catastrophiques

20 Richmond Street East, Bureau 210

Toronto (Ontario) Canada M5C 2R9

Ce matériel peut être copié à des fins liées au document aussi longtemps que les auteurs et les détenteurs de droits sont reconnus.

Les opinions exprimées dans cet article sont celles des auteurs et pas nécessairement ceux de l'Institut de prévention des sinistres catastrophiques.

Photos de couverture :

En haut : Dommages causés par une tornade à Angus, en Ontario, en 2014.

Source: Chris So / Getty Images

En bas à gauche : Construction d'une maison neuve à l'Île-du-Prince-Édouard, 2018.

Source: Dan Sandink

En bas à droite : Dommages causés par la tornade à Ottawa-Gatineau en 2018.

Source: Projet des tornades du Nord

ISBN : 978-1-927929-15-5

Copyright © 2019 Institut de prévention des sinistres catastrophiques

L'ICLR a pour mission de réduire les pertes de vies humaines et de dommages matériels causés par les intempéries et les tremblements de terre en identifiant et en appuyant des actions durables qui améliorent la capacité de la société à faire face aux catastrophes naturelles, à les anticiper, à les atténuer, à les supporter et à se relever. ICLR remplit sa mission par le développement et la mise en œuvre de ses programmes Ouvert aux entreprises, visant à accroître la résilience des petites entreprises aux catastrophes, Conçu pour une vie plus sûre, afin d'accroître la résilience aux catastrophes des maisons et des villes ayant fait l'objet d'une RSVP, afin d'accroître la résilience des communautés aux catastrophes.



ICLR a été désigné centre international d'excellence de l'IRDR. Les centres internationaux d'excellence (ICoE) de l'IRDR, créés par l'intermédiaire du comité scientifique (SC) de l'IRDR et du comité national (CN)

compétent, fournissent des centres régionaux et de recherche pour le programme IRDR. Les programmes de recherche ICoE incarnent une approche intégrée de la réduction des risques de catastrophe qui contribue directement au plan scientifique ICSU / IRDR pour la recherche intégrée sur les risques de catastrophe et à ses objectifs, ainsi qu'au plan stratégique IRDR (2013-2017).

Remerciements

Les auteurs remercient chaleureusement le comité d'intervenants spécialisés pour l'aide, les commentaires et les renseignements précieux qu'il leur a fournis. Le comité était formé des membres suivants :

Brad Baumgarten (Comté Red Deer, Alberta)
Brent Bunting (Simpson Strong-Tie)
Dave Dean (Ville de Windsor, Ontario)
David Foster (Association canadienne des constructeurs d'habitations)
Mike Giles (Canton d'Adjala-Tosorontio, Ontario)
Dave Hiscock (Ville de Bonavista, Terre-Neuve-et-Labrador)
Paul Holmes (Ville de Red Deer, Alberta)
Robert Jonkman (Conseil canadien du bois)
Kevin Law (TD Assurance)
Cory McCambridge (APA – The Engineered Wood Association)
Tony Muscedere (Municipalité de Leamington, Ontario)
David Potter (Ville de Newmarket, Ontario)
David O. Prevatt (Université de Floride)
Harshan Radhakrishnan (Engineers and Geoscientists BC)
Kevin Rocchi (Witzel Dyce Engineering)
Chris Rol (Bureau d'assurance du Canada)
John van de Lindt (Université d'État du Colorado)
Randy Van Straaten (RDH Building Science Laboratories).

L'aide de Kala Pendakur, Kelly Montgomery, Anneke Olvera (Conseil canadien des normes) et James Klassen (Roofing Contractors Association of British Columbia) a également été précieuse, tout comme l'appui soutenu de Paul Kovacs, Glenn McGillivray, Sophie Guilbault et Denika Hall. Ce projet a reçu le soutien financier du Conseil canadien des normes. Les auteurs assument la responsabilité de toute erreur ou omission.

Avis de non-responsabilité

Le présent rapport a été préparé par l'Institut de prévention des sinistres catastrophiques (IPSC) à titre informatif uniquement et ne doit pas être interprété comme un avis technique pour un quelconque bâtiment ou projet de construction. L'IPSC ne fait aucune déclaration, ne donne aucune garantie et ne prend aucun engagement exprès, tacite ou légal quant au présent rapport, y compris, sans s'y limiter, en ce qui concerne son exactitude, sa complétude, sa conformité aux codes du bâtiment ou aux lois applicables et son adaptation à un usage particulier. L'IPSC n'assume aucune responsabilité ni aucune obligation relativement à l'usage qui est fait du présent rapport ou de toute information qu'il contient.

Table des matières

Sommaire non technique	1
1. Introduction	4
1.1. Aperçu	4
2. Contexte	7
2.1. Dommages causés par les vents violents aux bâtiments résidentiels non conçus par des ingénieurs.	9
3. Aperçu des mesures de réduction des risques associés aux vents.	13
3.1. Résidences partiellement construites	16
3.2. Évaluation des répercussions	17
4. Autres sujets abordés par le comité d'intervenants	22
Annexe A : Mesures de réduction des risques associés aux vents.	23
A.1. Toit et ossature de toit	23
A.1.1. Éléments d'ossature et murs pignons	23
A.1.2. Assemblages toit-mur	25
A.1.3. Supports de couverture, dispositifs de fixation et espacement	29
A.1.4. Couverture et étanchéisation du platelage de toit	32
A.2. Murs	36
A.2.1. Contreventement	36
A.2.2. Raccordement des étages (bâtiments à plusieurs étages)	36
A.2.3. Raccordement des poteaux aux lisses d'assise	38
A.2.4. Revêtement mural intermédiaire et dispositifs de fixation	38
A.3. Ancrage de l'ossature du bâtiment	41
A.4. Embases et chapiteaux de poteaux	44
A.5. Portes de garage résistantes aux vents violents (mesure optionnelle)	45
Annexe B : Options pour le support et le contreventement des murs pignons	48
Annexe C : Atelier du comité d'intervenants	52
Annexe D : Références à la partie 9 du CNB 2015 liées aux mesures présentées à l'annexe A	57
Annexe E : Demande de modification pour le Code du bâtiment de l'Ontario 2010 – Espacement des dispositifs de fixation des supports de couverture	69
Annexe F : Demande de modification pour le Code du bâtiment de l'Ontario 2016 – Assemblages toit-mur	72
Annexe G : Demande de modification pour le Code national du bâtiment 2013 – Assemblages toit-mur	77
Annexe H : Demande de modification pour le Code national du bâtiment 2013 – Dispositifs de fixation des supports de couverture	79
Annexe I : Demande de modification pour le Code national du bâtiment 2013 – Ancrage des poteaux extérieurs	82
Annexe J : Moore (Oklahoma) – Exigences de résistance aux vents violents des constructions résidentielles	84
Annexe K : Modifications à l'IRC pour l'Oklahoma	85
Annexe L : Données et diagrammes tirés du CCB 2014	88
Notes de fin et références	96

Liste des figures

Figure A :	Éléments servant à la transmission continue des charges verticales	1
Figure B :	Comparaison simple des toits en croupe et des toits à deux versants	2
Figure C :	Les débris qui peuvent se détacher des toits endommagés risquent à leur tour d'endommager les bâtiments à proximité.	2
Figure 1 :	Tornades confirmées et probables au Canada, et lieux menacés par les vents et régions propices aux tornades selon le CNB 2015	5
Figure 2 :	Défaillance structurale des toits (Angus, Ontario, 2014)	6
Figure 3 :	Comparaison de résidences voisines, l'une présentant des dommages de niveau 1 ou 2, et l'autre, une défaillance complète du toit correspondant à des dommages de niveau 6.	9
Figure 4 :	Assemblage toit-mur fautif (Vaughan, 2009)	10
Figure 5 :	Défaillance d'un mur indiquant des défauts de construction (Angus, 2014)	10
Figure 6 :	Lien entre la norme de Durham et le document initial sur la résistance aux vents	13
Figure 7 :	Résidences partiellement construites endommagées par les vents à Waterloo (2017), en Ontario; le toit intact repose sur des murs ayant subi une défaillance durant la construction.	17
Figure A.1 :	Exemple de raccordement d'un mur pignon aux diaphragmes du plafond et du toit, dans le cas d'un toit ouvert	24
Figure A.2 :	Fixation du revêtement mural intermédiaire aux fermes à chevrons relevés	26
Figure A.3 :	Exemple d'assemblage toit-mur qui serait difficile à clouer en biais (ferme de toit avec longueur d'appui en about minimale, Sud de l'Ontario)	26
Figure A.4 :	Pourcentage de lisières de bardeau décollées observées sur la surface selon l'âge du toit.	35
Figure A.5 :	Exemple d'utilisation d'un isolant extérieur continu et d'un revêtement intermédiaire en OSB de 7/16 po, faisant partie d'un guide à l'intention des constructeurs d'habitations et des concepteurs sur la construction de murs ayant une résistance thermique (R) d'au moins 22, conformément à l'Energy Step Code de la Colombie-Britannique.	40
Figure A.6 :	Ancrage conforme à l'alinéa 9.23.6.1. 2)c) de l'ABBC, utilisé dans le centre de l'Alberta	42
Figure A.7 :	Méthode d'ancrage du plancher aux murs de béton, montrant le boulon d'ancrage de la lisse d'assise en bois.	43
Figure B.1 :	Support latéral des murs pignons	48
Figure B.2 :	Contreventement des pignons	49
Figure B.3 :	Transfert de forces latérales sur les membranes de toit et de plafond	50
Figure B.4 :	Modes de défaillance potentiels	50
Figure B.5 :	Contreventement diagonal (a)	51
Figure B.6 :	Contreventement diagonal (b)	51
Figure B.7 :	Exemples de renforcement de la bande du cadre du pignon	51

Liste des tableaux

Tableau 1 :	Vitesse des vents selon l'échelle de Fujita améliorée	7
Tableau 2 :	Pression horaire du vent dépassée une fois en 50 ans et vitesse des rafales de vent de 3 s correspondantes selon le CNB 2015	7
Tableau 3 :	Niveau de dommage, description et vitesse attendue des vents pour les résidences unifamiliales ou bifamiliales (100 à 500 m ²), tels qu'adoptés au Canada	8
Tableau 4 :	Résumé des mesures de réduction des risques associés aux vents	15
Tableau 5 :	Avantages des mesures proposées	19
Tableau A.1 :	Résistance moyenne des assemblages toit-mur cloués en biais	27
Tableau A.2 :	Options d'étanchéisation du platelage	33
Tableau A.3 :	Ancrage du plancher	43
Tableau A.4 :	Charges dues au vent (lb/pi ²) calculées pour les portes de garage avec les paramètres établis dans le CNB 2010	46
Tableau A.5 :	Charges dues au vent (kPa) calculées pour les portes de garage avec les paramètres établis dans le CNB 2010, pour une pression de calcul supérieure à 0,80 kPa	47

Sommaire non technique

Dans différentes régions du pays, les vents violents endommagent les résidences et les propriétés, et ainsi menacent la vie et la santé des habitants. Quelques collectivités situées sur les côtes ou dans les Prairies sont assez souvent touchées par de tels vents, alors qu'une partie importante du centre du Canada est propice aux tornades. À mesure que l'augmentation de la population entraîne la construction de résidences dans ces régions, on s'attend à ce que les propriétaires, les assureurs et les décideurs s'intéressent de plus en plus à la réduction des risques associés aux vents.

Le présent rapport sert de fondement à l'élaboration de mesures acceptables et relativement simples à appliquer dans la construction de résidences unifamiliales ou la réalisation d'importants projets de rénovation afin de réduire les risques associés aux vents pour la vie, la santé et les propriétés. Les mesures décrites aux présentes visent à réduire les risques des vents violents dus aux tornades, aux ouragans et à d'autres phénomènes météorologiques extrêmes.

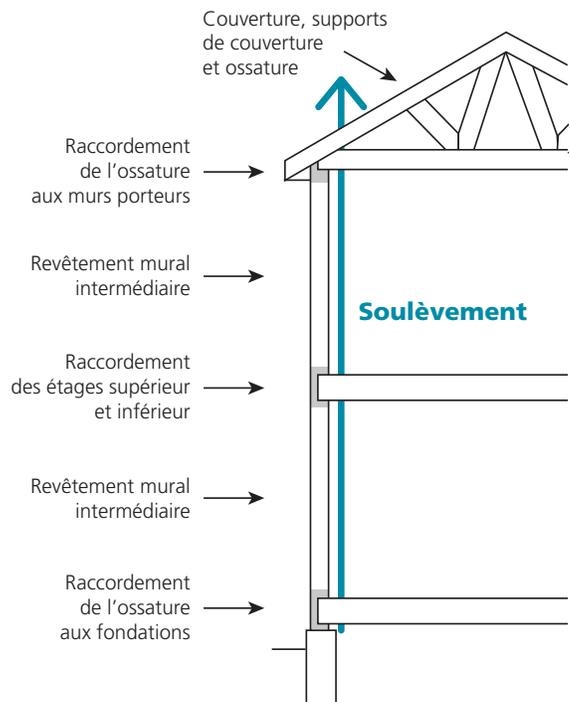
Ce rapport pourrait revêtir un intérêt particulier pour les groupes suivants :

- Les propriétaires, en particulier ceux qui sont en voie d'acheter ou de construire une résidence, qui font des rénovations importantes ou qui apportent de grands changements structuraux à leur résidence.
- Les professionnels de l'industrie du bâtiment, notamment les agents du bâtiment, les fabricants et les fournisseurs de matériaux et de composants de construction, les organismes d'élaboration des codes, les associations de constructeurs et les professionnels connexes.
- Les assureurs en dommages.
- Les autres intervenants qui souhaitent s'informer au sujet de l'atténuation des risques associés aux vents violents et aux phénomènes météorologiques extrêmes en général.

Les mesures présentées se fondent sur des recherches concernant la performance des bâtiments à ossature de bois en cas de vents violents, des inspections des dommages causés par des vents violents et des tornades au Canada et ailleurs en Amérique du Nord, les pratiques exemplaires employées en Amérique du Nord, l'expérience pratique et l'avis de chercheurs, d'ingénieurs, de professionnels du secteur du bâtiment et d'assureurs. Bon nombre d'entre elles figurent déjà dans les codes du bâtiment du Canada et des provinces, mais ne sont pas systématiquement mises en pratique pour la construction résidentielle dans toutes les régions susceptibles d'être touchées par des vents violents (comme celles propices aux tornades).

Au Canada, la grande majorité des tornades sont de force EF2 ou moins et endommagent le plus souvent les toits, leur ossature et les assemblages entre le toit et les murs porteurs, comme le révèlent généralement les inspections subséquentes. Puisque la défaillance du toit peut également entraîner celle des murs, il est important de garder le toit intact et bien fixé à son ossature afin de réduire le risque pour les murs. C'est pourquoi les mesures décrites dans le présent rapport visent la protection des toits et de leur ossature.

Figure A : Éléments servant à la transmission continue des charges verticales



Pour mieux protéger les résidences contre les vents violents, il est important de faire en sorte qu'elles puissent bien transmettre les charges verticales de façon continue (figure A). Pour ce faire, leurs grands systèmes structuraux (toit, murs et étages supérieur et inférieur) doivent être bien reliés entre eux, et l'ossature du bâtiment doit être fermement reliée aux fondations. Ainsi, les charges de soulèvement dues au vent seront transmises aux fondations.

La résistance aux vents violents des résidences construites selon les codes du bâtiment en vigueur au Canada demeure un domaine de recherche actif. Le présent rapport fournit des lignes directrices pour atténuer les risques associés aux vents violents, mais on s'attend à ce que les pratiques exemplaires ou recommandées évoluent avec le temps, selon les découvertes, les données recueillies sur le terrain (inspections des dommages) et les essais en laboratoire de composants fabriqués conformément aux codes du bâtiment canadiens.

Toits

Les toits sont particulièrement à risque en cas de vents violents. En général, ceux faits de fermes préfabriquées conçues par un ingénieur sont considérés comme les plus résistants au vent. Pour les toits sans fermes, par exemple dans le cas de résidences sur mesure ayant un style de toit unique, il convient d'en confier la conception à un ingénieur capable de prendre en compte les charges dues au vent.

Les toits en croupe sont également jugés préférables (figure B). Pour les toits à deux versants, il est possible de prendre certaines mesures pour renforcer les murs pignons et les relier solidement à l'ossature afin qu'ils résistent aux charges dues au vent.

Les vents violents peuvent arracher les supports de couverture et entraîner d'importantes infiltrations d'eau dans les combles et dans la résidence. Il est possible de réduire ce risque en utilisant des supports de couverture légèrement plus épais (11,1 mm ou 7/16 po plutôt que 9,5 mm ou 3/8 po), combinés à des clous de 63 mm (2,5 po) espacés de 150 mm (6 po) sur les deux extrémités des supports de couverture et le long des appuis intérieurs. Autre source d'infiltration possible : l'endommagement des matériaux de couverture (p. ex. bardeaux bitumés), un risque que l'on peut atténuer en employant des bardeaux résistants aux vents et en appliquant une protection secondaire contre les infiltrations d'eau dans le platelage de toit, notamment par l'étanchéisation des joints des supports de couverture.

Les vents violents peuvent détacher partiellement ou complètement l'ossature du toit des murs porteurs; il s'agit d'ailleurs d'un des types de dommages résidentiels les plus courants. En plus de ces dommages directs, les débris provenant des toits peuvent être projetés sur les bâtiments à proximité et en perforer les portes, les fenêtres et les murs. Ces bâtiments peuvent alors devenir sous pression, et leur toit risque à leur tour de se détacher.

Ces débris peuvent entraîner un effet domino, d'un bâtiment à l'autre (figure C). Ils sont également l'une des principales causes de blessures en cas de tornade. Il importe donc de renforcer les assemblages entre

Figure B : Comparaison simple des toits en croupe et des toits à deux versants

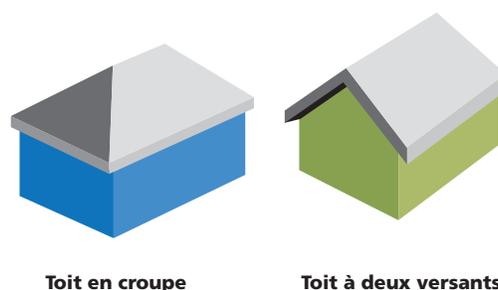
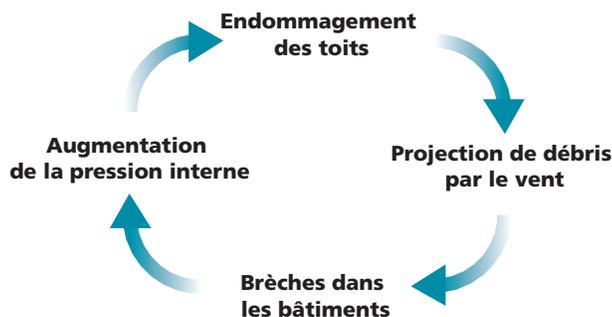


Figure C : Les débris qui peuvent se détacher des toits endommagés risquent à leur tour d'endommager les bâtiments à proximité



l'ossature du toit et les murs porteurs non seulement pour réduire la probabilité de ce type de dommages, mais également pour atténuer le risque d'effondrement des murs, qui est moindre si le toit reste en place.

Murs et raccordement des étages supérieur et inférieur

Le présent rapport traite aussi des méthodes visant à améliorer la rigidité des bâtiments et de la disposition des clous de manière à réduire le risque que le revêtement mural intermédiaire ne soit arraché par le vent.

Les revêtements muraux intermédiaires en bois qui servent à relier les étages supérieur et inférieur peuvent aussi contribuer à la transmission continue des charges. Il est possible de renforcer les assemblages entre les différentes parties du bâtiment par le chevauchement et le raccordement du revêtement mural intermédiaire des étages supérieur et inférieur et des solives de bordure. Le revêtement mural intermédiaire en bois peut aussi chevaucher la lisse d'assise (un élément de bois fixé aux fondations) et y être raccordé, ce qui renforce le raccordement l'ossature du bâtiment aux fondations. Si cette méthode est impossible, d'autres mesures, comme l'emploi de feuillards de métal, peuvent améliorer la transmission des charges verticales, mais le constructeur pourrait avoir à utiliser d'autres méthodes pour améliorer la rigidité et la résistance du bâtiment.

Ancrage de l'ossature aux fondations

La fixation adéquate de l'ossature du bâtiment aux fondations avec des boulons d'ancrage contribue également à la transmission continue des charges verticales. Cette méthode est possiblement déjà appliquée dans la majorité du Canada selon les exigences actuelles des codes du bâtiment.

Autre détail de construction : connecteurs à poteaux et portes de garage

Le toit en saillie des porches est susceptible d'être endommagé par les vents violents. Pour en augmenter la résistance, il faut assurer la fixation solide des poteaux aux fondations (la dalle en béton du porche) et l'installation de connecteurs solides à chacune de leurs extrémités.

Les portes de garage endommagées peuvent quant à elle entraîner la mise sous pression des garages et donc la défaillance de leur toit. Les portes résistantes aux vents violents, courantes dans les régions d'Amérique du Nord propices aux ouragans et aux tornades, risquent moins de se briser. Elles sont surtout privilégiées pour les garages non intégrés, c'est-à-dire ceux avec un toit indépendant et sans espace habitable au-dessus. Il convient également d'assurer la transmission continue des charges du toit aux fondations du garage pour réduire le risque de défaillance du toit si la porte devait être endommagée pendant une tempête.

Introduction

Au Canada, les vents extrêmes sont à l'origine de bien des sinistres : environ 62 % des catastrophes naturelles enregistrées par le Bureau d'assurance du Canada de 1983 à 2016 ont été causées en tout ou en partie par des vents extrêmes.¹ Dans le secteur canadien de l'assurance de dommages, on note d'ailleurs que le vent représente la deuxième source de sinistres en importance, après les dégâts d'eau, et que les bâtiments résidentiels non conçus par un ingénieur sont les plus touchés. En cas de vents extrêmes ou de tornade, les débris soufflés et l'effondrement des bâtiments compromettent aussi la sécurité des personnes. De nombreux principes d'ingénierie peuvent facilement être mis en pratique pour réduire le risque de dommages aux bâtiments.

Le présent projet vise à établir un document « initial » ou « de base » dressant une liste de mesures pour la réduction des risques associés aux vents violents et aux tornades, généralement applicables aux bâtiments résidentiels de faible hauteur et aux petits bâtiments, tels que définis à l'article 1.3.3.3. de la division A du Code national du bâtiment du Canada (CNB). Ces mesures pourraient être jugées applicables dans de nombreuses régions du Canada, même celles qui ne sont pas spécifiquement dites exposées à des vents violents ou extrêmes dans le CNB.

1.1. Aperçu

Les exigences prescriptives concernant l'exposition des bâtiments visés par la partie 9 du CNB à la pression des vents violents ou extrêmes ne s'appliquent qu'à un nombre relativement restreint de régions, où la pression horaire du vent dépassée une fois en 50 ans ($q_{1/50}$) est égale ou supérieure à 0,80 kPa et inférieure à 1,20 kPa. Toutefois, une grande partie du pays, dont la plupart des zones densément peuplées, est à risque d'être exposée à des vents extrêmes tels que des tornades de force EF0 à EF5 (figure 1 et tableau 1). De plus, la majorité des tornades confirmées ou probables se situaient hors des régions dites exposées à des vents violents ou extrêmes dans le CNB (figure 1).

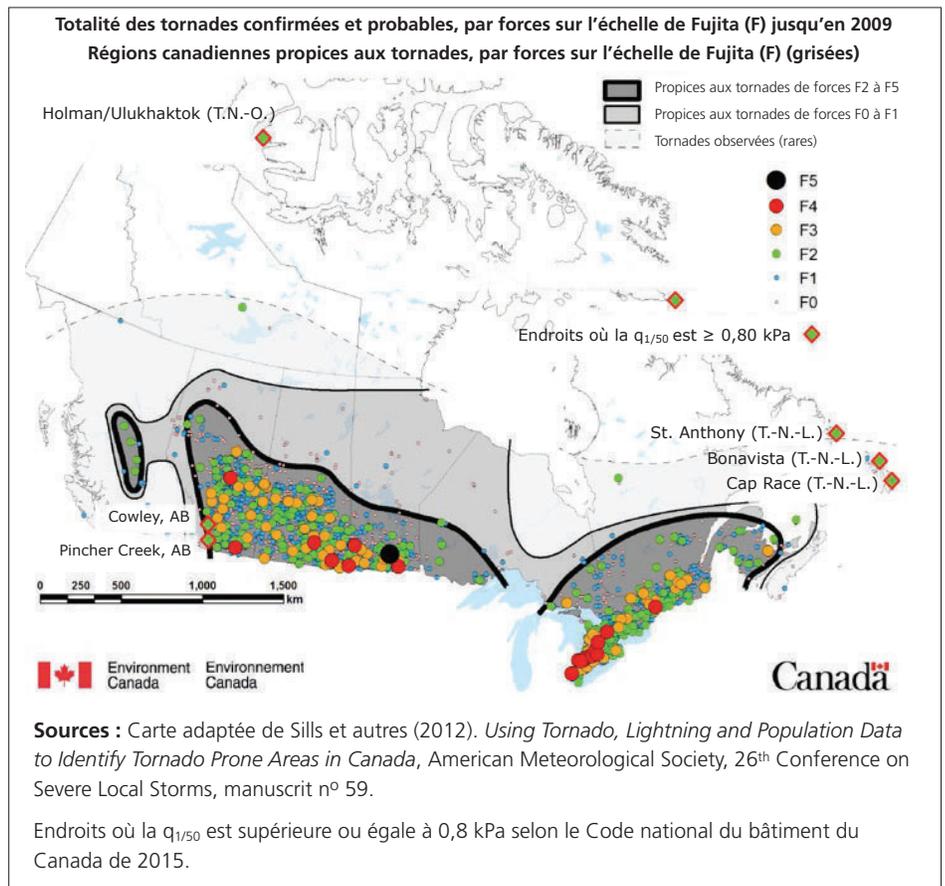
Les mesures de réduction des risques associés aux vents violents présentées dans le CNB ne visent pas à fournir des solutions contre la force directe des tornades. Un autre document de construction national concernant les bâtiments visés par la partie 9 du CNB, le *Engineering Guide for Wood Frame Construction* (2014) du Conseil canadien du bois (CCB 2014), applique une approche similaire en ce qui a trait à la résistance aux vents extrêmes et aux tornades. Bien qu'il y ait quelques différences, les exigences prescriptives de la partie 9 du CNB se fondent sur le CCB 2014. Généralement, on considère, pour les bâtiments conçus par un ingénieur, que la réduction des risques associés aux vents est traitée à la sous-section 4.1.7. (*Charge due au vent*) du CNB.

Pour les bâtiments visés par la partie 9 du CNB, les principaux détails de construction qui limitent les risques associés aux vents extrêmes, notamment l'ancrage de l'ossature du bâtiment aux fondations, sont décrits dans le CNB (article 9.23.6.1. et annexe A).² La sous-section 9.23.13. du CNB comprend d'autres exigences concernant les écharpes servant à résister aux charges latérales dues au vent et aux séismes. Dans les zones où la $q_{1/50}$ est égale ou supérieure à 0,80 kPa et inférieure à 1,20 kPa, les écharpes doivent être conformes à la partie 4 du CNB, au CCB 2014 ou aux articles 9.23.13.4. à 9.23.13.7. du CNB. Comme l'indique le CNB, les bâtiments construits dans les zones où la $q_{1/50}$ est égale ou supérieure à 1,20 kPa doivent être conçus par un ingénieur.

Dans les dernières années, certaines administrations canadiennes et américaines ont imposé ou encouragé l'adoption d'exigences prescriptives d'atténuation des risques associés aux vents pour les résidences unifamiliales, notamment Moore (Oklahoma)³, le Comté de Dufferin (Ontario)⁴ et Victoriaville (Québec)⁵. Dans le cas du Comté de Dufferin et de Victoriaville, ces exigences étaient axées sur le renforcement des assemblages entre l'ossature du toit et les murs porteurs (assemblages toit-mur). L'État d'Oklahoma a également élaboré des mesures prescriptives visant à augmenter la résistance aux tornades des bâtiments résidentiels de faible hauteur à ossature de bois.⁶ La Ville de Moore et l'État d'Oklahoma ont aussi instauré des mesures afin de réduire les répercussions des tornades de force EF2 (une valeur de 217 km/h [135 mi/h] a été utilisée pour représenter la vitesse théorique des vents dus à une tornade de cette force; annexes J et K).⁷

En 2012, on a modifié le Code du bâtiment de l'Ontario (CBO) pour réduire l'espacement des dispositifs de fixation des supports de couverture sur les appuis intermédiaires de 300 à 150 mm (si les appuis sont espacés de plus de 406 mm entre axes).⁸ Cette modification avait pour objectif d'améliorer la résistance aux vents violents et aux tornades.⁹ En 2017, l'Institut de prévention des sinistres catastrophiques (IPSC) a mené un projet pour la Municipalité régionale de Durham,

Figure 1 : Tornades confirmées et probables au Canada, et lieux menacés par les vents et régions propices aux tornades selon le CNB 2015



Encadré 1 : Note sur la figure 1 et sur les échelles de Fujita (F) et de Fujita améliorée (EF)

La figure 1 repose sur des données historiques qui se terminent en 2009. Comme le Canada a adopté l'échelle de Fujita améliorée en 2013 seulement, la figure 1 comprend des données selon l'échelle de Fujita standard.

Il convient de noter que les échelles de Fujita et de Fujita améliorée sont des échelles de dommages. Ainsi, même si la vitesse des vents associée à chaque échelon a changé dans la plus récente échelle, les dommages correspondant à chacun sont restés sensiblement les mêmes. Cette particularité découle de la volonté de préserver les données historiques des dommages dus aux tornades durant l'élaboration de l'échelle de Fujita améliorée aux États-Unis au milieu des années 2000. Malgré tout, les échelons ne sont pas identiques d'une échelle à l'autre puisque la plus récente des deux comporte plusieurs nouveaux indicateurs et simplifie les dommages observés (les « niveaux de dommage ») pour les indicateurs existants.

La compatibilité des deux échelles a été mise à l'essai durant l'élaboration de celle améliorée. On a demandé à un groupe de professionnels indépendants d'évaluer la vitesse du vent selon les nouveaux indicateurs de dommages, puis on a établi une corrélation entre les vitesses des deux échelles, en utilisant les critères de l'échelle d'origine pour « [...] attribuer les catégories [de l'échelle de Fujita] aux niveaux de dommage de la nouvelle échelle ». Une analyse de régression a révélé un coefficient de détermination (R^2) de 0,9118, indiquant une très grande similarité entre les estimations des dommages selon les deux échelles.

Pour en savoir plus : Wind Science and Engineering Centre (2006). *A Recommendation for an Enhanced Fujita Scale (EF-Scale)*, Université Texas Tech.

en Ontario, afin d'élaborer un ensemble de mesures prescriptives qui réduiraient les risques associés aux vents pour les bâtiments résidentiels visés par la partie 9 du CBO,¹⁰ projet qui servirait de base pour des travaux à l'échelle nationale.

Par ailleurs, de nombreux écrits appuyés par les recherches sur les vents d'établissements nord-américains, entre autres l'Université Western (à London, en Ontario), l'Université de Floride, l'Université de l'Oklahoma, l'Université d'État du Colorado et l'Université Texas Tech, ont servi à déterminer les principaux facteurs de vulnérabilité aux vents extrêmes et les principales mesures de réduction des risques pour les bâtiments résidentiels non conçus par un ingénieur. Ces travaux ont été réalisés par diverses méthodes, notamment des études sur le terrain et des essais en soufflerie et en laboratoire. Comme le souligne ce document, l'application durant la construction de mesures relativement simples, économiques et largement prescriptives peut améliorer la résistance aux vents des bâtiments.

Les sections suivantes présentent la question de l'exposition aux vents extrêmes et aux tornades au Canada ainsi que les mesures qui améliorent la résistance aux vents violents des bâtiments résidentiels visés par la partie 9 du CNB. Comme il est expliqué tout au long du présent document, les vulnérabilités peuvent découler de méthodes de conception qui ne tiennent pas compte des risques associés aux vents violents, ainsi que de problèmes de construction ou d'inspection menant à des défauts dans les grands systèmes structuraux. Dans certains cas, les agents du bâtiment sont incapables de vérifier le respect des exigences du code (p. ex. le clouage en biais adéquat des assemblages toit-mur dans certains types de bâtiments résidentiels). Le rapport traite aussi des mesures supplémentaires de protection contre les dommages mineurs dus au vent qui augmentent l'exposition des bâtiments et de leur contenu aux dégâts d'eau (p. ex. détachement de matériaux de couverture).

Les mesures décrites aux présentes servent à réduire les risques associés aux vents violents causés par les tornades, les ouragans et d'autres phénomènes météorologiques extrêmes. Comme l'indique l'Engineered Wood Association des États-Unis :

La force des vents, que ceux-ci soient dus aux tornades ou aux ouragans, se transmet à l'ossature des bâtiments. Pour que la transmission des charges se fasse jusqu'aux fondations et que les bâtiments tiennent le coup, il est important de raccorder solidement les planchers, les murs et le toit.¹¹

Figure 2 : Défaillance structurale des toits (Angus, Ontario, 2014)



Source : Kopp, G. (2014). Présentation à l'IPSC.

2. Contexte

Les régions exposées à des vents violents selon le CNB comprennent des zones densément peuplées de Terre-Neuve et du Sud-ouest de l'Alberta (où $q_{1/50} \geq 0,80$ kPa); cependant, une grande partie du pays est propice aux tornades de forces EF2 à EF5 (figure 1).¹² De 1980 à 2009, on estime qu'environ 60 à 70 tornades se sont produites en moyenne chaque année au Canada, bien que de nombreuses tornades ne soient jamais signalées. Ainsi, les estimations fondées sur des analyses statistiques, la population et des facteurs météorologiques suggèrent que la moyenne pourrait en fait se situer entre 150 et 230 tornades par année.¹³ L'augmentation de la densité de population et le développement accru dans les régions propices aux tornades hausseront la probabilité que des tornades surviennent dans des régions habitées.¹⁴

Étant donné l'ampleur des ressources techniques disponibles en Amérique du Nord pour les résidences de faible hauteur à ossature de bois, on considère qu'il est possible d'en renforcer l'ossature afin de réduire les répercussions des vents extrêmes.¹⁵ En effet, il est raisonnable de concevoir et de construire ces résidences de façon à ce qu'elles résistent aux tornades de force EF2 compte tenu des techniques ayant cours dans cette partie du monde. Par exemple, la Oklahoma Uniform Building Code Commission a adopté des dispositions qui établissent « [...] des exigences prescriptives pour que les bâtiments [résidentiels] résistent à des vents d'au moins 217 km/h [135 mi/h], ce qui correspond à une tornade de force EF2¹⁶ ».

L'adoption de mesures de protection contre les tornades de force EF2 réduirait considérablement le risque de dommage aux bâtiments puisque bien plus de 90 % des tornades qui surviennent au Canada sont de cette force ou moins.¹⁷ De plus, la plupart des dommages ne se produisent pas directement sur la trajectoire des tornades, où leur intensité est la plus forte, mais en périphérie, où les vents sont de plus faible intensité. Ainsi, l'application de mesures qui réduisent les risques associés aux tornades de faible intensité (EF2 et moins) peut protéger les bâtiments en périphérie de la trajectoire des tornades de forte intensité (EF3 et plus).¹⁸

La vitesse des vents des tornades selon l'échelle de Fujita améliorée figure au tableau 1. Dans la partie 9 du CNB 2015, les forces dues au vent faibles à modérées sont associées à une $q_{1/50}$ inférieure à 0,80 kPa, les forces dues au vent élevées, à une $q_{1/50}$ supérieure à 0,80 kPa mais inférieure à 1,20 kPa, et les forces dues au vent extrêmes, à une $q_{1/50}$ supérieure à 1,20 kPa. Selon Gavanski et autres (2014), une pression horaire du vent (PHV) de 0,80 kPa correspond à « [...] une vitesse horaire du vent dépassée une fois en 50 ans maximale de 36 m/s (130 km/h) en moyenne par année, ce qui représente une rafale de vent de 3 s d'environ 200 km/h (120 mi/h) ». Les auteurs précisent aussi qu'une PHV de 1,20 kPa correspond à une rafale de vent de 3 s d'environ 240 km/h (150 mi/h), et que de nombreuses grandes villes canadiennes ont une $q_{1/50}$ allant de 0,4 à 0,5 kPa (90 à 100 km/h), ce qui représente une rafale de vent de 3 s d'environ 140 à 160 km/h (86 à 97 mi/h).¹⁹

Tableau 1 : Vitesse des vents selon l'échelle de Fujita améliorée²⁰

Échelon	Vitesse des vents (km/h)*
0	90 à 130
1	135 à 175
2	180 à 220
3	225 à 265
4	270 à 310
5	315 ou plus

* Rafales de vent de 3 s à 10 m au-dessus d'un terrain à découvert.²¹

Tableau 2 : Pression horaire du vent dépassée une fois en 50 ans et vitesse des rafales de vent de 3 s correspondantes selon le CNB 2015²²

$q_{1/50}$ (kPa)*	Vitesse des rafales de vent de 3 secondes	
	km/h	m/s
0,40	~140	40
0,50	~160	44
0,80	~200	56
1,20	~240	67

* $q_{1/50}$ à 10 m au-dessus d'un terrain à découvert.

La vitesse des vents selon l'échelle de Fujita améliorée est estimée en fonction de l'évaluation des dommages, à l'aide d'un vaste ensemble d'indicateurs. Pour le Canada, on a publié 31 indicateurs qui couvrent des infrastructures et des éléments variés pouvant être touchés par une tornade (p. ex. granges, écoles, gratte-ciel, auvents de stations-service, arbres, lignes électriques).²³ Le tableau 3 présente un sous-ensemble des indicateurs utilisés au Canada pour estimer la vitesse des vents selon les dommages causés aux résidences à un et deux étages.

Tableau 3 : Niveau de dommage, description et vitesse attendue des vents pour les résidences unifamiliales ou bifamiliales (100 à 500 m²), tels qu'adoptés au Canada²⁴

Niveau de dommage	Description des dommages	Valeur attendue (km/h)*	Limite inférieure (km/h)*	Limite supérieure (km/h)*
1	Seuil des dommages visibles	105	85	130
2	La couverture, les gouttières ou l'auvent sont endommagés (maximum 20 %); une partie du parement de vinyle ou de métal est arrachée	125	100	155
3	Les vitres des fenêtres et des portes sont cassées	155	125	185
4	Le platelage de toit est soulevé et la toiture est considérablement endommagée (20 % ou plus de la couverture arrachée); la cheminée s'effondre; les portes de garage s'effondrent vers l'intérieur; le porche ou l'abri à voitures est endommagé	155	130	185
5	La maison sort de ses fondations	195	165	225
6	De grands pans de la charpente de toiture sont arrachés; la plupart des murs restent debout	195	165	230
7	Les murs extérieurs s'effondrent	210	180	245
8	La plupart des murs s'effondrent, sauf dans de petites pièces intérieures	245	205	285
9	Tous les murs s'effondrent	275	230	320
10	Les maisons usinées ou bien construites sont détruites; la dalle est rasée	320	265	355

* Rafales de vent de 3 s à 10 m au-dessus d'un terrain à découvert.²⁵

L'échelle des niveaux de dommage tient compte de la qualité de la construction et comprend les limites supérieure et inférieure de la vitesse des vents associée à un certain type de dommages (tableau 3). La valeur attendue est établie en fonction d'une qualité « habituelle », de l'utilisation de matériaux appropriés, de l'absence de « maillons faibles » notables (discontinuité dans la transmission des charges), de la conformité aux codes du bâtiment locaux et de l'entretien approprié du bâtiment. Sont entre autres des maillons faibles la fixation inadéquate des supports de couverture, l'insuffisance des assemblages toit-mur ou interétages ou encore le mauvais ancrage de l'ossature aux fondations.²⁶ Pour en savoir plus sur l'échelle de Fujita améliorée et connaître l'ensemble complet d'indicateurs de dommages servant à évaluer la vitesse des vents des tornades, consulter les publications du WSEC (2006)²⁷ et d'Environnement et Changement climatique Canada (2014).²⁸

2.1. Dommages causés par les vents violents aux bâtiments résidentiels non conçus par des ingénieurs

Selon de récentes enquêtes réalisées à la suite de tornades, les résidences relativement neuves ne sont pas à l'abri des dommages causés par des vents extrêmes.²⁹ Les observations laissent croire que les assemblages toit-mur sont souvent le problème dans la transmission des charges verticales pour les résidences à ossature de bois.³⁰

Le 20 août 2009, 19 tornades sont survenues dans le Sud de l'Ontario – la plus importante éruption de tornades enregistrée à ce jour au Canada. Des tornades de force EF2 ont touché les collectivités de Woodbridge et de Maple, à Vaughan, et auraient, selon les médias, endommagé des centaines de résidences.³¹

Des chercheurs de l'Université Western ont inspecté les dommages subis par 92 résidences. Ils ont relevé d'importants dommages structuraux aux murs de maçonnerie, aux toits à ossature de bois et aux supports de couverture, ainsi que l'arrachement de bardeaux et la défaillance de soffites et de bordures de toit. Ils ont estimé que 40 des 92 résidences avaient subi d'importants dommages structuraux. Une défaillance des assemblages toit-mur a été observée pour 30 d'entre elles, parmi lesquelles 27 ont perdu une grande partie de leur toit. Une défaillance des supports de couverture est survenue dans 10 autres résidences, dont certaines ont perdu 50 % de leurs supports.³² Selon les dommages observés, les chercheurs ont estimé la vitesse des rafales à environ 56 m/s (200 km/h), ce qui correspond à une tornade de force EF2.³³

Deux résidences voisines ont subi des niveaux de dommage grandement différents (figure 3). Elles avaient toutes deux des supports de couverture en contreplaqué et avaient été construites à une année où les exigences des assemblages toit-mur concordaient avec celles actuelles (2012) du CBO. De plus, les deux résidences :

- faisaient face à un terrain à découvert, d'où venait la tornade;
- avaient une forme similaire;
- avaient un toit en saillie formant un porche du côté exposé aux vents, ce qui augmentait le risque de soulèvement;
- avaient des poteaux de porche qui contribuaient vraisemblablement peu à la résistance au soulèvement, malgré leur conformité aux exigences du code du bâtiment en vigueur au moment de la construction.

Figure 3 : Comparaison de résidences voisines, l'une présentant des dommages de niveau 1 ou 2, et l'autre, une défaillance complète du toit correspondant à des dommages de niveau 6³⁴



Images : Morrison, M.J., G. Kopp, E. Gavanski, C. Miller et A. Ashton (2014). « Assessment of damage to residential construction from the tornadoes in Vaughan, Ontario, on 20 August 2009 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 550-558.

La principale différence entre les deux bâtiments, c'est qu'il y avait une brèche dans le mur face au vent de celle dont le toit s'est détaché (plus précisément, les propriétaires ont déclaré que le vent avait ouvert la porte d'entrée). Cette brèche (causée par la défaillance de la porte à deux battants) a entraîné une augmentation considérable des charges nettes exercées sur le toit, comparativement à la résidence voisine, exempte de brèche. Les chercheurs ont également noté que l'une des fermes de la résidence dont le toit s'est détaché, retrouvée sur le terrain de cette dernière, comportait moins de clous en biais que ne l'exige le code du bâtiment (figure 4). Ils n'ont toutefois pas pu déterminer si tous les assemblages toit-mur de la résidence présentaient ce même défaut, mais ont estimé que, selon des évaluations de la fragilité antérieures, il est possible que le clouage en biais insuffisant de chaque assemblage ait grandement réduit la vitesse des vents nécessaire pour causer la défaillance du toit.³⁵

Les brèches haussent la pression à l'intérieur des bâtiments et donc le risque de dommages structuraux.³⁶ À la suite des tornades survenues à Vaughan, les chercheurs ont observé que les débris soufflés avaient perforé un certain nombre de grandes fenêtres et de portes de garage et ainsi entraîné la défaillance structurale du toit des résidences en question, le tout dans un effet domino :

La présence de grandes ouvertures dans l'enveloppe du bâtiment, telles que des fenêtres ou des portes brisées, peut entraîner une hausse de la pression intérieure et donc augmenter grandement les charges dues au vent exercées sur le toit [...] Ces charges peuvent causer la défaillance structurale de bâtiments qui auraient autrement pu résister [...] Il est possible que des débris s'en détachent, soient projetés par le vent et endommagent à leur tour d'autres structures. Une telle chaîne d'événements s'est d'ailleurs produite à Vaughan.³⁷

Selon les chercheurs, même si l'on ne peut s'attendre à ce que les résidences construites conformément à la partie 9 du CNB résistent aux vents qui se sont alors abattus sur Vaughan, le renforcement des assemblages toit-mur aurait pu atténuer considérablement les dommages. En effet, la défaillance des portes de garage causée par la pression du vent et les débris soufflés a été à l'origine de nombreux dommages, y compris la défaillance des toits. Les chercheurs ont observé une défaillance du garage de 17 des 20 résidences qui présentaient des « ouvertures dominantes » (c.-à-d. une ouverture mesurant au moins 2 % de la surface du mur), dont 11 avaient également connu une défaillance majeure de leur toit. Selon eux, les garages non intégrés (soit ceux séparés de l'ossature principale et sans espace habitable au-dessus) sont particulièrement vulnérables à une défaillance du toit en raison de leur faible volume et du risque

Figure 4 : Assemblage toit-mur fautif (Vaughan, 2009)



Source : Kopp, G. (2014). Présentation à l'IPSC.

Figure 5 : Défaillance d'un mur indiquant des défauts de construction (Angus, 2014)



Source : Kopp, G. (2014). Présentation à l'IPSC.

de défaillance de leur porte. Il serait souhaitable, à leur avis, de renforcer les assemblages toit-mur des garages, puisque « [...] la largeur de la porte, combinée au volume intérieur relativement faible, peut entraîner une pression interne particulièrement élevée³⁸ ».

La tornade de force EF2 qui a frappé Angus (Ontario) le 17 juin 2014 a révélé que les nouvelles constructions ne sont pas à l'abri des dommages causés par des vents extrêmes, puisque bon nombre des résidences endommagées avaient moins de trois ans. En tout, 101 résidences ont subi un certain niveau de dommage, allant de la défaillance des bardeaux et du bardage à la défaillance structurale des murs et du toit. Onze résidences (10 %) ont perdu leur toit : pour dix d'entre elles, le toit s'est complètement détaché, a été emporté par le vent et a endommagé les résidences voisines. Les murs de neuf maisons ont subi des dommages structuraux. Toutes les résidences présentant une défaillance complète de leur toit comportaient des fenêtres brisées sur l'une de leurs façades. Neuf portes de garage ont fait défaillance, probablement à cause de la pression du vent.³⁹ On estime que la tornade se déplaçait à une vitesse de 65 km/h (18 m/s), qu'elle a causé des dommages sur une bande d'environ 200 m de largeur et, par conséquent, que les vents violents au-delà de tout seuil de dommage ont duré un maximum d'environ 10 s.⁴⁰

Les inspections des dommages causés par des tornades et des ouragans au Canada et à l'étranger ont révélé des défauts de construction communs ayant contribué à la vulnérabilité aux vents violents des bâtiments à ossature de bois, par exemple l'absence de certains assemblages toit-mur et de certains dispositifs de fixation pour supports de couverture. Il en a été de même après la tornade d'Angus, où « la plupart des dommages structuraux aux toits et aux murs étaient le résultat d'une construction de piètre qualité, c'est-à-dire du clouage en biais insuffisant des assemblages toit-mur et de clous manquants dans les assemblages plancher-mur entre les étages ». D'ailleurs, le nombre de clous en biais dans presque tous les assemblages toit-mur examinés « [...] était inférieur aux exigences du code; soit les assemblages n'en comptaient aucun, soit ils n'en comptaient qu'un ou deux, alors que le code en exige trois⁴¹ ». Quoi qu'il en soit, l'ampleur des dommages correspondait à une tornade de force EF2.⁴²

Comme le précisent Morrison et autres (2012)⁴³, les assemblages toit-mur endommagés ne sont pas toujours visibles de l'intérieur ou de l'extérieur de la résidence. Par exemple, l'arrachement partiel des clous en biais (qui cause une séparation entre les sablières et les chevrons et fermes) peut se traduire par l'apparition de fines fissures dans les joints entre le plafond et les murs intérieurs, sans aucun signe visible de l'extérieur. Ainsi, certains assemblages toit-mur endommagés auraient pu passer inaperçus durant les inspections mentionnées ci-dessus.

Pour ce qui est de l'atténuation des risques de dommages dus aux tornades, le CCB 2014 indique ce qui suit :

Les critères de calcul des charges dues au vent du Code national du bâtiment du Canada et du présent guide visent à simuler les rafales les plus fortes d'une tempête à récurrence de 50 ans. L'étude des dommages causés par le vent d'ouragan ailleurs dans le monde permet de mieux comprendre comment réagissent les bâtiments à ossature de bois aux importantes charges dues au vent. Les résidences à ossature de bois situées directement sur la trajectoire des tornades présentent des dommages similaires [...] Les inspections à la suite d'ouragans et de tornades démontrent que :

- 1. la fixation des supports de couverture, la conception des pignons et la fixation de l'ossature du toit aux murs sont d'une importance capitale [...];*
- 2. les dommages structuraux touchent généralement dans le toit; il est plus rare que les murs et les fondations en subissent;*
- 3. les dommages majeurs sont causés par des vents d'une vitesse d'au moins 70 m/s, et les dommages mineurs, des vents d'une vitesse inférieure à 50 m/s [...].⁴⁴*

Les dommages structuraux que subissent les bâtiments visés par la partie 9 du CNB peuvent être causés par des vents d'une vitesse inférieure à celles susmentionnées. Par exemple, pour les assemblages toit-mur cloués en biais, les « premières charges de pointe dommageables » observées durant des essais de charge cyclique peuvent se produire à une vitesse de 25 m/s.⁴⁵ Dans les décisions liées aux assemblages toit-murs, il convient également de prendre en compte la possibilité que des débris projetés par des vents extrêmes causent une brèche dans l'enveloppe des bâtiments, laquelle entraînerait une augmentation de la pression interne et contribuerait à la défaillance du toit (voir l'annexe A).

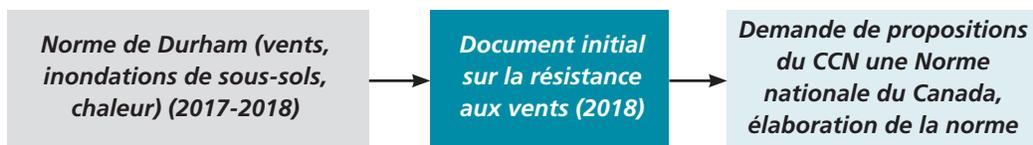
La défaillance structurale du toit est habituellement suivie de l'effondrement des murs,⁴⁶ et la simple défaillance entraîne la chute de débris sur les bâtiments adjacents. Qui plus est, les défauts de construction courants, comme l'installation d'un nombre insuffisant de dispositifs de fixation sur les supports de couverture ou la mauvaise fixation des dispositifs aux fermes, peuvent entraîner l'arrachement des supports de couverture en cas de vents extrêmes. Ces problèmes ont d'ailleurs été observés dans plusieurs régions du Canada, notamment en Ontario à la suite des tornades de Vaughan, en 2009, et de Bornham, en 2007.⁴⁷

La documentation sur la mortalité et les blessures dues aux tornades en Amérique du Nord indique que l'une des principales causes est l'effondrement des bâtiments, les débris soufflés étant le plus souvent à l'origine des blessures.⁴⁸ Les analyses judiciaires réalisées dans l'Est du Canada ont quant à elles révélé que dans « [...] les bâtiments dont 90 % des occupants sont décédés ou ont été grièvement blessés, les planchers n'étaient pas ancrés aux fondations, ou encore le toit n'était pas ancré aux murs⁴⁹ ». Au Canada, les codes du bâtiment comportent des dispositions facultatives concernant l'utilisation de boulons d'ancrage pour fixer l'ossature aux fondations.⁵⁰ Par ailleurs, selon les observations sur le terrain et les renseignements recueillis auprès des agents du bâtiment, il arrive que les constructeurs utilisent de tels boulons d'ancrage, mais qu'ils omettent, volontairement ou non, de les fixer avec des écrous et des rondelles. Le retrait de la lisse d'assise peut aussi causer le relâchement de l'ancrage (desserrement de l'écrou). Pour assurer la sécurité des occupants en cas de tornade, il est donc primordial de veiller à ce que la totalité des écrous et des rondelles soit en place. Par ailleurs, comme le mentionne l'annexe A, certains types d'ancrages nuisent à la transmission des charges verticales, par exemple ceux qui consistent uniquement à encastrent des éléments dans le béton.

3. Aperçu des mesures de réduction des risques associés aux vents

Comme il a été dit précédemment, le présent document établit des mesures préliminaires de réduction des risques associés aux vents extrêmes applicables aux bâtiments résidentiels à ossature de bois visés par la partie 9 du CNB. Ces mesures s'inspirent de celles du document *Durham Region Climate Resilience Standard for New Houses* (ci-après « norme de Durham »; figure 6).⁵¹ La résistance aux vents violents des résidences construites selon les codes du bâtiment en vigueur au Canada demeure un domaine de recherche actif. Le présent rapport fournit des lignes directrices pour atténuer les risques associés aux vents violents, mais on s'attend à ce que les pratiques exemplaires ou recommandées évoluent avec le temps, selon les découvertes, les données recueillies sur le terrain (inspections des dommages) et les essais en laboratoire de composants fabriqués conformément aux codes du bâtiment canadiens.

Figure 6 : Lien entre la norme de Durham et le document initial sur la résistance aux vents



Les mesures qui figurent dans le présent rapport se veulent relativement simples et réalisables, et laissent au consommateur une certaine liberté de choix. Axées surtout sur les toits et leur ossature, elles visent à réduire les dommages structuraux dus aux tornades de force EF0 à EF2, lesquelles représentent la grande majorité (plus de 90 %) des tornades qui surviennent au Canada. Bien qu'elles n'aient pas pour objet de réduire les risques associés aux tornades de force EF3 et plus, elles pourraient contribuer à réduire les dommages en périphérie de ces tornades, où la vitesse des vents est plus faible.

Les mesures présentées se fondent sur des recherches concernant la performance des bâtiments à ossature de bois en cas de vents violents, des inspections des dommages causés par les vents et les tornades au Canada et ailleurs en Amérique du Nord, les pratiques exemplaires employées en Amérique du Nord, l'expérience pratique et l'avis d'un comité d'intervenants spécialisés (annexe C). Bon nombre d'entre elles figurent déjà dans les codes du bâtiment du Canada et des provinces, mais ne sont pas systématiquement mises en pratique pour la construction de bâtiments résidentiels non conçus par des ingénieurs dans toutes les régions susceptibles d'être touchées par des vents violents (comme celles propices aux tornades). Le comité d'intervenants a d'ailleurs insisté sur l'importance de faire en sorte qu'elles appuient les autres initiatives relatives à la construction de bâtiments résidentiels visés par la partie 9 du CNB, notamment celles concernant l'efficacité énergétique, dans la mesure du possible.

Le CCB 2014 est mentionné dans le CNB en tant que guide des « règles de l'art de l'ingénierie » et peut remplacer les exigences de construction de la partie 4 de ce dernier.⁵² Il fournit de nombreux critères de conception pour les bâtiments visés par la partie 9 du CNB, y compris en ce qui a trait à l'exposition aux vents extrêmes. Ces deux documents soulignent la nécessité de faire appel à un ingénieur pour l'application du CCB 2014, comme en fait état l'annexe 9.4.2.1. du CNB :

Il faut être versé en ingénierie pour effectuer des calculs selon la partie 4, ou selon les règles de l'art en ingénierie acceptées comme celles qui sont énoncées dans le document CCB 2014, « Engineering Guide for Wood Frame Construction ». Ce guide présente des solutions de rechange et des renseignements sur l'applicabilité des exigences prescriptives de résistance structurale de la partie 9, afin d'aider davantage les concepteurs et les agents du bâtiment à choisir la méthode conceptuelle appropriée. Le recours aux services d'un professionnel pour les calculs structuraux d'un bâtiment, que ce soit selon les exigences des parties 4 ou 9 ou les règles de l'art, est défini par les lois provinciales et territoriales.⁵³

Contrairement aux exigences du CCB 2014, les mesures présentées à l'annexe A du présent document sont prescriptives (autant que possible) et devraient pouvoir être appliquées et comprises par ceux qui ne sont pas des professionnels du bâtiment et par le public, y compris les acheteurs. Il existe également des différences d'ordre technique notables entre ces mesures et celles que contiennent le CCB 2014 et le CNB 2015, notamment en ce qui concerne l'espacement des clous des appuis intermédiaires, la fixation des embases et des chapiteaux de poteaux, l'utilisation d'assemblages toit-mur conçus par un ingénieur et la protection des platelages de toit contre les infiltrations d'eau (voir l'annexe A).

Le rapport fait également état de mesures liées aux composants non structuraux, telles que des stratégies pour assurer l'étanchéité du toit (comme l'installation de bardeaux résistants aux vents violents ou d'une protection secondaire contre les infiltrations d'eau en cas de défaillance de la couverture) et l'installation de portes de garage résistantes aux vents violents. Il ne traite cependant pas des autres composants non structuraux, par exemple le bardage et les fenêtres. Par conséquent, les mesures qui y sont décrites ne réduiront pas le risque de dommages aux fenêtres, aux portes, au bardage et au terrain de la résidence, ni le risque de dommages causés par la chute d'arbres ou de branches. En outre, en raison de la quantité et de la complexité des facteurs qui varient selon le lieu et le bâtiment, elles ne garantissent pas que les résidences demeureront intactes en cas de vents violents tels que des tornades de force EFO à EF2.

Il s'agit en fait de méthodes qui peuvent généralement augmenter la résistance aux vents violents des bâtiments de faible hauteur ou visés par la partie 9 du CNB. Les bâtiments peuvent également être conçus conformément à la partie 4 du CNB ou les règles de l'art de l'ingénierie, en fonction de l'exposition à des vents violents (p. ex., selon une q d'au moins 0,80 kPa plutôt que la pression dynamique indiquée à l'annexe C du CNB pour l'endroit en question) ou de la tolérance au risque du propriétaire, du constructeur ou de toute autre partie concernée.

Approche échelonnée

Le CNB relève quelques régions du pays qui sont exposées à des vents violents, comme l'indique la figure 1. On peut également y voir où l'application des mesures de réduction des risques pourrait être appropriée, mais étant donné la variabilité d'exposition d'une région à l'autre, l'adoption d'une approche échelonnée pourrait être souhaitable. De cette façon, les mesures de base (le renforcement des assemblages toit-mur et de la fixation de la couverture), qui sont relativement abordables et viennent éliminer un problème récurrent ou grave, pourraient être appliquées partout au pays, alors que les mesures supplémentaires, notamment en ce qui a trait au contreventement, viseraient les régions les plus exposées.

Il peut être difficile de relever les régions où des mesures précises pourraient être appropriées en raison du manque de données fiables sur l'exposition aux vents violents. Par exemple, certains membres du comité d'intervenants ont souligné que la carte de la figure 1 n'est probablement pas représentative, puisque les tornades ont surtout été observées et enregistrées dans les zones densément peuplées. Pourtant, il est bien connu que des tornades pourraient survenir dans d'autres grandes régions du Canada, mais les données d'observation manquent.

Les recherches en cours sur l'apparition de tornades fourniront des renseignements supplémentaires sur l'exposition aux vents violents au Canada. Par exemple, le Northern Tornadoes Project vise à mieux comprendre l'apparition de tornades en régions éloignées au moyen d'analyses de données radar, pour prédire les tempêtes, et de photographies aériennes, pour établir la trajectoire des tornades. À mesure que des projets comme celui-ci viendront enrichir les données sur les tornades, on s'attend à ce que la portion du pays considérée comme exposée aux tornades s'agrandisse. De plus, le Conseil national de recherches du Canada tente de recueillir des données climatiques à jour pour le CNB, lequel pourrait donc à l'avenir contenir de nouvelles données sur l'exposition aux vents violents. Ces données à jour auront une incidence sur l'application des mesures de résistance aux vents et les évaluations coûts-avantages.

Tableau 4 : Résumé des mesures de réduction des risques associés aux vents (explication détaillée à l'annexe A)

Mesure/sous-mesure		Résumé	Type	
Toit et ossature	Ossature de toit résistante aux vents extrêmes	A.1.1	<ul style="list-style-type: none"> De préférence, toit en croupe avec fermes préfabriquées conçues par un ingénieur. 	2
			<ul style="list-style-type: none"> Contreventement et fixation solide des murs pignons (le cas échéant). 	2
			<ul style="list-style-type: none"> Ossature conçue par un ingénieur, en l'absence de fermes préfabriquées et conçues par un ingénieur. 	2
	Assemblages toit-mur	A.1.2	<ul style="list-style-type: none"> Fixation des chevrons, des fermes ou des solives à l'ossature des murs porteurs de façon à obtenir une résistance à une charge de soulèvement pondérée de 3 kN. 	1
			<ul style="list-style-type: none"> Utilisation de connecteurs usinés : le constructeur devrait demander au fabricant des fermes de fournir également des assemblages toit-mur convenables. 	4
Supports de couverture, dispositifs de fixation et espacement	A.1.3	<ul style="list-style-type: none"> Supports de couverture en panneaux de contreplaqué structural ou de copeaux orientés (OSB) de 11,1 mm (7/16 po). Fixation avec des clous 8d de 3,3 × 63 mm (0,13 × 2,5 po). Espacement des clous de 150 mm (6 po) entre axes, sur les rives et les appuis intermédiaires. 	1	
Étanchéisation du platelage de toit	A.1.4	<ul style="list-style-type: none"> Application de mesures pour prévenir les infiltrations d'eau par le platelage, par exemple l'utilisation de bardeaux résistants aux vents violents ou l'application de mesures d'étanchéisation du platelage. 	1	
Murs	Contreventement	A.2.1	<ul style="list-style-type: none"> Contreventement des murs pour qu'ils résistent aux charges latérales dues aux vents violents. 	2
	Raccordement des étages	A.2.2	<ul style="list-style-type: none"> Raccordement de l'ossature des étages supérieur et inférieur pour faciliter la transmission continue des charges verticales. 	2
	Raccordement aux lisses d'assise	A.2.3	<ul style="list-style-type: none"> Raccordement des murs aux lisses d'assise pour faciliter la transmission continue des charges verticales. 	2
	Revêtement mural intermédiaire et dispositifs de fixation	A.2.4	Utilisation de panneaux structuraux de bois pour assurer la transmission des charges : <ul style="list-style-type: none"> Application d'un revêtement en panneaux structuraux de bois sur toute la surface des murs extérieurs. Utilisation de panneaux de contreplaqué ou d'OSB d'au moins 11,1 mm (7/16 po). Fixation avec des clous 8d de 3,3 × 63 mm (0,13 × 2,5 po). Espacement des clous de 150 mm (6 po) sur les rives et les appuis intermédiaires. 	2
Ancrage de l'ossature du bâtiment	A.3	<ul style="list-style-type: none"> Ancrage de l'ossature contribuant à la transmission continue des charges verticales. 	2	
Embases et chapiteaux de poteaux	A.4	<ul style="list-style-type: none"> Utilisation d'embases et de chapiteaux de poteaux résistants à une charge de soulèvement de 6,8 kN. Encastrement ou fixation des embases dans la dalle de béton des porches avant et arrière. Fixation des embases avec des dispositifs résistants à la corrosion. Embases et chapiteaux visibles pour l'inspection. 	2	
Portes de garage résistantes aux vents violents	A.5	<ul style="list-style-type: none"> Portes de garage résistantes à des vents de 200 km/h (125 mi/h) ou plus. 	3	

Pour toutes ces raisons, les mesures ci-incluses sont divisées en quatre catégories :

- Type 1 : Mesures pouvant être appliquées dans n'importe quelle région du pays.
- Type 2 : Mesures pouvant être appliquées dans les régions particulièrement à risque.
- Type 3 : Mesures optionnelles.
- Type 4 : Mesures hors de la portée des codes du bâtiment concernant les inspections et les décisions opérationnelles et gestionnaires.

Le tableau 4 résume ces mesures « de haut en bas », c'est-à-dire en présentant d'abord celles pour le toit et en terminant par l'ancrage aux fondations. Une explication détaillée des mesures, de leur utilité et de leurs avantages figure à l'annexe A, qu'il est recommandé de consulter. Dans le présent rapport, la vitesse des vents dus à une tornade modérée de force EF2 correspond à 200 km/h. Selon les meilleures données disponibles, les mesures de protection contre les rafales de cette vitesse réduiraient les dommages structuraux causés par la grande majorité des tornades au Canada.

Un certain nombre de détails de construction dont font déjà état différents documents d'orientation pratique sur l'atténuation des risques associés aux vents ont été exclus du présent document (p. ex. protection des fenêtres et des entrées) si les exigences actuelles du CNB en la matière étaient considérées comme adéquates, si les essais sur le terrain et en laboratoire n'avaient pas révélé qu'ils représentent une vulnérabilité critique dans la construction résidentielle, ou si le comité d'intervenants avait indiqué que les avantages des mesures correspondantes ne l'emporteraient pas sur les coûts. Par ailleurs, la mesure visant les portes de garage est jugée optionnelle puisque le comité d'intervenants a relevé plusieurs problèmes logistiques dans son application et qu'il est possible d'atténuer considérablement les risques de défaillance par l'amélioration de la transmission continue des charges verticales du garage aux fondations (annexe A).

L'annexe A comprend principalement des mesures prescriptives, mais aussi des mesures de performance dans certains cas (p. ex. pour la conception des toits et des murs). Cette approche a été choisie en raison de la complexité potentielle de la construction de l'ossature sans l'utilisation de fermes préfabriquées, ainsi que de la complexité liée à la performance du contreventement selon la conception du bâtiment. En effet, on a observé, durant l'élaboration de la norme de Durham, que les toits sur mesure ne sont pas toujours dotés de fermes préfabriquées, car celles-ci peuvent limiter la liberté de conception. De plus, il existe des directives prescriptives limitées mais largement suivies sur la construction de toits traditionnels (à ossature de bois) résistants aux vents extrêmes.

3.1. Résidences partiellement construites

L'Université Western mène actuellement des travaux pour évaluer les dommages aux bâtiments résidentiels en construction. À plusieurs reprises, une défaillance structurale a été causée par des vents d'une vitesse sous la limite de conception. Dans la plupart des cas, les murs du rez-de-chaussée n'ont pas su résister aux efforts latéraux, peu importe le type de revêtement intermédiaire en question et l'état d'avancement de la pose, et malgré l'achèvement de la construction des fermes et de la pose des supports de couverture. De telles défaillances sont peu courantes dans les résidences entièrement construites et ont rarement été observées durant les inspections des dommages suivant des vents extrêmes.

Figure 7 : Résidences partiellement construites endommagées par les vents à Waterloo (2017), en Ontario; le toit intact repose sur des murs ayant subi une défaillance durant la construction.



L'analyse détaillée des résidences partiellement construites soumises à des charges élevées dues au vent comprendra l'évaluation des cas de charge critiques à appliquer aux modèles de structure représentant différents niveaux et types de contreventement latéral. Actuellement, on a tendance à construire les résidences sans revêtement intermédiaire structural extérieur, en installant plutôt un isolant rigide sur la face extérieure des murs à poteaux. Une fois la construction terminée, les plaques de plâtre intérieures servent de renfort, assurant la résistance aux charges horizontales, mais durant la construction, les murs à poteaux seuls ne suffisent pas pour résister aux fortes rafales de vent. Les charges latérales dues au vent peuvent aussi augmenter à différentes phases de la construction, en raison de la hausse de la traînée exercée sur les éléments exposés ou encore celle de la superficie recevant la charge due au vent en raison de la pose des supports de couverture ou d'isolant rigide sur les murs.

Selon l'évaluation préliminaire de la charge due au vent attendue sur les résidences partiellement construites, les cas de charge critiques devraient survenir lorsque le toit est terminé, mais que les murs sont nus (que les poteaux sont exposés), sont partiellement revêtus d'isolant ou sont entièrement revêtus avec fenêtres installées (murs fermés). On effectuera le calcul de la pression du vent pour chaque cas conformément à la norme ASCE 7-16, en y ajoutant certains coefficients de charge afin de tenir compte du degré de fermeture des bâtiments.⁵⁴

La seconde phase de ces travaux consiste à modéliser les murs soumis à une charge dans le plan. Des données expérimentales sur le comportement des assemblages cloués et des murs travaillant en cisaillement tirées de la littérature serviront à estimer la résistance et la rigidité relatives des murs revêtus et nus. On établira ensuite les cas de charge critiques, puis on mettra à l'essai et on comparera numériquement les méthodes de contreventement des murs nus.

L'atténuation des risques pour les résidences partiellement construites se trouve hors de la portée du CNB, mais un mécanisme d'application de mesures de réduction peut faire partie des ententes et des contrats entre les assureurs et les constructeurs. Une approche similaire a été recommandée pour la sécurité incendie sur les chantiers de construction résidentielle.⁵⁵

3.2. Évaluation des répercussions

Les coûts et les répercussions des mesures ont joué un rôle de premier plan dans la détermination de celles à inclure dans le présent rapport. Comme il a été mentionné plus haut, plusieurs mesures d'atténuation des risques associés aux vents couramment recommandées ont été exclues en raison d'un ratio avantages-coûts potentiellement défavorable dans la majorité du pays,⁵⁶ ou de la difficulté de veiller à leur application. Par exemple, les portes de garage résistantes aux vents violents sont considérées comme une mesure optionnelle pour des raisons pratiques (annexe A).

La présente section comprend aussi une évaluation initiale générale des coûts et des avantages qualitatifs des différentes mesures, accompagnée d'exemples pertinents provenant d'administrations qui appliquent diverses mesures de réduction des risques, ainsi que d'estimations des coûts tirées des ensembles de données disponibles. Dans plusieurs cas, la possible plage de coûts d'application a été estimée avec l'aide d'entrepreneurs et de fournisseurs. Le résumé des avantages et de l'utilité de chaque mesure proposée figure au tableau 5 (et une description détaillée, à l'annexe A). En plus des avantages présentés ci-dessous, il est à noter que chacune des mesures, hormis les portes de garage et l'étanchéisation du platelage de toit, contribue directement à la transmission continue des charges verticales.

L'utilisation de fermes conçues par un ingénieur (mesure A.1.1) et d'un revêtement intermédiaire structural ou en bois continu (mesure A.2.4), l'ancrage de l'ossature aux fondations avec des boulons (mesure A.3) et le chevauchement des solives de bordure et lisses d'assise et du revêtement mural intermédiaire et leur fixation à celui-ci pour améliorer la transmission continue des charges verticales (mesures A.2.2 et A.2.3) sont considérées, dans bien des cas, comme des pratiques courantes pour la construction de bâtiments visés par la partie 9 du CNB, et auraient donc vraisemblablement peu d'incidence sur les coûts de construction, tout comme les toits en croupe (mesure A.1.1), qui sont un élément de conception. L'approvisionnement en connecteurs avec fermes conçues par un ingénieur (demande faisant partie de la mesure A.1.2) pourrait nécessiter certaines explications et une communication accrue entre l'industrie du bâtiment et les fournisseurs, mais il est improbable qu'elle fasse augmenter les coûts de construction.

Selon les consultations avec divers intervenants de l'industrie de la construction résidentielle, la tendance pour les murs en élévation est au revêtement avec un isolant extérieur continu, souvent sans revêtement intermédiaire structural extérieur. Dans de tels cas, l'ajout d'un revêtement en panneaux structuraux de bois ferait augmenter les coûts de construction.⁵⁷ L'application de revêtements supplémentaires peut aussi nécessiter l'augmentation de l'épaisseur des murs de fondation et donc entraîner une hausse des coûts. Comme l'indique l'annexe A, il existe d'autres façons d'améliorer la transmission continue des charges verticales, notamment par l'emploi de feuillards et de vis à fermes brevetées. La sous-section 9.23.13. du CNB décrit des mesures de contreventement autres que l'application d'un revêtement intermédiaire extérieur en panneaux structuraux de bois.

En ce qui a trait à la disposition des clous des supports de couverture et des revêtements muraux intermédiaires (mesures A.1.3 et A.2.4), le CBO 2012 a été modifié de sorte à exiger un espacement de 150 × 150 mm pour les supports de couverture (dont les appuis sont espacés d'au moins 406 mm entre axes). La demande de modification, soumise par le ministère des Affaires municipales et du Logement, indiquait que cette proposition « [...] entraînerait une augmentation minimale des coûts de construction » (annexe E). Elle a été approuvée pour les bâtiments visés par la partie 9 du CBO.

Selon les estimations, l'augmentation de l'épaisseur des supports de couverture et des revêtements muraux intermédiaires (mesures A.1.3 et A.2.4) pourrait n'entraîner aucune hausse des coûts, ou tout au plus une hausse de 0,08 \$ par pi².⁵⁸ Les ossatures de toit conçues par un ingénieur (dans le cas de celles en bois; mesure A.1.1) peuvent faire augmenter les coûts de construction, mais comme les résidences sur mesure sont généralement dotées d'une ossature de bois, cette augmentation pourrait être négligeable. Le contreventement des murs pignons (mesure A.1.1) ferait aussi augmenter les coûts de construction, mais le coût des matériaux est assez faible (on suggère, dans le présent rapport, d'utiliser des feuillards de métal et des deux-par-quatre). L'utilisation d'embases et de chapiteaux de poteaux visibles et résistants aux charges de soulèvement indiquées dans le présent rapport (mesure A.4) ferait quant à elle légèrement augmenter les coûts.⁵⁹

*Bien que le NBCC 9.23.13 puisse impliquer que des options autres que le revêtement en bois sur les murs extérieurs soient autorisées, la CWC 2014 (partie C) n'autorise pas le revêtement en dehors du bois, reconnaissant ainsi la différence significative de résistance entre OSB, contreplaqué et autres matériaux. (Pers. Communication, R. Jonkman, CWC, janvier 2019)

En ce qui concerne l'application d'un revêtement en bois pour augmenter la résistance latérale et au soulèvement, voir aussi :

American Wood Council (2013). *Guide to Wood Construction in High Wind Areas for One- and Two-Family Dwellings : 130 MPH Exposure B*, Leesburg (Virginie).

APA – The Engineered Wood Association (2018). *Building for High Wind Resistance in Light-Frame Wood Construction*, Tacoma (Washington).

Ramseyer, C. et L. Holliday (2014). *City of Moore: New Building Code for Tornado Resistance*, présentation durant la réunion du Conseil municipale de Moore, 18 février 2014.

Insurance Institute for Business and Home Safety (2015). *High Wind Standards*, Tampa (Floride).

Tableau 5 : Avantages des mesures proposées

N°	Mesure	Avantages qualitatifs
A.1.1	Ossature de toit résistante aux vents extrêmes	Le toit et son ossature sont les éléments du bâtiment qui doivent supporter les plus grandes forces en cas de vents violents. Il faut donc en augmenter la résistance par différentes mesures relatives à l'ossature, à la conception du toit et aux revêtements muraux intermédiaires.
A.1.2	Renforcement des assemblages toit-mur	La défaillance des toits commence généralement par celle des assemblages toit-mur. En fixant solidement les chevrons, les solives ou les fermes à l'ossature des murs, on augmente la résistance des assemblages aux forces de soulèvement durant les tempêtes de vent et, du coup, on réduit le risque de dommages structuraux. Cette mesure améliore également la résistance à la pression interne en cas de brèche dans l'enveloppe du bâtiment.
A.1.3	Supports de couverture, dispositifs de fixation et espacement	L'augmentation de l'épaisseur des supports de couverture améliore la résistance du toit, et les mesures concernant les dispositifs de fixation réduisent le risque de défaillance des supports puisqu'ils résistent mieux aux forces de soulèvement.
A.1.4	Étanchéisation du platelage de toit	Comme il a déjà été mentionné, la plupart des dommages que subissent les bâtiments résidentiels en cas de vents extrêmes sont causés par des infiltrations d'eau. Cette mesure améliorerait donc la protection des bâtiments contre les dégâts d'eau en réduisant le risque de défaillance de la couverture ou en offrant une protection supplémentaire en cas de défaillance du toit (p. ex., si les bardeaux sont arrachés par le vent).
A.2.1	Contreventement	Cette mesure consiste à mettre en place le contreventement nécessaire pour résister aux charges latérales dues aux vents violents.
A.2.2	Raccordement des étages	Cette mesure contribue à la transmission continue des charges verticales.
A.2.3	Raccordement des murs aux lisses d'assise	Cette mesure contribue à la transmission continue des charges verticales.
A.2.4	Revêtement mural intermédiaire et dispositifs de fixation	Un revêtement intermédiaire structural continu améliore la résistance et contribue à la transmission continue des charges verticales. L'espacement des dispositifs de fixation de 150 mm sur les rives et les appuis intermédiaires augmentent la résistance à la pression négative. Cette mesure contribue également au renforcement des assemblages toit-mur (mesure A.1.2) en assurant la fixation des sablières aux murs porteurs et la transmission des charges jusqu'aux fondations.
A.3	Ancrage de l'ossature du bâtiment	Cette mesure contribue à la transmission continue des charges verticales.
A.4	Embases et chapiteaux de poteaux	La fixation adéquate des poteaux aux poutres du porche et aux fondations augmente la résistance de ceux-ci aux forces de soulèvement et réduit le risque de dommages structuraux. Actuellement, les poteaux sont souvent cloués en biais aux fondations, ce qui procure une résistance insuffisante. Par ailleurs, l'utilisation de connecteurs visibles (qui dépassent des poteaux) facilite l'inspection.
A.5	Portes de garage résistantes aux vents violents	Cette mesure, considérée comme optionnelle, réduit le risque d'apparition d'une « ouverture dominante » qui ferait augmenter la pression à l'intérieur du bâtiment et contribuerait à la défaillance du toit.

Pour ce qui est de la mesure optionnelle concernant les portes de garage résistantes aux vents violents (mesure A.5), les observations après l'application des dispositions de protection contre le vent à Moore (Oklahoma) ont révélé que de telles portes (résistantes à des vents de 135 mi/h) augmentaient les coûts de construction d'environ 600 \$.⁶⁰ En consultation avec des fournisseurs et des installateurs du Canada et des États-Unis, on a estimé que la plage de coûts allait de 600 à 1 200 \$ (pour des portes simples standard, non isolées, de 9 × 7 pi résistantes à des vents de 130 mi/h, selon quatre modèles offerts par deux fournisseurs canadiens et un fournisseur de Moore). Selon une base de données des coûts pour les constructeurs couramment utilisée, le coût moyen d'une porte sectionnelle basculante standard de 9 × 7 pi serait d'environ 1 200 \$.⁶¹ Un autre fournisseur canadien a estimé que la quincaillerie requise pour une porte résistante aux vents entraînerait probablement une hausse d'environ 200 \$ à elle seule. D'autres fournisseurs canadiens consultés ont été incapables de fournir une estimation en raison du manque d'expérience en installation de portes de ce genre au Canada.

Approche échelonnée

On a également mené des analyses coûts-avantages pour des ensembles similaires de mesures de réduction des risques associés aux vents dans d'autres régions d'Amérique du Nord, selon lesquelles la rentabilité varie en fonction du degré d'exposition aux vents violents.⁶² Par exemple, Simmons et autres⁶³ ont mené une analyse des dispositions de réduction des risques associés aux tornades de Moore, qui sont appliquées partout en Oklahoma, en supposant un coût d'application des mesures de 1,00 \$ par pi² (10,75 \$ par m²), une superficie moyenne de 2 000 pi² (186 m²) et une durée de vie attendue de 50 ans pour les résidences, ainsi qu'un taux d'actualisation de 2,5 %. L'analyse a révélé un rapport de récupération de 3,2:1. Plusieurs rencontres avec les constructeurs d'habitations de Moore ont eu lieu avant la modification du code local, sans grande opposition.⁶⁴

Dans le cadre d'une étude de cas menée en Oklahoma, Sutter et autres⁶⁵ ont évalué les coûts et les avantages de quatre mesures prescriptives de réduction de dommages causés par les tornades, soit l'ancrage de l'ossature aux fondations avec des boulons d'ancrage, l'utilisation de tirants pour ouragans, la modification de la disposition des clous et l'utilisation de supports de couverture en OSB. Le coût total de ces mesures s'élevait à environ 500 \$, selon un constructeur de la région qui les applique depuis une dizaine d'années. Les auteurs ont noté que, d'après une étude précédente, modifier la disposition des clous et utiliser des tirants pour ouragans coûteraient environ 100 \$ en Caroline du Sud.⁶⁶ Pour que l'application des mesures soit avantageuse, ils ont estimé que celles-ci devraient réduire les dommages de 30 à 50 % (selon la valeur actualisée nette), un seuil atteint dans les États propices aux tornades selon les résultats de l'étude.⁶⁷ Par ailleurs, un récent rapport du Multihazard Mitigation Council des États-Unis sur le ratio avantages-coûts des mesures d'atténuation des risques naturels a révélé un ratio moyen de 5:1 pour les mesures relatives aux vents d'ouragan établies par l'Insurance Institute for Business and Home Safety (c.-à-d. celles conformes aux niveaux Bronze et Argent de son programme Fortified).⁶⁸

Étant donné les différents degrés d'exposition aux vents violents possibles dans la majorité du Canada et les facteurs relatifs aux coûts d'application susmentionnés, le présent rapport propose une approche « échelonnée », comprenant des mesures de réduction des risques de base et avancées (tableau 4). Les mesures de base, comme le renforcement des assemblages toit-mur (mesure A.1.2) et l'étanchéisation du platelage (mesure A.1.4), qui sont relativement abordables et visent des problèmes récurrents, peuvent être appliquées partout au pays. D'autres mesures (p. ex. contreventement, ancrage) ne seraient appliquées que dans les régions plus à risque.

Il existe différentes méthodes d'étanchéisation du platelage, telles que l'application d'une barrière contre l'eau et la glace sur toute la surface ou la pose de ruban sur les joints entre les supports de couverture, laquelle est une option plus abordable (annexe A). Les bardeaux résistants aux vents violents peuvent aussi réduire le risque d'arrachement de la couverture.

Selon une consultation auprès de neuf entrepreneurs en pose de toiture ontariens, les coûts supplémentaires estimés pour l'installation de bardeaux stratifiés résistants aux vents violents variaient grandement en fonction des caractéristiques du toit (p. ex. type ou complexité, forme, pente, accessibilité), soit d'approximativement 2 à 33 \$ par carré (100 pi²).⁶⁹ D'après une base de données nationale, il coûterait en moyenne 63,93 \$ par carré (0,639 \$ par pi²) de plus pour installer des bardeaux stratifiés que pour installer des bardeaux à trois jupes ordinaires (soit une augmentation d'environ 27 %).⁷⁰ Plusieurs entrepreneurs ont mentionné que les bardeaux à trois jupes ordinaires servent rarement à la réfection de toiture, puisqu'une meilleure garantie accompagne généralement les produits de qualité supérieure comme le sont habituellement les bardeaux stratifiés, qui s'installent aussi plus facilement.

Plutôt que d'utiliser des bardeaux résistants aux vents violents, il est possible d'appliquer différents types de protection secondaire contre les infiltrations d'eau sur le platelage de toit pour réduire les conséquences de la défaillance de la couverture. Une barrière contre l'eau et la glace pourrait être considérée comme une option adéquate en ce qui a trait à la performance (pour des coûts estimés de 164,78 \$ par carré ou 1,65 \$ par pi²).⁷¹ Autre mesure moins coûteuse : la pose de ruban sur les joints entre les supports de couverture (tableau A.2, option 1). Les consultations avec des fabricants et des fournisseurs ont révélé que, pour les systèmes de couverture brevetés comprenant l'étanchéisation des espaces entre les supports,⁷² la pose de ruban coûte environ 0,10 \$ par pi² pour le matériel et 0,10 \$ par pied linéaire pour la main-d'œuvre, ce qui donnerait environ 200 \$ pour une résidence typique dotée d'un toit en croupe de 1 200 pi².⁷³

Les estimations du coût des méthodes de renforcement des assemblages toit-mur varient. Les tirants pour ouragans offerts sur le marché, qui sont la méthode la plus courante, se vendent de 0,70 à 0,80 \$, sans les clous nécessaires pour les fixer aux fermes et aux sablières. D'autres produits, tels que les vis à fermes, peuvent se vendre à un prix similaire et ont pour avantages de ne nécessiter aucun clou et de s'installer plus rapidement. Pour les résidences dotées de fermes à chevrons relevés et de supports de couverture en panneaux structuraux de bois, il est possible de renforcer les assemblages toit-mur sans coût supplémentaire.

Les estimations fournies par le Comté de Dufferin dans le cadre de son programme de remise sur les tirants pour ouragans établissaient le coût de matériel à environ 1,00 \$⁷⁴ par tirant, pour un total de 50 à 60 \$ par résidence, en moyenne. La modification au Code présentée par la Direction du bâtiment et de l'aménagement de l'Ontario indiquait quant à elle que le coût de matériel supplémentaire serait de moins de 200 \$ pour une résidence typique. Pour ce qui est du coût de main-d'œuvre, des constructeurs ont estimé qu'il varierait selon la complexité et la taille du toit, mais serait d'au moins 500 \$ (annexe F). Le coût de main-d'œuvre pour les constructeurs d'habitations pourrait être beaucoup plus élevé dans les régions où les corps de métier sont régis par une convention collective.

Le Comté de Dufferin offre aux constructeurs d'habitations un montant incitatif de 4,50 \$ par tirant installé, pour compenser les coûts de matériel et de main-d'œuvre.⁷⁵ Pour une résidence comportant 60 assemblages toit-mur, le total de la subvention s'élèverait donc à 270 \$. Selon l'ancien chef du service du bâtiment du Comté, les constructeurs ont bien accueilli le programme.

4. Autres sujets abordés par le comité d'intervenants

Les notes détaillées de l'atelier du comité d'intervenants, qui a eu lieu à l'Université Western le 28 juin 2018, figurent à l'annexe C. La majorité des discussions et des décisions qui ressortent de cet atelier ont été intégrées au rapport. La présente section traite des autres sujets qui y ont été abordés, c'est-à-dire l'emploi du terme « résilience », l'importance de bien représenter les propriétaires dans le cadre des prochains travaux sur la réduction des risques associés aux vents pour les bâtiments visés par la partie 9 du CNB, les problèmes relatifs à l'établissement de la portée et à l'application de l'ensemble de mesures proposé, et les problèmes liés aux inspections et à l'application des mesures.

Résilience : Dans le milieu universitaire, le terme résilience est plus nuancé que dans les versions initiales du rapport. En pratique, et dans le contexte des récents programmes canadiens de prévention des risques de catastrophes naturelles, il est utilisé largement et de manière interchangeable pour désigner des mesures (sociales, physiques, etc.) liées à l'adaptation aux changements climatiques, à la gestion des urgences ou encore à la réduction ou à l'atténuation des risques de catastrophes naturelles. Le présent document vise à contribuer à la résilience en améliorant la résistance aux vents des bâtiments résidentiels non conçus par des ingénieurs en sol canadien.

Représentation des propriétaires dans les futurs comités : Les propriétaires n'avaient pas de représentation officielle dans le comité d'intervenants pour ce projet. Les intervenants étaient généralement d'avis qu'une telle représentation serait utile pour le type de comité en question, et qu'il faudrait en inclure une si l'on en venait à élaborer une Norme nationale du Canada (NNC) concernant la réduction des risques associés aux vents pour les bâtiments résidentiels non conçus par un ingénieur. Ils ont discuté de plusieurs stratégies pour augmenter la participation des propriétaires, par exemple par l'inclusion dans les futurs comités techniques d'un « représentant des consommateurs », de propriétaires (sans affiliation) bien informés sur la question, ou encore de propriétaires bien informés sur la question et dont la résidence a été endommagée par le vent.

Établissement de la portée et application : Actuellement, le CNB classe peu de régions comme étant exposées à des vents violents. La figure 1 indique les endroits où les mesures données en exemple dans le présent document pourraient être appropriées. Il faut noter qu'il existe actuellement peu de données fiables sur les vents violents, lesquelles auraient une incidence sur l'application des mesures et les évaluations coûts-avantages. De plus, les régions où la $q_{1/50}$ est de 1,20 kPa et plus sont hors de la portée du présent document, puisque le CNB exige que les bâtiments y soient conçus par un ingénieur. Concernant l'applicabilité, le comité d'intervenants a souligné la nécessité de préciser que le présent rapport est un document initial qui servira de fondement à l'élaboration d'une NNC volontaire, en complément du CNB.

Inspections : Les intervenants s'entendaient généralement pour dire que les problèmes relatifs aux inspections devraient être abordés ou soulignés dans le rapport. Ils ont d'ailleurs précisé que toutes les mesures présentées dans le rapport peuvent être intégrées à des plans approuvés par les municipalités, mais qu'il est impossible d'effectuer une inspection dans tous les cas. Les problèmes concernent surtout les mesures non structurales, puisque les éléments en question ne sont pas toujours compris dans les programmes d'inspection ordinaires (c'est notamment le cas pour l'étanchéisation des platelages de toit et les portes de garage).

Les intervenants ont souligné qu'il est toujours difficile de procéder à une inspection, même pour vérifier le respect des exigences de base des codes. Cette difficulté ne devrait toutefois pas empêcher la mise en application des mesures dont fait état le présent rapport. L'un des moyens les plus efficaces pour surmonter les problèmes d'inspection serait de donner une formation sur ces types de mesures aux personnes de métier tôt dans leur carrière (p. ex. en l'intégrant au programme des écoles de métiers). Les agents du bâtiment présents à l'atelier ont indiqué que les personnes de métier sont plus portées à appliquer les différentes pratiques de construction s'ils connaissent le but et l'utilité de chacune.

Annexe A : Mesures de réduction des risques associés aux vents

A.1. Toit et ossature de toit

A.1.1. Éléments d'ossature et murs pignons

Option privilégiée : Toit en croupe avec fermes préfabriquées conçues par un ingénieur.

Si l'on n'utilise pas de fermes préfabriquées conçues par un ingénieur, il est recommandé de procéder à la conception technique du toit conformément à la partie 4 du Code national du bâtiment (CNB) 2015 ou au *Engineering Guide for Wood Frame Construction* 2014 du Conseil canadien du bois (CCB 2014).

Et

Si l'on construit des murs pignons, il faut veiller à ce qu'ils résistent aux forces dues au vent extrêmes en y appliquant le contreventement nécessaire et en les fixant solidement.

Options pour l'application de la mesure A.1.1 :

Option privilégiée

- a) Toit en croupe avec fermes préfabriquées conçues par un ingénieur.

Solution de rechange aux toits en croupe

- b) Toit à deux versants répondant aux exigences suivantes :
 - i) Les murs pignons doivent être raccordés aux murs porteurs et à l'ossature du toit. Des connecteurs tels que des feuillards ou des plaques de raccordement en acier doivent être présents au sommet et au bas des murs pignons.⁷⁶
 - ii) Le revêtement intermédiaire et les dispositifs de fixation des murs pignons doivent être conformes à la mesure A.2.4.
 - iii) Le revêtement intermédiaire des murs pignons doit chevaucher complètement la sablière du mur porteur⁷⁷ et y être fixé avec des clous 8d de 3,3 × 63 mm (0,13 × 2,5 po) espacés de 150 mm (6 po) entre axes.

Solution de rechange aux fermes (performance) :

- c) Les ossatures de toit traditionnelles doivent être conçues par un ingénieur et pouvoir résister aux charges dues au vent précisées à la partie 4 du CNB, selon une q (minimale) de 0,80 kPa plutôt que la pression dynamique indiquée à l'annexe C du CNB.

N.B. : Les options et les cibles de performance sont intégrées à la mesure A.1.1 pour laisser une certaine flexibilité dans la conception du toit et le choix de l'ossature. Il faut cependant de noter que, selon les recherches menées en laboratoire et sur le terrain au Canada, les toits en croupe dotés de fermes conçues par un ingénieur sont considérés comme les types de toit et d'ossature privilégiés pour augmenter la résilience aux vents violents et aux tornades.

Utilité :

- Augmentation de la résistance aux forces dues aux vents violents par différentes mesures relatives à l'ossature, à la conception du toit et au revêtement mural intermédiaire.
- Amélioration de la transmission continue des charges verticales.

Notes :

Fermes conçues par un ingénieur :

- Les fermes conçues par un ingénieur résistent mieux aux tornades que les ossatures traditionnelles puisqu'elles peuvent supporter la compression et la traction.

Toits en croupe :

- Il a été démontré que les toits en croupe dotés de fermes conçues par un ingénieur sont plus résistants au soulèvement et à la défaillance de certaines de leurs parties.⁷⁸

Ossature conçue par un ingénieur :

- La mesure concernant l'ossature de toit de la partie 4 du CNB s'applique si l'ossature ne comporte pas de fermes conçues par un ingénieur.⁹

Contreventement, fixation et revêtement intermédiaire structural des murs pignons :

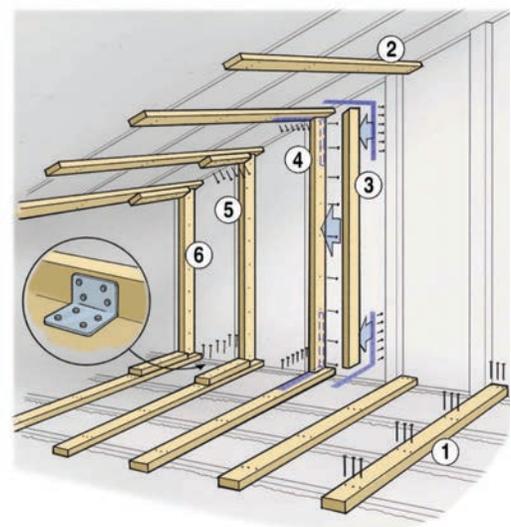
- La fixation adéquate des murs pignons améliore leur résistance aux forces de succion dues aux tornades.
- Le revêtement intermédiaire structural améliore le contreventement et peut contribuer à la transmission continue des charges verticales.
- Des exemples de méthodes d'application de la mesure A.1.1.b) i) figurent à l'annexe B.
- Voir le rapport *Gable End Bracing* pour en savoir plus sur les vulnérabilités courantes et les principes de contreventement et de fixation des murs pignons.⁷⁹

À noter que l'annexe B ne traite pas du raccordement des murs pignons au diaphragme de toit, puisque celle-ci porte sur les toits à fermes. Les toits de configuration et de type différents (ouverts, à ossature de bois, à lucarnes, etc.) nécessitent d'autres options de contreventement et de raccordement de leurs murs pignons. De nombreuses ressources américaines contiennent des renseignements supplémentaires sur ces types de toits (figure A.1).⁸⁰

Ossature de toit :

- En raison de la nature variée et complexe des ossatures traditionnelles, les toits doivent être conçus par un ingénieur s'ils ne sont pas dotés de fermes préfabriquées conçues par un ingénieur.
- La pression de calcul du vent présentée ici (d'au moins 0,80 kPa) est fondée sur celle du CNB pour une tornade modérée de force EF2 (200 km/h). La rafale de 3 secondes correspondante a été convertie en pression horaire du vent moyenne.

Figure A.1 : Exemple de raccordement d'un mur pignon aux diaphragmes du plafond et du toit, dans le cas d'un toit ouvert⁸¹



^a Il a été noté, durant l'élaboration de la norme de Durham, qu'une grande partie des résidences de la région du Grand Toronto ont été construites sur mesure et sont dotées d'une ligne de toiture et de détails architecturaux inhabituels ou originaux, typiquement produits par d'autres méthodes que l'emploi de fermes conçues par un ingénieur. Étant donné les variations possibles dans la conception du toit de ces résidences, l'établissement de dispositions prescriptives n'a pas été jugé approprié.

A.1.1: Explication et contexte

En cas de vents extrêmes, les toits subissent les plus grandes charges dues au vent et se sont avérés à de nombreuses reprises vulnérables aux effets des ouragans, des tornades et des rafales descendantes.⁸² Les supports de couverture, les assemblages toit-mur et les matériaux de couverture (p. ex. bardeaux) peuvent s'endommager durant les fortes tempêtes.⁸³ Les toits sont particulièrement à risque de subir des dommages structuraux importants lorsqu'une brèche apparaît dans le mur face au vent, puisque la pression augmente alors à l'intérieur du bâtiment.⁸⁴ Il n'est pas rare que les débris projetés par des vents violents causent des brèches qui réduisent la vitesse des vents susceptibles d'entraîner la défaillance du toit. La défaillance d'éléments de toiture peut d'ailleurs augmenter considérablement l'importance des dégâts d'eau, l'une des principales sources de dommages en cas de vents violents.⁸⁵ De plus, la défaillance des toits pose un risque pour la sécurité des occupants, surtout dans les bâtiments à ossature de bois, puisque les murs risquent davantage de s'effondrer en pareille situation.⁸⁶

Les fermes préfabriquées conçues par un ingénieur sont le type d'ossature de toit privilégié, puisqu'elles augmentent la vitesse des vents nécessaires (limite supérieure des niveaux de dommage 4 et 6 du tableau 3) pour causer le soulèvement du platelage et l'arrachement d'une partie des toits en croupe. Kopp et autres (2017) ont aussi observé que la défaillance des toits en croupe nécessite des vents d'une vitesse médiane supérieure de 50 km/h à celle nécessaire pour causer la défaillance des toits à deux versants, ce qui équivaut à un échelon de l'échelle de Fujita améliorée.⁸⁷

Si l'on n'utilise pas de fermes préfabriquées conçues par un ingénieur pour former l'ossature, il est recommandé de procéder à la conception technique du toit conformément à la partie 4 du CNB ou au CCB 2014. Il existe peu de directives prescriptives sur la construction de toits à ossature de bois résistants aux vents violents. Les membres du comité technique ayant participé à l'élaboration de la norme de Durham ont noté qu'il pourrait y avoir une « variabilité » dans les ossatures de bois, c'est-à-dire qu'il est possible que l'on improvise durant la construction et que le résultat final ne soit pas strictement conforme aux spécifications techniques.

A.1.2. Assemblages toit-mur

- a) Fixation des chevrons, des fermes ou des solives à l'ossature des murs porteurs de façon à obtenir une résistance à une charge de soulèvement pondérée de 3 kN.⁸⁸

Cette mesure nécessite le raccordement adéquat des sablières aux poteaux des murs porteurs et une bonne transmission des charges verticales. En l'absence d'un revêtement mural intermédiaire structural continu (mesure A.2.4), il faut faire une inspection complète, de haut en bas de la structure, pour corriger tout maillon faible dans la transmission continue des charges verticales avec des attaches, des feuillards ou d'autres méthodes pertinentes.

Et

- b) Utilisation de connecteurs : Le constructeur devrait demander au fabricant des fermes de lui fournir également des assemblages toit-mur convenables.

Utilité :

- Dans les décisions liées aux assemblages toit-mur, il convient de prendre en compte la possibilité que des débris projetés par des vents violents causent une brèche dans l'enveloppe des bâtiments, laquelle entraînerait une augmentation de la pression interne, ce qui rend le renforcement des assemblages d'autant plus nécessaire.
- L'approvisionnement en assemblages toit-mur auprès du fabricant des fermes garantit que ceux-ci seront adéquats.

Notes :

- Il est possible d'utiliser des connecteurs conçus par un ingénieur, des fermes à chevrons relevés auxquels est solidement fixé un revêtement intermédiaire structural continu en bois, ou d'autres méthodes qui permettent d'obtenir une résistance à une charge de soulèvement pondérée de 3 kN. Les assemblages peuvent également être conçus pour résister à cette charge.
- Voir les spécifications des fabricants pour connaître les produits capables de résister à une charge de soulèvement pondérée de 3 kN.
- Le CCB 2014 ne comprend pas de dispositions prescriptives sur l'utilisation d'assemblages toit-mur conçus par un ingénieur, mais fournit des directives et des explications concernant leur conception technique.
- Les options de renforcement des assemblages toit-mur, comme l'utilisation de tirants pour ouragans, rend l'inspection plus facile que celle des assemblages cloués en biais.
- Les membres du comité d'intervenants ont noté l'augmentation de l'emploi de fermes à chevrons relevés, qui permettent la pose d'isolant sur toute la hauteur des combles. Elles peuvent aussi servir d'assemblages toit-mur, car il est possible d'y fixer directement un revêtement mural intermédiaire structural continu en bois, ce qui améliore à la fois l'efficacité thermique et la résistance au vent (figure A.2).⁸⁹

A.1.2. Explication et contexte

Lors d'épisodes de vents violents, la défaillance des toits commence généralement par celle des assemblages toit-mur;⁹¹ les inspections des dommages à la suite de tornades, y compris celles mentionnées plus haut, ont révélé que souvent les assemblages toit-mur cloués en biais ne respectent pas les exigences des codes, comme l'ont d'ailleurs réitéré les agents du bâtiment canadiens qui ont participé à la préparation de la version provisoire du présent document et de la norme de Durham. De plus, la littérature indique que le clouage en biais peut faire fendre le bois des chevrons.⁹² Les évaluateurs du présent document ont également noté les dommages aux fermes (p. ex. fente des membrures de ferme inférieures, endommagement des goussets) associés aux assemblages à trois clous 12d en biais,⁹³ lesquels réduisent considérablement la résistance au soulèvement des assemblages. L'un des membres du comité d'intervenants a également mentionné qu'il est difficile de clouer les assemblages en biais dans bien des cas (p. ex. longueur d'appui en about minimale; figure A.3).

Figure A.2 : Fixation du revêtement mural intermédiaire aux fermes à chevrons relevés⁹⁰



Image reproduite avec la permission de l'APA – The Engineered Wood Association

Figure A.3 : Exemple d'assemblage toit-mur qui serait difficile à clouer en biais (ferme de toit avec longueur d'appui en about minimale, Sud de l'Ontario)



Photo : D. Potter, Ville de Newmarket, juin 2018

La résistance au soulèvement des assemblages toit-mur cloués en biais varie considérablement selon les caractéristiques de chacun. Par exemple, les essais de charge statique ont révélé que leur résistance varie de 1,1 à 2,8 kN, selon le type et le nombre de clous (ceux utilisés dans les essais allaient de 8d à 16d), l'âge des assemblages, ainsi que le type et la teneur en eau du bois.⁹⁴

Selon des essais visant des assemblages toit-mur conformes à la partie 9 du CNB comportant trois clous 12d vrillés enfoncés à 45° au moyen d'une cloueuse (auxquels ont été soumis 21 échantillons pour tenir compte de la variabilité des propriétés du bois et de la construction), ce type d'assemblages a une résistance moyenne de 2,8 kN. Les assemblages cloués en biais non conformes aux codes sont beaucoup moins résistants aux charges de soulèvement : ceux dont le clou situé seul de son côté est manquant ont une résistance moyenne de 1,9 kN, et ceux dont un clou manque du côté à deux clous, de 2,2 kN (tableau A.1). En comparaison, les tirants pour ouragans ont une résistance moyenne de 5,84 kN (pour un seul tirant H2.5).⁹⁵

Tableau A.1 : Résistance moyenne des assemblages toit-mur cloués en biais⁹⁶

Défaut	Résistance moyenne (kN)	Écart type (kN)	Nbre de fendage/ d'arrachement
Aucun défaut	2,8	0,6	22/41
Defect #1	1,9	0,46	11/5
Defect #2	2,2	0,48	0/16

N.B. : Le défaut n° 1 correspond à l'absence du clou situé seul de son côté de l'assemblage, et le défaut n° 2, à l'absence de l'un des clous du côté à deux clous. Les résultats ont été obtenus par l'application (progressive) d'une charge statique.

Les essais de charge cyclique due au vent menés à l'Université Western Ontario ont également démontré que les assemblages toit-mur cloués en biais (sans défaut) ont une résistance moyenne de 2,8 kN et une résistance au cinquième centile de 1,9 kN. Comme pour les essais de charge progressifs, l'arrachement des clous était à l'origine de la plupart (76 %) des défaillances.⁹⁷

L'une des grandes différences entre les essais de charges cyclique et statique était la détermination de plusieurs « charges de pointe dommageables » causant la défaillance partielle des assemblages toit-mur dans le premier type d'essais. Une charge de pointe dommageable était définie comme une « [...] charge de pointe qui cause l'arrachement partiel et permanent du clou de la sablière.⁹⁸ » Les premières charges de pointe dommageable sont survenues à aussi peu que 56 % des charges maximales appliquées.⁹⁹ Comme il a été mentionné plus haut, il peut être difficile de déceler les assemblages toit-mur partiellement endommagés. Les essais de l'Université Western Ontario ont d'ailleurs démontré que les défaillances partielles ne se traduisent parfois que par l'apparition de fines fissures dans les joints entre les murs intérieurs et le plafond, tantôt indiscernables des fissures « normales » qui peuvent s'y former, sans aucun signe visible de l'extérieur.¹⁰⁰

Kopp et autres (2017) ont noté l'incidence des assemblages toit-mur inadéquats sur la vitesse des vents pouvant entraîner la défaillance des toits. Pour les toits à deux versants, cette vitesse (qui correspond à la probabilité de défaillance médiane) passe d'environ 200 km/h si les assemblages sont conformes aux codes (c.-à-d. qu'ils comportent tous trois clous) à une valeur entre 160 à 170 km/h, approximativement, si tous les assemblages ont deux clous manquants. Pour les toits en croupe, dans une situation similaire, la vitesse passe de 260 km/h à une valeur entre 180 à 200 km/h.¹⁰¹

Les essais de charge cyclique menés par Morrison et autres (2012) sur des résidences complètes comportant des assemblages toit-mur conformes au CNB ont révélé que la résistance au soulèvement d'un toit entier est supérieure à celle évaluée lors d'essais sur les assemblages seuls puisque la charge est alors répartie sur tous les assemblages.¹⁰² Les auteurs ont affirmé qu'« [...] il semble improbable que le toit tout entier fasse défaillance à la charge de calcul due au vent de n'importe quelle région d'Amérique du Nord, à moins qu'il y ait une brèche dans l'enveloppe du bâtiment¹⁰³ ». Ils ont également ajouté ce qui suit :

La résidence soumise aux essais a résisté à la charge de calcul due au vent de presque toutes les régions des États-Unis et du Canada, si l'on ne tient pas compte de la pression interne. La pression interne causée par une ouverture dominante réduit considérablement la vitesse des vents pouvant entraîner une défaillance. Donc, les assemblages toit-mur cloués en biais peuvent être adéquats dans la majorité des régions nord-américaines, du moins pour les toits de cette même rigidité latérale, tant qu'aucune ouverture dominante ne se forme. En effet, les résultats suggèrent que les cas de défaillance complète des toits observés sur le terrain (autres que ceux dus aux tornades) sont vraisemblablement attribuables à l'augmentation de la pression interne causée par une brèche dans l'enveloppe du bâtiment.¹⁰⁴

Ainsi, il convient d'inclure comme facteur décisionnel quant aux assemblages toit-mur la possibilité que des débris projetés par des vents extrêmes causent une brèche dans l'enveloppe des bâtiments. Même s'ils proviennent de dommages relativement mineurs (comme l'arrachement de bardeaux), les débris peuvent être projetés avec assez de force pour causer une telle brèche, laquelle peut réduire considérablement la vitesse des vents nécessaires pour causer la défaillance des assemblages toit-mur¹⁰⁵ et engendrer un effet domino de dommages dans la direction du vent (voir l'étude de cas de Vaughan, plus haut). Les débris lourds provenant des toits présentent également un risque pour la sécurité des personnes. De plus, l'arrachement du toit est habituellement suivi de l'effondrement des murs,¹⁰⁶ lequel peut causer la mort ou des blessures durant les tempêtes de vent.

Les essais de charge cyclique menés sur le toit complet ont révélé une première charge de pointe dommageable à des vents de 25 m/s (90 km/h). L'assemblage où elle s'est produite a subi une charge de 1,97 kN, laquelle est similaire à la charge de pointe à l'origine des premiers dommages durant la mise à l'essai des assemblages seuls, comme il est décrit plus haut.¹⁰⁷

La fixation des supports de couverture est traitée en détail à la mesure A.1.3. Kopp et autres (2017) ont comparé la résistance des supports de couverture à celle des assemblages toit-mur cloués en biais. De leur analyse, il est ressorti que les assemblages toit-mur des toits à deux versants sont plus susceptibles de faire défaillance que les supports de couverture fixés avec des clous 8d espacés de 300 mm sur les appuis intermédiaires et de 150 mm sur les rives. Dans le cas des toits en croupe, la probabilité de défaillance des assemblages est similaire à celle des supports de couverture fixés avec des clous 8d (espacés de la même manière).¹⁰⁸

Pour ce qui est de la résistance à l'arrachement estimée des clous en biais utilisés dans les assemblages toit-mur, les calculs de la norme CSA 086-F14 pourraient être préférables aux données obtenues durant les essais en laboratoire puisqu'ils correspondent au cinquième centile plutôt qu'à la moyenne, et que les échantillons ayant servi aux essais en laboratoire étaient sans doute d'assez bonne qualité (alors que les calculs contenus dans les codes tentent de tenir compte des variations dans les matériaux, de certaines erreurs de construction, etc.). Les calculs de la norme CSA 086-F14 sont également plus prudents puisqu'ils utilisent un coefficient de résistance (ϕ), global qui change selon la variabilité du type d'assemblage évalué.

Les calculs à l'article 12.9.5 de la norme CSA 086-F14 indiquent que les assemblages toit-mur cloués en biais conformes au CNB (comportant 3 clous de 82,5 mm) ont une résistance à l'arrachement pondérée d'au moins 340 N (ou non pondérée de 567 N), s'ils sont composés d'essences du groupe Épinette-pin-sapin. Comme pour les échantillons utilisés par Morrison et Kopp (2011)¹⁰⁹ dans l'étude susmentionnée, les essences du groupe Douglas-mélèze feraient augmenter la résistance à l'arrachement pondérée à 476 N (ou non pondérée à 793 N).¹¹⁰ Ainsi, les assemblages cloués en biais d'une résistance pondérée d'au moins 340 N, approximativement, sont considérés suffisants selon l'article 9.23.3.4. du CNB pour supporter une pression horaire du vent d'au plus 0,80 kPa. Au-delà de cette valeur, des connecteurs d'une résistance de 3 kN sont requis (selon le paragraphe 9.23.3.4. 3) du CNB).

La figure *Toit 9* du CCB 2014 indique également que les assemblages à trois clous en biais ordinaires de 3,5 po doivent avoir une résistance au soulèvement pondérée de 0,83 kN. Le guide permet par ailleurs l'utilisation d'un coefficient de durée de la charge de 1,25 plutôt que de 1,15, ce qui augmente la résistance au soulèvement de 1,09. Il y est aussi mentionné que, pour que l'espacement de leurs clous soit conforme au tableau 12.9.2.1 de la norme CSA 086, les sablières faites d'essences du groupe Douglas-mélèze ou Pruche-sapin doivent avoir une largeur minimale de 140 mm, et celles faites d'essences du groupe Épinette-pin-sapin ou d'essences nordiques, de 89 mm.

A.1.3. Supports de couverture, dispositifs de fixation et espacement

Installation de supports de couverture en panneaux structuraux de contreplaqué ou de copeaux orientés (OSB) d'au moins 11,1 mm (7/16 po).¹¹¹

Et

Fixation des supports de couverture avec des clous 8d de 3,3 × 63 mm (0,13 × 2,5 po).

Et

Appuis espacés de plus de 406 mm entre axes : espacement maximum des clous de 150 mm sur les rives et les appuis intermédiaires.

Utilité :

- Les supports de couverture de 11,1 mm (7/16 po) en contreplaqué ou en OSB améliorent la résistance du toit.
- Les mesures concernant les clous réduisent le risque de défaillance des supports de couverture en cas de vents violents, puisqu'ils résistent mieux aux forces de soulèvement.

Notes :

- Les dispositifs de fixation intérieurs des supports de couverture sont les premiers à faire défaillance, puisqu'ils ont la plus grande surface tributaire (voir l'explication plus bas).
- Les exigences d'espacement des dispositifs de fixation ont été intégrées au CBO 2012 à la suite d'une demande de modification au Code de 2010 soumise par l'IPSC et l'Université Western (annexe E). Voir le paragraphe 9.23.2.5. 5) du CBO pour connaître les dispositions relatives à la disposition des clous (150 mm [6 po] sur les rives et les appuis intermédiaires, si les appuis sont espacés de plus de 406 mm [16 po] entre axes).

- L'article 9.23.3.5. du CNB ne comprend pas le paragraphe susmentionné. Voir l'annexe D pour connaître les exigences exactes du CNB concernant les dispositifs de fixation des supports de couverture. Le CNB exige une disposition plus étroite uniquement sur les rives des supports de couverture dans les zones exposées à des vents violents (où $q_{1/50} \geq 0,80$ kPa). Le CNB fait l'objet d'une demande de modification similaire à celle visant le CBO (annexe H).
- CNB – 9.23.16.7.-A : Actuellement, l'épaisseur des supports de couverture va de 7,5 à 12,7 mm, selon leur type et l'espacement des appuis.
- Cette mesure suppose que les fermes ou les chevrons sont espacés de 600 mm (24 po) entre axes.¹¹²

A.1.3. Explication et contexte

La résistance des supports de couverture aux vents violents dépend de plusieurs facteurs, dont leur nature et leur épaisseur, les fermes, le type de dispositifs de fixation (p. ex. clous, agrafes), ainsi que la taille et la disposition de ces dispositifs.¹¹³ Comme le notent Gavanski et autres (2014) :¹¹⁴

Les supports de couverture sont l'un des composants essentiels de l'ossature de toit, puisqu'ils relient les chevrons ou les fermes et leur permettent de jouer, ensemble, un rôle majeur dans la préservation de l'intégrité du bâtiment. De plus, ils accueillent les matériaux de couverture et font partie intégrante de la protection qu'ils offrent contre les éléments, et plus particulièrement contre la pluie.

Dans une étude où ils appliquaient les valeurs d'exposition au vent présentées dans le CNB et les exigences concernant les supports de couverture de 11,1 mm en OSB, Gavanski et autres (2014) ont évalué la convenance des exigences prescriptives du CNB concernant les dispositifs de fixation des supports de couverture. Ils ont appliqué une probabilité de défaillance cible de moins de 5×10^{-5} (indice de fiabilité cible utilisé pour l'établissement des dispositions du CNB relatives aux charges dues au vent) pour chaque support de couverture du toit. Voici les conclusions qu'ils ont tirées :¹¹⁵

- La hauteur du bâtiment (p. ex. deux ou trois étages) et la forme du toit (p. ex. pente, toit à deux versants ou en croupe) ont une incidence sur la probabilité de défaillance : les supports de couverture des bâtiments les plus hauts et des toits à deux versants sont les plus à risque.
- Les ouvertures dominantes causées par des débris soufflés entraînent une augmentation de la pression à l'intérieur des combles, ce qui hausse considérablement la probabilité de défaillance des supports de couverture.
- Les exigences minimales du CNB concernant l'utilisation de clous ordinaires 6d (51 mm) espacés de 150 mm sur les rives et de 300 mm sur les appuis intermédiaires sont inadéquates dans de nombreuses régions du Canada, quelle que soit la forme du toit et qu'il y ait ou non des ouvertures dominantes dans les murs. Cependant, l'utilisation de clous torsadés 6d est adéquate si la PHV ne dépasse pas 0,5 kPa environ.

- De petites différences dans le type de dispositifs de fixation utilisé, par exemple des clous torsadés 8d (63 mm) plutôt que 6d (51 mm), réduisent considérablement la probabilité de défaillance. En effet, les clous torsadés 8d espacés de 150 × 300 mm réduisent la probabilité à un niveau acceptable dans les zones où la PHV est de 0,4 kPa, même en présence d'ouvertures dominantes.
- Les clous spécialisés, notamment les clous HurriQuake de 63 mm espacés de 150 × 150 mm, sont adéquats même lorsque la PHV atteint 1,0 kPa.
- La résistance des supports de couverture augmente avec la longueur des clous ou l'utilisation de clous à tige annelée, et le nombre de dispositifs de fixation sur les appuis intermédiaires.
- Les auteurs ont fait les recommandations suivantes :
 - Dans les endroits où la PHV est $> 0,40$ kPa et $\leq 0,80$ kPa, il est recommandé d'utiliser les types de dispositifs de fixation précisés au tableau 9.23.3.5.-B du CNB, espacés de 150 mm sur les rives et les appuis intermédiaires.
 - Il faudrait modifier le tableau 9.23.3.5.-A du CNB pour qu'il ne s'applique que si la PHV est $\leq 0,40$ kPa, plutôt qu'à une PHV $< 0,80$ kPa.
 - Si la PHV est $> 0,80$ kPa, il faudrait obtenir des directives techniques pour la conception.

Henderson et autres (2013) ont évalué les dispositifs de fixation des supports de couverture soumis à des charges dues au vent élevées. Ils ont noté que les clous vrillés font défaillance progressivement, un peu comme l'avaient observé Morrison et Kopp (2011) pour le clouage en biais.¹¹⁶ Ils ont aussi remarqué un phénomène similaire pour les revêtements muraux intermédiaires soumis à des essais à charges cycliques. Dans les deux cas, plusieurs clous se sont déplacés à coup de 1 ou 2 mm environ, entraînant une défaillance généralement associée à l'arrachement des clous. La défaillance des clous à tige annelée, enduits ou non, et des clous HurriQuake n'avait quant à elle rien de progressive; elle avait plutôt tendance à survenir soudainement, après un petit déplacement de quelques millimètres. Pour les deux types de défaillance (arrachement progressif et arrachement soudain), les clous intérieurs étaient les premiers touchés, puisqu'ils ont la plus grande surface tributaire.¹¹⁷

Par ailleurs, les clous vrillés résistent mieux que les clous à tige annelée en cas de clous manquants, comme l'ont observé Henderson et autres (2013) :

*Si deux clous manquent, la résistance moyenne des clous vrillés diminue d'environ 23 %, et celle des clous [...] à tige annelée, d'environ 38 %. Cet écart est attribuable à la répartition des charges, qui se fait plus facilement si la défaillance survient progressivement que si elle est soudaine.*¹¹⁸

A.1.4. Couverture et étanchéisation du platelage de toit

Application de mesures pour maintenir la couverture en place, par exemple la pose de bardeaux résistants aux vents violents ou l'étanchéisation du platelage de toit.

Options :

Une couverture résistante à des vents de 200 km/h (environ 130 mi/h) répondrait à l'objectif de cette mesure. Les matériaux de couverture doivent être conformes aux normes pertinentes (ASTM D7158, classe G ou équivalent).

L'Insurance Institute for Business and Home Safety (IBHS) a établi plusieurs options pour l'étanchéisation du platelage. Un résumé de ces mesures se trouve au tableau A.2 ci-dessous. L'IBHS a également publié des mesures d'installation supplémentaires, à consulter avant l'installation.¹¹⁹

Note concernant l'applicabilité de cette mesure :

Les ensembles de supports de couverture brevetés comprenant un système de platelage étanche composé de panneaux structuraux de bois et d'une sous-couche intégrée assemblée en usine, avec joints étanchés sur place avec du ruban, pourraient éliminer la nécessité d'appliquer une protection secondaire contre les infiltrations d'eau ou d'autres mesures d'étanchéisation du platelage.

Utilité :

- Il a été établi que la majorité des dommages que subissent les bâtiments résidentiels en cas de vents violents sont causés par des infiltrations d'eau.¹²⁰
- Cette mesure améliore la protection du bâtiment contre les dégâts d'eau en réduisant le risque de défaillance de la couverture ou en fournissant une protection supplémentaire en cas de défaillance (p. ex. arrachement de bardeaux par le vent).

Notes :

- Il importe de suivre les instructions du fabricant durant l'exécution des mesures décrites au tableau A.2.
- Pour ce qui est de l'application par temps froid, les spécifications des produits conformes à l'option 1 du tableau A.2 indiquaient que ceux-ci peuvent être appliqués à une température minimale aussi basse que -29 °C. Plusieurs produits avaient une température d'application minimale de -17 °C et moins (de plus amples renseignements et une comparaison initiale des prix figurent en note de fin).¹²¹
- Le CCB 2014 indique qu'il faut laisser un espace de 2 ou 3 mm entre le bord des supports de couverture et les joints d'extrémité, et que cet espace « [...] peut être étanchéisé pour bloquer la circulation d'air.¹²²
- Cette mesure vise les toits à pente raide (3 : 12 ou plus).¹²³

Tableau A.2 : Options d'étanchéisation du platelage*

Type de toit	Option
Couverture bitumée ou en métal	<p>1. Pose de ruban sur les joints entre les supports de couverture :</p> <p>1(a). Application d'un ruban d'étanchéité autoadhésif en bitume modifié par des polymères conforme à la norme ASTM 1097 d'au moins 100 mm (4 po) de large directement sur le platelage du toit pour en étanchéiser les joints horizontaux et verticaux.</p> <p>1(b). Application d'un ruban d'étanchéité autoadhésif flexible conforme à la norme AAMA 711, niveau 3 (pour une exposition à un maximum de 80 °C ou 176 °F), d'au moins 95 mm (3 3/4 po) de large directement sur le platelage du toit pour en étanchéiser les joints horizontaux et verticaux.</p> <p>Les deux options nécessitent l'application d'une sous-couche n° 30 conforme à la norme ASTM D226 (type II) ou à la norme ASTM D4869 (type IV) par-dessus le ruban autoadhésif.*</p>
	<p>2. Installation de deux épaisseurs d'une sous-couche n° 30 conforme à la norme ASTM D226 (type II) ou à la norme ASTM D4869 (type IV), en forme de bardeaux se chevauchant de 480 mm (19 po) sur les joints horizontaux (rouleau de 915 mm ou 36 po) et de 150 mm (6 po) sur les joints verticaux.</p>
	<p>3. Application d'une membrane autoadhésive en bitume modifié par des polymères unie et conforme à la norme ASTM D1970 sur tout le platelage du toit.</p>
	<p>4. Application d'une sous-couche synthétique renforcée approuvée par l'International Code Council plutôt qu'un papier-feutre conforme à la norme ASTM D226 (type II).</p>
Tuiles en béton ou en argile	<p>1. Application d'une membrane autoadhésive en bitume modifié par des polymères unie et conforme à la norme ASTM D1970 sur tout le platelage du toit.</p> <p>Pose de ruban sur les joints entre les supports de couverture :</p>
	<p>2(a). Application d'un ruban d'étanchéité autoadhésif en bitume modifié par des polymères conforme à la norme ASTM 1097 d'au moins 100 mm (4 po) de large directement sur le platelage du toit pour en étanchéiser les joints horizontaux et verticaux.</p>
	<p>2(b). Application d'un ruban d'étanchéité autoadhésif flexible conforme à la norme AAMA 711-13, niveau 3 (pour une exposition à un maximum de 80 °C ou 176 °F), d'au moins 95 mm (3 3/4 po) de large directement sur le platelage du toit pour en étanchéiser les joints horizontaux et verticaux.</p> <p>Les deux options nécessitent l'application d'une sous-couche n° 30 conforme à la norme ASTM D226 (type II) ou à la norme ASTM D4869 (type IV) par-dessus le ruban autoadhésif.*</p> <p>Dernière étape :* i) Application d'une feuille de finition autoadhésive en bitume modifié par des polymères conforme à la norme ASTM D1970 par-dessus la sous-couche. Ou ii) Épandage à la vadrouille de bitume à chaud sur la sous-couche et application d'une feuille de finition à surfaçage minéral n° 90.</p>
	<p>3. Installation de deux épaisseurs d'une sous-couche n° 30 conforme à la norme ASTM D226 (type II) ou à la norme ASTM D4869 (type IV), en forme de bardeaux se chevauchant de 480 mm (19 po) sur les joints horizontaux (rouleau de 915 mm ou 36 po) et de 150 mm (6 po) sur les joints verticaux.</p>

* Pour obtenir de plus amples renseignements et des directives d'installation : Insurance Institute for Business and Home Safety (2015). *High Wind Standards*.

A.1.4. Explication et contexte

Les forces de soulèvement dues au vent peuvent faire lever, faire fendre, déchirer ou complètement arracher les bardeaux bitumés.¹²⁴ La résistance des bardeaux au soulèvement dépend de plusieurs facteurs, notamment le nombre et la position des dispositifs de fixation, la qualité du collage de la lisière autoadhésive activée thermiquement au bardeau en dessous, ainsi que les propriétés physiques telles que la résistance au déchirement, la flexibilité, la rigidité et la résistance des dispositifs de fixation à l'enfoncement.¹²⁵ Le soulèvement des bardeaux résulte de la pression négative produite par le passage du vent au-dessus du toit,¹²⁶ plus précisément lorsque le courant d'air se sépare sur le bord d'attaque des bardeaux.¹²⁷ Plusieurs évaluations des dommages à la suite d'ouragans ont révélé que la performance des bardeaux bitumés varie grandement et que les dommages découlent surtout de la piètre performance de la lisière autoadhésive, suivie de la mauvaise disposition des dispositifs de fixation.¹²⁸

La lisière autoadhésive est la principale voie de transmission verticale des forces de soulèvement dues au vent de la surface des bardeaux à l'ossature du bâtiment.¹²⁹ La lisière sur le bord d'attaque des bardeaux bitumés prévient l'infiltration d'eau et le soulèvement, et réduit la surface exposée à la pression de soulèvement maximale.¹³⁰ L'état de la lisière autoadhésive a une grande incidence sur le risque de défaillance des bardeaux bitumés.¹³¹

En effet, la résistance au soulèvement est considérablement réduite lorsque la lisière autoadhésive n'adhère pas complètement aux bardeaux bitumés de la surface, du faîtage et des arêtiers.¹³² Le décollement partiel de la lisière fait augmenter la pression sur la face inférieure des bardeaux, ce qui peut réduire davantage l'adhérence et augmenter le risque d'arrachement.¹³³ Il peut survenir naturellement sur toute la surface, le faîtage et les arêtiers au fil du temps¹³⁴ et ainsi rendre la couverture plus vulnérable aux dommages causés par les charges dues au vent.¹³⁵ De plus, les évaluations des dommages ont révélé que les bardeaux parfaitement fixés ne deviennent vulnérables aux dommages causés par le vent que s'ils sont directement adjacents à des bardeaux partiellement décollés.¹³⁶

Des études ont révélé une augmentation statistiquement significative du pourcentage de bardeaux partiellement décollés sur les toits de plus de 6 ans (figure A.4), peu importe le fabricant et la méthode d'installation.¹³⁷ Le dépôt de poussière sur la lisière autoadhésive avant son activation thermique peut nuire à l'adhérence et augmenter le risque de défaillance.¹³⁸ Bien que la cause de la défaillance de la lisière avec le temps demeure en grande partie inconnue, ce phénomène a été observé à de nombreuses reprises sur des bardeaux brisés durant les évaluations des dommages.¹³⁹

Figure A.4 : Pourcentage de lisières de bardeau décollées observées sur la surface selon l'âge du toit

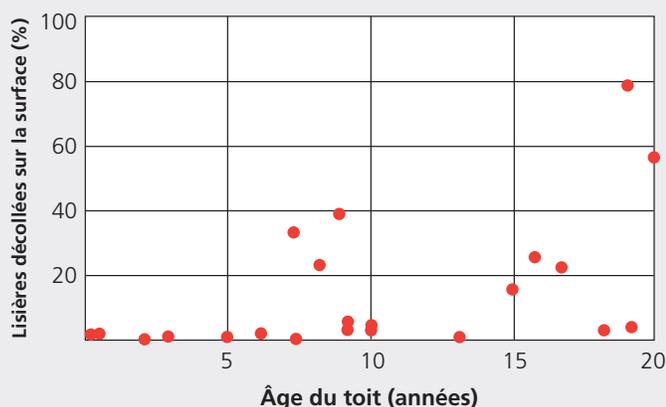


Image adaptée de Dixon et autres (2013) ¹⁴⁰

Les supports de couverture en métal, généralement faits d'acier profilé à froid, peuvent devenir susceptibles de défaillance (déformation structurale, fatigue et relâchement des dispositifs de fixation) à la suite de l'exposition environnementale.¹⁴¹ En effet, les changements de température, le rayonnement, la grêle, le vent, la neige, la pluie et la pollution atmosphérique peuvent entraîner la dégradation du métal avec le temps.¹⁴² La présence d'humidité peut aussi favoriser la corrosion.¹⁴³ Les matériaux de couverture en métal peuvent devenir susceptibles à la fatigue ou présenter des fissures dans les zones de concentration de contraintes, lesquelles, combinées aux charges dues au vent, pourraient entraîner la défaillance du toit.¹⁴⁴ La défaillance causée par la fatigue résulte de l'application répétée de charges cycliques inférieures à la charge de calcul du matériau.¹⁴⁵ Ainsi, les charges dues au vent peuvent entraîner la défaillance des couvertures en métal qui ont subi une dégradation même si elles sont inférieures aux charges de calcul.¹⁴⁶

L'arrachement d'éléments de toiture durant une tempête peut entraîner d'importantes infiltrations d'eau de pluie qui causent de nombreux dommages matériels à l'intérieur du bâtiment.¹⁴⁷ Les matériaux de couverture (p. ex. bardeaux) peuvent faire défaillance alors que la vitesse des vents est relativement faible (p. ex. à une vitesse correspondant à des dommages de niveau 2 à 4), exposant ainsi les bâtiments au risque d'infiltrations d'eau. La résistance des bardeaux bitumés au soulèvement par le vent dépend de divers facteurs : type, conception, qualité de fabrication et d'installation et degré de vieillissement.¹⁴⁸ L'amélioration de la résilience d'un toit aux vents violents consiste généralement à installer des bardeaux plus lourds et rigides qui résistent mieux au soulèvement¹⁴⁹ et à augmenter le nombre de clous fixant chaque bardeau au platelage.¹⁵⁰ Les types de bardeaux bitumés les plus courants sont les bardeaux en bande (p. ex. à trois jupes) et les bardeaux stratifiés,¹⁵¹ composés de plusieurs couches de matériau.¹⁵² Les bardeaux en bande ordinaires sont généralement moins résistants aux vents que les bardeaux stratifiés.¹⁵³

A.2. Murs

A.2.1. Contreventement

L'ossature des murs doit pouvoir résister aux charges latérales indiquées à la sous-section 9.23.13. du CNB, selon une q (minimale) de 0,80 kPa plutôt que la pression dynamique indiquée à l'annexe C du CNB.

Utilité :

Cette mesure sert à améliorer le contreventement afin qu'il résiste aux charges dues au vent indiquées.

Notes :

- S'il y a lieu, le contreventement peut être conforme aux dispositions de la sous-section 9.23.13. du CNB, notamment en ce qui concerne la conception technique.
- Selon la sous-section 9.23.13. du CNB, si la $q_{1/50}$ est égale ou supérieure à 1,20 kPa, le bâtiment doit être conçu conformément à la partie 4 du CNB ou aux règles de l'art de l'ingénierie (p. ex. CCB 2014).
- La mesure A.2.1 s'applique si un contreventement est requis comme protection supplémentaire contre les charges latérales, selon une pression du vent d'au moins 0,80 kPa.

A.2.2. Raccordement des étages (bâtiments à plusieurs étages)

L'ossature des murs porteurs des étages supérieur et inférieur doit être raccordée pour faciliter la transmission continue des charges verticales. Les raccords doivent pouvoir résister à une charge de soulèvement pondérée de 4 kN/m.

Options possibles :

- a) Fixation du revêtement mural intermédiaire des étages supérieur et inférieur à une solive de bordure commune avec des clous 8d de 3,3 × 63 mm (0,13 × 2,5 po) espacés de 150 mm (6 po) entre axes sur le dessus et le dessous de celle-ci.¹⁵⁴

Ou

- b) Installation de feuillards de métal pour :
 - (i) raccorder les poteaux du mur supérieur à ceux du mur inférieur,¹⁵⁵
ou
 - (ii) raccorder les poteaux du mur supérieur à la solive de bordure, et la solive de bordure, aux poteaux du mur inférieur.¹⁵⁶ Les feuillards fixés aux poteaux du mur supérieur doivent s'étendre jusqu'au dessous de la solive, et ceux fixés aux poteaux du mur inférieur, jusqu'au dessus de la solive.

Pour les options b(i) et b(ii) :

Il faut porter une attention particulière durant l'installation pour prévenir le flambage du connecteur en cas de retrait du bois.

Utilité :

Cette mesure contribue à la transmission continue des charges verticales.

Notes :

- Différentes options existent pour assurer la transmission continue des charges verticales, par exemple l'utilisation d'un revêtement intermédiaire en bois, de feuillards ou de « vis à fermes » brevetées, ou toute autre mesure permettant d'atteindre une résistance à la charge de soulèvement minimale établie.
- L'utilisation d'un revêtement intermédiaire en bois continu améliore le contreventement et permet de renforcer la transmission continue des charges verticales de différentes façons.
- Les renseignements que contient le CCB 2014 sur le raccordement du revêtement intermédiaire à la solive de bordure (murs travaillant en cisaillement) se trouvent à l'annexe L.
- Le CCB 2014 indique que le revêtement intermédiaire doit chevaucher l'élément d'ossature entre les étages (solive de bordure ou calage) d'au moins 50 mm. Les clous enfoncés dans la solive de bordure doivent être décalés (figure *Mur 11*).
- Dans le CCB 2014, il est conseillé de laisser un espace de 3 mm entre le revêtement intermédiaire des étages supérieur et inférieur.
- La conception du bâtiment peut nuire à la fixation du revêtement intermédiaire des étages supérieur et inférieur à une solive de bordure commune. Dans ce cas, il est possible d'utiliser plutôt des feuillards pour assurer la résistance au soulèvement.
 - Les feuillards de métal doivent fournir une résistance au soulèvement pondérée équivalente ou supérieure à celle de la mesure A.2.3 a) (4 kN/m; voir la figure *Mur 11* du CCB 2014 qui figure à l'annexe L).
 - Des feuillards supplémentaires sont requis pour les ouvertures de 0,91 m (3 pi) et plus de largeur.¹⁵⁷
 - Si la lisse basse ou la lisse d'assise d'un mur extérieur n'est pas clouée à une solive de plancher, à une solive de bordure ou à un calage conformément au tableau 9.23.3.4. du CNB, l'alinéa 9.23.3.4. 2)b) du CNB exige que les feuillards soient espacés d'au plus 1,2 m (l'alinéa complet figure à l'annexe D).
 - Il est possible de modifier l'espacement des feuillards pour augmenter la résistance au soulèvement.
 - Il est recommandé de consulter les spécifications du fabricant pour connaître la résistance au soulèvement des feuillards.
- Les feuillards peuvent être installés sur chaque poteau ou selon un autre espacement pratique d'au plus 2,44 m (8 pi).¹⁵⁸ Cependant, un espacement plus étroit (1,22 m ou moins) améliore la répartition des charges et permet l'utilisation de feuillards plus abordables (c.-à-d. des feuillards moins épais ou plus courts qui fournissent quand même une résistance à une charge de 4 kN/m).

N.B. : La figure CCB 7 à l'annexe L comporte une illustration de la mesure susmentionnée concernant l'utilisation d'un revêtement mural intermédiaire structural pour raccorder les étages supérieur et inférieur.

A.2.3. Raccordement des poteaux aux lisses d'assise

Les poteaux doivent être raccordés aux lisses d'assise pour faciliter la transmission continue des charges verticales. Les raccords doivent pouvoir résister à une charge de soulèvement pondérée de 4 kN/m.

Options possibles :

- a) Allongement du revêtement mural intermédiaire structural pour qu'il chevauche entièrement la lisse d'assise.¹⁵⁹ Dans ce cas :
 - i) le revêtement intermédiaire doit être fixé à la lisse d'assise avec des clous 8d de 3,3 × 63 mm (0,13 × 2,5 po) espacés de 150 mm (6 po) entre axes;

Et

 - ii) le revêtement intermédiaire doit être fixé à la solive de bordure (le cas échéant) avec des clous 8d de 3,3 × 63 mm (0,13 × 2,5 po) espacés de 150 mm (6 po) entre axes sur le dessus et le dessous de celle-ci.¹⁶⁰
- b) Installation de feuillards de métal ou de connecteurs pour raccorder les poteaux de l'étage inférieur à la lisse d'assise.

Utilité :

Cette mesure contribue à la transmission continue des charges verticales.

Notes :

- Les renseignements que contient le CCB 2014 sur le raccordement du revêtement intermédiaire à la lisse d'assise (murs travaillant en cisaillement) se trouvent à la figure CCB 9 de l'annexe L.
- Si l'on n'utilise pas de panneaux structuraux de bois pour raccorder les murs aux lisses d'assise, il faut espacer les connecteurs de métal d'au plus 1,22 m pour faciliter la répartition des charges.

A.2.4. Revêtement mural intermédiaire et dispositifs de fixation

Cette mesure s'applique si l'on utilise un revêtement intermédiaire en panneaux structuraux de bois pour assurer la transmission continue des charges verticales (mesures A.1.2, A.2.2 et A.2.3) et renforcer les murs pignons (mesure A.1.1. b)).

S'il y a lieu, procéder à l'application sur tous les murs d'un revêtement intermédiaire structural continu (en OSB ou en contreplaqué), selon les exigences suivantes :

- (a) Le revêtement mural intermédiaire doit avoir une épaisseur minimale de 11,1 mm (7/16 po).
- Et*
- (b) Le revêtement intermédiaire doit être fixé avec des clous 8d de 3,3 × 63 mm (0,13 × 2,5 po).¹⁶²
- Et*
- (c) Les clous doivent être espacés de 150 mm (6 po) sur les rives et les appuis intermédiaires.

Utilité :

- Les panneaux structuraux de bois contribuent à la transmission continue des charges verticales, notamment par le raccordement des étages et aux lisses d'assise.
- Plus précisément, l'application sur tous les murs d'un revêtement intermédiaire structural continu (en OSB ou en contreplaqué)¹⁶³ vient renforcer les assemblages toit-mur (mesure A.1.2) en raccordant la sablière au mur porteur et en transmettant les charges aux fondations.
- Le type et l'espacement des clous indiqués augmentent la résistance à la pression négative.¹⁶⁴

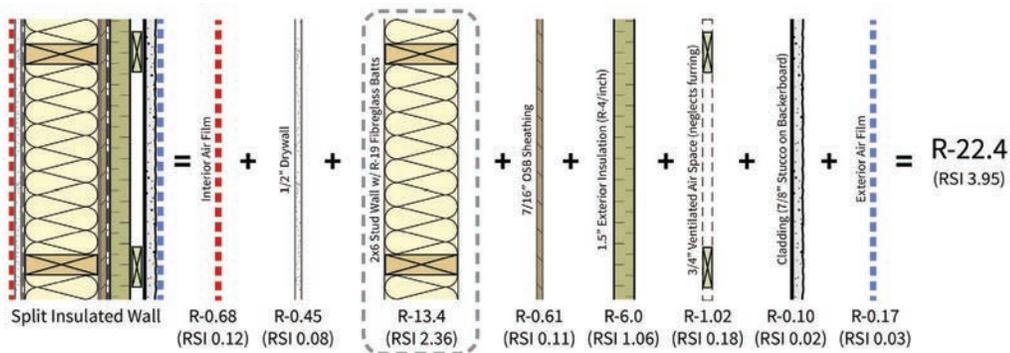
Notes :

- Cette mesure s'applique aux murs dont les poteaux sont espacés de 406 mm (16 po) ou de 610 mm (24 po) entre axes, avec des clous espacés de 150 mm (6 po) sur les rives et les appuis intermédiaires.¹⁶⁵
- Plusieurs dispositions du CCB 2014 sont tout aussi rigoureuses que celles présentées ici, voire plus. Par exemple, voir la disposition concernant le revêtement intermédiaire de 12,5 mm en cas de $q_{1/50} \leq 1,20$ qui figure au tableau C1a (*Wood Sheathed Braced Wall Panel Construction Details for Wind or Seismic Loads*) du CCB 2014.¹⁶⁶
- Les exigences du tableau *Mur 1* du CCB 2014 concernant la fixation du revêtement intermédiaire peuvent être aussi rigoureuses, voire plus, que cette mesure, selon la pression du vent et l'espacement des éléments d'ossature (l'espacement des dispositifs de fixation sur la surface intérieure va de 75 à 300 mm)
- L'utilisation de clous 8d (63 mm) excède les exigences du CCB 2014 (le tableau *Mur 1* mentionne des clous ordinaires d'au moins 2 po).

Explication :

Les membres du comité d'intervenants ont discuté de la nécessité de préciser que l'utilisation d'un revêtement mural intermédiaire continu en bois ne doit pas empêcher celle d'un isolant extérieur continu, de plus en plus courante dans les résidences visées par la partie 9 du CNB partout au pays. Selon l'examen des documents normatifs, l'utilisation d'un revêtement mural intermédiaire continu en contreplaqué ou en OSB n'empêchera effectivement pas l'application d'un isolant extérieur continu (figure A.5).¹⁶⁷

Figure A.5 : Exemple d'utilisation d'un isolant extérieur continu et d'un revêtement intermédiaire en OSB de 7/16 po, faisant partie d'un guide à l'intention des constructeurs d'habitations et des concepteurs sur la construction de murs ayant une résistance thermique (R) d'au moins 22, conformément à l'Energy Step Code de la Colombie-Britannique¹⁶⁸



Source : Ricketts, L. (RDH Building Science Inc.) (2017). *Illustrated Guide to R22+ Effective Walls in Wood-Frame Construction in British Columbia*, BC Housing, Victoria (Colombie-Britannique). Utilisée avec la permission de BC Housing.

Le milieu de la science du bâtiment est de plus en plus conscient des répercussions sur la durabilité qu'a l'installation de mousse isolante extérieure sur un revêtement intermédiaire en bois.¹⁶⁹ Bien que cette question soit globalement hors de la portée du présent rapport, il est bien connu que la durabilité des éléments de support joue un rôle important dans la résistance du bâtiment durant toute la durée de vie de celui-ci. Il conviendrait donc de surveiller les recherches à ce sujet et de tenir compte des solutions trouvées dans les futurs documents d'orientation sur la réduction des risques associés au vent. Par ailleurs, le CCB offre un outil en ligne gratuit qui fournit une note de durabilité et la résistance thermique des murs en bois, y compris ceux composés d'un isolant de mousse plastique rigide sur un revêtement en panneaux structuraux de bois.¹⁷⁰

A.3. Ancrage de l'ossature du bâtiment

L'ancrage du bâtiment contribue à la transmission continue des charges verticales.

Utilité :

L'ossature du bâtiment doit être ancrée aux fondations de façon à aider à la transmission continue des charges verticales. L'ancrage doit, au minimum, être conforme à l'alinéa 9.23.6.1. 2)b) du CNB.

Notes :

- L'alinéa 9.23.6.1. 2)a) (encastrement de l'extrémité des solives de plancher du premier niveau dans le béton) entraîne une discontinuité dans la transmission des charges verticales.
- Les dispositions de certains codes provinciaux relatives à l'ancrage entraînent également une discontinuité dans la transmission des charges verticales. C'est notamment le cas de l'alinéa 9.23.6.2. 2)c) de l'Alberta Building Code, laquelle indique qu'il est possible d'encastrer dans le béton deux lisses d'assise de 38 × 89 mm placées sur chant et séparées par des cales espacées de 1,2 m entre axes.

A.3. Explication et contexte

Le CNB comprend différentes options pour l'ancrage de l'ossature du bâtiment aux fondations avec des boulons d'ancrage, lesquels font l'objet de directives supplémentaires dans le CCB 2014 si la $q_{1/50}$ est $\geq 0,80$ kPa et $< 1,20$ kPa (voir le tableau C5 du CCB 2014). Des membres du comité d'intervenants ont toutefois relevé des méthodes d'ancrage permises par les codes provinciaux qui entraînent une discontinuité dans la transmission des charges.

Plus précisément, l'Alberta Building Code (ABBC) propose les options d'ancrage suivantes [italique ajouté] :

9.23.6.1. Ancrage de l'ossature d'un bâtiment

- 1) Sous réserve du paragraphe 9.23.6.3. 1), l'ossature d'un bâtiment doit être ancrée aux fondations, sauf si une analyse de la pression du vent et de la poussée des terres démontre que l'ancrage n'est pas nécessaire.
- 2) Sous réserve des paragraphes 3) et 5), l'ancrage doit se faire par :
 - a) encastrement de l'extrémité des solives de plancher du premier niveau dans le béton;
 - b) fixation de la lisse d'assise aux fondations au moyen de boulons d'ancrage d'au moins 12,7 mm de diamètre dont l'espacement entre axes est d'au plus 2,4 m;
 - c) *l'encastrement dans le béton de deux lisses d'assise de 38 × 89 mm placées sur chant et séparées par des cales espacées de 1,2 m entre axes.*

L'ossature des bâtiments dont l'ancrage est conforme à l'alinéa c) peut donc être fixée à des lisses d'assise encastrees « en forme d'échelle » (figure A.6) par deux clous de 82 mm par solive de plancher ou cale, conformément à l'article 9.23.3.4. de l'ABBC. Des membres du comité d'intervenants ont remarqué que presque toutes les fondations du centre de l'Alberta ont un ancrage conforme à l'alinéa 9.23.6.1. 2)c) de l'ABBC.

Figure A.6 : Ancrage conforme à l'alinéa 9.23.6.1. 2)c) de l'ABBC, utilisé dans le centre de l'Alberta

L'alinéa 9.23.6.1. 2)c) de l'ABBC entraîne une discontinuité dans la transmission des charges verticales. Seule la friction entre les éléments et le béton ou leur résistance au cisaillement s'oppose aux charges de soulèvement imposées aux lisses d'assise. Il n'est toutefois pas certain qu'ils offrent une résistance au cisaillement, puisque les éléments en bois risquent de ne plus être en contact avec le béton après un certain nombre de cycles de dilatation et de retrait. Il est donc prudent d'estimer que cette option d'ancrage n'offre aucune résistance au soulèvement, qui repose donc uniquement sur le poids du bâtiment. Le soulèvement de l'ossature de 89 mm (3,5 po), soit la hauteur des éléments en bois, pourrait entraîner une dislocation par rapport aux fondations. Par ailleurs, la figure A.6 montre qu'il y a peu de béton entre les éléments en bois. Ce béton pourrait être de piètre qualité puisqu'il s'agit de la partie la moins tassée, au sommet des fondations.



Photo : B. Baumgarten, Comté de Red Deer, 2018

Pour ce qui est de la transmission des charges verticales, l'alinéa 9.23.6.1. 2)a) du CNB, voulant que l'extrémité des solives de plancher du premier niveau soit encastrée dans le béton, pose le même problème que l'alinéa 9.23.6.1. 2)c) de l'ABBC. Ces dispositions présentent également un risque accru de dégradation des éléments en bois encastrés (causée par l'accumulation d'eau ou un mauvais drainage).¹⁷¹ Il est également possible que les lisses d'assise encastrées « en forme d'échelle » conformes à l'alinéa 9.23.6.1. 2)c) de l'ABBC et situées à plus de 150 mm au-dessus du sol n'aient pas à être composées de bois traité.¹⁷²

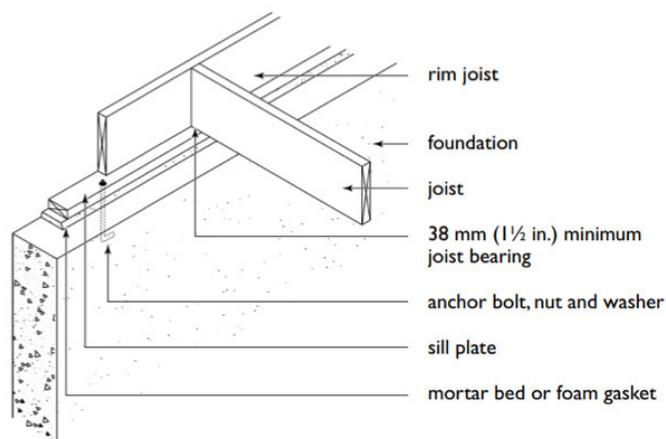
Il importe également de prendre en compte la méthode de raccordement de la lisse d'assise, laquelle est ancrée (ou encastrée, selon l'alinéa 9.23.6.1. 2)c) de l'ABBC) aux solives de plancher et à l'ossature au-dessus. L'utilisation de boulons d'ancrage assure une bonne résistance entre les fondations et la lisse d'assise, mais le CNB précise qu'il faut employer le clouage en biais pour les solives de plancher. Une comparaison du clouage en biais et de l'ancrage figure au tableau A.3; le maillon faible à la base d'un mur ancré sera le clouage en biais. Il est toutefois possible de corriger le tir en installant le revêtement mural intermédiaire pour qu'il chevauche la lisse d'assise ou en employant les autres méthodes de fixation que contient ce document.

Tableau A.3 : Ancrage du plancher

	Résistance au soulèvement[N]	Résistance au cisaillement[N]
Bas de l'ossature du mur (comparaison avec les valeurs correspondant à l'ancrage pour déterminer le type de raccordement le plus faible)		
Solive de plancher – lisse d'assise		
2 clous torsadés de 82,5 mm	339,96 par 600 mm	1 019 par 600 mm
Faîtière – lisse d'assise		
1 clou torsadé de 82,5 mm	169,98 par 150 mm	509,5 par 150 mm
Combinés (dans le meilleur des cas)		
2 clous de 82,5 mm/600 mm + 1 clou de 82,5/150 mm	1,7 N/mm	5,1 N/mm
Normalisé à 2,4 m (ancrages espacés de 8 pi)	4,08 kN	12,2 kN
Ancrage		
Exigence de base (logiciel Anchor Designer ^{MC} de Simpson Strong-Tie ^{MD}) ¹⁷³		
Boulon en J de 5/8 po	12,8 kN, diminue sous l'effet combiné des efforts de cisaillement et de soulèvement (taux d'interaction)	22 kN (fort), 13 kN (faible)
Éléments encastrés		
Lisse d'assise encastrée dans le mur de fondation	Négligeable, repose sur son propre poids	Résistance au cisaillement du béton

N.B. : Les valeurs correspondent à la résistance pondérée.

Figure A.7 : Méthode d'ancrage du plancher aux murs de béton, montrant le boulon d'ancrage de la lisse d'assise en bois¹⁷⁴



Source : Société canadienne d'hypothèques et de logement (SCHL).

A.4. Embases et chapiteaux de poteaux

- a) Utilisation d'embases et de chapiteaux de poteaux résistants à une charge de soulèvement d'au moins 6,8 kN (1 536 lb).

Et

- b) Encastrement ou fixation des embases dans la dalle de béton des porches avant et arrière.

Et

- c) Fixation des embases avec des dispositifs galvanisés à chaud ou en acier inoxydable.

Et

- d) Embases et chapiteaux visibles pour l'inspection.

Utilité :

- La fixation adéquate des poteaux aux poutres du porche et aux fondations augmente la résistance de ceux-ci aux forces de soulèvement et réduit le risque de dommages structuraux.
- Les poteaux sont souvent cloués en biais aux fondations, ce qui procure une résistance insuffisante.
- L'utilisation de connecteurs visibles (qui dépassent des poteaux) en facilite l'inspection.

Notes :

- En ce qui a trait aux toits des porches, le tableau C8 du CCB 2014 donne des renseignements sur le raccordement des solives de bordure et des poteaux composés. Il est permis de remplacer les clous par des feuillards pouvant résister à des forces de traction et de compression pondérées d'au moins 4,6 kN.¹⁷⁵ Cependant, le CNB 2015 et le CCB 2014 n'établissent aucune exigence précise concernant la résistance au soulèvement des embases et des chapiteaux.¹⁷⁶
- Cette mesure comprend l'utilisation de connecteurs « visibles » pour faciliter l'inspection.
- L'article 9.23.6.2. du CNB porte sur les embases et les chapiteaux des structures fixées au bâtiment.¹⁷⁷ Il ne précise toutefois pas la résistance au soulèvement requise.
- Le paragraphe 9.35.4.3. 1) du CNB contient des dispositions relatives à l'ancrage des murs et des poteaux des garages et des abris d'automobile, sans toutefois en préciser la résistance au soulèvement requise.
- La valeur de 6,8 kN repose sur les hypothèses suivantes (voir la demande de modification au CNB de l'annexe I) :¹⁷⁸
 - Largeur du porche : 2,44 m (8 pi).
 - Espacement des poteaux : 2,44 m (8 pi).
 - Poids du porche : 0,48 kPa (10 lb/pi²).
 - Exposition au vent : Terrain à découvert.
 - Exposition au vent susceptible d'être égalée ou dépassée une fois en 50 ans : 0,80 kPa.
- Une résistance supérieure à la corrosion pourrait être requise selon les conditions ambiantes (p. ex. acier inoxydable requis dans le milieu salin des régions côtières).
- Il est recommandé de consulter les catalogues des fabricants pour connaître la résistance au soulèvement des embases et des chapiteaux.
- L'installation des connecteurs doit se faire selon les instructions du fabricant.

A.5. Portes de garage résistantes aux vents violents (mesure optionnelle)

Les portes de garage doivent être résistantes à des vents de 200 km/h ou plus.¹⁷⁹

Utilité :

La défaillance des portes de garage durant une tornade fait augmenter la pression à l'intérieur des bâtiments, ce qui entraîne la défaillance des toits et produit des débris projetés par le vent.

Notes :

- Les portes de garage résistantes aux vents violents sont considérées comme une mesure optionnelle puisque l'amélioration de la transmission continue des charges verticales (p. ex. par le raccordement adéquat du toit et des murs aux fondations) peut atténuer à elle seule le risque.
- La vitesse de pointe du vent se traduit en une pression allant de 1,86 à 1,95 kPa (39,1 à 41,2 lb/pi²) pour les portes de garage simples (voir l'explication ci-dessous).
- Cette mesure s'applique aux garages non intégrés (soit ceux séparés de l'ossature principale et sans espace habitable au-dessus).
- Les portes de garage sont un maillon faible de l'enveloppe du bâtiment, et les évaluations des dommages menées au Canada après une tornade ont révélé des cas où la formation d'une brèche dans celles-ci avait entraîné la défaillance du toit. Les brèches dans les bâtiments font augmenter la pression interne, ce qui accroît le risque de dommages matériels causés par le vent et l'eau, ainsi que le risque de dommages structuraux.¹⁸⁰

A.5. Explication

L'International Residential Code (2018), la norme ASCE 7-16 (*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, 2017) et le Florida Building Code (2017) comprennent des méthodes normalisées de calcul des charges dues au vent pour les portes de garage. Les bâtiments sont classés selon le risque que pose leur défaillance pour la sécurité des personnes.¹⁸¹ Les vitesses des vents pour un lieu donné sont établies à l'aide d'une carte régionale des vitesses,¹⁸² et l'exposition d'un bâtiment au vent, selon la rugosité du sol environnant.¹⁸³ Pour la majorité des bâtiments résidentiels canadiens, la rugosité du sol est de type « urbaine », « suburbaine » ou « boisée » (catégorie B).¹⁸⁴ La méthode de calcul des charges dues au vent pourrait comprendre un facteur topographique représentant l'accélération du vent au sommet des collines, des crêtes et des escarpements à proximité.¹⁸⁵ L'emplacement de la porte de garage dans la structure peut avoir une incidence sur les charges dues au vent¹⁸⁶ et est donc pris en compte dans plusieurs méthodes de calcul normalisées. Celle de l'ASCE comprend également des facteurs supplémentaires tels que la direction du vent, l'élévation du sol et l'effet des pressions interne et externe.¹⁸⁷ Une fois calculées, les charges dues au vent sont ajustées selon les variations de la hauteur du toit, la taille de la porte et l'exposition à l'environnement ambiant.¹⁸⁸

La Door and Access Systems Manufacturers Association International (DASMA) a publié des ressources servant à déterminer la résistance requise des portes de garage aux charges dues au vent partout en Amérique du Nord selon les codes du bâtiment de différentes régions.¹⁸⁹

Ces documents comprennent notamment des feuilles de calcul où entrer les données relatives au bâtiment, à l'exposition et à la porte de garage pour calculer la pression qui sera appliquée sur cette dernière.¹⁹⁰ La DASMA a également préparé un guide sur les charges dues au vent fondé sur les calculs du CNB 2010.¹⁹¹

Le guide repose sur la méthode de calcul de la force statique du CNB 2010 servant à déterminer les charges qui s'exercent sur les surfaces des bâtiments résidentiels de faible hauteur exposés aux vents au Canada.¹⁹² Cette méthode permet de calculer la résistance requise des portes de garage aux charges dues au vent en fonction de la $q_{1/50}$ de l'endroit en question, des dimensions de la porte de garage et de sa position dans le mur, de la taille du bâtiment, de la position du garage dans la structure du bâtiment, de la hauteur et de la pente moyennes du toit, ainsi que du terrain environnant.¹⁹³ Une explication de la méthode employée et des exemples de calculs figurent dans la fiche technique publiée par la DASMA.¹⁹⁴

Le CNB 2015 contient plusieurs modifications importantes sur le plan technique, notamment l'ajout d'une section de commentaires sur les charges dues au vent dans le corps du code et d'un facteur topographique dans les paramètres de calcul.¹⁹⁵ Malgré ces changements, la méthode proposée par la DASMA pour l'application des calculs du CNB aux portes de garage demeure valable. Les tableaux A.4 et A.5 indiquent les charges dues au vent obtenues pour les portes de garage avec les paramètres établis dans le CNB 2010. Pour en savoir plus, consulter les fiches techniques de la DASMA, en particulier la fiche n° 155u.¹⁹⁶

Tableau A.4 : Charges dues au vent (lb/pi²) calculées pour les portes de garage avec les paramètres établis dans le CNB 2010¹⁹⁷

Hauteur moyenne du toit	Taille de la porte	Pression de calcul (lb/pi ²)				
Maximum de 25 pi	Simple (9 × 7 pi)	32,7	39,1	46,0	53,3	61,1
		-34,4	-41,2	-48,5	-56,2	-64,4
	Double (16 × 7 pi)	32,0	38,3	45,2	52,4	60,0
		-33,7	-40,3	-47,7	-55,3	-63,4
Vitesse horaire du vent moyenne (mi/h)		77	84	91	98	105
Mile le plus rapide		100	110	120	130	140
Rafale de pointe		116	127	138	149	159

Tableau A.5 : Charges dues au vent (kPa) calculées pour les portes de garage avec les paramètres établis dans le CNB 2010, pour une pression de calcul supérieure à 0,80 kPa¹⁹⁸

Hauteur moyenne du toit	Taille de la porte	0,80 kPa	0,90 kPa	1,00 kPa	1,10 kPa	1,20 kPa
Maximum de 7,62 m	Simple (2,74 x 2,13 m)	1,65	1,86	2,06	2,27	2,48
		-1,74	-1,95	-2,17	-2,39	-2,61
	Double (4,88 x 2,13 m)	1,61	1,81	2,02	2,22	2,42
		-1,70	-1,91	-2,12	-2,34	-2,55
Vitesse horaire du vent moyenne (m/s)		35	37	39	41	43

Même s'ils reconnaissent l'importance de gérer le risque d'apparition, dans l'enveloppe du bâtiment, d'une brèche qui pourrait entraîner l'augmentation de la pression interne et la défaillance du toit, les membres du comité d'intervenants s'accordaient généralement pour dire que les portes de garage résistantes aux vents violents devraient être une mesure optionnelle. Cette conclusion reposait sur les facteurs suivants :

- Les portes de garage ne sont pas considérées comme des éléments structuraux, ce qui pose des problèmes de logistique dans l'inspection des bâtiments.
- Il serait difficile de réglementer le remplacement des portes de garage. Par exemple, les autorités locales devraient instaurer un permis, ce qui serait peu commode.
- Pour que cette mesure soit efficace, les portes de garage doivent être fermées en cas de vents violents.

Par ailleurs, le comité a souligné que les mesures qui contribuent à la transmission continue des charges verticales, notamment celles décrites dans le présent rapport, réduiraient le risque de défaillance du toit. Pour les garages non intégrés, d'autres mesures telles que le renforcement des assemblages toit-mur et la transmission adéquate et continue des charges verticales réduiraient ce risque en cas de défaillance des portes. Les portes de garage résistantes aux vents violents ne seraient pas nécessaires pour les garages intégrés (soit ceux qui ont un espace habitable au-dessus).

Annexe B : Options pour le support et le contreventement des murs pignons

Support latéral des murs pignons¹⁹⁹

L'Engineering Guide for Wood Frame Construction (2014) du Conseil canadien du bois fournit les lignes directrices suivantes en ce qui a trait au support latéral des murs pignons :

Support latéral des murs pignons

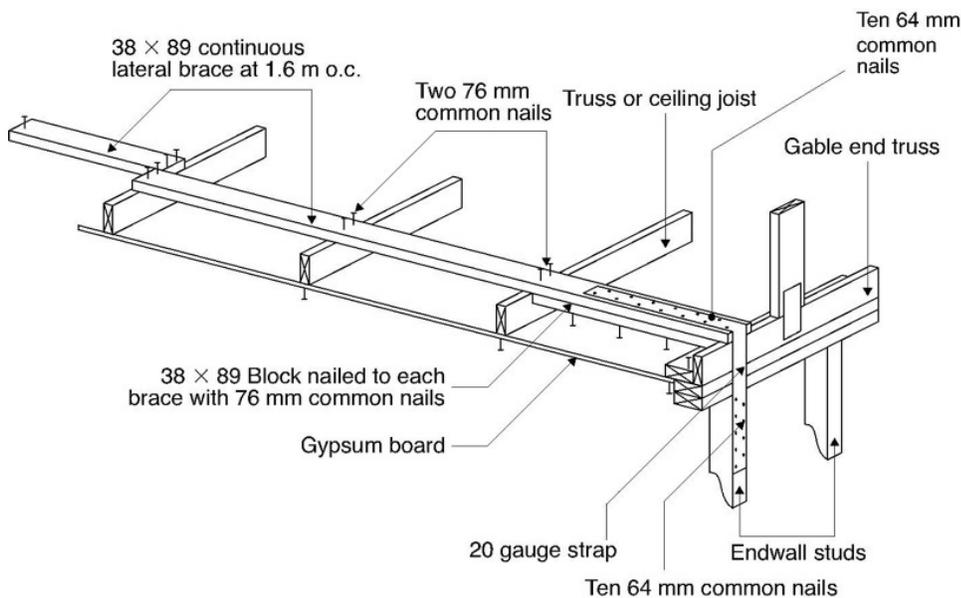
Ces lignes directrices s'ajoutent aux exigences prescriptives de la partie 9 du CNB.

Les lignes directrices sur le support latéral des murs pignons s'appliquent là où la $q_{1/50}$ est $\geq 0,80$ kPa et $\leq 1,20$ kPa..

Comme le montre la figure suivante, le contreventement des murs pignons est constitué des éléments suivants :

- Contreventement latéral continu de 38 × 89 mm, espacé de 1,6 m entre axes et fixé par deux clous ordinaires de 76 mm enfoncés dans chaque membrure de ferme inférieure ou solive de plafond.
- Cales de 38 × 89 mm situées entre la première ferme ou solive de plafond et la ferme d'extrémité, fixées au contreventement latéral continu par quatre clous ordinaires de 76 mm.
- Feuillards de calibre 20 fixés au contreventement latéral continu et aux poteaux du mur d'extrémité par dix clous ordinaires de 64 mm de chaque côté.

Figure B.1



Les renseignements et les images qui suivent sont tirés du guide *Building Component Safety Information (BCSI) Canada – Guide to Good Practice for Handling, Installing, Restraining and Bracing of Metal Plate Connected Wood Trusses*, produit en 2014 par la Structural Building Components Association (SBCA), le Truss Plate Institute (TPI) et le Truss Plate Institute of Canada (TPIC). Pour en savoir plus : sbcindustry.com.

Responsabilités du concepteur du bâtiment en ce qui a trait au contreventement des pignons²⁰⁰

Le concepteur, qui connaît la façon dont les charges doivent être transmises dans tout le bâtiment, se doit de faire en sorte qu'un contreventement supplémentaire transfère les charges que subissent les pignons aux diaphragmes du toit et du plafond.

Le contreventement des pignons doit être conçu en fonction de différents facteurs, notamment les suivants :

- Longueur, espacement, espèce et taille des poteaux du pignon.
- Charges dues à la pesanteur.
- Charges latérales (vent et séismes).

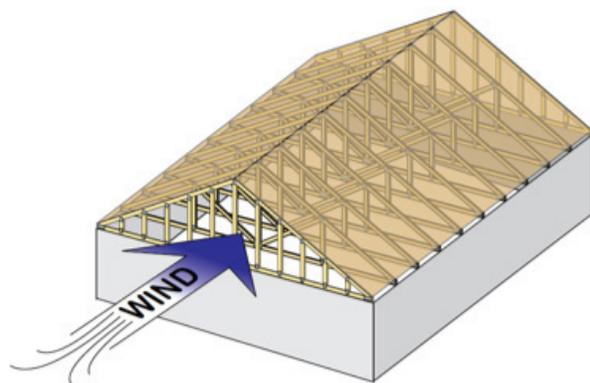
Dans le dossier de projet, le concepteur doit créer le contreventement des pignons en déterminant notamment la taille et l'emplacement des différents éléments, le raccordement aux fermes, le revêtement mural intermédiaire, la taille et l'emplacement des dispositifs de fixation, et les dispositifs d'assemblage mécaniques requis, le cas échéant.

Autres facteurs qu'il doit prendre en compte :

- Le type de supports de couverture, de revêtement mural intermédiaire et de plafonnage, et leur épaisseur.
- La transmission des charges entre la membrure inférieure de l'ossature du pignon et le mur en dessous.
- Le raccordement du revêtement intermédiaire structural à la jonction entre le mur et le pignon, et le raccordement du mur aux fondations pour assurer la résistance aux forces de soulèvement et aux charges latérales.

Les pignons subissent également des charges latérales parallèles et perpendiculaires à leur plan. Le concepteur doit donc intégrer le pignon dans la conception des murs.

Figure B.2



Responsabilités du concepteur des fermes pour le renforcement des pignons

Le concepteur des fermes doit noter, dans les dessins techniques des pignons, le type et l'emplacement de chaque dispositif permanent de retenue des fermes requis pour résister aux charges verticales prises en compte dans la conception de l'ossature. Il peut s'agir par exemple de dispositifs simples ou doubles en forme de L, de T, de U ou de L horizontal, d'un renforcement en plan ou de toute autre méthode de renforcement jugée appropriée pour empêcher le flambage hors plan des poteaux.

Le concepteur des fermes se doit d'indiquer les charges et les hypothèses de calcul relatives au milieu ambiant qu'il a utilisées dans la conception du pignon pour respecter les charges précisées dans le dossier de projet.

Responsabilités de l'entrepreneur pour le contreventement des pignons

L'entrepreneur se doit d'installer le pignon conformément au dossier de projet et aux documents techniques relatifs aux fermes.

Exigences pour le contreventement ou renforcement des pignons

Si les charges latérales sont élevées et que les poteaux sont longs, il pourrait être nécessaire de contreventer le pignon pour éviter qu'il ne pivote à sa jonction avec le mur d'extrémité et d'appliquer un contreventement diagonal ou une armature d'âme pour empêcher le fléchissement excessif des âmes. Les défaillances découlent souvent d'un mauvais contreventement des pignons.

Le contreventement ou renforcement des pignons aide à prévenir les défaillances et assure la transmission sécuritaire des forces de l'ossature du pignon aux diaphragmes concernés.

Généralement, il s'agit de cales au niveau du diaphragme du plafond et du toit, du renforcement des poteaux du pignon, d'un renforcement horizontal ou d'un contreventement diagonal, de dispositifs d'assemblage mécaniques ou de feuillards, ou de dispositifs de fixation d'une taille et d'un espacement précis.

Figure B.3 : Transfert de forces latérales sur les membranes de toit et de plafond

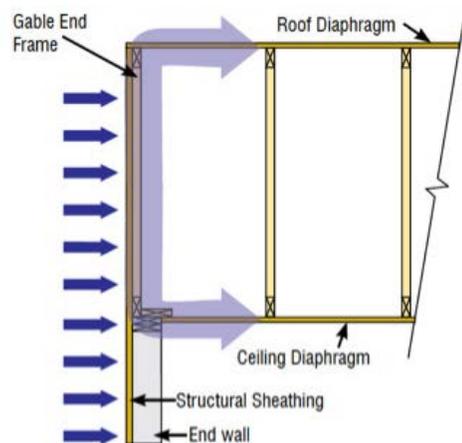


Figure B.4 : Modes de défaillance potentiels

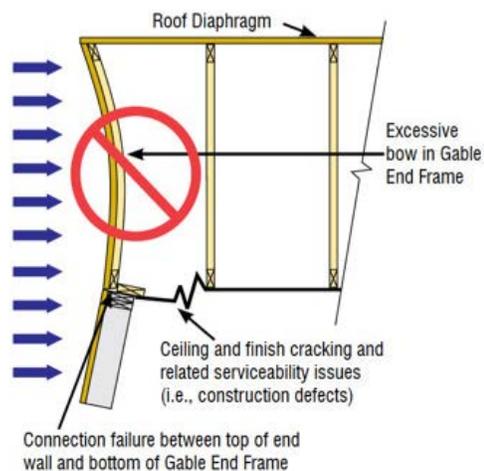


Figure B.5

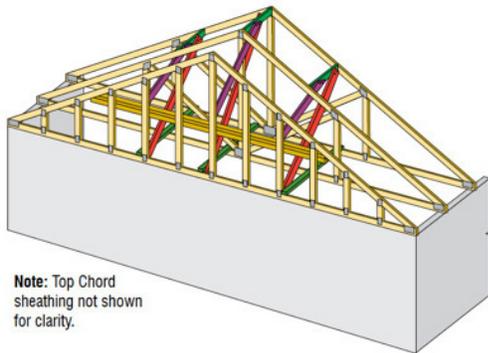
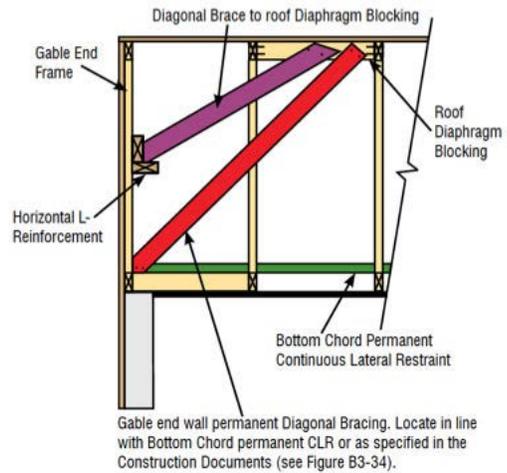
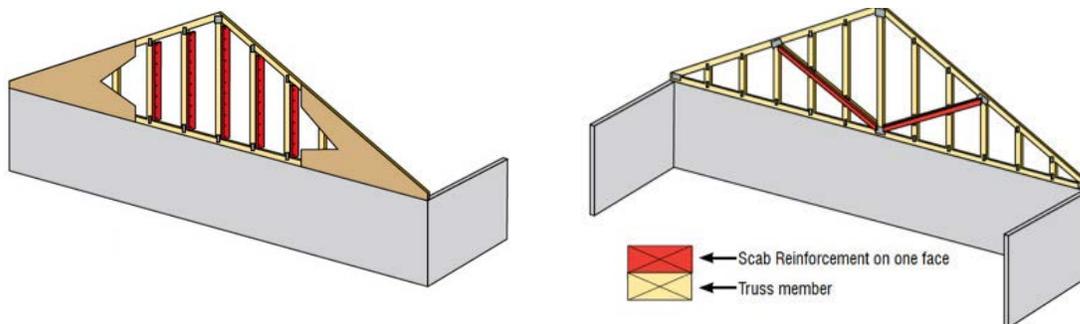


Figure B.6



N.B. : Le contreventement diagonal qui relie le sommet du mur pignon à la membrure de ferme supérieure appliquera une force verticale sur cette dernière, en plus des forces de soulèvement que les supports de couverture lui transmettront. Il importe donc de tenir compte des charges transmises par le contreventement durant la conception et l'installation de la ferme.

Figure B.7 : Exemples de renforcement de la bande du cadre du pignon



Annexe C : Atelier du comité d'intervenants

Ordre du jour

Atelier du comité d'intervenants concernant le document initial sur la résistance aux vents

8 h 30 à 16 h 30

28 juin 2018

Spencer Engineering Building

Université Western

London (Ontario)

- **Partie 1 : Visite des laboratoires**

- Insurance Research Lab for Better Homes
- Laboratoire de soufflerie à couche limite

- **Partie 2 : Présentations d'introduction**

- Introduction au Programme en matière d'infrastructure du CCN. Kala Pendakur, spécialiste de secteurs, Politiques stratégiques et engagement sectoriel, Conseil canadien des normes.
- Recherche sur la réduction des risques associés aux vents et résultats obtenus en laboratoire et sur le terrain. Greg Kopp, professeur de génie civil et de l'environnement, Université Western.
- Expérience du Comté de Dufferin dans la mise en œuvre de mesures de résilience aux vents. Michael Giles, chef du service du bâtiment d'Adjala-Tosorontio (Ontario), anciennement du Comté de Dufferin.

- **Partie 3 : Discussion au sujet du document initial**

- Aperçu, discussion animée par Dan Sandink, Institut de prévention des sinistres catastrophiques.



Figure C.1 : Les membres du comité d'intervenants participent à une visite de la soufflerie à couche limite guidée par le professeur Gregory Kopp



Notes et décisions importantes prises durant l'atelier

Commentaires et décisions d'ordre général

Résilience : Le terme *résilience* est plus nuancé que ce qui est présenté ici; il importe donc de clarifier la portée du document. En pratique, et dans le contexte des récents programmes canadiens de prévention des risques de catastrophes naturelles, le terme est utilisé largement et de manière interchangeable pour désigner des mesures (sociales, physiques, etc.) liées à l'adaptation aux changements climatiques et à la réduction des risques de catastrophes naturelles. Le présent document vise à contribuer à la résilience en améliorant la résistance aux vents des bâtiments résidentiels non conçus par des ingénieurs en sol canadien. Cet objectif sera établi clairement dans le rapport

Représentation des propriétaires dans les futurs comités : Les propriétaires n'ont actuellement pas de représentation officielle dans le comité d'intervenants. Les intervenants étaient généralement d'avis qu'une telle représentation serait utile pour le type de comité en question, et qu'il faudrait en inclure une durant la phase d'élaboration de la norme (qui suivra le projet de document initial). Ils ont discuté de plusieurs stratégies, par exemple l'inclusion dans le comité d'élaboration de la norme d'un « représentant des consommateurs », de propriétaires (sans affiliation) bien informés sur la question, ou encore de propriétaires bien informés sur la question et dont la résidence a été endommagée par le vent.

Établissement de la portée et application : Les intervenants ont discuté de l'endroit où il faudrait appliquer les mesures présentées dans le rapport. Actuellement, le CNB classe peu de régions comme étant exposées à des vents violents. La carte de la version provisoire du rapport indique les endroits où ces mesures pourraient être appropriées.

Les intervenants ont également discuté d'une approche « échelonnée ». Les mesures de base (le renforcement des assemblages toit-mur et le maintien en place de la couverture), qui sont abordables et viennent éliminer un problème récurrent, pourraient être appliquées partout au pays, tandis que les mesures supplémentaires (contreventement et ancrage) viseraient les régions les plus exposées aux vents.

Le manque actuel de données fiables sur les vents violents est problématique. Le Conseil national de recherches du Canada tente de recueillir des données climatiques, sur lesquelles les données sur les tornades, les cellules de convection et les vents d'ouragan pourraient jouer. Ces données à jour auront une incidence sur l'application des mesures de résistance aux vents et les évaluations coûts-avantages.

Il convient de noter que les régions où la PHV dépassée une fois en 50 ans est de 1,20 kPa et plus sont hors de la portée du rapport, puisque le CNB exige que les bâtiments y soient conçus par un ingénieur.

Élaboration d'une norme volontaire : Il importe de préciser que le rapport est un document initial qui servira de fondement à l'élaboration d'une norme volontaire, en complément du CNB.

Coûts et avantages : Une évaluation initiale et générale des coûts et des avantages des différentes mesures convient au rapport (comme il a été indiqué dans la présentation). Il faut l'accompagner de références à des documents pertinents, d'exemples provenant d'autres régions et d'estimations des coûts tirées des ensembles de données disponibles et recommandés. L'évaluation des avantages sera qualitative à ce stade.

Commentaires et décisions détaillés ou d'ordre technique :

Étanchéisation du platelage de toit : Les intervenants s'entendent pour dire que le rapport devrait contenir d'autres solutions qu'une barrière contre la glace et l'eau et faire référence aux recommandations du programme Fortified de l'IBHS concernant l'étanchéisation du platelage. Il faut expliquer les possibles problèmes d'inspection (p. ex. programmes d'inspection, accès au platelage limitant l'inspection des dispositifs d'étanchéisation) et aborder les couvertures résistantes aux vents violents (p. ex. bardeaux).

Raccordement des étages : Il faut indiquer la possibilité d'utiliser des feuillards de métal pour le raccordement des étages.

Portes de garage :

- Les portes de garage devraient être une mesure de « second échelon » :
 - Les portes de garage ne sont pas considérées comme des éléments structuraux, ce qui pose des problèmes de logistique dans l'inspection des bâtiments.
 - Il serait difficile de réglementer le remplacement des portes de garage. Par exemple, il faudrait instaurer un permis, ce qui serait peu commode.
 - Pour que cette mesure soit efficace, les portes de garage doivent être fermées en cas de vents violents.
 - D'autres facteurs limiteraient le risque de défaillance du toit. Par exemple, les portes de garage résistantes aux vents violents ne seraient pas nécessaires pour les garages intégrés (soit ceux qui ont un espace habitable au-dessus). Pour les garages non intégrés, d'autres mesures telles que le renforcement des assemblages toit-mur réduiraient ce risque en cas de défaillance des portes
- Si les portes de garage sont présentées en tant que mesure optionnelle, il faudrait utiliser les valeurs de pression plutôt que la vitesse du vent pour les classer. Le rapport devrait comprendre une explication de cette approche et de la façon dont elle a été appliquée aux États-Unis pour la sélection des portes. Si l'on utilise les valeurs de pression, elles doivent être présentées en unités utilisées dans le CNB (PHV dépassée une fois en 50 ans, kPa) ou en unités comparables à celles-ci.

Contreventement, renforcement et raccordement des murs pignons :

- Dans le rapport, il faudrait expliquer les diagrammes des murs pignons (publiés dans les documents du CCB, le BCSI et les guides américains) :
 - Le raccordement au diaphragme du toit n'est pas illustré dans les diagrammes canadiens puisque l'on suppose que les toits comportent des fermes.
 - Il faut souligner dans le rapport que le contreventement et le raccordement des murs pignons diffèrent selon le type et la configuration des toits (ouverts, à ossature de bois, à lucarnes, etc.).
 - Il faut faire référence aux guides canadiens et américains existants.
- Les options de contreventement présentées dans le BCSI et abordées dans le rapport se sont avérées efficaces dans le Sud de l'Ontario : les défaillances étaient plus nombreuses dans les bâtiments agricoles sans ce type de contreventement.

Revêtement mural intermédiaire et supports de couverture :

- Des panneaux structuraux en bois d'une épaisseur nominale de 11,1 mm (7/16 po) devraient répondre aux objectifs de conception établis dans le rapport (tant pour le toit que pour les murs), mais il faut vérifier que c'est bien le cas (S. Stevenson de l'Université Western Ontario procède actuellement à la modélisation d'options de parement extérieur dans le cadre d'un projet visant une résidence partiellement construite).
- Il faut travailler avec les membres du comité pour veiller au respect de la terminologie de l'industrie.

Embases et chapiteaux de poteaux :

- Le comité a discuté des problèmes d'inspection que ces connecteurs pourraient poser (soit leur exclusion de la plupart des programmes d'inspection). Il faut souligner l'existence de certains produits qui peuvent faciliter l'inspection (p. ex. embases visibles qui s'installent après le coulage du béton).

Clous et dispositifs de fixation : Il faut mentionner l'importance de la longueur des clous, de la taille de leur tête et du diamètre de leur tige.

Résidences partiellement construites : Le rapport devrait traiter des résidences partiellement construites, ainsi que des résultats de S. Stevenson, s'ils sont prêts.

Revêtement mural intermédiaire en bois, isolation continue et efficacité thermique :

- Pour ce qui est de l'efficacité thermique et de la réduction des risques associés aux vents, il est généralement admis que l'utilisation d'un revêtement mural intermédiaire en bois n'empêche pas celle d'un isolant externe continu. Plusieurs options de contreventement contribueraient à la fois à la réduction des risques et à l'isolation continue. La version définitive du rapport traitera des travaux de S. Stevenson, par exemple de la modélisation de différentes options de revêtement.
- Les mesures d'efficacité thermique et de contreventement n'entrent pas en « conflit », et ce type de terminologie est à éviter dans le rapport.
- Surplombs et débords de toit : Durant l'atelier et dans la version préliminaire du rapport, il a été établi que les longs débords de toit offrent de nombreux avantages et n'augmentent pas les risques associés aux vents, à condition d'utiliser des assemblages toit-mur appropriés.

Inspections :

- Les intervenants s'entendaient généralement pour dire que les problèmes relatifs aux inspections devraient être abordés ou soulignés dans le rapport. Voici les points importants qui sont ressortis de la discussion :
 - Toutes les mesures présentées dans le rapport peuvent être intégrées à des plans approuvés par les municipalités, mais il est impossible d'effectuer une inspection dans tous les cas. Il est toujours difficile de procéder à une inspection, mais cette difficulté ne devrait pas empêcher la mise en application des mesures dont fait état le rapport.
 - Les mesures présentées dans le rapport causent des problèmes d'inspection parce qu'elles ne font pas toujours partie des programmes d'inspection ordinaires (p. ex. étanchéisation du platelage de toit et portes de garage).
 - L'un des moyens les plus efficaces pour surmonter les problèmes d'inspection consiste à donner une formation sur ces types de mesures aux personnes de métier tôt dans leur carrière (p. ex. en l'intégrant au programme des écoles de métiers).

Assemblages toit-mur :

- Il faut reformuler les mesures relatives aux assemblages toit-mur afin de permettre l'utilisation d'autres produits et méthodes qui fournissent la même résistance au soulèvement que les tirants pour ouragans (p. ex. les produits indiqués par B. Bunting, le raccordement du revêtement mural intermédiaire aux fermes à chevrons relevés).
- Fermes à chevrons relevés : Il faudrait augmenter ou encourager l'utilisation de fermes à chevrons relevés (pour l'isolation des combles), puisqu'elles offrent également une option supplémentaire d'assemblage toit-mur. En effet, il est alors possible de fixer le revêtement mural intermédiaire directement aux fermes. Cette mesure contribue donc à la fois à l'efficacité thermique et à la résistance aux vents.

Participants à la réunion :

Mike Giles, Canton d'Adjala-Tosorontio (Ontario)
Tony Muscedere, Municipalité de Leamington (Ontario)
Gregory Kopp, Université Western
Sarah Stevenson, Université Western
Brad Baumgarten, Comté de Red Deer (Alberta)
Natalie Dale, Université de Toronto/IPSC
Dave Dean, Ville de Windsor (Ontario)
Dave Hiscock, Ville de Bonavista (Terre-Neuve-et-Labrador)
Kevin Law, TD Assurance
Harshan Radhakrishnan, Engineers and Geoscientists BC
Kevin Rocchi, Conseil canadien du bois
Brent Bunting, Simpson Strong-Tie
Robert Jonkman, Conseil canadien du bois
Kala Pendakur, Conseil canadien des normes
John van de Lindt, Université d'État du Colorado (par webinaire et téléphone)
David Potter, Ville de Newmarket (Ontario)
Dan Sandink, IPSC

Absents (qui ont tous fourni des commentaires par écrit) :

David O. Prevatt, Université de Floride
Chris Rol, Bureau d'assurance du Canada
David Foster, Association canadienne des constructeurs d'habitations
Paul Holmes, Ville de Red Deer (Alberta)
Randy Van Straaten, RDH Building Science Laboratories

Annexe D : Références à la partie 9 du CNB 2015 liées aux mesures présentées à l'annexe A

Référence du CNB liée à la mesure A.1.2.

CNB – Tableau 9.23.3.4.

- Chevron, ferme ou solive de toit à la sablière – clouage en biais
 - Longueur minimale des clous, en mm : 82.
 - Quantité minimale des clous : 3.
 - Voir la note 1, qui fait référence au paragraphe 9.23.3.4. 3).

CNB – 9.23.3.4. 3) : Si la pression horaire du vent dépassée une fois en 50 ans est égale ou supérieure à 0,8 kPa, les chevrons, solives ou fermes de toit doivent être fixés à l'ossature du mur au moyen de connecteurs qui résisteront à une charge de soulèvement pondérée de 3 kN.

CNB – 9.23.3.4. 4) : Les bandes en acier galvanisé sont jugées être conformes au paragraphe 3), à condition :

- a) d'avoir au moins 50 mm de largeur;
- b) d'avoir au moins 0,91 mm d'épaisseur; et
- c) d'être clouées à chaque extrémité avec au moins quatre clous de 63 mm.

Référence du CNB liée à la mesure A.1.3.

Dispositions du CNB liées aux dispositifs de fixation, à leur longueur et à leur espacement :

Article 9.23.3.5. du CNB sur les dispositifs de fixation des supports de revêtement de sol, des revêtements muraux intermédiaires et des supports de couverture. Résumé des dispositions pertinentes pour le présent document :

CNB – 9.23.3.5. 1) : Sous réserve des paragraphes 2) à 4), les supports de revêtement de sol, les revêtements muraux intermédiaires et les supports de couverture doivent être fixés conformément au tableau 9.23.3.5. A (lorsque la PHV dépassée une fois en 50 ans est $< 0,80$ kPa).

Résumé de la disposition : Pour un contreplaqué ou [...] un panneau de copeaux orientés (OSB) de plus de 10 mm et d'au plus 20 mm d'épaisseur, la longueur minimale des clous annelés est de 45 mm et l'espacement entre axes maximal d'un dispositif de fixation à l'autre est de 150 mm le long des rives et de 300 mm le long des appuis intermédiaires.

CNB – 9.23.3.5. 2) : Les **supports de couverture** et les revêtements muraux intermédiaires des *panneaux muraux contreventés exigés* doivent être fixés conformément au tableau 9.23.3.5. B (lorsque la PHV dépassée une fois en 50 ans est $\geq 0,80$ kPa et $< 1,20$ kPa).

Résumé de la disposition : Pour un contreplaqué ou [...] un panneau de copeaux orientés (OSB) d'au plus 20 mm d'épaisseur¹, la longueur minimale des clous annelés est de 63 mm et l'espacement entre axes maximal d'un dispositif de fixation à l'autre est de 150 mm le long des rives et de 300 mm le long des appuis intermédiaires.

Supports de couverture : Lorsque la PHV est $\geq 0,80$ kPa et $< 1,20$ kPa, l'espacement entre axes est de 50 mm à moins de 1 m des bords du toit.

CNB – 9.23.3.5. 3) : Les **supports de couverture** et les revêtements muraux intermédiaires des *panneaux muraux contreventés exigés* doivent être fixés conformément au tableau 9.23.3.5. C :

a) lorsque la PHV dépassée une fois en 50 ans est $\geq 0,80$ kPa et $< 1,20$ kPa, et que la réponse spectrale de l'accélération, $S_a(0,2)$, est d'au plus 1,80; ou b) lorsque la réponse spectrale de l'accélération aux séismes, $S_a(0,2)$, est $> 0,90$ et $\leq 1,80$).

Résumé de la disposition : Pour un contreplaqué ou [...] un panneau de copeaux orientés (OSB) d'au plus 20 mm d'épaisseur, la longueur minimale des clous annelés est de 63 mm et l'espacement entre axes maximal d'un dispositif de fixation à l'autre est de 75 mm le long des rives et de 300 mm le long des appuis intermédiaires.

Supports de couverture : Lorsque la PHV est $\geq 0,80$ kPa et $< 1,20$ kPa, l'espacement entre axes est de 50 mm à moins de 1 m des bords du toit.

CNB – 9.23.3.5. 4) : Les revêtements muraux intermédiaires et les supports de couverture doivent être fixés conformément à la partie 4 : a) si la pression horaire du vent dépassée une fois en 50 ans est égale ou supérieure à 1,20 kPa [...].

N.B. : Les clous ordinaires et torsadés sont permis dans toutes les dispositions susmentionnées de l'article 9.23.3.5. Un espacement entre axes de 150 mm pour les dispositifs de fixation des appuis intermédiaires dépasse les exigences dudit article.

Section du CNB 2015 portant sur l'épaisseur des supports de couverture

CNB – 9.23.16.7. Épaisseur ou cote

- 1) L'épaisseur ou la cote du support de couverture d'une toiture-terrasse accessible doit être conforme aux valeurs du tableau 9.23.15.5. A ou du tableau 9.23.15.5. B relatives aux supports de revêtement de sol.
- 2) L'épaisseur ou la cote du support de couverture d'une toiture inaccessible doit être conforme aux valeurs du tableau 9.23.16.7. A ou du tableau 9.23.16.7. B.
- 3) Il est permis d'utiliser un panneau de fibres imprégné ou enduit d'asphalte d'au moins 11,1 mm d'épaisseur conforme à la norme CAN/ULC-S706.1, « Panneaux isolants en fibre de bois pour bâtiments », comme support de couverture s'il repose sur des appuis dont l'espacement entre axes est d'au plus 400 mm et si la couverture consiste en :
 - a. une feuille continue d'acier galvanisé d'au moins 0,33 mm d'épaisseur; ou
 - b. une feuille continue d'aluminium d'au moins 0,61 mm d'épaisseur.
- 4) Le support de couverture décrit au paragraphe 3) doit s'appuyer aux rives sur des cales ou un élément d'ossature.

Tableau 9.23.16.7.-A. : Épaisseur des supports de couverture*Faisant partie intégrante du paragraphe 9.23.16.7. 2)*

Espacement max. des appuis, en mm	Épaisseur minimale, en mm				Bois de construction
	Contreplaqué et panneaux de copeaux orientés O-2		Panneaux de copeaux orientés O-1 et panneaux de copeaux R-1		
	Rives appuyées	Rives non appuyées	Rives appuyées	Rives non appuyées	
300	7,5	7,5	9,5	9,5	17,0
400	7,5	9,5	9,5	11,1	17,0
600	9,5	12,5	11,1	12,7	19,0

Tableau 9.23.16.7.-B. : Cote des supports de couverture selon la norme CSA O325.0*Faisant partie intégrante du paragraphe 9.23.16.7. 2)*

Espacement max. des appuis, en mm	Marque des panneaux	
	Rives appuyées	Rives non appuyées
400	2R16	1R16
500	2R20	1R20
600	2R24	1R24

Référence du CNB liée à la mesure A.1.4.*CNB 2015 – 9.26.6. Couche de pose pour bardeaux²⁰¹***CNB – 9.26.6.1. Matériaux**

- 1) Sous réserve du paragraphe 2), si les bardeaux bitumés sont posés sur une couche de pose, cette dernière doit consister en :
 - a) un papier de revêtement bitumé d'au moins 0,195 kg/m²; ou
 - b) un feutre bitumé n° 15 perforé ou non.
- 2) La couche de pose utilisée en dessous de bardeaux en bois doit être perméable à la vapeur.

CNB – 9.26.6.2. Mise en œuvre

- 1) La couche de pose utilisée sous des bardeaux doit être mise en œuvre parallèlement au débord de toit avec un recouvrement au droit des joints d'au moins 50 mm.
- 2) La rive supérieure de chaque bande mentionnée au paragraphe 1) doit être fixée avec suffisamment de clous à couverture pour être maintenue en place jusqu'à l'application des bardeaux.
- 3) La couche de pose mentionnée au paragraphe 1) doit recouvrir la protection du débord de toit d'au moins 100 mm (voir l'article 9.26.10.2. dans le cas d'une couche de pose sous des bardeaux de fente).

CNB – 9.26.10.2 :

CNB – 9.26.10. Bardeaux de fente en cèdre

CNB – 9.26.10.2. Couche de pose

- 1) S'il n'y a pas de revêtement de protection du débord de toit, il faut prévoir une couche de pose conforme aux exigences de l'article 9.26.6.1. relatives aux bardeaux de sciage et constituée d'une bande d'au moins 900 mm de largeur le long de la rive du toit.
- 2) Un matériau en bande similaire à celui qui est décrit au paragraphe 1) mesurant au moins 450 mm de largeur doit être intercalé entre chaque rang de bardeaux de fente et la rive inférieure doit se trouver au-dessus du bord inférieur des bardeaux à une distance égale au double du pareau.
- 3) Les bandes intercalaires mentionnées au paragraphe 2) doivent se chevaucher d'au moins 150 mm au faite et aux arêtes de façon à empêcher l'eau d'atteindre le support de couverture.

Référence du CNB liée à la mesure A.2.

CNB – 9.23.17. Revêtement mural intermédiaire

CNB – 9.23.17.1. Revêtement intermédiaire exigé

- 1) Il faut prévoir un revêtement mural intermédiaire pour un mur extérieur ou un pignon si le revêtement extérieur doit être fixé entre les supports ou appliqué sur une surface continue.

Dispositions du CNB liées aux dispositifs de fixation, à leur longueur et à leur espacement :

Article 9.23.3.5. du CNB sur les dispositifs de fixation des supports de revêtement de sol, des revêtements muraux intermédiaires et des supports de couverture. Résumé des dispositions pertinentes pour le présent document :

CNB – 9.23.3.5. 1) : Sous réserve des paragraphes 2) à 4), les supports de revêtement de sol, les revêtements muraux intermédiaires et les supports de couverture doivent être fixés conformément au tableau 9.23.3.5. A (lorsque la PHV dépassée une fois en 50 ans est < 0,80 kPa).

Résumé de la disposition : Pour un contreplaqué ou [...] un panneau de copeaux orientés (OSB) de plus de 10 mm et d'au plus 20 mm d'épaisseur, la longueur minimale des clous annelés est de 45 mm et l'espacement entre axes maximal d'un dispositif de fixation à l'autre est de 150 mm le long des rives et de 300 mm le long des appuis intermédiaires.

CNB – 9.23.3.5. 2) : Les supports de couverture et les revêtements muraux intermédiaires des *panneaux muraux contreventés exigés* doivent être fixés conformément au tableau 9.23.3.5. B (lorsque la PHV dépassée une fois en 50 ans est $\geq 0,80$ kPa et < 1,20 kPa).

Résumé de la disposition : Pour un contreplaqué ou [...] un panneau de copeaux orientés (OSB) d'au plus 20 mm d'épaisseur¹, la longueur minimale des clous annelés est de 63 mm et l'espacement entre axes maximal d'un dispositif de fixation à l'autre est de 150 mm le long des rives et de 300 mm le long des appuis intermédiaires.

CNB – 9.23.3.5. 3) : Les supports de couverture et les revêtements muraux intermédiaires des *panneaux muraux contreventés exigés* doivent être fixés conformément au tableau 9.23.3.5.-C :
a) lorsque la PHV dépassée une fois en 50 ans est $\geq 0,80$ kPa et $< 1,20$ kPa, et que la réponse spectrale de l'accélération, $S_a(0,2)$, est d'au plus 1,80; ou b) lorsque la réponse spectrale de l'accélération aux séismes, $S_a(0,2)$, est $> 0,90$ et $\leq 1,80$.

Résumé de la disposition : Pour un contreplaqué ou [...] un panneau de copeaux orientés (OSB) d'au plus 20 mm d'épaisseur, la longueur minimale des clous annelés est de 63 mm et l'espacement entre axes maximal d'un dispositif de fixation à l'autre est de 75 mm le long des rives et de 300 mm le long des appuis intermédiaires.

CNB – 9.23.3.5. 4) : Les revêtements muraux intermédiaires et les supports de couverture doivent être fixés conformément à la partie 4 : a) si la pression horaire du vent dépassée une fois en 50 ans est égale ou supérieure à 1,20 kPa [...].

Dispositions du CNB liées à l'espacement des poteaux :

CNB – 9.23.10. Poteaux d'ossature des murs

CNB – 9.23.10.1 Dimensions et espacements des poteaux (résumé des dispositions du tableau) :

- Pour un mur extérieur supportant un toit plus comble avec ou sans espace de rangement plus 1 étage, l'espacement maximal est de 400 mm (16 po) pour les poteaux de 38 × 89 mm (des 2 × 4 po) et de 600 mm (24 po) pour des poteaux de 38 × 140 mm (des 2 × 6 po).
- Pour un mur extérieur supportant un toit plus comble avec ou sans espace de rangement plus 2 étages, l'espacement maximal est de 300 mm (12 po) pour les poteaux de 38 × 89 mm (des 2 × 4 po) et de 400 mm (16 po) pour des poteaux de 64 × 89 mm ou de 38 × 140 mm (des 2 × 6 po).
- Pour un mur extérieur supportant un toit plus comble avec ou sans espace de rangement plus 3 étages, l'espacement maximal est de 300 mm (12 po) pour des poteaux de 38 × 140 mm (des 2 × 6 po).

Dispositions du CNB liées aux écharpes et à l'appui latéral

CNB – 9.23.10.2. Écharpes et appui latéral

1) Si les murs *porteurs* intérieurs ne sont pas recouverts d'un revêtement intérieur conforme à la section 9.29., des cales ou des lattes continues doivent être assujetties à mi-hauteur des poteaux afin de prévenir le flambage.

CNB – 9.23.13. Écharpes servant à résister aux charges latérales dues au vent et aux séismes

Voir la note A-9.23.13. (A-9.23.13. Contreventement assurant la résistance aux charges latérales. La sous-section 9.23.14, de même que les articles 9.23.3.4., 9.23.3.5., 9.23.6.1., 9.23.9.8., 9.23.15.5., 9.29.5.8., 9.29.5.9., 9.29.6.3. et 9.29.9.3.,²⁰² contiennent des exigences explicites relatives à la prise en compte de la résistance aux charges dues au vent et aux séismes dans les régions du pays où les vents sont forts et les séismes, fréquents.)

CNB – 9.23.13.1. Exigences applicables en cas de forces dues au vent et aux séismes faibles à modérées

Voir la note A-9.23.13.1²⁰³

- 1) Le présent article s'applique aux localités où [...] la pression horaire du vent (PHV) dépassée une fois en 50 ans est inférieure à 0,80 kPa.
- 2) Les écharpes servant à résister aux charges latérales doivent être conçues et construites comme suit :
 - a) les murs extérieurs doivent :
 - i) être recouverts d'un revêtement extérieur en panneaux conformément à la section 9.27.;
 - ii) comporter un revêtement intermédiaire en contreplaqué, en OSB, [...] en panneaux de fibres, en plaques de plâtre ou en bois de construction posé en diagonale conformément à la sous-section 9.23.16. [sic] et fixés conformément au tableau 9.23.3.5.-A; ou
 - iii) comporter un revêtement intérieur de finition fait d'un matériau en panneaux conformément à la section 9.29.; ou
 - b) conformément :
 - i) aux articles 9.23.13.4. à 9.23.13.7.;²⁰⁴
 - ii) à la partie 4; ou
 - iii) aux règles de l'art de l'ingénierie, telles que celles décrites dans le document CCB 2014, « Engineering Guide for Wood Frame Construction ».

CNB – 9.23.13.2. Exigences applicables en cas de forces dues au vent et aux séismes élevées

- 1) Sous réserve de l'article 9.23.13.1., le présent article s'applique dans les localités où [...]
 - b) la pression horaire du vent dépassée une fois en 50 ans est inférieure à 1,20 kPa.
- 2) Les écharpes servant à résister aux charges latérales doivent être conçues et construites conformément :
 - a) aux articles 9.23.13.4. à 9.23.13.7.;
 - b) à la partie 4; ou
 - c) aux règles de l'art de l'ingénierie, telles que celles décrites dans le document CCB 2014, « Engineering Guide for Wood Frame Construction ».

CNB – 9.23.13.3. Exigences applicables en cas de forces dues au vent et aux séismes extrêmes

- 1) Sous réserve des articles 9.23.13.1. et 9.23.13.2., le présent article s'applique aux localités où [...]
 - b) la pression horaire du vent dépassée une fois en 50 ans est égale ou supérieure à 1,20 kPa.
- 2) Les écharpes servant à résister aux charges latérales doivent être conçues et construites conformément :
 - a) à la partie 4; ou
 - b) aux règles de l'art de l'ingénierie, telles que celles décrites dans le document CCB 2014, « Engineering Guide for Wood Frame Construction ».

CNB – Annexe A, article A-9.23.13.1. :

Contreventement assurant la résistance aux charges latérales dans les localités où les charges sont faibles

Des 679 endroits mentionnés dans l'annexe C, 614 sont des localités où la réponse spectrale de l'accélération aux séismes, $S_a(0,2)$, est égale ou inférieure à 0,70 et la pression horaire du vent dépassée une fois en 50 ans, **inférieure à 0,80 kPa. Dans le cas des bâtiments qui se trouvent dans ces localités, le paragraphe 9.23.13.1. 2) exige uniquement que les murs extérieurs soient contreventés au moyen des matériaux et des dispositifs de fixation acceptables qui sont prescrits.** Les panneaux muraux contreventés de ces bâtiments ne sont visés par aucune exigence relative à l'espacement ou aux dimensions. [Gras et italique ajouté.]

Calcul des structures en fonction des charges latérales dues au vent et aux séismes

Dans les cas où il faut calculer les charges latérales, le document CCB 2014, « Engineering Guide for Wood Frame Construction » (Guide du CCB), propose des solutions acceptables en remplacement des exigences de la partie 4. Le Guide du CCB présente également des solutions de rechange et des renseignements sur l'applicabilité des exigences prescriptives de résistance structurale de la partie 9 afin d'aider les concepteurs et les agents du bâtiment à choisir la méthode conceptuelle appropriée.

Dispositions du CNB liées aux dispositifs de fixation, à leur longueur et à leur espacement :

Article 9.23.3.5. du CNB sur les dispositifs de fixation des supports de revêtement de sol, des revêtements muraux intermédiaires et des supports de couverture. Résumé des dispositions pertinentes pour le présent document :

CNB – 9.23.3.5. 1) : Sous réserve des paragraphes 2) à 4), les supports de revêtement de sol, les revêtements muraux intermédiaires et les supports de couverture doivent être fixés conformément au tableau 9.23.3.5. A (lorsque la PHV dépassée une fois en 50 ans est $< 0,80$ kPa).

Résumé de la disposition : Pour un contreplaqué ou [...] un panneau de copeaux orientés (OSB) de plus de 10 mm et d'au plus 20 mm d'épaisseur, la longueur minimale des clous annelés est de 45 mm et l'espacement entre axes maximal d'un dispositif de fixation à l'autre est de 150 mm le long des rives et de 300 mm le long des appuis intermédiaires.

CNB – 9.23.3.5. 2) : Les supports de couverture et les revêtements muraux intermédiaires des panneaux muraux contreventés exigés doivent être fixés conformément au tableau 9.23.3.5. B (lorsque la PHV dépassée une fois en 50 ans est $\geq 0,80$ kPa et $< 1,20$ kPa).

Résumé de la disposition : Pour un contreplaqué ou [...] un panneau de copeaux orientés (OSB) d'au plus 20 mm d'épaisseur¹, la longueur minimale des clous annelés est de 63 mm et l'espacement entre axes maximal d'un dispositif de fixation à l'autre est de 150 mm le long des rives et de 300 mm le long des appuis intermédiaires.

CNB – 9.23.3.5. 3) : Les supports de couverture et les revêtements muraux intermédiaires des *panneaux muraux contreventés exigés* doivent être fixés conformément au tableau 9.23.3.5.-C :

a) lorsque la PHV dépassée une fois en 50 ans est $\geq 0,80$ kPa et $< 1,20$ kPa, et que la réponse spectrale de l'accélération, $S_a(0,2)$, est d'au plus 1,80; ou b) lorsque la réponse spectrale de l'accélération aux séismes, $S_a(0,2)$, est $> 0,90$ et $\leq 1,80$).

Résumé de la disposition : Pour un contreplaqué ou [...] un panneau de copeaux orientés (OSB) d'au plus 20 mm d'épaisseur, la longueur minimale des clous annelés est de 63 mm et l'espacement entre axes maximal d'un dispositif de fixation à l'autre est de 75 mm le long des rives et de 300 mm le long des appuis intermédiaires.

CNB – 9.23.3.5. 4) : Les revêtements muraux intermédiaires et les supports de couverture doivent être fixés conformément à la partie 4 : a) si la pression horaire du vent dépassée une fois en 50 ans est égale ou supérieure à 1,20 kPa [...].

Dispositions du CNB liées au chevauchement des solives de bordure :

CNB – 9.23.3.4. Clouage des éléments d'ossature

2) Si la lisse basse ou la lisse d'assise d'un mur extérieur n'est pas clouée à une solive de plancher, à une solive de bordure ou à un calage conformément au tableau 9.23.3.4., il est permis de fixer le mur extérieur à l'ossature du plancher :

- a) en prolongeant le revêtement intermédiaire en contreplaqué ou en panneaux de copeaux ou de copeaux orientés (OSB) jusqu'à cette ossature et en le fixant à cette dernière au moyen de clous ou d'agrafes conformément à l'article 9.23.3.5.; ou
- b) en reliant l'ossature du mur à celle du plancher au moyen de bandes en métal galvanisé :
 - i) de 50 mm de largeur;
 - ii) d'au moins 0,41 mm d'épaisseur;
 - iii) espacées d'au plus 1,2 m; et
 - iv) clouées à chaque extrémité avec au moins 2 clous de 63 mm.

Dispositions du CNB liées aux dispositifs de fixation, à leur longueur et à leur espacement :

Article 9.23.3.5. du CNB sur les dispositifs de fixation des supports de revêtement de sol, des revêtements muraux intermédiaires et des supports de couverture. Résumé des dispositions pertinentes pour le présent document :

CNB – 9.23.3.5. 1) : Sous réserve des paragraphes 2) à 4), les supports de revêtement de sol, les revêtements muraux intermédiaires et les supports de couverture doivent être fixés conformément au tableau 9.23.3.5. A (lorsque la PHV dépassée une fois en 50 ans est $< 0,80$ kPa).

Résumé de la disposition : Pour un contreplaqué ou [...] un panneau de copeaux orientés (OSB) de plus de 10 mm et d'au plus 20 mm d'épaisseur, la longueur minimale des clous annelés est de 45 mm et l'espacement entre axes maximal d'un dispositif de fixation à l'autre est de 150 mm le long des rives et de 300 mm le long des appuis intermédiaires.

CNB – 9.23.3.5. 2) : Les supports de couverture et les revêtements muraux intermédiaires des *panneaux muraux contreventés exigés* doivent être fixés conformément au tableau 9.23.3.5. B (lorsque la PHV dépassée une fois en 50 ans est $\geq 0,80$ kPa et $< 1,20$ kPa).

Résumé de la disposition : Pour un contreplaqué ou [...] un panneau de copeaux orientés (OSB) d'au plus 20 mm d'épaisseur¹, la longueur minimale des clous annelés est de 63 mm et l'espacement entre axes maximal d'un dispositif de fixation à l'autre est de 150 mm le long des rives et de 300 mm le long des appuis intermédiaires.

CNB – 9.23.3.5. 3) : Les supports de couverture et les revêtements muraux intermédiaires des *panneaux muraux contreventés exigés* doivent être fixés conformément au tableau 9.23.3.5.-C :

a) lorsque la PHV dépassée une fois en 50 ans est $\geq 0,80$ kPa et $< 1,20$ kPa, et que la réponse spectrale de l'accélération, $S_a(0,2)$, est d'au plus 1,80; ou b) lorsque la réponse spectrale de l'accélération aux séismes, $S_a(0,2)$, est $> 0,90$ et $\leq 1,80$.

Résumé de la disposition : Pour un contreplaqué ou [...] un panneau de copeaux orientés (OSB) d'au plus 20 mm d'épaisseur, la longueur minimale des clous annelés est de 63 mm et l'espacement entre axes maximal d'un dispositif de fixation à l'autre est de 75 mm le long des rives et de 300 mm le long des appuis intermédiaires.

CNB – 9.23.3.5. 4) : Les revêtements muraux intermédiaires et les supports de couverture doivent être fixés conformément à la partie 4 : a) si la pression horaire du vent dépassée une fois en 50 ans est égale ou supérieure à 1,20 kPa [...].

Dispositions du CNB liées au chevauchement des solives de bordure :

CNB – 9.23.3.4. Clouage des éléments d'ossature

- 2) Si la lisse basse ou la lisse d'assise d'un mur extérieur n'est pas clouée à une solive de plancher, à une *solive de bordure* ou à un calage conformément au tableau 9.23.3.4., il est permis de fixer le mur extérieur à l'ossature du plancher :
 - a) en prolongeant le revêtement intermédiaire en contreplaqué ou en panneaux de copeaux ou de copeaux orientés (OSB) jusqu'à cette ossature et en le fixant à cette dernière au moyen de clous ou d'agrafes conformément à l'article 9.23.3.5.; ou
 - b) en reliant l'ossature du mur à celle du plancher au moyen de bandes en métal galvanisé :
 - i) de 50 mm de largeur;
 - ii) d'au moins 0,41 mm d'épaisseur;
 - iii) espacées d'au plus 1,2 m; et
 - iv) clouées à chaque extrémité avec au moins 2 clous de 63 mm.

Référence du CNB liée à la mesure A.3.

CNB – 9.23.6.1. Ancrage de l'ossature d'un bâtiment

- 1) Sous réserve du paragraphe 9.23.6.3. 1), l'ossature d'un *bâtiment* doit être ancrée aux fondations, sauf si une analyse de la pression du vent et de la poussée des terres démontre que l'ancrage n'est pas nécessaire.

- 2) Sous réserve des paragraphes 3) à 6), l'ancrage doit se faire par :
 - a) aencastrement de l'extrémité des solives de plancher du premier niveau dans le béton; ou
 - b) fixation de la lisse d'assise aux fondations au moyen de boulons d'ancrage d'au moins 12,7 mm de diamètre dont l'espacement entre axes est d'au plus 2,4 m.
- 3) Dans le cas d'un *bâtiment* de 2 étages ou plus supportés par des murs à ossature qui se trouve dans une zone où la réponse spectrale de l'accélération aux séismes, $S_a(0,2)$, est d'au plus 0,70 ou que la pression horaire du vent (PHV) dépassée une fois en 50 ans est égale ou supérieure à 0,80 kPa, mais sans dépasser 1,20 kPa, l'ancrage doit se faire par fixation de la lisse d'assise aux fondations au moyen d'au moins 2 boulons d'ancrage par panneau mural contreventé, les boulons d'ancrage devant :
 - a) avoir au moins 15,9 mm de diamètre, être situés à moins de 0,5 m de l'extrémité des *fondations* et présenter un espacement entre axes d'au plus 2,4 m; ou
 - b) avoir au moins 12,7 mm de diamètre, être situés à moins de 0,5 m de l'extrémité des *fondations* et présenter un espacement entre axes d'au plus 1,7 m.
- 4) Dans le cas d'un *bâtiment* supporté par des murs à ossature qui se trouve dans une zone où la réponse spectrale de l'accélération aux séismes, $S_a(0,2)$, est supérieure à 0,70, mais d'au plus 1,80 et que la pression horaire du vent (PHV) dépassée une fois en 50 ans est d'au plus 1,20 kPa, l'ancrage doit se faire par fixation de la lisse d'assise à la *fondation* au moyen d'au moins 2 boulons d'ancrage par *panneau mural contreventé* situés à moins de 0,5 m de l'extrémité de la *fondation* et dont l'espacement est conforme au tableau 9.23.6.1.
- 5) Les boulons d'ancrage mentionnés aux paragraphes 2) à 4) doivent :
 - a) être fixés à la lisse d'assise avec des écrous et des rondelles;
 - b) pénétrer d'au moins 100 mm dans les *fondations*; et
 - c) être conçus de façon à pouvoir être serrés tout en restant dans les *fondations*.
- 6) Si la réponse spectrale de l'accélération aux séismes, $S_a(0,2)$, est supérieure à 1,80 ou que la pression horaire du vent dépassée une fois en 50 ans est égale ou supérieure à 1,20 kPa, l'ancrage doit être conçu conformément à la partie 4.

Tableau 9.23.6.1. : Espacement des boulons d’ancrage lorsque la PHV dépassée une fois en 50 ans $\leq 1,20$ kPa et que $0,70 < S_a(0,2) \leq 1,80$

Faisant partie intégrante du paragraphe 9.23.6.1. 4)

Diamètre du boulon d’ancrage, en mm	$S_a(0,2)$	Espacement maximal des boulons d’ancrage le long des bandes murales contreventées, en m				
		Construction légère			Construction lourde ⁽¹⁾	
		Nombre de planchers supportés ⁽²⁾				
		1	2	3	1	2
12,7	$0,70 < S_a(0,2) \leq 0,80$	2,4	2,3	1,8	2,4	2,0
	$0,80 < S_a(0,2) \leq 0,90$	2,4	2,3	1,8	2,4	2,0
	$0,90 < S_a(0,2) \leq 1,0$	2,4	2,2	1,5	2,4	1,8
	$1,0 < S_a(0,2) \leq 1,1$	2,4	2,1	1,4	2,4	1,6
	$1,1 < S_a(0,2) \leq 1,2$	2,4	2,0	1,3	2,4	1,5
	$1,2 < S_a(0,2) \leq 1,3$	2,4	1,9	1,3	2,4	1,5
	$1,3 < S_a(0,2) \leq 1,35$	2,4	1,8	1,2	2,3	1,4
	$1,35 < S_a(0,2) \leq 1,8$	2,4	1,8	1,1	2,3	1,4
15,9	$0,70 < S_a(0,2) \leq 0,80$	2,4	2,4	2,2	2,4	2,4
	$0,80 < S_a(0,2) \leq 0,90$	2,4	2,4	2,2	2,4	2,4
	$0,90 < S_a(0,2) \leq 1,0$	2,4	2,4	2,1	2,4	2,3
	$1,0 < S_a(0,2) \leq 1,1$	2,4	2,4	1,9	2,4	2,3
	$1,1 < S_a(0,2) \leq 1,2$	2,4	2,4	1,9	2,4	2,2
	$1,2 < S_a(0,2) \leq 1,3$	2,4	2,4	1,8	2,4	2,1
	$1,3 < S_a(0,2) \leq 1,35$	2,4	2,3	1,7	2,4	2,0
	$1,35 < S_a(0,2) \leq 1,8$	2,4	2,2	1,6	2,4	1,9

Notes du tableau 9.23.6.1. :

(1) Voir la note A-9.23.13.2. 1)a)i).

(2) Les charges supportées comprennent celles du toit et du nombre de planchers précisé pour toutes les constructions.

Référence du CNB liée à la mesure A.4.

CNB – 9.23.6. Ancrage

CNB – 9.23.6.2. Poteaux extérieurs

- 1) Sous réserve des paragraphes 2) et 3), les poteaux extérieurs doivent être ancrés afin de résister aux efforts de soulèvement et aux déplacements latéraux.

- 2) Sous réserve du paragraphe 3), si des poteaux supportent des balcons, des terrasses, des vérandas ou d'autres plates-formes extérieures et que la distance entre le sol fini et le dessous des solives de plancher ne dépasse pas 600 mm :
 - a) les poteaux doivent être ancrés à la fondation afin de résister aux efforts de soulèvement et aux déplacements latéraux; ou
 - b) les solives ou les poutres supportées doivent être directement ancrées au sol afin de résister aux efforts de soulèvement.
- 3) Il n'est pas nécessaire d'ancrer les plates-formes décrites au paragraphe 2) si celles-ci :
 - a) ne dépassent pas une hauteur de 1 étage;
 - b) n'ont pas une aire supérieure à 55 m²;
 - c) ne supportent pas un toit; et
 - d) ne sont pas fixées à une autre structure, à moins qu'il soit possible de démontrer que le mouvement différentiel de la plate-forme ne nuira pas à la performance de la structure en question.

CNB – 9.35. Garages et abris d'automobile

CNB – 9.35.4. Murs et poteaux

CNB – 9.35.4.3. Ancrage

- 1) Les murs ou poteaux des garages ou des abris d'automobile doivent être ancrés aux *fondations* conformément la sous-section 9.23.6. pour résister aux forces de soulèvement du vent; toutefois, si un garage repose directement sur le sol, il doit y être ancré pour résister aux forces de soulèvement du vent.

Référence du CNB liée à la mesure A.5.

La section 9.35. du CNB, Garages et abris d'automobile, ne comporte pas de disposition traitant spécifiquement de la résistance au vent des portes de garage.

CNB – 9.35. Garages et abris d'automobile

CNB – 9.35.1.2. Construction

- 1) Sous réserve de la présente section, la construction des garages ou abris d'automobile doit être conforme aux exigences applicables aux autres bâtiments visés par la présente partie.

CNB – 9.7.3. Performance des fenêtres, des portes et des lanterneaux

CNB – 9.7.3.1. Performance générale

- 1) Sous réserve des paragraphes 2) à 4), les fenêtres, les portes, les lanterneaux et leurs composants séparant un espace climatisé d'un espace non climatisé ou de l'extérieur doivent être conçus, construits et installés de manière à, en position fermée :
 - a) empêcher l'infiltration de précipitations dans l'espace intérieur (voir la note A-9.7.4.2. 1));
 - b) résister aux charges dues au vent;
 - c) limiter les fuites d'air;
 - d) faire obstacle à l'infiltration d'insectes et de vermine;
 - e) résister à l'intrusion, s'il y a lieu; et
 - f) être simples d'utilisation lorsqu'ils ne sont pas destinés à être fixes.

Annexe E : Demande de modification pour le Code du bâtiment de l'Ontario 2010 – Espacement des dispositifs de fixation des supports de couverture

Source : Direction du bâtiment et de l'aménagement du ministère des Affaires municipales et du Logement (septembre 2010), Imprimeur de la Reine pour l'Ontario, Toronto (Ontario).

Code du bâtiment de l'Ontario

Ontario seulement		MODIFICATION PROPOSÉE AU CODE DU BÂTIMENT 2006	
N° de la modification	B-09-23-06	Renvoi au code	Div. B/ 9.23.3.5.(5) nouveau
Description de la modification proposée	Réduction de l'espacement maximal entre les dispositifs de fixation des supports de couverture le long des appuis intermédiaires, de 300 à 150 mm.		

Dispositions du Code du bâtiment 2006 :

9.23.3.5. Fixation des revêtements

- (1) Les supports de revêtement de sol, les revêtements muraux intermédiaires et les supports de couverture doivent être fixés conformément au tableau 9.23.3.5.
- (2) Les agrafes doivent avoir un diamètre d'au moins 1,6 mm (1/16 po) et une couronne d'au moins 9,5 mm (3/8 po) parallèle à l'ossature.
- (3) Les clous pour toitures servant à fixer les revêtements intermédiaires en panneaux de fibres ou les plaques de plâtre doivent avoir un diamètre de tige d'au moins 3,2 mm (1/8 po) et un diamètre de tête d'au moins 11,1 mm (7/16 po).
- (4) Les vis à parquet doivent avoir un diamètre d'au moins 3,2 mm (1/8 po).

Tableau 9.23.3.5. : Dispositifs de fixation des supports de revêtement de sol, des revêtements muraux intermédiaires et des supports de couverture

Faisant partie intégrante du paragraphe 9.23.3.5. 1)

Matériau de revêtement	Longueur minimale des dispositifs, en mm (po)				Quantité min. ou espacement max. des dispositifs de fixation
	Clous ordinaires ou torsadés	Clous annelés ou vis	Clous pour toitures	Agrafes	
Planche d'une largeur d'au plus 184 mm (7¼ po)	51 (2)	45 (1¾)	s/o	51 (2)	2 par appui
Planche d'une largeur de plus de 184 mm (7¼ po)	51 (2)	45 (1¾)	s/o	51 (2)	3 par appui
Panneaux de fibre d'au plus 13 mm (½ po) d'épaisseur	N/A	N/A	44 (1¾)	28 (1½)	Espacement entre axes de 150 mm (5⅞ po) le long des rives et de 300 mm (11¾ po) le long des appuis intermédiaires
Plaque de plâtre d'au plus 13 mm (½ po) d'épaisseur	N/A	N/A	44 (1¾)	N/A	
Contreplaqué, OSB ou panneaux de copeaux d'au plus 10 mm (¾ po) d'épaisseur	51 (2)	45 (1¾)	s/o	38 (1½)	
Contreplaqué, OSB ou panneaux de copeaux de plus de 10 mm (¾ po) et d'au plus 20 mm (1⅜ po) d'épaisseur	51 (2)	45 (1¾)	s/o	51 (2)	
Contreplaqué, OSB ou panneaux de copeaux de plus de 20 mm (1⅜ po) d'épaisseur	57 (2¼)	51 (2)	N/A	N/A	
Colonne 1	2	3	4	5	6

MODIFICATION PROPOSÉE AU CODE :

Ajout du paragraphe 9.23.3.5. 5), selon lequel :

- (5) L'espacement maximal des dispositifs de fixation des supports de couverture est de 150 mm le long des rives et des appuis intermédiaires.

RAISON DE LA MODIFICATION :

Problème/contexte général

La personne qui a proposé la solution de rechange a indiqué que la disposition actuelle permettant un espacement de 300 mm le long des appuis intermédiaires s'était avérée insuffisante dans des situations de vents violents, comme celles des récentes tornades en Ontario.

L'étude d'une maison d'essai a révélé que certains clous des supports de couverture étaient mal fixés ou manquants. Pour chaque support, au moins un clou était mal fixé ou manquant, ce qui réduisait la résistance moyenne au soulèvement de 5 à 10 %.

Justification/explication

La personne qui a proposé la solution de rechange a indiqué qu'en faisant passer l'espacement des dispositifs de fixation le long des appuis intermédiaires de 300 à 150 mm, la quantité minimale de clous passerait de 33 à 45 (pour une ossature à espacement entre axes de 600 mm), alors que la résistance au soulèvement doublerait pratiquement.

Une modélisation avancée par éléments finis, une analyse probabiliste et une technique de simulation ont été utilisées dans le cadre de l'analyse numérique. Cette dernière était basée sur un modèle de supports de couverture en contreplaqué de 4 pi x 8 pi x 3/8 po (trois couches) avec espacement entre axes de 600 mm et des clous ordinaires 8d (2 1/2 po de longueur et 0,133 po de diamètre). L'étude se concentrait sur le retrait des clous plutôt que sur leur mauvaise fixation.

Documentation d'accompagnement : Un document provisoire écrit par W. He et H. P. Hong, et deux autres documents liés au CNB (2005).

He, W. et H. P. Hong (2010). *Probabilistic Characterizations of Roof Panel Uplift Capacity Subjected to Wind Loading*; sera soumis pour publication.

Bartlett, F. M., H. P. Hong et W. Zhou (2003). « Load factor calibration for NBCC 2004: Companion action load combinations », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 30, n° 2, p. 429-439.

Bartlett, F. M., H. P. Hong et W. Zhou (2003). « Load factor calibration for NBCC 2004: Statistics of loads and load effects », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 30, n° 2, p. 440-448.

Coûts/avantages

La modification entraînerait une augmentation minimale des coûts de construction.

Incidences de l'application

La modification peut être appliquée avec les ressources actuelles.

Personnes touchées

Concepteurs, assureurs, constructeurs, occupants, propriétaires et agents du bâtiment.

Analyse basée sur les objectifs

Inchangée.

Annexe F : Demande de modification pour le Code du bâtiment de l'Ontario 2016 – Assemblages toit-mur

Source : Direction du bâtiment et de l'aménagement du ministère des Affaires municipales et du Logement (2017), Imprimeur de la Reine pour l'Ontario, Toronto (Ontario).

MODIFICATION PROPOSÉE AU CODE DU BÂTIMENT 2012 RÈGL. DE L'ONT. 332/12, TEL QUE MODIFIÉ

N° DE LA MODIFICATION : 2-CC-B-09-23-01

SOURCE : Ontario

RENOI AU CODE : Div. B, 9.23.3.4. **DESCRIPTION DE LA MODIFICATION PROPOSÉE**

Selon la modification proposée, il serait obligatoire de fixer le chevron, la ferme ou la solive du toit à l'ossature du mur avec des connecteurs conçus pour résister à des charges de soulèvement supérieures.

DISPOSITIONS DU CODE DU BÂTIMENT 2012

Section 9.23. Constructions à ossature de bois

9.23.3. Dispositifs de fixation

9.23.3.4. Clouage des éléments d'ossature

- (1) Sous réserve du paragraphe 2), le clouage des éléments d'ossature doit être conforme aux valeurs du tableau 9.23.3.4.
- (2) Si la lisse basse ou la lisse d'assise d'un mur extérieur n'est pas clouée à des solives ou à un calage conformément au tableau 9.23.3.4., le mur extérieur peut être fixé à l'ossature du plancher :
 - (a) en prolongeant le revêtement intermédiaire en contreplaqué ou en panneaux de copeaux ou de copeaux orientés (OSB) jusqu'à cette ossature et en le fixant à cette dernière au moyen de clous ou d'agrafes conformément à l'article 9.23.3.5.; ou
 - (b) en reliant l'ossature du mur à celle du plancher au moyen de bandes de métal galvanisé de 50 mm de largeur :
 - (i) d'au moins 0,41 mm d'épaisseur;
 - (ii) espacées d'au plus 1,2 m; et
 - (iii) clouées à chaque extrémité avec au moins 2 clous de 63 mm.

Extrait du tableau 9.23.3.4. Clouage des éléments d'ossature

Faisant partie intégrante du paragraphe 9.23.3.4. 1)

Détail d'exécution	Longueur min. des clous, en mm	Quantité min. ou espacement max. des clous
Chevron, ferme ou solive de toit à la sablière — clouage en biais	82	3
Colonne 1	2	3

MODIFICATION PROPOSÉE AU CODE

Révision de l'article 9.23.3.4, comme suit :

Section 9.23. Constructions à ossature de bois

9.23.3. Dispositifs de fixation

9.23.3.4. Clouage des éléments d'ossature

- (1) Sous réserve des paragraphes 2) et 3), le clouage des éléments d'ossature doit être conforme aux valeurs du tableau 9.23.3.4.
- (2) Si la lisse basse ou la lisse d'assise d'un mur extérieur n'est pas clouée à des solives ou à un calage conformément au tableau 9.23.3.4., le mur extérieur peut être fixé à l'ossature du plancher :
 - (a) en prolongeant le revêtement intermédiaire en contreplaqué ou en panneaux de copeaux ou de copeaux orientés (OSB) jusqu'à cette ossature et en le fixant à cette dernière au moyen de clous ou d'agrafes conformément à l'article 9.23.3.5.; ou
 - (b) en reliant l'ossature du mur à celle du plancher au moyen de bandes de métal galvanisé de 50 mm de largeur :
 - (i) d'au moins 0,41 mm d'épaisseur;
 - (ii) espacées d'au plus 1,2 m; et
 - (iii) clouées à chaque extrémité avec au moins 2 clous de 63 mm.
- (3) (Le chevron, la ferme ou la solive du toit doit être fixé à l'ossature des murs porteurs avec des connecteurs conçus pour résister à une charge de soulèvement pondérée de 3 kN. (Voir l'annexe A.)
- (4) Les bandes en acier galvanisé sont jugées être conformes au paragraphe 3), à condition :
 - a) d'être de 50 mm de largeur;
 - b) d'avoir au moins 0,91 mm d'épaisseur; et
 - c) d'être clouées à chaque extrémité avec au moins quatre clous de 63 mm.

Extrait du tableau 9.23.3.4. Clouage des éléments d'ossature

Faisant partie intégrante du paragraphe 9.23.3.4. 1)

Détail d'exécution	Longueur min. des clous, en mm	Quantité min. ou espacement max. des clous
Chevron, ferme ou solive de toit à la sablière – clouage en biais	82 Voir paragraphe 3)	3 Voir paragraphe 3)
Colonne 1	2	3

A-9.23.3.4. 3) Détermination de la résistance au soulèvement

La résistance au soulèvement pondérée doit être déterminée selon les grands principes énoncés à la section 12.10 « Joist Hangers » de la norme CSA O86 Engineering Design in Wood, qui s'appliquent aux connecteurs conçus pour les entretoises joignant le toit aux murs, plutôt que selon les procédures propres à ces produits.

RAISON DE LA MODIFICATION

Problème/contexte général

Les charges dues au vent appliquent des forces latérales et de soulèvement à la structure du toit. Des doutes ont été émis concernant la résistance des bâtiments aux vents violents pendant des événements météorologiques extrêmes. Le Code du bâtiment exige que la structure du toit soit fixée aux murs porteurs de sorte à résister à ces forces de soulèvement. Dans le cas de bâtiments conçus selon la partie 4 du Code, la force de soulèvement serait calculée par un ingénieur en fonction de la charge de calcul due au vent ainsi que de la forme et la configuration du toit. Dans le cas de bâtiments conçus selon la partie 9 du Code, l'assemblage doit être fait par clouage en biais. L'article 9.23.3.4 actuel exige que la structure du toit soit fixée aux murs porteurs par clouage en biais selon les exigences du tableau 9.23.3.4.

Justification/explication

Par le passé, les paragraphes 9.23.3.4. 3) et 4) du Code national du bâtiment servant de modèle exigeaient l'utilisation de connecteurs en métal pour les assemblages toit-mur dans les zones de vents violents (plus de 127 km/h). Les zones sujettes à ces vents se trouvent dans certaines parties des provinces maritimes et de l'Alberta seulement.

Une approche légèrement différente a été proposée pour l'Ontario dans le but d'exiger l'utilisation de bandes en acier galvanisé afin d'harmoniser les usages et d'assurer un meilleur contrôle de la qualité qu'avec le clouage en biais actuellement prescrit. Ces bandes en acier galvanisé sont bien plus résistantes au soulèvement que le clouage en biais.

La modification proposée au Code comprend une option prescriptive et une option basée sur la performance.

- Option prescriptive : La structure du toit doit être assemblée aux murs par des bandes en acier galvanisé d'au moins 50 mm de largeur et 0,91 mm d'épaisseur pouvant être fixées par quatre clous de la longueur indiquée (63 mm). Le paragraphe 9.23.3.4 2) du Code du bâtiment de l'Ontario contient actuellement une option prescriptive similaire permettant d'assembler l'ossature des murs à la structure du plancher avec des bandes en métal galvanisé.
- Option basée sur la performance : Les bandes en acier galvanisé devraient pouvoir résister à une charge de soulèvement pondérée d'au moins 3 kN (306 kg, ou 675 lb).

Coûts/avantages

Pour une maison ordinaire, les coûts supplémentaires en matériel sont estimés à moins de 200 \$. Les constructeurs estiment que les coûts de main-d'œuvre supplémentaires seront d'au moins 500 \$ et possiblement plus selon la complexité et la taille du toit.

La modification aurait pour avantages d'assurer une meilleure constance dans le niveau de qualité (par rapport au clouage en biais) et, du coup, l'atteinte de la résistance exigée aux charges dues au vent dépassées une fois en 30 ans pour les bâtiments conçus selon la partie 9 du Code. L'exigence de connecteurs en acier galvanisé peut également faciliter le contrôle de la qualité comme ceux-ci sont plus faciles à repérer, ce qui simplifierait et accélérerait des inspections des autorités compétentes.

Incidences de l'application

Aucune, sauf la simplification et l'accélération les inspections, comme susmentionné.

Personnes touchées

Concepteurs (y compris architectes et ingénieurs), constructeurs, entrepreneurs, installateurs, fabricants de produits et autorités compétentes.

Tableau F.2: Analyse basée sur les objectifs

Disposition	Énoncé d'objectif / fonctionnel
Div. B, 9.23.3.4. 1)	[F20-OP2.1, OP2.5] [F22-OP2.4, OP2.5] [F20, F22-OP2.3] S'applique aux éléments faisant partie d'un élément de séparation des milieux ou qui supportent cet élément. [F20, F22-OS1.2] S'applique aux ensembles de construction qui doivent résister au feu. [F20-OS2.1] [F20, F22-OS2.5] [F20, F22-OS2.3] S'applique aux éléments faisant partie d'un élément de séparation des milieux ou qui supportent cet élément. [F22-OS3.1] S'applique aux planchers et aux éléments qui les supportent. [F22-OS3.7] S'applique aux murs, et aux éléments qui les supportent, qui renferment des portes ou des fenêtres exigées pour l'évacuation en cas d'urgence. [F20, F22-OH1.1, OH1.2, OH1.3] S'applique aux éléments faisant partie d'un élément de séparation des milieux ou qui supportent cet élément. [F22-OH4] S'applique aux planchers et aux éléments qui les supportent.
Div. B, 9.23.3.4. 3)	[F20-OS2.1] [F20, F22-OS2.3] [F20, F22-OS2.5] [F20-OP2.1, OP2.5] [F20, F22-OP2.3] [F22-OP2.4, OP2.5] [F20, F22-OH1.1, OH1.2, OH1.3] [F20, F22-OS1.2] S'applique aux ensembles de construction qui doivent résister au feu.
Div. B, 9.23.3.4. 4)	[F20-OS2.1] [F20, F22-OS2.3] [F20, F22-OS2.5] [F20-OP2.1, OP2.5] [F20, F22-OP2.3] [F22-OP2.4, OP2.5] [F20, F22-OH1.1, OH1.2, OH1.3] [F20, F22-OS1.2] S'applique aux ensembles de construction qui doivent résister au feu.

AUTRES DOCUMENTS D'ACCOMPAGNEMENT

Références :

- Nateghi-A, F. (1996). « Assessment of wind speeds that damage buildings », *Natural Hazards*, vol. 14, n° 1, juillet 1996, p. 73-84; voir la section 3.1 de la page 78.
- Kopp, G., J. Oh et D. Incullet (2008). « Wind-Induced Internal Pressures in Houses », *Journal of Structural Engineering*, vol. 134, n° 7, p. 1129-1138. DOI : 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:7(1129).
- Morrison, M. J., G. A. Kopp, E. Gavanski, C. Miller et A. Ashton (2012). « Damage to Residential Construction from the Tornadoes in Vaughan, Ontario, on August 20, 2009 », *Forensic Engineering 2012*, p. 831-840.
- Morrison, M. J., D. J. Henderson et G. A. Kopp (2012). « The response of a wood-frame, gable roof to fluctuating wind loads », *Engineering Structures*, vol. 41, août 2012, p. 498–509.

Annexe G : Demande de modification pour le Code national du bâtiment 2013 – Assemblages toit-mur

Renvoi : CNB – 9.23.3.4.

Objet : Clouage des éléments d'ossature

Demande de modification ou d'ajout :

Modification : Tableau 9.23.3.4.

Détail d'exécution	Longueur min. des clous, en mm	Quantité min. ou espacement max. des clous
Chevron, ferme ou solive de toit à la sablière — clouage en biais ⁽¹⁾	82 s/o	3 s/o

Modification : 9.23.3.4

3) Si la pression horaire du vent dépassée une fois en 50 ans est égale ou supérieure à 0,8 kPa, les chevrons, solives ou fermes de toit doivent être fixés à l'ossature du mur au moyen de connecteurs qui résisteront à une charge de soulèvement pondérée de 3 kN.

Problème :

Il a été démontré que la résistance des assemblages cloués en biais est trop faible pour les conditions de conception des maisons au Canada. Cet important problème dans le Code présente un risque pour la sécurité des personnes.

Justification/explication :

En fixant correctement les chevrons, les fermes et les solives à l'ossature des murs, on augmente la résistance au soulèvement de l'assemblage lors de tempêtes de vent et on diminue le risque de dommages structuraux.

On peut déterminer la force de calcul du soulèvement appliquée aux fermes au moyen de la méthode statique définie comme suit au commentaire I du Code.

En présumant que la maison a les caractéristiques suivantes :

- Exposition au vent faible à modérée selon la limite du Code : 0,80 kPa;
- Coefficient de pression interne : 0,3;
- Largeur : 10 m;
- Hauteur de référence : 6 m (deux étages);
- Toit : À deux versants;
- Pente : Commune, 4/12;
- Saillie : Aucune;
- Espacement entre les fermes : 0,61 m (2 pi) avec répartition de la charge sur trois fermes;
- Poids du toit : 0,48 kPa (10 lb/pi²);
- Exposition au vent : Terrain à découvert.

On obtient une force de soulèvement de 5,2 kN par assemblage.

Des essais ont démontré que la résistance des assemblages cloués en biais est de 1,14 kN (Morrison et Kopp, 2011) selon une résistance ultime dans le 5e percentile avec un coefficient de résistance de 0,6 appliqué conformément à la norme CSA O86, Engineering Design in Wood. Ce résultat ne représente que la moitié de la résistance requise pour une maison ordinaire dans les zones du Canada où la vitesse des vents est la plus faible.

Par conséquent, des vents équivalents à la force de calcul pourraient endommager la structure du toit, voire la séparer des murs dans le cas d'un clouage en biais. La perte de la structure du toit est généralement suivie de l'effondrement des murs (Nateghi, 1996), ce qui peut causer des blessures, voire la mort, en cas de tempêtes de vent.

Objectif :

CNB OP2.1 – Charges imposées aux éléments du bâtiment qui dépassent leur résistance aux charges.

Coûts/avantages :

Coûts estimés : 200 \$

Incidences de l'application :

La demande de modification ou d'ajout n'alourdit pas le processus d'inspection et est facilement applicable.

Autres commentaires :

Références :

Morrison, M. et G. Kopp (2011). « Performance of toe-nail connections under realistic wind loading », *Engineering Structures*, vol. 33. n° 1, p. 69-76.

Nateghi-A, F. (1996). « Assessment of Wind Speeds that Damage Buildings », *Natural Hazards*, vol. 14, n° 1, p. 73-84; voir la section 3.1 à la page 78.

Annexe H : Demande de modification pour le Code national du bâtiment 2013 – Dispositifs de fixation des supports de couverture

Renvoi : CNB – 9.23.3.5.

Objet : Clouage des supports de couverture

Demande de modification ou d'ajout :

Tableau 9.23.3.5.-A

Matériau de revêtement	Longueur minimale des dispositifs, en mm				Quantité min. ou espacement max. des dispositifs de fixation
	Clous ordinaires ou torsadés	Clous annelés ou vis	Clous pour toitures	Agrafes	
Contreplaqué, panneaux de copeaux orientés (OSB) ou panneaux de copeaux d'au plus 10 mm d'épaisseur	51, 57 pour les supports de couverture	45, 51 pour les supports de couverture	s/o	38, 51 pour les supports de couverture	Espacement entre axes de 150 mm le long des rives et de 300 mm le long des appuis intermédiaires, et pour les supports de couverture, de 150 mm le long des appuis intermédiaires lorsqu'ils sont espacés de plus de 406 mm entre axes
Contreplaqué, panneaux de copeaux orientés (OSB) ou panneaux de copeaux de plus de 10 et d'au plus 20 mm d'épaisseur	51, 63 pour les supports de couverture	45, 51 pour les supports de couverture	s/o	51, 63 pour les supports de couverture	
Contreplaqué, panneaux de copeaux orientés (OSB) ou panneaux de copeaux de plus de 20 et d'au plus 25 mm d'épaisseur	57, 63 pour les supports de couverture	51, 57 pour les supports de couverture	s/o	s/o	

Tableau 9.23.3.5.-B

Matériau de revêtement	Longueur minimale des dispositifs, en mm			Quantité min. ou espacement max. des dispositifs de fixation
	Clous ordinaires ou torsadés	Clous annelés ou vis	Agrafes de calibre 14	
Contreplaqué, panneaux de copeaux orientés (OSB) ou panneaux de copeaux de plus de 10 et d'au plus 20 mm d'épaisseur	63	51	63	Espacement entre axes de 150 mm le long des rives et de 300 mm le long des appuis intermédiaires, et pour les supports de couverture, de 150 mm le long des appuis intermédiaires lorsqu'ils sont espacés de plus de 406 mm entre axes et , lorsque la PHV est égale ou supérieure à 0,8 kPa, mais sans dépasser 1,2 kPa, de 50 mm à moins de 1 m des bords du toit
Contreplaqué, panneaux de copeaux orientés (OSB) ou panneaux de copeaux de plus de 20 et d'au plus 25 mm d'épaisseur	63	57	n/a	

Problème :

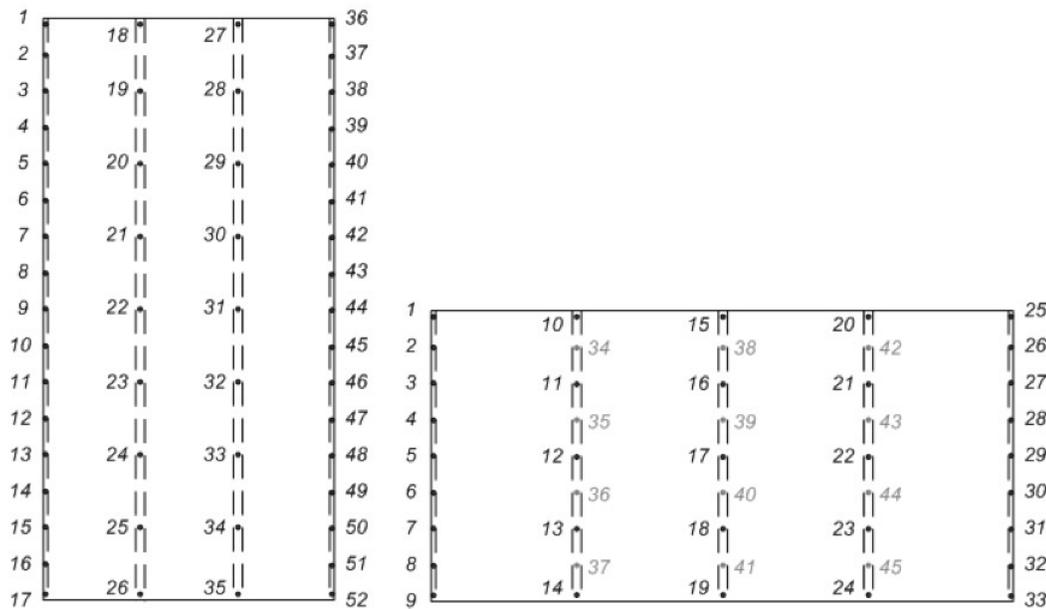
Les supports de couverture subissent des forces de soulèvement beaucoup plus élevées que les revêtements muraux intermédiaires, mais en raison de leur pose typiquement horizontale (contrairement à celle verticale des revêtements muraux intermédiaires), on les installe avec 19 dispositifs de fixation de moins (33 au lieu de 52). Cette incohérence présente un risque pour la sécurité des personnes et un risque de dommages matériels, le soulèvement d'un support étant un mécanisme de dommage courant en cas de vents violents.

Justification/explication :

Pour que les exigences de revêtements muraux intermédiaires et de supports de couverture procurent aux propriétaires canadiens le même niveau de sécurité contre les dommages causés par le vent, il est nécessaire d'uniformiser les exigences du Code quant aux dispositifs de fixation. Les supports de couverture sont couramment endommagés durant les tempêtes de vent (Morrison et autres, 2009; figures 7, 14 et 19).

Actuellement, le Code exige l'utilisation de 33 clous pour fixer un support de couverture, alors qu'il en exige 52 pour les revêtements muraux intermédiaires (voir l'illustration ci-dessous). Une disposition qui exigerait un espacement entre axes des dispositifs de fixation de 150 mm plutôt que de 300 mm le long des appuis intermédiaires augmenterait le nombre de clous à 45, soit 7 de moins que pour les revêtements muraux.

Installation typique de revêtement de mur (à gauche) et de toit (à droite) sur des montants / chevrons et nombre de clous (clous supplémentaires proposés en gris)



Comme les supports de couverture auraient toujours moins de clous que les revêtements muraux intermédiaires, la taille des clous devrait être augmentée.

Cette modification est justifiée, car la force d'aspiration appliquée au toit est bien supérieure à celle appliquée aux murs (voir le $C_p C_g$ des bâtiments de faible hauteur aux figures I-7 à 14 de l'annexe I du Code), ce qui fait du soulèvement des supports de couverture l'un des principaux mécanismes de dommage en cas de vents violents. Sans compter que souvent les supports de couverture soulevés peuvent endommager les maisons voisines.

En 2012, le Code du bâtiment de l'Ontario a subi des changements similaires. Par conséquent, la formulation de la section 9.23.3.5. du CNB n'est pas uniforme à celle en vigueur en Ontario et n'offre pas le même niveau de sécurité à tous les Canadiens.

Une précision a été ajoutée à la section 9.23.3.5. du Code du bâtiment de l'Ontario, selon laquelle :
5) Lorsque l'espacement entre axes des supports de couverture dépasse 406 mm, celui des dispositifs de fixation des supports de couverture doit être de 150 mm le long des rives et des appuis intermédiaires.

Objectif :

La demande de modification vise les énoncés OS2, OH1 et OP5.

Coûts/avantages :

Le coût supplémentaire des clous pour chaque support est très bas (12 clous de plus par support).

Incidences de l'application :

La demande de modification ou d'ajout n'alourdit pas le processus d'inspection et est facilement applicable.

Photos de perte de supports après le passage de vents violents (maisons de la région du Grand Toronto).



Annexe I : Demande de modification pour le Code national du bâtiment 2013 – Ancrage des poteaux extérieurs

Renvoi : CNB – 9.23.6.2.

Objet : Ancrage des poteaux extérieurs

Demande de modification/d'ajout :

9.23.6.2 Poteaux extérieurs

- 1) Sous réserve des paragraphes 2) et 3), les poteaux extérieurs doivent être ancrés afin de résister aux efforts de soulèvement et aux déplacements latéraux **au moyen d'un dispositif en acier inoxydable ou galvanisé à chaud pour l'assemblage du poteau et de l'embase, capable de résister à des charges admissibles de soulèvement d'au moins 6,8 kN.**
- 2) Sous réserve du paragraphe 3), si des poteaux supportent des balcons, des terrasses, des vérandas ou d'autres plates-formes extérieures et que la distance entre le sol fini et le dessous des solives de plancher ne dépasse pas 600 mm :
 - a) les poteaux doivent être ancrés à la fondation afin de résister aux efforts de soulèvement et aux déplacements latéraux; ou
 - b) les solives ou les poutres supportées doivent être directement ancrées au sol afin de résister aux efforts de soulèvement.
- 3) Il n'est pas nécessaire d'ancrer les plates-formes décrites au paragraphe 2) si celles-ci :
 - a) ne dépassent pas une hauteur de 1 étage;
 - b) n'ont pas une aire supérieure à 55 m²;
 - c) ne supportent pas un toit; et
 - d) ne sont pas fixées à une autre structure, à moins qu'il soit possible de démontrer que le mouvement différentiel de la plate-forme ne nuira pas à la performance de la structure en question.

Problème :

Appliquées au toit de porches et aux terrasses surélevées, les forces de calcul de soulèvement dues au vent sont assez fortes pour soulever les poteaux hors de leur support et ainsi causer des dommages structuraux au bâtiment. Les exigences d'ancrage actuelles n'étant pas formulées de manière prescriptive, il se peut que les ancrages soient mal installés.

Justification/explication :

La fixation adéquate des poteaux aux poutres du porche et aux fondations augmente la résistance de ceux-ci aux forces de soulèvement et réduit le risque de dommages structuraux.

La force de calcul du soulèvement appliquée aux fermes peut être déterminée au moyen de la méthode statique définie comme suit au commentaire I du Code.

En présumant que la maison a les caractéristiques suivantes :

- Exposition au vent susceptible d'être égalée ou dépassée une fois en 50 ans : Zone d'exposition la plus faible, soit 0,3 kPa (Dryden, Ontario);
- Largeur du porche : 2,44 m (8 pi);
- Espacement des poteaux : 2,44 m (8 pi);
- Poids du porche : 0,48 kPa (10 lb/pi²);
- Exposition au vent : Terrain à découvert.

On obtient une force de soulèvement de 1,8 kN par poteau. Par conséquent, le poids du toit du porche n'est pas suffisant; il faut utiliser un dispositif de fixation pour ancrer le bas et le haut des poteaux afin d'assurer la résistance aux forces de soulèvement partout au Canada. La pression de calcul du vent pour une exposition faible à modérée est de 0,80 kPa, ce qui génère une charge de soulèvement de 6,8 kN (697 kg ou 1 536 lb). Pour la plus grande charge due au vent, soit 1,05 kPa (Cape Race, Terre-Neuve-et-Labrador), une résistance au soulèvement de 9,3 kN (952 kg ou 2 099 lb) par poteau serait requise.

Actuellement, les poteaux de porche sont souvent cloués en biais aux fondations, ce qui ne fournit pas une résistance au soulèvement suffisante.

Objectif :

CNB OP2.1 – Charges imposées aux éléments du bâtiment qui dépassent leur résistance aux charges.

Coûts/avantages :

Les coûts sont estimés à 100 à 200 \$, ce qui est bien peu comparativement à l'amélioration de la sécurité des personnes et des biens que procure un meilleur ancrage des poteaux extérieurs.

Incidences de l'application :

Un ancrage amélioré des poteaux extérieurs, qui peut être inspecté visuellement.

Annexe J : Moore (Oklahoma) – Exigences de résistance aux vents violents des constructions résidentielles

Ville de Moore (2014). *High Wind Resistance Residential Construction Requirements, Moore (Oklahoma)*.²⁰⁵

Les ajouts suivants sont joints au code du bâtiment afin d'établir une exigence minimale quant à la résistance aux vents violents des constructions résidentielles.

1. Les supports de couverture (OSB ou contreplaqué) doivent être fixés avec des clous 8d à tige annelée (0,131 × 2,5 po) ou des clous 10d (0,148 × 3 po) avec un espacement entre axes de 4 po le long des rives et de 6 po sur la surface. Il n'est permis d'utiliser du bois d'œuvre pour le platelage.
2. L'espacement entre axes maximal pour l'ossature du toit doit être de 16 po. L'épaisseur nominale minimale des supports de couverture est de 7/16 po. La portée minimale des panneaux structuraux de bois est de 24/16.
3. Les assemblages de l'ossature du toit doivent être conçus pour résister à la compression et à la traction (par exemple des plaques de clouterie ou des plaques de raccordement en acier), ce qui comprend les assemblages des chevrons, des éléments d'âme, des pannes, des renforts, des écharpes, des sablières de murs intérieurs et des solives de plafond.
4. Les murs pignons doivent être fixés à la structure au haut et au bas, par exemple au moyen de plaques ou de feuillards en acier.
5. Les panneaux structuraux (OSB ou contreplaqué) de revêtement intermédiaire doivent être requis pour les murs pignons.
6. Des tirants pour ouragans ou des ancrages d'ossature doivent être requis pour tous les assemblages chevron-mur.
7. Les revêtements muraux intermédiaires des étages inférieur et supérieur doivent être cloués à la solive de bordure commune.
8. Tous les murs doivent être revêtus de manière continue avec des panneaux structuraux de revêtement intermédiaire (OSB ou contreplaqué) selon la méthode CS-WSP. Le portique des portes de garage doit être revêtu de manière continue selon la méthode CS-PF. Aucune forme de contreventement intermittent n'est permise sur un mur extérieur; ce type de contreventement n'est permis qu'à l'intérieur.
9. Les exigences de clouage du revêtement mural intermédiaire (OSB ou contreplaqué) doivent être rehaussées à l'utilisation de clous 8d à tige annelée (0,131 × 2,5 po) ou de clous 10d (0,148 × 3 po) avec un espacement entre axes de 4 po le long des rives et de 6 po sur la surface.
10. Des panneaux structuraux de revêtement intermédiaire en bois doivent chevaucher la lisse d'assise et être cloués avec un espacement entre axes de 4 po le long des rives. Ils doivent être cloués à la solive de bordure (le cas échéant) avec des clous 8d à tige annelée (0,131 × 2,5 po) ou des clous 10d (0,148 × 3 po) avec un espacement entre axes de 4 po le long des bordures supérieures et inférieures de la solive.
11. Les portes de garage doivent résister à des vents de 217 km/h (135 mi/h) et plus.
12. Les poteaux des murs extérieurs doivent avoir un espacement entre axes de 16 po.

Annexe K : Modifications à l'IRC pour l'Oklahoma

Oklahoma Uniform Building Code Commission. *Oklahoma Uniform Building Code Commission Rules*, titre 748, chapitre 20 (Adopted Codes), sous-chapitre 5 (International Residential Code^{MD}, édition 2015), 748:20-5-1 à 748:20-5-28 et annexe Y. Les recommandations ci-dessous pour les exigences de construction concordent avec les exigences en application à la Ville de Moore, en Oklahoma (annexe H).

748:20-5-28. Annexe Y – Dispositions sur les tornades pour les constructions résidentielles

- a) Cette récente annexe intitulée *Residential Tornado Provisions* (dispositions sur les tornades pour les constructions résidentielles) contient des dispositions qui ne sont pas obligatoires à moins de faire l'objet d'un renvoi dans une ordonnance.
- b) Portée de la section Y101 : Un en-tête a été ajouté pour indiquer les sections de l'annexe en lien avec la portée de la section Y101. Il s'intitule Y101. Scope.

1) Section Y101.1 – Dispositions générales

Cette section a été ajoutée pour clarifier les dispositions applicables aux nouvelles constructions. Elle s'intitule *Y101.1 General* et prévoit ce qui suit :

Ces dispositions sont applicables pour les nouvelles constructions résidentielles là où des dispositions sur les tornades sont nécessaires. Cette annexe fournit les exigences prescriptives pour la construction d'une structure résidentielle qui résiste à des vents de 217 km/h (135 mi/h) ou plus, vitesse correspondant à une tornade de force EF2. Le plus important pour protéger une structure contre les vents violents est d'assurer une transmission continue des charges, du toit aux fondations. Selon les résultats d'études et les données sur les défaillances associées à divers types de construction, 11 pratiques de construction (chacune associée à un aspect de la structure) ont été compilées et sont présentées dans cette section.

2) Section Y101.2 – Application.

L'ajout de cette section vise à clarifier les dispositions administratives de l'annexe qui sont applicables aux exigences administratives et aux exigences de construction et de planification du bâtiment des chapitres 1 à 10 du code. Elle s'intitule *Section Y101.2 Application*. En plus des exigences administratives générales du chapitre 1, les dispositions administratives de cette annexe devraient s'appliquer aux exigences de construction et de planification du bâtiment des chapitres 1 à 10.

3) Section Y101.3 – Critères de conception relatifs au vent.

Cette section a été ajoutée pour clarifier qu'en cas de modification à la section R301.2.1, les bâtiments et les sections de bâtiments doivent être construits conformément au code et avoir au minimum une résistance aux vents de 217 km/h (135 mi/h). Elle s'intitule *Y101.3 Wind design criteria*.

4) Section Y101.4 – Revêtement intermédiaire en bois.

Cette section a été ajoutée pour traiter des formulaires autorisés pour le revêtement intermédiaire en bois. Elle s'intitule *Y101.4 Lumber sheathing* et fournit les renseignements suivants :

Le revêtement intermédiaire peut être en OSB ou en contreplaqué. Il est interdit d'utiliser du bois d'œuvre de dimensions courantes. Les portées maximales et les fixations pour du bois d'œuvre utilisé comme support de couverture ou revêtement intermédiaire des murs extérieurs doivent respecter les dispositions suivantes :

- (A) Section Y101.4.1 – Ossature à 16 pouces. Pour un espacement de 16 po entre les chevrons, poteaux ou poutres, les panneaux de revêtement intermédiaire doivent avoir une épaisseur nominale d'au moins 7/16 po, les panneaux structuraux de bois doivent avoir une portée nominale d'au moins 24/16, et le clouage doit se faire avec des clous 8d à tige annelée (0,131 × 2,5 po) ou des clous 10d (0,148 × 3 po) avec un espacement entre axes de 4 po le long des rives et de 6 po sur la surface.
- (B) Section Y101.4.2 – Ossature à 24 pouces. Pour un espacement de 24 po entre les chevrons, poteaux ou poutres, les panneaux de revêtement intermédiaire doivent avoir une épaisseur nominale d'au moins 23/32 po, les panneaux structuraux de bois doivent avoir une portée nominale d'au moins 24/16, et le clouage doit se faire avec des clous 8d à tige annelée (0,131 × 2,5 po) ou des clous 10d (0,148 × 3 po) avec un espacement entre axes de 4 po le long des rives et de 4 po sur la surface.

5) Section Y101.5 – Assemblages des chevrons et des solives de plafond.

Cette section a été ajoutée pour exiger que les chevrons et les solives de plafond soient cloués ensemble de sorte que l'assemblage puisse transmettre une force de compression ou de traction de 227 kg (500 lb). Elle s'intitule *Y101.5 Ceiling joist and rafter connections* et est complémentaire aux dispositions du chapitre 8.

En plus des dispositions du chapitre 8, les solives de plafond et les chevrons doivent être cloués l'un à l'autre de manière à obtenir une connexion capable de transférer une force de 500 livres à la fois en compression et en tension.

6) Section Y101.6 – Résistance au soulèvement des chevrons.

Cette section a été ajoutée pour exiger que chaque chevron soit fixé à un mur porteur et que l'assemblage puisse résister à une force de soulèvement de 227 kg (500 lb). Elle s'intitule *Y101.6 Rafter uplift resistance*.

Les chevrons individuels doivent être fixés aux murs porteurs par des liaisons capables de résister à des forces de soulèvement de 500 livres.

7) Section Y101.7 – Murs pignons.

Cette section a été ajoutée pour clarifier les exigences d'assemblage et de revêtement intermédiaire pour les murs pignons. Elle s'intitule *Y101.7 Gable end walls* et prévoit ce qui suit :

Les murs pignons doivent être revêtus conformément à la section Y101.4 et doivent être fixés

- a) aux murs porteurs; et
- b) à l'ossature du toit par des assemblages capables de résister à des forces de soulèvement de 227 kg (500 lb) en cas tant de compression que de traction.

8) Section Y101.8 – Contreventement des murs extérieurs.

Cette section a été ajoutée afin de clarifier les méthodes de revêtement intermédiaire prescrites pour le contreventement des murs extérieurs et pour interdire un contreventement intermittent de ceux-ci. Elle s'intitule *Y101.8 Exterior wall bracing* et prévoit ce qui suit : Seules les méthodes de revêtement intermédiaire continu conforme à R602.10.4.2 peuvent être utilisées pour le contreventement des murs extérieurs. Les portiques de portes de garage doivent être revêtus selon la méthode CS-PF. Revêtement intermédiaire en bois d'œuvre et fixation conformes à la section Y101.4. Toute forme de contreventement intermittent est interdite pour les murs extérieurs, mais permise pour les murs intérieurs.

9) Section Y101.9 – Construction à plusieurs étages.

Cette section a été ajoutée pour exiger le clouage du revêtement mural intermédiaire des étages inférieur et supérieur à la solive de bordure commune et ainsi assurer la continuité d'un étage à l'autre. Elle s'intitule *Y101.9 Multi story construction*.

10) Section Y101.10 – Plancher de bois au-dessus de vides sanitaires.

Cette section a été ajoutée pour exiger que les panneaux structuraux de revêtement intermédiaire en bois chevauchent la lisse d'assise. Elle s'intitule *Y101.10 Wood floor above crawl space construction* et prévoit aussi que le revêtement soit cloué à la lisse d'assise selon un espacement entre axes de 4 po le long des rives. Il doit être cloué à la solive de bordure (le cas échéant) avec des clous 8d à tige annelée (0,131 × 2,5 po) ou des clous 10d (0,148 × 3 po) selon un espacement entre axes de 4 po le long des bordures supérieure et inférieure de la solive.

Annexe L : Données et diagrammes tirés du CCB 2014

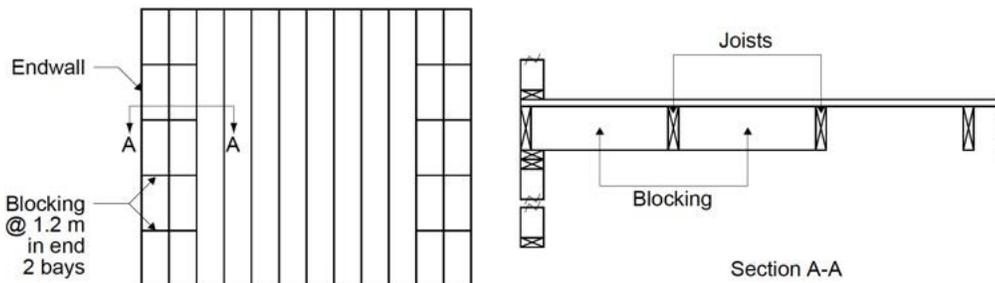
Source : Conseil canadien du bois (2014). *Engineering Guide for Wood Frame Construction*, Ottawa (Ontario). Utilisé avec permission.

CCB 1 : Contreventement des murs. Contreventement du mur d'extrémité au plancher et du mur pignon au plafond. Voir la mesure A.1.1 à l'annexe A du présent document.

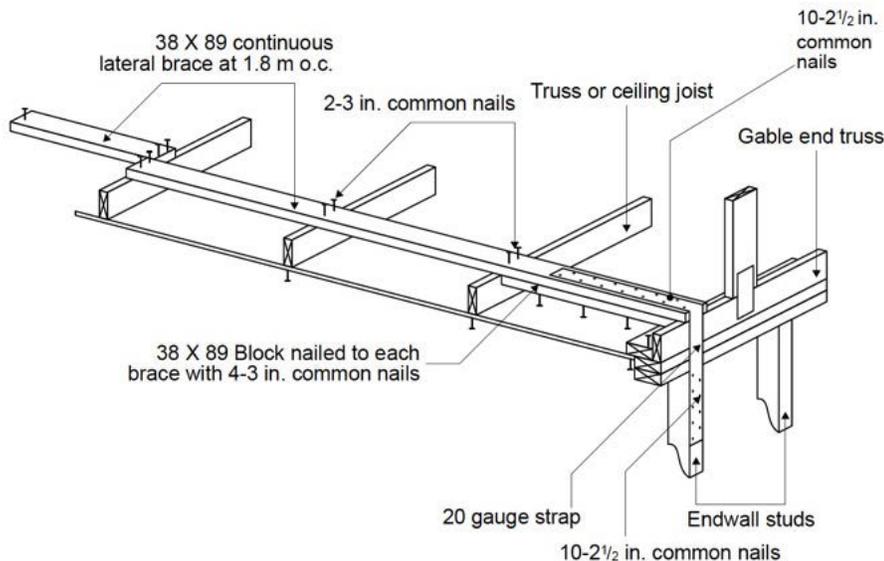
Mur 27

Contreventement des murs

Floor bracing endwall



Ceiling bracing gable endwall



Notes:

1. Ceiling to be sheathed with structural wood panels and detailed as a diaphragm.
2. Table Load 10 may be used, conservatively, to determine the loads on the ceiling diaphragm.
3. Diaphragm to be designed using Tables Diaphragm 1-7
4. When studs are continuous from the floor diaphragm to the roof diaphragm and connected in accordance with Table Wall 11, the ceiling does not need to be designed to brace the endwall.

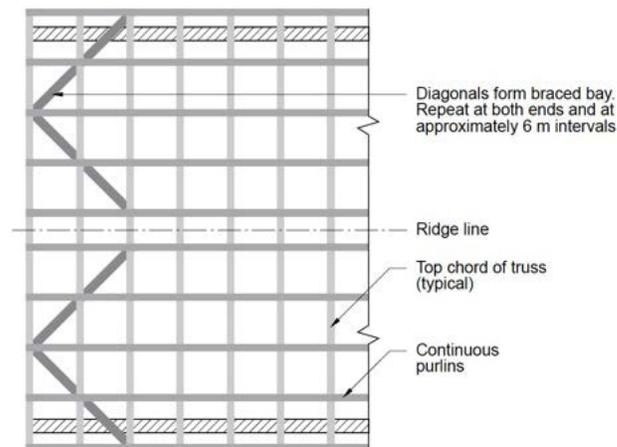
CCB 2 : Toit 11 – Contreventement permanent des fermes. Voir la mesure A.1.1 à l'annexe A du présent document. À noter que les lignes directrices du BCSI quant au contreventement des fermes sont fournies à l'annexe B du présent document.

Toit 11

Contreventement permanent des fermes

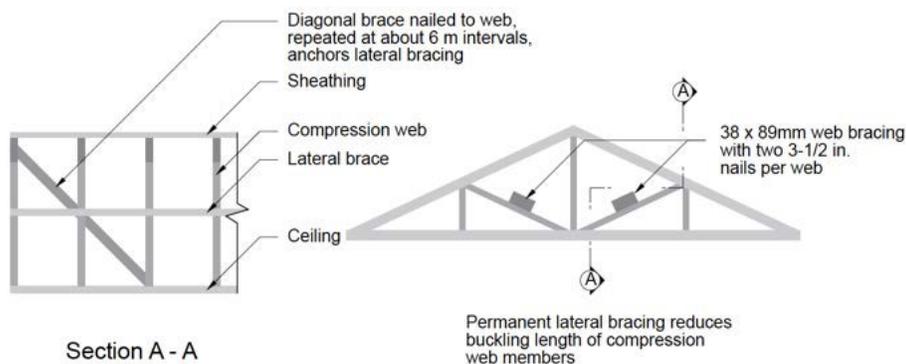
Permanent bracing of top chord plane (large buildings)

If plywood floor or roof sheathing is properly applied with staggered joints and adequate nailing, a continuous diaphragm action is developed to resist lateral movement at the top chord, and additional bracing in the plane is generally not required. Some metal roofing materials may act as a diaphragm when properly lapped and nailed but selection and use of these materials is at the discretion of the building designer. If purlins are used, spaced not to exceed the buckling length at the top chord, diagonal bracing should be applied to the underside of the top chord to prevent lateral shifting of the purlins. The diagonal bracing should be installed on both sides of the ridge line in all end bays. If the building exceeds 18 m in length, this bracing should be repeated at intervals not exceeding 6 m.



Permanent lateral bracing to web member or bottom chord (all buildings)

Permanent bracing in web and bottom chord planes is usually applied as temporary bracing. Lateral bracing of compression web members is a typical method to prevent buckling. Bottom chord bracing installed to maintain truss spacing, also can resist buckling caused by stress reversal. Multiple-bearing or cantilevered trusses can result in compressive forces in bottom chords.

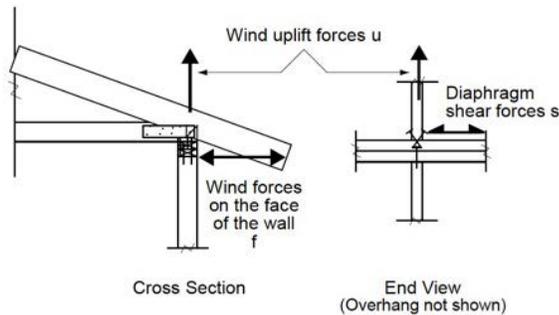


Note:

1. Where lateral bracing is shown on the truss design drawings, it must be installed so that the truss will support design loads.

CCB 3 : Toit 9 – Assemblages de l’ossature du toit et des murs extérieurs. Voir la mesure A.1.2 à l’annexe A du présent document.

Assemblages de l’ossature du toit et des murs extérieurs



Design toe-nail connections for the most critical of uplift load “u”, face load “f” or shear force “s”. The three loads may be considered independently. In lieu of toe-nails, proprietary framing anchors may be used to transfer the loads.

Factored Uplift Load u (kN)

Factored roof uplift loads ¹ kN/m	Roof framing spacing (mm)		
	300	400	600
3	0.90	1.2	1.8
4	1.2	1.6	2.4
5	1.5	2.0	3.0
6	1.8	2.4	3.6
7	2.1	2.8	4.2
8	2.4	3.2	4.8
9	2.7	3.6	5.4
10	3.0	4.0	6.0

Notes:

- See Table Load 15 for wind uplift loads.
- Factored uplift load is calculated as factored roof uplift load x framing spacing/1000.

Factored Uplift Resistance (kN)

Common nail length in.	Framing toe-nailed to wall plate. Capacity of 3 toe-nails ¹	Framing toe-nailed to wall plate. Capacity of 4 toe-nails ¹
	3.25 ³	0.70
3.5 ⁴	0.83	1.1
4 ⁵	1.1	1.5

Notes:

- Table applies to S-P-F lumber. For D. Fir-L and Hem-Fir multiply the resistance by 1.2. For Northern Species multiply the resistance by 0.7.
- In lieu of toe-nails, special framing anchors may be used.
- Minimum Top Plate Width: 140 mm for D. Fir-L and Hem-Fir, 89 mm for S-P-F and Northern Species to conform to minimum nail spacing requirements of CSA O86 Table 12.9.2.1.
- Minimum Top Plate Width: 140 mm for all Species to conform to minimum nail spacing requirements of CSA O86 Table 12.9.2.1.
- Minimum Top Plate Width: 184 mm for D. Fir-L and Hem-Fir, 140 mm for S-P-F and Northern Species to conform to minimum nail spacing requirements of CSA O86 Table 12.9.2.1.
- Toe-nail resistance calculated as per 9.5.3 with “ Θ ” 30 degrees.

Assemblages de l'ossature du toit et des murs extérieurs

Factored Lateral Load f (kN)

Factored wind lateral loads ¹ kN/m	Roof framing spacing (mm)		
	300	400	600
0.5	0.15	0.20	0.30
1	0.30	0.40	0.60
1.5	0.45	0.60	0.90
2	0.60	0.80	1.2
2.5	0.75	1.0	1.5
3	0.90	1.2	1.8
4	1.2	1.6	2.4
5	1.5	2.0	3.0
6	1.8	2.4	3.6

Notes:

- See Table Load 17 for factored wind lateral loads on the face of the wall. Use half of the wall height as the tributary width in Table Load 17.
- Factored lateral load is calculated as factored wind lateral load x framing spacing/1000.

Factored Lateral Resistance (kN)

Common nail length in.	Framing toe-nailed to wall plate. Capacity of 3 toe-nails ¹	Framing toe-nailed to wall plate. Capacity of 4 toe-nails ¹
	3.25 ³	2.2
3.5 ⁴	2.7	3.5
4 ⁵	3.7	4.9

Notes:

- Table applies to S-P-F lumber. For D. Fir-L and Hem-Fir multiply the resistance by 1.1. For Northern Species multiply the resistance by 0.9.
- In lieu of toe-nails, special framing anchors may be used.
- Minimum Top Plate Width: 140 mm for D. Fir-L and Hem-Fir, 89 mm for S-P-F and Northern Species to conform to minimum nail spacing requirements of CSA O86 Table 12.9.2.1.
- Minimum Top Plate Width: 140 mm for all Species to conform to minimum nail spacing requirements of CSA O86 Table 12.9.2.1.
- Minimum Top Plate Width: 184 mm for D. Fir-L and Hem-Fir, 140 mm for S-P-F and Northern Species to conform to minimum nail spacing requirements of CSA O86 Table 12.9.2.1.
- Lateral resistance calculated as per clause 12.9.4 of the CSA O86.

Factored Shear Force s (kN)

Factored diaphragm shear force ¹ kN/m	Roof framing spacing (mm)		
	300	400	600
2	0.60	0.8	1.2
4	1.2	1.6	2.4
6	1.8	2.4	3.6
8	2.4	3.2	4.8
10	3.0	4.0	6.0
12	3.6	4.8	7.2
14	4.2	5.6	8.4
16	4.8	6.4	9.6
18	5.4	7.2	11
20	6	8	12

Notes:

- See Table Diaphragm 1 for factored diaphragm shear force.
- Factored shear force is calculated as factored diaphragm shear force x framing spacing/1000.

Factored Shear Resistance (kN)

Common nail length in.	Framing toe-nailed to wall plate. Capacity of 3 toe-nails ¹	Framing toe-nailed to wall plate. Capacity of 4 toe-nails ¹
	3.25 ³	0.97
3.5 ⁴	1.1	1.5
4 ⁵	1.5	2.1

Notes:

- Table applies to S-P-F lumber. For D. Fir-L and Hem-Fir multiply the resistance by 1.2. For Northern Species multiply the resistance by 0.7.
- In lieu of toe-nails, special framing anchors may be used.
- Minimum Top Plate Width: 140 mm for D. Fir-L and Hem-Fir, 89 mm for S-P-F and Northern Species to conform to minimum nail spacing requirements of CSA O86 Table 12.9.2.1.
- Minimum Top Plate Width: 140 mm for all Species to conform to minimum nail spacing requirements of CSA O86 Table 12.9.2.1.
- Minimum Top Plate Width: 184 mm for D. Fir-L and Hem-Fir, 140 mm for S-P-F and Northern Species to conform to minimum nail spacing requirements of CSA O86 Table 12.9.2.1.
- Toe-nail resistance calculated as per 9.5.3 with "Θ" 60 degrees.

CCB 4 : Toit 1 – Fixation des supports de couverture. Voir la mesure A.1.3 à l'annexe A du présent document.

Fixation des supports de couverture

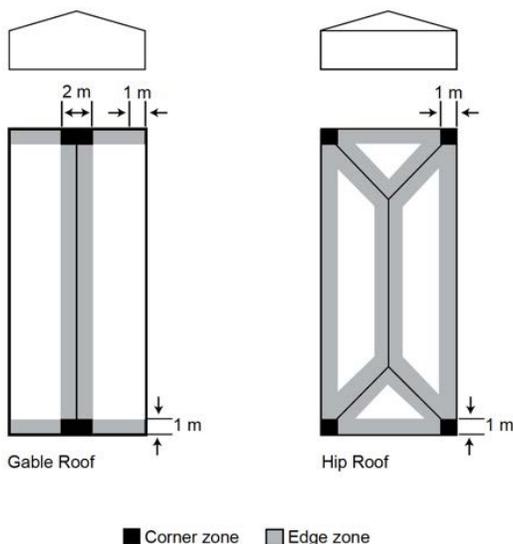
Sheathing Attached with 2 in. Common Nails or Larger

Nail Spacings, mm¹

Sheathing location on roof	Roof framing spacing mm	Building in a suburban setting ^{2,3}			Building in an open setting ⁴		
		q _{1/50} wind loads (kPa)			q _{1/50} wind loads (kPa)		
		0.65	0.75	0.85	0.65	0.75	0.85
1 m corner zones ⁵	300	150	100	100	100	75	75
	400	100	100	75	75	50	50
	600	75	50	50	50	35	35
1 m perimeter edge zone ⁵	300	150	150	150	150	100	100
	400	150	100	100	100	75	75
	600	100	75	75	75	50	50
Interior zone	300	300	150	150	150	150	150
	400	150	150	150	150	150	100
	600	150	100	100	100	100	75

Notes:

- Nail spacings in the table are for nails along intermediate supports. Maximum nail spacing at the panel edge is 150 mm.
- Nail spacings also apply to buildings in a wooded setting or in the centre of a large town.
- Ce value of 0.7 for suburban settings.
- Ce value of 1.0 for open settings.
- See the diagram for the description of corner zones and edge zones. If the minimum horizontal dimension of the roof is greater than 10 m, use the edge zone values for the lesser of 10% of the least horizontal dimension or 40% of the eave height.
- Tabulated values are valid for the following conditions:
 - 1, 2 or 3 storey buildings.
 - External wind pressure coefficient C_pC_g of -5.0 for corner zones, -3.8 for edge zone and -2.4 for interior zone.
 - Roof rafters or roof trusses constructed with D. fir-L, Hem-Fir or S-P-F lumber.



CCB 5 : Mur 1 – Fixation du revêtement mural intermédiaire. Voir la mesure A.2.4 à l'annexe A du présent document.

Fixation du revêtement mural intermédiaire

Sheathing Attached with 2 in. Common Nails or Larger

Nail Spacings, mm¹

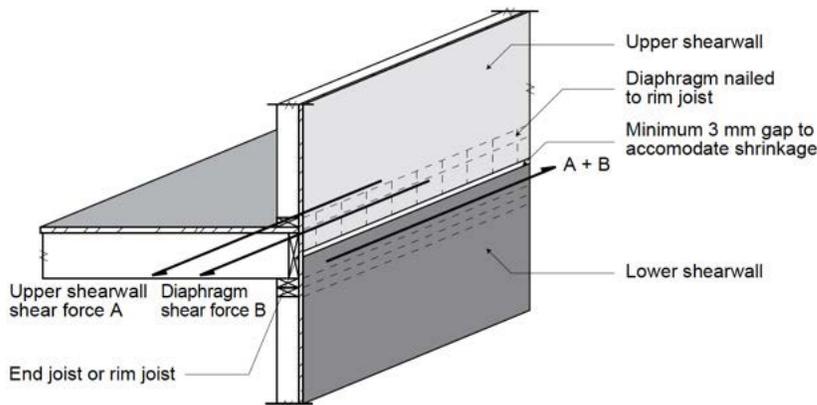
Sheathing location on wall	Wall framing spacing mm	Building in a suburban setting ^{2,3}			Building in an open setting ⁴		
		q _{1/50} wind loads (kPa)			q _{1/50} wind loads (kPa)		
		0.65	0.75	0.85	0.65	0.75	0.85
1 m perimeter edge zone ⁵	300	300	300	150	150	150	150
	400	150	150	150	150	150	100
	600	150	150	100	100	100	75
Interior zone	300	300	300	300	300	150	150
	400	300	150	150	150	150	150
	600	150	150	150	150	100	100

Notes:

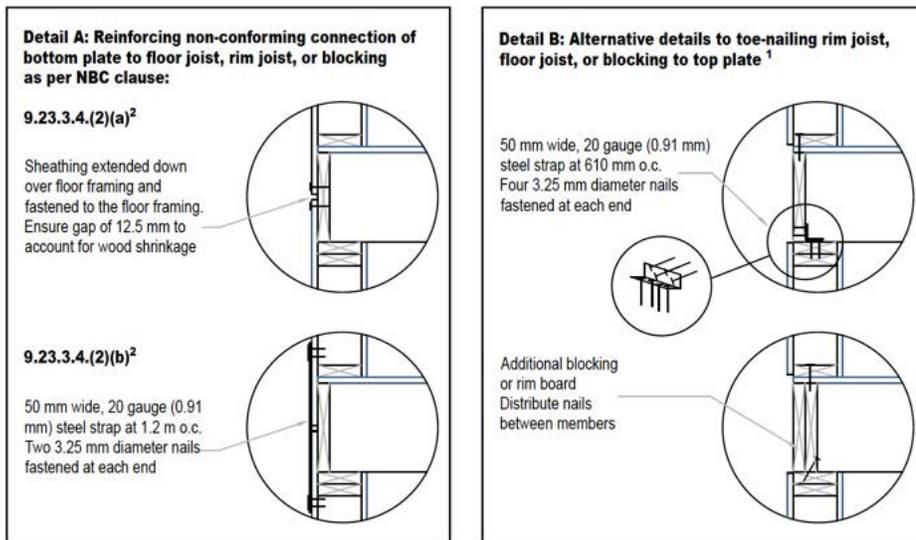
- Nail spacings in the table are for nails along intermediate supports. Maximum nail spacing at the panel edge is 150 mm.
- Adjustment factors also apply to buildings in a wooded setting or in the centre of a large town.
- C_e value of 0.7 for suburban settings.
- C_e value of 1.0 for open settings.
- For wall sheathing within 1 m of the perimeter of the building edge, use the end zone requirements. If the minimum horizontal dimension of the building is greater than 10 m, use the edge zone values for the lesser of 10% of the least horizontal dimension or 40% of the eave height.
- Tabulated values are valid for the following conditions:
 - 1, 2 or 3 storey buildings.
 - External wind pressure coefficient C_pC_g of -2.1 for edge zone and -1.75 for interior zone.
 - D. Fir-L, Hem-Fir and S-P-F wall framing lumber.

CCB 6 : Données sur l'assemblage du revêtement extérieur à la solive de bordure commune. Voir la mesure A.2.3 à l'annexe A du présent document.

Figure 10.4.2 A : Données sur l'assemblage du revêtement extérieur à la solive de bordure commune



CCB 7 : Données de la figure C5a. Voir la mesure A.2.3 à l'annexe A du présent document.



Notes:

1. Other connectors may be used provided the capacity of the connector is capable of transferring equivalent lateral, uplift, and shear forces of 82 mm toe-nails at 150 mm on centre.
2. Reinforcing non-conforming connection of bottom plate to floor joist, rim joist, or blocking connection applies to walls that meet the requirement of bottom plate nailing in the NBC Table 9.23.3.4 (400 mm o.c) but does not conform to the braced wall requirements of 150 mm o.c. Alternative details following NBC 9.23.3.4.(2)(a) and 9.23.3.4.(2)(b) are required to ensure transfer of lateral loads between storeys.

CCB 8 : Mur 11 – Assemblages des poteaux aux lisses d’assise dans les murs extérieurs.
Chevauchement de l’élément d’ossature du plancher assemblé (solives de bordure ou cales) d’au moins 50 mm. Les clous dans la solive de bordure doivent être décalés. Voir la mesure A.2.3 à l’annexe A du présent document.

Factored uplift resistance (kN/m)

Where wall sheathing used to resist uplift¹

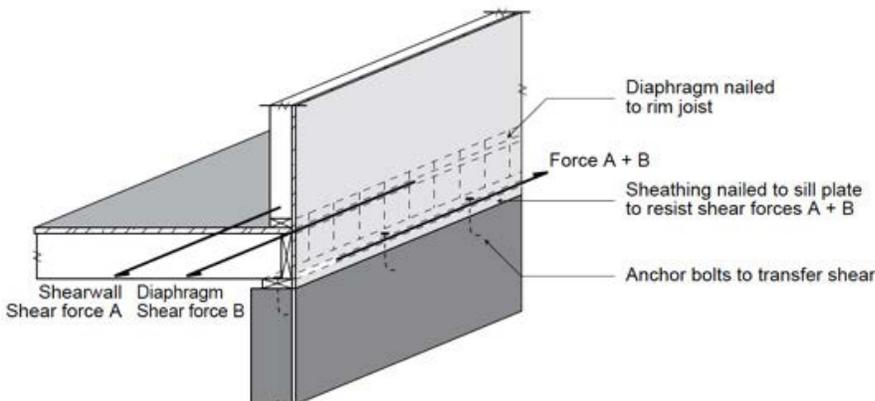
Common nail length in.	Spacing of nails in the end or rim joist ³	
	150 mm	100 mm
2	3.2	4.7
2.5	4.0	6.0
3	4.7	7.0

Notes:

1. Upper storey sheathing and lower storey sheathing shall each overlap the connecting floor framing member (rim joists or blocking) by not less than 50 mm. Nails driven into the rim joist should be staggered.
2. A gap of 3 mm minimum shall be left between the sheathing panels to accommodate shrinkage of the floor framing
3. The spacing of nailing shall not be less than required for shearwall capacity. See Tables Shearwall 10 and Shearwall 14 Case A for shearwall adjustment factors for shearwalls subject to combined shear and uplift.
4. Resistance values are for 38 mm or thicker rim joists. For proprietary rim joists see manufacturer’s literature.
5. Table applies to S-P-F and Hem-Fir lumber. For D. Fir-L multiply the resistance by 1.05. For Northern Species multiply the resistance by 0.95.
6. Lateral resistance calculated as per 12.9.4 of the CSA O86.

CCB 9 : Exemple de fixation du revêtement mural intermédiaire à la lisse d’assise. Voir la mesure A.2.3 à l’annexe A du présent document.

Figure 10.4.3 A : Transmission du cisaillement lorsque le revêtement est prolongé jusqu’à la lisse basse



Notes de fin et références

- 1 Sur les 204 catastrophes naturelles enregistrées par le Bureau d'assurance du Canada (BAC) de 1983 à 2016, 127 ont été au moins en partie causées par une tempête, un ouragan, le vent, une tempête de vent ou une tornade. Source : BAC (2017). *Assurance de dommages au Canada*, Toronto (Ontario).

Au sujet des exigences de réduction des risques associés aux vents du Code national du bâtiment du Canada (CNB), le CCB 2014 souligne ce qui suit :

Ni le Code national du bâtiment ni le présent guide ne visent à fournir des solutions contre la force directe des tornades. Selon les observations faites au Canada, les *Commentaires sur le calcul des structures* du CNB 2010 de la Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies indiquent qu'il n'est généralement pas économique de concevoir les bâtiments pour qu'ils surpassent les exigences actuelles de résistance aux tornades de la sous-section 4.1.7. du CNB en raison du faible risque de sinistre que court chaque propriétaire, mais qu'il est important d'intégrer, pour la protection des occupants, les principaux détails de construction tels que l'ancrage des planchers des résidences ordinaires à fondations permanentes, lequel est essentiellement traité à l'article 9.23.6.1. du CNB. Source : Conseil canadien du bois (2014). *Engineering Guide for Wood Frame Construction*, Ottawa (Ontario), p. A-6 à A-7.

- 3 Ville de Moore (2014). *High Wind Resistance Residential Construction Requirements*, Moore (Oklahoma).

Dufferin County Building Inspection Department et Institut de prévention des sinistres catastrophiques (2017). *Hurricane Clip Rebate Program*, Comté de Dufferin (Ontario). Sur Internet : <https://www.dufferincounty.ca/files/content-pdf/hurricane-clip-rebate-program-brochure.pdf>

- 5 À noter que le programme de Victoriaville a été adopté par huit autres municipalités québécoises. Ville de Victoriaville (2013). « Habitation durable », Victoriaville (Québec). Sur Internet : <http://www.habitationdurable.com/victoriaville/nouvelle-construction/construire-durable>
- 6 Ville de Moore (2014). *High Wind Resistance Residential Construction Requirements*, Moore (Oklahoma). Oklahoma Uniform Building Code Commission (2018). *Oklahoma Uniform Building Code Commission Rules*, titre 748, chapitre 20 (*Adopted Codes*), sous-chapitre 5 (*International Residential Code^{MD}*, édition 2015), 748:20-5-1 à 748:20-5-28 et annexe Y (*Residential Tornado Provisions*).
- 7 Ville de Moore (2014). *High Wind Resistance Residential Construction Requirements*, Moore (Oklahoma). Oklahoma Uniform Building Code Commission (2018). *Oklahoma Uniform Building Code Commission Rules*, titre 748, chapitre 20 (*Adopted Codes*), sous-chapitre 5 (*International Residential Code^{MD}*, édition 2015), 748:20-5-1 à 748:20-5-28 et annexe Y (*Residential Tornado Provisions*).
- 8 Ministère des Affaires municipales et du Logement (2012). *Code du bâtiment de l'Ontario*, Toronto (Ontario), paragraphe 9.23.3.5. 5).
- 9 Ministère des Affaires municipales et du Logement. Modification proposée au Code du bâtiment de l'Ontario de 2006 B-09-23-06, Toronto (Ontario); voir l'annexe E.
- 10 IPSC et Municipalité régionale de Durham. *Durham Region Climate Resilience Standard for New Houses*, Whitby (Ontario).
- 11 APA – The Engineered Wood Association (2018). *Building for High Wind Resistance in Light-Frame Wood Construction*, Tacoma (Washington).

- 12 Sills, D., V. Cheng, P. McCarthy, B. Rousseau, J. Waller, L. Elliott, J. Klassen et H. Auld (2012). *Using Tornado, Lightning and Population Data to Identify Tornado Prone Areas in Canada*, 26th Conference on Severe Local Storms, American Meteorological Society, Nashville (Tennessee), p. 59.
- Pour en savoir plus sur l'échelle de Fujita améliorée et sa compatibilité avec l'échelle de Fujita, voir : Wind Science and Engineering Center (2006), *A Recommendation for an Enhanced Fujita Scale (EF-Scale)*, Université Texas Tech, Lubbock (Texas).
- 13 Cheng, V. Y., G. B. Arhonditsis, D. M. Sills, H. Auld, M. W. Shephard, W. A. Gough et J. Klaassen (2013). « Probability of Tornado Occurrence across Canada », *Journal of Climate*, vol. 26, no 23, p. 9415-9428; voir la page 9415.
- Sills, D., V. Cheng, P. McCarthy, B. Rousseau, J. Waller, L. Elliott, J. Klassen et H. Auld (2012). *Using Tornado, Lightning and Population Data to Identify Tornado Prone Areas in Canada*, 26th Conference on Severe Local Storms, American Meteorological Society, Nashville (Tennessee), p. 59.
- 14 Newark, M. J. (1991). « A design basis tornado », *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 18, n° 3, p. 521-524. DOI : 10.1139/I91 063.
- 15 Newark, M. J. (1991). « A design basis tornado », *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 18, n° 3, p. 521-524. DOI : 10.1139/I91 063.
- Ramseyer, C., L. Holliday et R. Floyd (2016). « Enhanced Residential Building Code for Tornado Safety », *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 30, no 4, 04015084.
- 16 Oklahoma Uniform Building Code Commission (2018). *Oklahoma Uniform Building Code Commission Rules*, titre 748, chapitre 20 (Adopted Codes), sous-chapitre 5 (*International Residential Code*^{MD}, édition 2015), 748:20-5-1 à 748:20-5-28 et annexe Y (*Residential Tornado Provisions*). Les recommandations qui y sont faites sont très similaires aux exigences actuellement en vigueur à Moore (Oklahoma).
- 17 Au total, 93 % des tornades enregistrées dans la Base de données nationale sur les tornades du Canada : Trajectoire vérifiées étaient de force F2 ou moins. Source : Environnement et Changement climatique Canada (2017). *Base de données nationale sur les tornades du Canada : Trajectoire vérifiées (1980-2009)* – Public SIG EN. Sur Internet : <https://ouvert.canada.ca/data/fr/dataset/65658050-7a80-4da3-9a09-da137c203a34>
- Voir la description des échelles de Fujita et de Fujita améliorée dans l'encadré 1.
- Aux États-Unis, ce sont 95 % des tornades qui sont de force EF2 ou moins. Source : APA – The Engineered Wood Association (2018). *Building for High Wind Resistance in Light-Frame Wood Construction*, Tacoma (Washington).
- 18 APA – The Engineered Wood Association (2018). *Building for High Wind Resistance in Light-Frame Wood Construction*, Tacoma (Washington).
- Ramseyer, C., L. Holliday et R. Floyd (2016). « Enhanced Residential Building Code for Tornado Safety », *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 30, n° 4, 04015084.
- 19 Gavanski, E., G. Kopp et H. P. Hong (2014). « Reliability analysis of roof sheathing panels on wood-frame houses under wind loads in Canadian cities », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 717-727.
- Pour les différentes intensités de vent, voir le Code national du bâtiment du Canada (2015), sous-section 9.23.13., *Écharpes servant à résister aux charges latérales dues au vent et aux séismes*.
- 20 Kopp, G., E. Hong, E. Gavanski, D. Stedman et D. Sills (2017). « Assessment of wind speeds based on damage observations from the Angus (Ontario) Tornado of 17 June 2014 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 44, p. 37-47.

- Morrison, M. J., G. Kopp, E. Gavanski, C. Miller et A. Ashton (2014). « Assessment of damage to residential construction from the tornadoes in Vaughan, Ontario, on 20 August 2009 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 550-558.
- Wind Science and Engineering Center (2006), *A Recommendation for an Enhanced Fujita Scale (EF-Scale)*, Université Texas Tech.
- 21 Morrison, M. J., G. Kopp, E. Gavanski, C. Miller et A. Ashton (2014). « Assessment of damage to residential construction from the tornadoes in Vaughan, Ontario, on 20 August 2009 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 550-558.
- 22 Conversion en rafales de 3 secondes d'après Gavanski, E., G. Kopp et H. P. Hong (2014). « Reliability analysis of roof sheathing panels on wood-frame houses under wind loads in Canadian cities », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 717-727.
- Pour les différentes intensités de vent, voir le Code national du bâtiment du Canada (2015), sous-section 9.23.13., *Écharpes servant à résister aux charges latérales dues au vent et aux séismes*.
- 23 Environnement et Changement climatique Canada (2014). *Échelle de Fujita améliorée : indicateurs et niveaux de dommage*. Sur Internet : <https://www.canada.ca/fr/environnement-changement-climatique/services/meteo-saisonniere-dangereuse/publications/echelle-fujita-amelioree-indicateurs-dommage.html> (consulté en août 2018).
- 24 Kopp, G., E. Hong, E. Gavanski, D. Stedman et D. Sills (2017). « Assessment of wind speeds based on damage observations from the Angus (Ontario) Tornado of 17 June 2014 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 44, p. 37-47.
- Environnement et Changement climatique Canada (2014). *Échelle de Fujita améliorée : indicateurs et niveaux de dommage, chapitre 2*. Sur Internet : <https://www.canada.ca/fr/environnement-changement-climatique/services/meteo-saisonniere-dangereuse/publications/echelle-fujita-amelioree-indicateurs-dommage/chapitre-2.html>
- Wind Science and Engineering Center (2006), *A Recommendation for an Enhanced Fujita Scale (EF-Scale)*, Université Texas Tech.
- 25 Morrison, M. J., G. Kopp, E. Gavanski, C. Miller et A. Ashton (2014). « Assessment of damage to residential construction from the tornadoes in Vaughan, Ontario, on 20 August 2009 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 550-558.
- 26 Wind Science and Engineering Center (2006), *A Recommendation for an Enhanced Fujita Scale (EF-Scale)*, Université Texas Tech.
- 27 Wind Science and Engineering Center (2006), *A Recommendation for an Enhanced Fujita Scale (EF-Scale)*, Université Texas Tech.
- 28 Environnement et Changement climatique Canada (2014). *Échelle de Fujita améliorée : indicateurs et niveaux de dommage*. Sur Internet : <https://www.canada.ca/fr/environnement-changement-climatique/services/meteo-saisonniere-dangereuse/publications/echelle-fujita-amelioree-indicateurs-dommage.html>
- 29 Kopp, G., E. Hong, E. Gavanski, D. Stedman et D. Sills (2017). « Assessment of wind speeds based on damage observations from the Angus (Ontario) Tornado of 17 June 2014 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 44, p. 37-47.
- Morrison, M. J., G. Kopp, E. Gavanski, C. Miller et A. Ashton (2014). « Assessment of damage to residential construction from the tornadoes in Vaughan, Ontario, on 20 August 2009 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 550-558.

- 30 Morrison, M. J., G. Kopp, E. Gavanski, C. Miller et A. Ashton (2014). « Assessment of damage to residential construction from the tornadoes in Vaughan, Ontario, on 20 August 2009 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 550-558.
- Kopp, G., E. Hong, E. Gavanski, D. Stedman et D. Sills (2017). « Assessment of wind speeds based on damage observations from the Angus (Ontario) Tornado of 17 June 2014 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 44, p. 37-47.
- 31 CityNews (2010). One Year Ago: Tornado Touches Down In Vaughan. Sur Internet : <http://www.citynews.ca/2010/08/20/one-year-ago-tornado-touches-down-in-vaughan/>
- Kyonka, N., P. Edwards et N. Baute (2009). « Residents pick up the pieces after the storm », The Toronto Star. Sur Internet : https://www.thestar.com/news/gta/2009/08/22/residents_pick_up_the_pieces_after_storm.html
- 32 Morrison, M. J., G. Kopp, E. Gavanski, C. Miller et A. Ashton (2014). « Assessment of damage to residential construction from the tornadoes in Vaughan, Ontario, on 20 August 2009 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 550-558.
- 33 Morrison, M. J., G. Kopp, E. Gavanski, C. Miller et A. Ashton (2014). « Assessment of damage to residential construction from the tornadoes in Vaughan, Ontario, on 20 August 2009 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 550-558.
- 34 Morrison, M. J., G. Kopp, E. Gavanski, C. Miller et A. Ashton (2014). « Assessment of damage to residential construction from the tornadoes in Vaughan, Ontario, on 20 August 2009 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 550-558.
- 35 Morrison, M. J., G. Kopp, E. Gavanski, C. Miller et A. Ashton (2014). « Assessment of damage to residential construction from the tornadoes in Vaughan, Ontario, on 20 August 2009 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 550-558.
- 36 Riley, M. et F. Sadek (2003). *Experimental Testing of Roof to Wall Connections in Wood Frame Houses*, Building and Fire Research Laboratory, National Institute for Standards and Technology, Gaithersburg (Maryland).
- 37 Morrison, M. J., G. Kopp, E. Gavanski, C. Miller et A. Ashton (2014). « Assessment of damage to residential construction from the tornadoes in Vaughan, Ontario, on 20 August 2009 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 550-558.
- 38 Morrison, M. J., G. Kopp, E. Gavanski, C. Miller et A. Ashton (2014). « Assessment of damage to residential construction from the tornadoes in Vaughan, Ontario, on 20 August 2009 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 550-558.
- 39 Kopp, G., E. Hong, E. Gavanski, D. Stedman et D. Sills (2017). « Assessment of wind speeds based on damage observations from the Angus (Ontario) Tornado of 17 June 2014 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 44, p. 37-47.
- 40 Kopp, G., E. Hong, E. Gavanski, D. Stedman et D. Sills (2017). « Assessment of wind speeds based on damage observations from the Angus (Ontario) Tornado of 17 June 2014 », *Revue canadienne de génie civil* vol. 44, p. 37-47.
- 41 Kopp, G., E. Hong, E. Gavanski, D. Stedman et D. Sills (2017). « Assessment of wind speeds based on damage observations from the Angus (Ontario) Tornado of 17 June 2014 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 44, p. 37-47.
- 42 Kopp, G., E. Hong, E. Gavanski, D. Stedman et D. Sills (2017). « Assessment of wind speeds based on damage observations from the Angus (Ontario) Tornado of 17 June 2014 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 44, p. 37-47.

- 43 Morrison, M., D. Henderson et G. Kopp (2012). « The response of a wood-frame, gable roof to fluctuating wind loads », *Engineering Structures*, vol. 41, p. 498-509.
- 44 Conseil canadien du bois (2014). *Engineering Guide for Wood Frame Construction*, Ottawa (Ontario), p. A-6; voir la section *Performance of wood frame construction under high wind loads*.
- Articles cités dans cette section :
- Allen, D. E. (1984). *Tornado Damage at Blue Sea Lake and Nicabong, Quebec, July 1984*, Division des recherches en bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa (Ontario).
- Allen, D. E. (1986). « Tornado Damage in the Barrie/Orangeville Area, Ontario, May, 1985 », *Building Research Note*, vol. 240, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa (Ontario).
- Crandell, J. H., E. M. Gibson, M. S. Laatsch, M. S. Nowak et J. A. vanOvereem (1993). « Statistically-Based Evaluation of Homes Damaged by Hurricanes Andrew and Iniki », *Hurricanes of 1992: Lessons Learned and Implications for the Future*, American Society of Civil Engineers, Reston (Virginie).
- Dalglish, W. A. et D. E. Allen (1994). *Tornado Damage in Aylmer, Quebec on August 4, 1994*, rapport interne no 669, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa (Ontario).
- Douglas, B. K. (1992). *Hurricane Andrew, Part 2, Wood Building Analysis and Recommendations*, rapport spécial de la National Forest Products Association.
- Keith, E. L. et J. D. Rose (1992). *Hurricane Andrew: structural performance of buildings in Southern Florida*, rapport T92-21, American Plywood Association, Tacoma (Washington).
- Sheffield, J. W. (1993). « A Survey of Building Performance in Hurricane Iniki and Typhoon Omar », *Hurricanes of 1992: Lessons Learned and Implications for the Future*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginie.
- Sparks, P. R. et S. A. Bhinderwala (1993). « Relationship Between Residential Insurance Losses and Wind Conditions in Hurricane Andrew », *Hurricanes of 1992: Lessons Learned and Implications for the Future*, American Society of Civil Engineers, Reston (Virginie).
- Wolfe, R. W., R. M. Riba et M. Triche (1993). « Wind Resistance of Conventional Light-Frame Buildings », *Hurricanes of 1992: Lessons Learned and Implications for the Future*, American Society of Civil Engineers, Reston (Virginie).
- 45 Morrison, M. (2010). *Response of a Two-Story Residential House Under Realistic Fluctuating Wind Loads*, thèse de doctorat, département de génie civil et environnemental, Université Western Ontario.
- Morrison, M. et G. Kopp (2011). « Performance of toe-nail connections under realistic wind loading », *Engineering Structures*, vol. 33, n° 1, p. 69-76.
- Morrison, M., D. Henderson et G. Kopp (2012). « The response of a wood-frame, gable roof to fluctuating wind loads », *Engineering Structures*, vol. 41, p. 498-509.
- 46 Nateghi, A. F. (1996). « Assessment of wind speeds that damage buildings », *Natural Hazards*, vol. 14, p. 73-84.
- 47 Kopp, G. (2009). *Damage observations from the Vaughan tornadoes of August 20, 2009*, présentation à l'Institut de prévention des sinistres catastrophiques, septembre 2009.
- Kopp, G. (2008). *Full-scale testing at the insurance research lab for better homes*, présentation à l'Institut de prévention des sinistres catastrophiques, septembre 2008.
- 48 Bohonos, J. J. et D. E. Hogan (1999). « The medical impact of tornadoes in North America », *The Journal of Emergency Medicine*, vol. 17, n° 1, p. 67-73.
- 49 Allen (1992), Allen (1986), Allen (1984) et Carter et autres (1989), cités dans Cheng, V. Y., G. B. Arhonditsis, D. M. Sills, H. Auld, M. W. Shephard, W. A. Gough et J. Klaassen (2013). « Probability of Tornado Occurrence across Canada », *Journal of Climate*, vol. 26, n° 23, p. 9415-9428; voir la p. 9415.

- 50 CNB 2015, sous-section 9.23.6., *Ancrage*.
- 51 Sandink, D. et G. Kopp (2018). « Part B: Tornado/Extreme Wind Protection », *Durham Region Climate Resilience Standard*, version provisoire aux fins de consultation, Municipalité régionale de Durham et Institut de prévention des sinistres catastrophiques.
- 52 Voir par exemple le CNB, paragraphe 9.4.1.1. 1) (qui fait partie de la sous-section 9.4.1., *Exigences de calcul et limites d'application*), ainsi que les paragraphes 9.23.13.1. 2), 9.23.13.2. 2) et 9.23.13.3. 2), qui comprennent les exigences relatives aux bâtiments visés par la partie 9 en cas de forces dues au vent faibles à modérées (PHV dépassée une fois en 50 ans inférieure à 0,80 kPa), élevées (PHV dépassée une fois en 50 ans inférieure à 1,20 kPa) et extrêmes (PHV dépassée une fois en 50 ans égale ou supérieure à 1,20 kPa).

Par exemple, pour une PHV dépassée une fois en 50 ans inférieure à 0,80 kPa, l'article 9.23.13.1., *Exigences applicables en cas de forces dues au vent et aux séismes faibles à modérées*, indique : « Les écharpes servant à résister aux charges latérales doivent être conçues et construites [...] conformément i) aux articles 9.23.13.4. à 9.23.13.7.; ii) à la partie 4; ou iii) aux règles de l'art de l'ingénierie, telles que celles décrites dans le document CCB 2014, "Engineering Guide for Wood Frame Construction." »

Le CNB fait référence au CCB 2014 dans les annexes suivantes :

A-9.4.1.1
A-9.23.13.1

- 53 CNB 2015.
- 54 Kopp, G. A., J. K. Galsworthy et J. H. Oh (2010). « Horizontal Wind loads on Open-Frame, Low-Rise Buildings », *Journal of Structural Engineering*, vol. 136, n° 1, p. 98-105.
- 55 Voir, par exemple : Ministère des Affaires municipales et du Logement (2016). *Sécurité-incendie sur les chantiers de construction de bâtiments en bois de cinq ou six étages en Ontario : Lignes directrices sur les pratiques exemplaires*, Imprimeur de la Reine pour l'Ontario, Toronto (Ontario).
- 56 Voir aussi : Ramseyer, C., L. Holliday et R. Floyd (2016). « Enhanced Residential Building Code for Tornado Safety », *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 30, n° 4, 04015084.
- 57 Coûts d'installation d'un revêtement intermédiaire en OSB : 7/16 po = 1,48 \$ par pi² (clouage pneumatique), 1,66 \$ par pi² (clouage manuel).
RSMMeans, données sur les coûts résidentiels tirées de RSMO, troisième trimestre, 2018. © RSMMeans, Rockland (Massachusetts), 781-422-5000; tous droits réservés
- 58 RSMMeans, données sur les coûts résidentiels tirées de RSMO, troisième trimestre, 2018. © RSMMeans, Rockland (Massachusetts), 781-422-5000; tous droits réservés.

Contreplaqué :

3/8 po = 1,72 \$ par pi² (clouage pneumatique), 1,90 \$ par pi² (clouage manuel).

1/2 po = 1,81 \$ par pi² (clouage pneumatique), 1,99 \$ par pi² (clouage manuel).

Hausse totale des coûts = 0,09 \$ par pi² (clouage pneumatique et manuel) si l'on passe de 3/8 po à 1/2 po.

OSB :

7/16 po = 1,48 \$ par pi² (clouage pneumatique), 1,66 \$ par pi² (clouage manuel).

1/2 po = 1,56 \$ par pi² (clouage pneumatique), 1,66 \$ par pi² (clouage manuel).

Hausse totale des coûts = 0,08 \$ et 0,00 \$ par pi² (clouage pneumatique et manuel, respectivement) si l'on passe de 3/8 po à 1/2 po.

Comparaison des coûts de matériel et de main-d'œuvre des OSB et du contreplaqué, pour des revêtements muraux intermédiaires ou des supports de couverture de 1/2 po :

Supports de couverture : OSB = 1,39 \$ par pi²; contreplaqué de 1/2 po = 1,65 \$ par pi².

Revêtements muraux intermédiaires : OSB = 1,57 \$ par pi²; contreplaqué de 1/2 po = 1,78 \$ par pi².

59 Le coût des embases et chapiteaux varierait selon le bâtiment en question (taille des poteaux, profondeur de la dalle, etc.). Aux fins d'exemple, voici le prix de détail suggéré par le fabricant de produits précis :

Une embase pour un poteau de 4 × 4 po qui peut être encastrée dans le béton (d'une dalle de 6 po), qui peut résister à une charge de soulèvement de 9,4 kN et qui demeure visible après l'installation se vend environ 78,00 \$, alors qu'une embase de base pour un poteau de 4 po pouvant résister à une charge de soulèvement de 4,5 kN se vend environ 23,00 \$. Dans cet exemple, pour un porche à deux poteaux, le coût supplémentaire serait de 110,00 \$.

Une embase pour un poteau de 6 × 6 po qui peut être encastrée dans le béton (d'une dalle de 6 po), qui peut résister à une charge de soulèvement de 9,4 kN et qui demeure visible après l'installation se vend environ 208,00 \$, alors qu'une embase de base pour un poteau de 6 po pouvant résister à une charge de soulèvement de 5,3 kN se vend environ 58,00 \$. Dans cet exemple, pour un porche à deux poteaux, le coût supplémentaire serait de 300,00 \$.

60 L'espacement de 16 po entre axes des éléments d'ossature de toit augmenterait aussi les coûts de construction (d'environ 900 \$), mais cette mesure n'a pas été incluse dans le rapport. Source : Ramseyer, C., L. Holliday et R. Floyd (2016). « Enhanced Residential Building Code for Tornado Safety », *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 30, no 4, 04015084.

RSMMeans, données sur les coûts résidentiels tirées de RSMO, troisième trimestre, 2018. © RSMMeans, Rockland (Massachusetts), 781-422-5000; tous droits réservés.

62 Voir, par exemple :

Multihazard Mitigation Council (2017). *Natural Hazard Mitigation Saves 2017 Interim Report: An Independent Study*. Porter, K. (enquêteur en chef), C. Scawthorn, N. Dash, J. Santos (enquêteurs adjoints) et P. Schneider (directeur), National Institute of Building Sciences, Washington (District de Columbia).

Simmons, K., P. Kovacs et G. Kopp (2015). « Tornado Damage Mitigation: Benefit-Cost Analysis of Enhanced Building Codes in Oklahoma », *Weather, Climate and Society*, vol. 7, p. 169-178.

Sutter, D., D. DeSilva et J. Kruse (2009). « An economic analysis of wind resistant construction », *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 97, p. 113-119.

63 Simmons, K., P. Kovacs et G. Kopp (2015). « Tornado Damage Mitigation: Benefit-Cost Analysis of Enhanced Building Codes in Oklahoma », *Weather, Climate and Society*, vol. 7, p. 169-178.

64 Ramseyer, C., L. Holliday et R. Floyd (2016). « Enhanced Residential Building Code for Tornado Safety », *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 30, n° 4, 04015084.

65 Sutter, D., D. DeSilva et J. Kruse (2009). « An economic analysis of wind resistant construction », *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 97, p. 113-119.

66 Applied Research Associates (2002). *Analysis of costs and loss reduction benefits of windborne debris protection – South Carolina coast exposure C residential buildings*, rapport n° 1082, Raleigh (Caroline du Nord). Cité dans Sutter, D., D. DeSilva et J. Kruse (2009). « An economic analysis of wind resistant construction », *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 97, p. 113-119.

67 Sutter, D., D. DeSilva et J. Kruse (2009). « An economic analysis of wind resistant construction », *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 97, p. 113-119.

68 Voir, par exemple :

Multihazard Mitigation Council (2017). *Natural Hazard Mitigation Saves 2017 Interim Report: An Independent Study*. Porter, K. (enquêteur en chef), C. Scawthorn, N. Dash, J. Santos (enquêteurs adjoints) et P. Schneider (directeur), National Institute of Building Sciences, Washington (District de Columbia).

69 On a demandé à neuf entrepreneurs ontariens quelle différence il y aurait dans le coût d'installation de bardeaux laminés par rapport à celui des bardeaux à trois jupes ordinaires. Six d'entre eux ont fourni des estimations (en supposant l'utilisation de 3 paquets de bardeaux par carré).

Entrepreneur	Augmentation des coûts		Notes
	Matériaux	Installation	
1	Augmentation de 4 \$ par paquet	De 3,50 à 7,00 \$ par paquet	Les coûts varient selon la pente, l'accessibilité et la complexité du toit, entre autres.
	Augmentation de 7,50 à 11,00 \$ par paquet Total : Augmentation de 22,50 à 33,00 \$ par carré		
2	Coûts similaires, mais la garantie des bardeaux à trois jupes laisse à désirer. Les bardeaux à trois jupes doivent être bien alignés, ce qui demande du temps (l'installation peut donc être plus longue, selon la situation).		L'installation de bardeaux à trois jupes est devenue rare, puisque les clients veulent une meilleure garantie. Les bardeaux à trois jupes sont utilisés dans 1 % des travaux de toiture (réparation partielle, achat préalable des bardeaux par le client, travaux payés par les assurances).
3	Augmentation minimale de 0,65 à 1,50 \$ par paquet	Augmentation minimale	Les coûts varient selon la pente, l'accessibilité et la complexité du toit, entre autres.
	Augmentation de 0,65 à 1,50 \$ par paquet, plus une augmentation minimale du coût d'installation Total : Augmentation de 1,95 à 4,50 \$, plus une augmentation minimale du coût d'installation par carré		
4	Augmentation minimale de 1,00 \$ par paquet	Augmentation minimale	L'installation de bardeaux à trois jupes est devenue rare, puisque les clients veulent une meilleure garantie.
	Augmentation de 1,00 \$ par paquet, plus une augmentation minimale du coût d'installation Total : Augmentation de 3,00 \$, plus une augmentation minimale du coût d'installation par carré		
5	Aucune différence majeure, augmentation totale d'environ 2,00 \$ par paquet Total : Augmentation d'environ 6,00 \$ par carré		L'installation de bardeaux à trois jupes est devenue rare, puisque les clients veulent une meilleure garantie. Les bardeaux architecturaux sont essentiellement la norme.
6	Augmentation de 3,00 à 4,00 \$ par paquet	Augmentation de 1,00 à 2,00 \$ par paquet	L'installation de bardeaux à trois jupes est devenue rare, puisque les clients veulent une meilleure garantie. Aucune comparaison entre les deux types; les bardeaux architecturaux sont bien meilleurs
	Augmentation de 4,00 à 6,00 \$ par paquet Total : Augmentation de 12,00 à 18,00 \$ par carré		
7	-		L'installation des bardeaux architecturaux est plus facile et nécessite donc moins d'expérience.
8	-		L'installation de bardeaux à trois jupes est devenue rare, puisque les clients veulent une meilleure garantie.

Selon ces estimations, le coût d'installation des bardeaux architecturaux est donc supérieur à celui des bardeaux à trois jupes de 1,95 à 33,00 \$ par carré (en supposant l'utilisation de trois paquets par carré).

- 70 RSMMeans, données sur les coûts résidentiels tirées de RSMO, troisième trimestre, 2018. © RSMMeans, Rockland (Massachusetts), 781-422-5000; tous droits réservés.
- 71 RSMMeans, données sur les coûts résidentiels tirées de RSMO, troisième trimestre, 2018. © RSMMeans, Rockland (Massachusetts), 781-422-5000; tous droits réservés.
- 72 Terme générique désignant un système de platelage étanche composé de panneaux structuraux de bois et d'une sous-couche intégrée assemblée en usine, dont on a étanchéisé les joints sur place avec du ruban.
- 73 Estimation d'après la consultation de fabricants et de fournisseurs, pour une résidence moyenne de 2 000 pi² avec un toit en croupe.
- Les détaillants ont indiqué que le ruban en question coûte environ 50 \$ par rouleau. Cette valeur augmenterait le coût d'installation d'environ 350 \$ pour le type de toit et la superficie donnés en exemple, si l'on garde le même coût de main-d'œuvre.
- À noter que le rapport ESR-2227 qualifie le produit en question de ruban autoadhésif appliqué à froid servant à l'étanchéisation des fenêtres, des cadres de porte et des ouvertures dans les murs et le toit.
- Voir : ICC Evaluation Service (2018). Rapport d'évaluation ESR-2227 pour le ruban d'étanchéité flexible ZIP System d'Huber Engineered Woods LLC, division *Thermal and Moisture Protection*, section *Flexible Flashing*, Charlotte (Caroline du Nord).
- Huber Engineered Woods (2018). *ZIP System Roof Sheathing & Wall Sheathing*. Sur Internet : <http://www.huberwood.com/zipsystem/products/zip-system-wall>
- 74 Dufferin County Building Inspection Department et Institut de prévention des sinistres catastrophiques (2017). *Hurricane Clip Rebate Program*, Comté de Dufferin (Ontario). Sur Internet : <https://www.dufferincounty.ca/files/content-pdf/hurricane-clip-rebate-program-brochure.pdf>
- 75 Dufferin County Building Inspection Department et Institut de prévention des sinistres catastrophiques (2017). *Hurricane Clip Rebate Program*, comté de Dufferin (Ontario). Sur Internet : <https://www.dufferincounty.ca/files/content-pdf/hurricane-clip-rebate-program-brochure.pdf>
- 76 Adapté de : Ville de Moore (2014). *High Wind Resistance Residential Construction Requirements*, Moore (Oklahoma).
- Ramseyer, C. et L. Holliday (2014). *City of Moore: New Building Code for Tornado Resistance*, présentation durant la réunion du Conseil municipale de Moore, 18 février 2014.
- 77 APA – The Engineered Wood Association (2018). *Building for High Wind Resistance in Light-Frame Wood Construction*, Tacoma (Washington).
- 78 Il faut des vitesses de vent supérieures (limite supérieure des niveaux de dommage 4 et 6) pour entraîner le soulèvement du platelage et l'arrachement d'une partie des toits en croupe. Kopp et autres (2017) ont aussi observé que la défaillance des toits en croupe nécessite des vents d'une vitesse médiane supérieure de 50 km/h à celle nécessaire pour causer la défaillance des toits à deux versants, ce qui équivaut à un échelon de l'échelle de Fujita améliorée.
- 79 Sur Internet : <https://apps.floridadisaster.org/hrg/content/roofs/bracing.asp>
- 80 Division of Emergency Management. *Gable End Bracing*, Floride. Sur Internet : <https://apps.floridadisaster.org/hrg/content/roofs/bracing.asp> (consulté en août 2018).
- Insurance Institute for Business and Home Safety (2015). *High Wind Standards*, Tampa (Floride).
- 81 Division of Emergency Management. *Gable End Bracing*, Floride. Sur Internet : <https://apps.floridadisaster.org/hrg/content/roofs/bracing.asp> (consulté en août 2018; image utilisée avec permission).

- 82 Morrison, M. (2010). *Response of a Two-Story Residential House Under Realistic Fluctuating Wind Loads*, thèse de doctorat, département de génie civil et environnemental, Université Western Ontario.
- 83 Voir l'analyse documentaire dans Gavanski, E., G. Kopp et H. P. Hong (2014). « Reliability analysis of roof sheathing panels on wood-frame houses under wind loads in Canadian cities », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 717-727.
- 84 Kopp, G., J. Oh et D. Inculet (2008). « Wind-Induced Internal Pressures in Houses », *Journal of Structural Engineering*, vol. 134, p. 1129-1138.
- Morrison, M. (2010). *Response of a Two-Story Residential House Under Realistic Fluctuating Wind Loads*, thèse de doctorat, département de génie civil et environnemental, Université Western Ontario.
- 85 Sparks, P., S. Schiff et T. Reinhold (1994). « Wind damage to envelopes of houses and consequent insurance losses », *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 53, n°s 1-2, p. 145-155.
- 86 Morrison, M. (2010). *Response of a Two-Story Residential House Under Realistic Fluctuating Wind Loads*, thèse de doctorat, département de génie civil et environnemental, Université Western Ontario.
- 87 Kopp, G., E. Hong, E. Gavanski, D. Stedman et D. Sills (2017). « Assessment of wind speeds based on damage observations from the Angus (Ontario) Tornado of 17 June 2014 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 44, p. 37-47.
- 88 Adapté de : *MODIFICATION PROPOSÉE AU CODE DU BÂTIMENT 2012, RÈGL. DE L'ONT. 332/12, TEL QUE MODIFIÉ*, n° de la modification : 2-CC-B-09-23-01; renvoi au code : Div. B, 9.23.3.4.
- 89 Pour en savoir plus sur les fermes à chevrons relevés :
- The Engineered Wood Association (2014). *Use of Wood Structural Panels for Energy-Heel Trusses*, System Report 103, Tacoma (Washington). Sur Internet : <https://www.apawood.org/publication-search?q=SR-103&tid=1>
- The Engineered Wood Association (2016). *Raised-Heel Trusses for Efficient, Cost-Effective, Comfortable Homes*, R330, Tacoma (Washington). Sur Internet : <https://www.apawood.org/publication-search?q=R330>
- 90 The Engineered Wood Association (2016). *Raised-Heel Trusses for Efficient, Cost-Effective, Comfortable Homes*, R330, Tacoma (Washington). Sur Internet : <https://www.apawood.org/publication-search?q=R330>. Image utilisée avec permission.
- 91 Voir les analyses dans Morrison, M. (2010). *Response of a Two-Story Residential House Under Realistic Fluctuating Wind Loads*, thèse de doctorat, département de génie civil et environnemental, Université Western Ontario.
- 92 Reed, T., D. Rosowsky et S. Schiff (1997). « Uplift Capacity of Light-Frame Rafter to Top Plate Connections », *Journal of Architectural Engineering*, vol. 3, n° 4, p. 156-163.
- 93 Communication personnelle, David Potter, chef du service du bâtiment, Ville de Newmarket, 12 avril 2018.
- 94 Selon un résumé de la littérature présenté dans Morrison, M. (2010). *Response of a Two-Story Residential House Under Realistic Fluctuating Wind Loads*, thèse de doctorat, département de génie civil et environnemental, Université Western Ontario.
- 95 Reed, T., D. Rosowsky et S. Schiff (1997). « Uplift Capacity of Light-Frame Rafter to Top Plate Connections », *Journal of Architectural Engineering*, vol. 3, n° 4, p. 156-163.
- Cité dans Amini, M.O. et J. W. van de Lindt (2014). « Quantitative Insight into Rational Tornado Design Wind Speeds for Residential Wood-Frame Structures Using Fragility Approach », *Journal of Architectural Engineering*, vol. 140, n° 7, 04014033.

- 96 Morrison, M. (2010). *Response of a Two-Story Residential House Under Realistic Fluctuating Wind Loads*, thèse de doctorat, département de génie civil et environnemental, Université Western Ontario.
- Morrison, M. et G. Kopp (2011). « Performance of toe-nail connections under realistic wind loading », *Engineering Structures*, vol. 33, n° 1, p. 69-76.
- 97 Morrison, M. (2010). *Response of a Two-Story Residential House Under Realistic Fluctuating Wind Loads*, thèse de doctorat, département de génie civil et environnemental, Université Western Ontario.
- Morrison, M. et G. Kopp (2011). « Performance of toe-nail connections under realistic wind loading », *Engineering Structures*, vol. 33, n° 1, p. 69-76.
- 98 Morrison, M. (2010). *Response of a Two-Story Residential House Under Realistic Fluctuating Wind Loads*, thèse de doctorat, département de génie civil et environnemental, Université Western Ontario.
- Morrison, M. et G. Kopp (2011). « Performance of toe-nail connections under realistic wind loading », *Engineering Structures*, vol. 33, n° 1, p. 69-76.
- 99 Morrison, M. (2010). *Response of a Two-Story Residential House Under Realistic Fluctuating Wind Loads*, thèse de doctorat, département de génie civil et environnemental, Université Western Ontario.
- Morrison, M. et G. Kopp (2011). « Performance of toe-nail connections under realistic wind loading », *Engineering Structures*, vol. 33, n° 1, p. 69-76.
- 100 Morrison, M. (2010). *Response of a Two-Story Residential House Under Realistic Fluctuating Wind Loads*, thèse de doctorat, département de génie civil et environnemental, Université Western Ontario.
- 101 Kopp, G., E. Hong, E. Gavanski, D. Stedman et D. Sills (2017). « Assessment of wind speeds based on damage observations from the Angus (Ontario) Tornado of 17 June 2014 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 44, p. 37-47; voir la page 39.
- 102 Morrison, M. et G. Kopp (2011). « Performance of toe-nail connections under realistic wind loading », *Engineering Structures*, vol. 33, n° 1, p. 69-76.
- Morrison, M. (2010). *Response of a Two-Story Residential House Under Realistic Fluctuating Wind Loads*, thèse de doctorat, département de génie civil et environnemental, Université Western Ontario.
- 103 Morrison, M., D. Henderson et G. Kopp (2012). « The response of a wood-frame, gable roof to fluctuating wind loads », *Engineering Structures*, vol. 41, p. 498-509.
- 104 Morrison, M., D. Henderson et G. Kopp (2012). « The response of a wood-frame, gable roof to fluctuating wind loads », *Engineering Structures*, vol. 41, p. 498-509.
- 105 Kopp, G., J. Oh et D. Inculet (2008). « Wind-Induced Internal Pressures in Houses », *Journal of Structural Engineering*, vol. 134, p. 1129-1138.
- Morrison, M. et G. Kopp (2010). « Analysis of Wind-Induced Clip Loads on Standing Seam Metal Roofs », *Journal of Structural Engineering*, vol. 136, n° 3, p. 334-337..
- 106 Nateghi, A. F. (1996). « Assessment of wind speeds that damage buildings », *Natural Hazards*, vol. 14, p. 73-84.
- 107 Morrison, M. (2010). *Response of a Two-Story Residential House Under Realistic Fluctuating Wind Loads*, thèse de doctorat, département de génie civil et environnemental, Université Western Ontario.
- Morrison, M. et G. Kopp (2011). « Performance of toe-nail connections under realistic wind loading », *Engineering Structures*, vol. 33, n° 1, p. 69-76.

108 Dans le cas des toits à deux versants dont les supports de couverture sont fixés sur place par des clous 6d espacés de 150 mm entre axes sur les rives et de 300 mm entre axes sur les supports intermédiaires, les supports de couverture sont plus susceptibles de faire défaillance que les assemblages toit-mur. En revanche, avec des clous 8d, la défaillance complète des toits à deux versants est plus probable que celle des supports de couverture. Ainsi, pour les toits à deux versants dotés d'assemblages toit-mur cloués en biais, « les assemblages toit-mur sont le maillon faible de la transmission des charges verticales, et non les supports de couverture ». De même, « pour les toits en croupe, la défaillance des supports de couverture fixés par des clous 6d est plus probable », à la distinction que « la probabilité de défaillance des assemblages toit-mur est similaire à celle des supports de couverture fixés par des clous 8d; on peut donc s'attendre à voir un nombre comparable de cas ». Il faut aussi souligner que « la probabilité médiane de défaillance des supports de couverture fixés par des clous 8d est à environ 230 km/h pour les toits à deux versants et à 260 km/h pour les toits en croupe, s'il ne leur manque aucun clou. Avec des assemblages toit-mur parfaits, la valeur médiane pour les toits à deux versants est d'environ 200 km/h, et pour les toits en croupe, d'environ 260 km/h ».

« Si l'on compare les courbes de fragilité représentant la probabilité de défaillance des assemblages toit-mur et des supports de couverture des toits à deux versants, celles des assemblages toit-mur se situent entre celles des supports de couverture fixés avec des clous 6d et 8d, peu importe la configuration du voisinage (sauf aux valeurs correspondant à une forte probabilité de défaillance). Par conséquent, on pourrait s'attendre à voir plus de défaillances mettant en cause des supports de couverture fixés avec des clous 6d que des assemblages toit-mur (ou possiblement une défaillance des assemblages toit-mur accompagnée de l'arrachement de certains supports de couverture). Par contre, si les supports de couverture sont fixés par des clous 8d, la défaillance complète des toits (à deux versants) est plus probable [...]. Ainsi, dans les toits à deux versants dotés d'assemblages cloués en biais, les assemblages toit-mur sont le maillon faible de la transmission des charges verticales, et non les supports de couverture [...]. Pour les toits en croupe, la défaillance des supports de couverture fixés par des clous 6d est plus probable, mais la probabilité de défaillance des assemblages toit-mur est similaire à celle des supports de couverture fixés par des clous 8d; on peut donc s'attendre à voir un nombre comparable de cas. »

Source : Kopp, G., E. Hong, E. Gavanski, D. Stedman et D. Sills (2017). « Assessment of wind speeds based on damage observations from the Angus (Ontario) Tornado of 17 June 2014 », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 44, p. 37-47.

109 Morrison, M. et G. Kopp (2011). « Performance of toe-nail connections under realistic wind loading », *Engineering Structures*, vol. 33, n° 1, p. 69-76.

110 Exigences du CNB concernant le clouage en biais :

Fermes et chevrons (extérieurs)	3-82 mm (12d) nails
---------------------------------	---------------------

Article 12.9.5 de la norme CSA O86-F14 :

$P_{rw} = \phi Y_w L_p n_f J_A J_B$
$\phi = 0,6$
<p>Y_w est la résistance à l'arrachement par mm de pénétration (dans le second élément) La valeur ϕY_w est présentée sous forme de tableau dans le Wood Design Manual du CCB pour les catégories de bois et les types de clous courants</p>
<p>L_p est la longueur de pénétration du clou dans l'élément principal Puisque le CNB exige qu'au moins la moitié du clou soit enfoncée dans la sablière, la valeur L_p doit être au minimum de $0,5 * L_f$ (longueur du clou)</p>
$n_f = 3$ (nombre de clous dans l'assemblage)
$J_A = 0,67$ (facteur de réduction pour le clouage en biais)
$J_B = 1,0$ (augmentation admise dans les assemblages avec clous rivés)

Clous torsadés ordinaires (faible résistance)			ϕY_w [N/mm]	
Longueur			Douglas-mélèze	Épinette-pin-sapin
3 po	76,2 mm	10d	5,2	3,7
3 ¼ po	82,5 mm	12d	5,7	4,1
3 ½ po	88,9 mm	16d	6,2	4,4

Épinette-pin-sapin (minimum) :

$$P_{rw} = 4,1 * (0,5 * 82,5) * 3 * 0,67 * 1,0 = 339,94 \text{ N}$$

Non pondérée : $P_{rw} = 566,6 \text{ N}$

Douglas-mélèze (comme dans Morrison et Kopp, 2011) :

$$P_{rw} = 5,7 * (0,5 * 82,5) * 3 * 0,67 * 1,0 = 475,81 \text{ N}$$

Non pondérée : $P_{rw} = 793,0 \text{ N}$

111 American Wood Council (2013). *Guide to Wood Construction in High Wind Areas for One- and Two-Family Dwellings : 130 MPH Exposure B*, Leesburg (Virginie).

112 Henderson, D., C. Williams, E. Gavanski et G. Kopp (2013). « Failure mechanisms of roof sheathing under fluctuating wind loads », *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 114, p. 27-37.

113 Gavanski, E., G. Kopp et H. P. Hong (2014). « Reliability analysis of roof sheathing panels on wood-frame houses under wind loads in Canadian cities », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 717-727.

- 114 Gavanski, E., G. Kopp et H. P. Hong (2014). « Reliability analysis of roof sheathing panels on wood-frame houses under wind loads in Canadian cities », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 717-727.
- 115 Gavanski, E., G. Kopp et H. P. Hong (2014). « Reliability analysis of roof sheathing panels on wood-frame houses under wind loads in Canadian cities », *Revue canadienne de génie civil*, vol. 41, p. 717-727.
- 116 Morrison, M. et G. Kopp (2011). « Performance of toe-nail connections under realistic wind loading », *Engineering Structures*, vol. 33, n° 1, p. 69-76.
- 117 Henderson, D., C. Williams, E. Gavanski et G. Kopp (2013). « Failure mechanisms of roof sheathing under fluctuating wind loads », *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 114, p. 27-37.
- 118 Henderson, D., C. Williams, E. Gavanski et G. Kopp (2013). « Failure mechanisms of roof sheathing under fluctuating wind loads », *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 114, p. 27-37.
- 119 Insurance Institute for Business and Home Safety (2015). *High Wind Standards*, Tampa (Floride).
- 120 Sparks, P., S. Schiff et T. Reinhold (1994). « Wind damage to envelopes of houses and consequent insurance losses », *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 53, nos 1-2, p. 145–155.
- Riley, M. et F. Sadek (2003). *Experimental Testing of Roof to Wall Connections in Wood Frame Houses*, Building and Fire Research Laboratory, National Institute for Standards and Technology, Gaithersburg (Maryland).
- 121 Voici la température d'application minimale des produits listés dans l'*IBHS Roofing Guidance: Seal the Roof Deck – Choosing the Right Tape* de l'Institute for Business and Home Safety (2018), selon leurs spécifications.

Type de produit (norme correspondante)	Produit	Température d'application minimale	Prix par pi ² indiqué par les détaillants (en ligne et par communication personnelle)
Bitume modifié (ASTM 1970)	1	5°C	1,05 \$
	2	4,4°C	0,78 \$
	3	1,7°C	1,00 \$
	4	7,2°C (application à une température inférieure possible grâce à une couche d'apprêt)	4,40 \$
Butyle (AAMA 711, niveau 3)	1	-28,9°C	2,14 \$
	2	-3,9°C (application à une température inférieure possible grâce à une couche d'apprêt)	0,58 \$
	3	-3,9°C	3,37 \$
	4	-1,1°C	1,75 \$
Acrylique (AAMA 711, niveau 3)	1	-6,7°C (sera réduite à -17 °C en 2019)	1,48 \$
	2	-17,8°C	2,12 \$
	3	4,4°C	1,35 \$
	4	-28,9°C	0,98 \$

- 122 Conseil canadien du bois (2014). *Engineering Guide for Wood Frame Construction*, Ottawa (Ontario), p. B-19 : « N.B. : Un espace de 2 ou 3 mm (de la même taille que le diamètre d'un clou à revêtement ordinaire) entre le bord des supports de couverture et les joints d'extrémité est requis pour réduire au minimum le risque de flambage que présente la dilatation et le retrait des supports de couverture en bois causés par l'humidité. Cet espace peut être étanchéisé pour bloquer la circulation d'air. »
- 123 Roofing Contractors Association of British Columbia. *Steep Slope Roofs*. Sur Internet : http://rpm.rcabc.org/index.php?title=Steep_Slope_Roofs (consulté en octobre 2018).
- Thomas, S. (2010). *Building Code Basics: Building – Based on the 2009 International Building Code*, International Code Council, Washington (District de Columbia). Sur Internet : <http://shop.iccsafe.org/media/wysiwyg/material/4081509-toc.pdf> (consulté en octobre 2018).
- 124 Noone, M. J. et W. K. Blanchard (1993). « Asphalt shingles – a century of success and improvement », *Tenth Conference on Roofing Technology*, Gaithersburg (Maryland), p. 23-33.
- 125 Noone, M. J. et W. K. Blanchard (1993). « Asphalt shingles – a century of success and improvement », *Tenth Conference on Roofing Technology*, Gaithersburg (Maryland), p. 23-33.
- 126 Peterka, J. A., J. E. Cermak, L. S. Cochran, B. C. Cochran, N. Hosoya, R. G. Derickson, C. Harper, J. Jones et B. Metz (1997). « Wind Uplift Model for Asphalt Shingles », *Journal of Architectural Engineering*, vol. 3, n° 4, p. 147-155.
- 127 Croom, B. P., M. A. Sutton, X. Zhao, F. Matta et R. Ghorbani (2015). « Modeling of asphalt roof shingle-sealant structures for prediction of local delamination under high wind loads », *Engineering Structures*, vol. 96, p. 100-110.
- 128 Smith, T. L. et J. R. McDonald (1990). « Roof wind damage mitigation: Lessons from Hugo », *Professional Roofing*, p. 30-33.
- 129 Peterka, J. A., J. E. Cermak, L. S. Cochran, B. C. Cochran, N. Hosoya, R. G. Derickson, C. Harper, J. Jones et B. Metz (1997). « Wind Uplift Model for Asphalt Shingles », *Journal of Architectural Engineering*, vol. 3, n° 4, p. 147-155.
- 130 Peterka, J. A., J. E. Cermak, L. S. Cochran, B. C. Cochran, N. Hosoya, R. G. Derickson, C. Harper, J. Jones et B. Metz (1997). « Wind Uplift Model for Asphalt Shingles », *Journal of Architectural Engineering*, vol. 3, n° 4, p. 147-155.
- 131 Dixon, C. R., D. O. Prevatt, F. J. Masters et K. R. Gurley (2013). *The Unsealing of Naturally Aged Asphalt Shingles: An In-situ Survey*, 1st Residential Building Design & Construction Conference, Pennsylvania Housing Research Centre.
- 132 Dixon, C.R. (2013). *The Wind Resistance of Asphalt Roofing Shingles*, thèse de doctorat, département de génie civil, Université de Floride.
- 133 Dixon, C. R., D. O. Prevatt, F. J. Masters et K. R. Gurley (2013). *The Unsealing of Naturally Aged Asphalt Shingles: An In-situ Survey*, 1st Residential Building Design & Construction Conference, Pennsylvania Housing Research Centre.
- 134 Marshall T. P., S. J. Morrison, R. F. Herzog et J. R. Green (2010). *Wind effects on asphalt shingles*, 29th Conference on Hurricanes and Tropical Meteorology, American Meteorological Society.
- Dixon, C.R., F. J. Masters, D. O. Prevatt, K. R. Gurley, T. M. Brown, J. A. Peterka et M. E. Kubena (2014). « The influence of unsealing on the wind resistance of asphalt shingles », *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 130, p. 30-40..
- 135 Dixon, C.R., F. J. Masters, D. O. Prevatt, K. R. Gurley, T. M. Brown, J. A. Peterka et M. E. Kubena (2014). « The influence of unsealing on the wind resistance of asphalt shingles », *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 130, p. 30-40.

- 136 Dixon, C.R., F. J. Masters, D. O. Prevatt, K. R. Gurley, T. M. Brown, J. A. Peterka et M. E. Kubena (2014). « The influence of unsealing on the wind resistance of asphalt shingles », *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 130, p. 30-40.
- 137 Dixon, C. R., D. O. Prevatt, F. J. Masters et K. R. Gurley (2013). *The Unsealing of Naturally Aged Asphalt Shingles: An In-situ Survey*, 1st Residential Building Design & Construction Conference, Pennsylvania Housing Research Centre.
- 138 Peterka, J. A., J. E. Cermak, L. S. Cochran, B. C. Cochran, N. Hosoya, R. G. Derickson, C. Harper, J. Jones et B. Metz (1997). « Wind Uplift Model for Asphalt Shingles », *Journal of Architectural Engineering*, vol. 3, n° 4, p. 147-155.
- 139 Federal Emergency Management Agency (2005). *Hurricane Charley in Florida*, FEMA 488, Washington (District de Columbia).
- Federal Emergency Management Agency (2005). *Summary Report on Building Performance: 2004 Hurricane Season*, FEMA 490, Washington (District de Columbia).
- Federal Emergency Management Agency (2006). *Hurricane Katrina in the Gulf Coast*, FEMA 549, Washington (District de Columbia).
- Federal Emergency Management Agency (2009). *Hurricane Ike in Texas and Louisiana*, FEMA 757, Washington (District de Columbia).
- 140 Dixon, C. R., D. O. Prevatt, F. J. Masters et K. R. Gurley (2013). *The Unsealing of Naturally Aged Asphalt Shingles: An In-situ Survey*, 1st Residential Building Design & Construction Conference, Pennsylvania Housing Research Centre.
- 141 Yang, L., L. Cui, Y. Li et C. An (2017). « Inspection and Reconstruction of Metal-Roof Deformation under Wind Pressure Based on Bend Sensors », *Sensors*, vol. 17, n° 5, 1 054 p.
- 142 Berdahl, P., A. Hashem et R. Levinson (2008). « Weathering of Roofing Materials – An Overview », *Construction and Building Materials*, vol. 22, n° 4, p. 423-433.
- 143 Berdahl, P., A. Hashem et R. Levinson (2008). « Weathering of Roofing Materials – An Overview », *Construction and Building Materials*, vol. 22, n° 4, p. 423-433.
- 144 Mahendran, M. (1989). *Fatigue behaviour of corrugated roofing under cyclic wind loading*, rapport technique, Université James Cook University, Queensland.
- 145 Henderson, D. J. (2010). *Response of pierced fixed metal roof cladding to fluctuating wind loads*, thèse de doctorat, Université James Cook University, Queensland.
- 146 Baskaran, A., S. Molleti, S. Ko et L. Shoemaker (2012). « Wind Uplift Performance of Composite Metal Roof Assemblies », *Journal of Architectural Engineering*, vol. 18, p. 2-15.
- 147 Sparks, P., S. Schiff et T. Reinhold (1994). « Wind damage to envelopes of houses and consequent insurance losses », *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 53, n°s 1-2, p. 145–155.
- 148 Marshall T. P., S. J. Morrison, R. F. Herzog et J. R. Green (2010). *Wind Effects on Asphalt Shingles*, Haag Engineering Co., Irving (Texas).
- 149 Canadian Asphalt Shingle Manufacturer's Association (2016). *Fiche technique n° 11 – Protection des toits en bardeaux d'asphalte contre le vent*, Montréal (Québec).
- 150 Canadian Asphalt Shingle Manufacturer's Association (2016). *Fiche technique n° 11 – Protection des toits en bardeaux d'asphalte contre le vent*, Montréal (Québec).
- 151 DeLeon, M. A. et P. C. Pietrasik (2009). *Assessing Wind Damage to Asphalt Roof Shingles*, Nelson Architectural Engineers, Plano (Texas).

- 152 National Roofing Contractors Association (2018). *Everybody Needs a Roof – Asphalt Shingles*, Rosemont (Illinois).
- 153 DeLeon, M. A. et P. C. Pietrasik (2009). *Assessing Wind Damage to Asphalt Roof Shingles*, Nelson Architectural Engineers, Plano (Texas).
- 154 Adapté de :
- Ville de Moore (2014). *High Wind Resistance Residential Construction Requirements*, Moore (Oklahoma).
- APA – The Engineered Wood Association (2018). *Building for High Wind Resistance in Light-Frame Wood Construction*, Tacoma (Washington).
- 155 Adapté de : Insurance Institute for Business and Home Safety (2015). *High Wind Standards*, Tampa (Floride).
- 156 Adapté de : Insurance Institute for Business and Home Safety (2015). *High Wind Standards*, Tampa (Floride).
- 157 Insurance Institute for Business and Home Safety (2015). *High Wind Standards*, Tampa (Floride).
- 158 Adapté de : Insurance Institute for Business and Home Safety (2015). *High Wind Standards*, Tampa (Floride).
- 159 Adapté de :
- Ville de Moore (2014). *High Wind Resistance Residential Construction Requirements*, Moore (Oklahoma).
- APA – The Engineered Wood Association (2018). *Building for High Wind Resistance in Light-Frame Wood Construction*, Tacoma (Washington).
- 160 Adapté de : Ville de Moore (2014). *High Wind Resistance Residential Construction Requirements*, Moore (Oklahoma).
- 161 Adapté de : Ville de Moore (2014). *High Wind Resistance Residential Construction Requirements*, Moore (Oklahoma).
- 162 APA – The Engineered Wood Association (2018). *Building for High Wind Resistance in Light-Frame Wood Construction*, Tacoma (Washington).
- 163 Adapté de : Ville de Moore (2014). *High Wind Resistance Residential Construction Requirements*, Moore (Oklahoma).
- 164 APA – The Engineered Wood Association (2018). *Building for High Wind Resistance in Light-Frame Wood Construction*, Tacoma (Washington).
- 165 Henderson, D., C. Williams, E. Gavanski et G. Kopp (2013). « Failure mechanisms of roof sheathing under fluctuating wind loads », *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 114, p. 27-37.
- 166 Par exemple, les notes qui accompagnent le tableau C 1a du CCB 2014 indiquent que pour des murs sans calage dotés de poteaux espacés de 600 mm, il faut utiliser un revêtement intermédiaire en bois de 12,5 mm plutôt que de 9,5 ou de 11 mm, comme il est indiqué dans le tableau.

167 Voir :

Baker, P. (2013). *External Insulation of Masonry Walls and Wood Framed Walls*, Building Science Corporation, Somerville (Massachusetts).

Conseil canadien du bois (2015). Système d'isolation par l'extérieure avec enduit mince (EIFS) F6.S8. I19.PW2E.EIF. Sur Internet : http://cwc.ca/wall_thermal_design/f6-s8-i19-pw2e-eif/ (consulté en août 2018).

DrJ Engineering (2014). *Attachment of Exterior Wall Coverings Through Foam Plastic Insulating Sheathing (FPIS) to Wood Wall Framing*, Madison (Wisconsin).

Finch, G., J. Wang et D. Ricketts (2014). *Guide for Designing Energy-Efficient Building Enclosures*, FPIInnovations et RDH Building Engineering Inc., Vancouver (Colombie-Britannique).

Foam Sheathing Coalition (2010). *Guide to Attaching Exterior Wall Coverings through Foam Sheathing to Wood or Steel Wall Framing*, Washington (District de Columbia).

Kochkin, V. et J. Wiehagen (2017). *Next Generation High Performance Walls – Climate Zones 3-5, Part 2: 2 x 4 Walls with 1"-1.5" Exterior Insulative Sheathing*, Home Innovation Research Labs, Upper Marlboro (Maryland).

Ricketts, L., J. Higgins et G. Finch (2017). *Illustrated Guide to R22+ Effective Walls in Wood-Frame Construction in British Columbia*, BC Housing, Ville de Vancouver et Ville de New Westminster, Victoria (Colombie-Britannique).

168 Ricketts, L., J. Higgins et G. Finch (2017). *Illustrated Guide to R22+ Effective Walls in Wood-Frame Construction in British Columbia*, BC Housing, Ville de Vancouver et Ville de New Westminster, Victoria (Colombie-Britannique). Image utilisée avec permission.

169 Voir, par exemple :

Exterior Insulation Finish Systems Council of Canada (2013). *EIFS Practice Manual*, Richmond Hill (Ontario).

Kochkin, V. et J. Wiehagen (2017). *Next Generation High Performance Walls – Climate Zones 3-5, Part 2: 2 x 4 Walls with 1"-1.5" Exterior Insulative Sheathing*, Home Innovation Research Labs, Upper Marlboro (Maryland).

Ricketts, L., J. Higgins et G. Finch (2017). *Illustrated Guide to R22+ Effective Walls in Wood-Frame Construction in British Columbia*, BC Housing, Ville de Vancouver et Ville de New Westminster, Victoria (Colombie-Britannique).

Yeh, B., B. Herzog et S. Glass (2014). *Wood Structural Panel and Foam Insulation Systems: Hygrothermal Behavior and Lateral Load Resistance – Experimental Studies*, APA – The Engineered Wood Association, Tacoma (Washington).

170 Conseil canadien du bois (2018). Effective R Calculator, Ottawa (Ontario). Sur Internet : www.effectiver.ca

171 Paragraphe 9.3.2.9. 3) du CNB : Les éléments d'ossature en bois doivent être traités sous pression au moyen d'un produit de préservation qui augmente leur résistance à la pourriture :

- a) si la distance verticale entre les éléments d'ossature en bois et le niveau du sol fini est inférieure à 150 mm (voir les articles 9.23.2.2. et 9.23.2.3.); ou
- b) si :
 - i) les éléments d'ossature en bois sont exposés aux précipitations;
 - ii) leur configuration est propice à l'accumulation d'humidité;
 - iii) l'indice d'humidité est supérieur à 1,00.

(Voir la note A-9.3.2.9. 3).)

Note A-9.3.2.9. 3) Protection des éléments d'ossature en bois contre l'humidité et la pourriture

Le bois sert à la construction de nombreuses structures hors sol dans lesquelles les précipitations sont facilement emprisonnées ou le séchage est ralenti, créant ainsi des conditions susceptibles d'entraîner la pourriture du bois. Les poutres s'étendant au-delà des platelages de toit, les jonctions entre les éléments des terrasses et celles entre les garde-corps des balcons et les murs sont trois exemples d'éléments dans lesquels l'humidité peut s'accumuler lorsqu'ils sont exposés aux précipitations s'ils ne sont pas conçus de manière à permettre le drainage.

172 Communication personnelle, Brad Baumgarten, Comté de Red Deer, 19 septembre 2018.

173 Sur Internet : <https://www.simpson.fr/resources/software/anchor-designer>.

174 Source de l'image : Société canadienne d'hypothèques et de logement (2014). *Construction de maison à ossature de bois – Canada*, Ottawa (Ontario).

175 Les lignes directrices du CCB 2014 sur la construction d'éléments de toit en saillie s'appliquent aux porches en bois sans murs ou avec solarium ou tout autre mur vitré qui n'offre aucune résistance aux charges latérales, si la $q_{1/50}$ est $\geq 0,80$ kPa et $< 1,20$ kPa.

176 Le CCB 2014 comprend un critère de calcul concernant l'ancrage des poteaux. Partie B – 8.4 ANCRAGE DES POTEAUX – 8.4.1 Résistance au soulèvement : « Les poteaux qui supportent un toit doivent être dotés d'un connecteur à leur sommet et à leur base afin qu'ils résistent aux charges de soulèvement pondérées dues au vent, moins la charge permanente pondérée calculée avec un coefficient de charge principale de 0,9 po. »

177 CNB – 9.23.6.2. Poteaux extérieurs

- (1) Sous réserve des paragraphes 2) et 3), les poteaux extérieurs doivent être ancrés afin de résister aux efforts de soulèvement et aux déplacements latéraux.
- (2) Sous réserve du paragraphe 3), si des poteaux supportent des balcons, des terrasses, des vérandas ou d'autres plates-formes extérieures et que la distance entre le sol fini et le dessous des solives de plancher ne dépasse pas 600 mm :
 - (a) les poteaux doivent être ancrés à la fondation afin de résister aux efforts de soulèvement et aux déplacements latéraux; ou
 - (b) les solives ou les poutres supportées doivent être directement ancrées au sol afin de résister aux efforts de soulèvement.
- (3) Il n'est pas nécessaire d'ancrer les plates-formes décrites au paragraphe 2) si celles-ci :
 - (a) ne dépassent pas une hauteur de 1 étage;
 - (b) n'ont pas une aire supérieure à 55 m²;
 - (c) ne supportent pas un toit; et
 - (d) ne sont pas fixées à une autre structure, à moins qu'il soit possible de démontrer que le mouvement différentiel de la plate-forme ne nuira pas à la performance de la structure en question.

178 Explication et renseignements supplémentaires concernant cette recommandation :

Appliquées au toit de porches et aux terrasses surélevées, les forces de calcul de soulèvement dues au vent sont assez fortes pour soulever les poteaux hors de leur support et ainsi causer des dommages structuraux au bâtiment. Les exigences d'ancrage actuelles n'étant pas formulées de manière prescriptive, il se peut que les ancrages soient mal installés.

La fixation adéquate des poteaux aux poutres du porche et aux fondations augmente la résistance de ceux-ci aux forces de soulèvement et réduit le risque de dommages structuraux.

La force de calcul du soulèvement appliquée aux fermes peut être déterminée au moyen de la méthode statique définie comme suit au commentaire I du Code.

En présumant que la maison a les caractéristiques suivantes :

- Exposition au vent susceptible d'être égale ou dépassée une fois en 50 ans : Zone d'exposition la plus faible, soit 0,3 kPa (Dryden, Ontario);
- Largeur du porche : 2,44 m (8 pi);
- Espacement des poteaux : 2,44 m (8 pi);
- Poids du porche : 0,48 kPa (10 lb/pi²);
- Exposition au vent : Terrain à découvert.

On obtient une force de soulèvement de 1,8 kN par poteau. Par conséquent, le poids du toit du porche n'est pas suffisant; il faut utiliser un dispositif de fixation pour ancrer le bas et le haut des poteaux afin d'assurer la résistance aux forces de soulèvement partout au Canada. La pression de calcul du vent pour une exposition faible à modérée est de 0,80 kPa, ce qui génère une charge de soulèvement de 6,8 kN (697 kg ou 1 536 lb). Pour la plus grande charge due au vent, soit 1,05 kPa (Cape Race, Terre-Neuve-et-Labrador), une résistance au soulèvement de 9,3 kN (952 kg ou 2 099 lb) par poteau serait requise.

Actuellement, les poteaux de porche sont souvent cloués en biais aux fondations, ce qui ne fournit pas une résistance au soulèvement suffisante.

179 Adapté de : Ville de Moore (2014). *High Wind Resistance Residential Construction Requirements*, Moore (Oklahoma).

180 Riley, M. et F. Sadek (2003). *Experimental Testing of Roof to Wall Connections in Wood Frame Houses*, Building and Fire Research Laboratory, National Institute for Standards and Technology, Gaithersburg (Maryland).

181 American Society of Civil Engineers (2017). *ASCE/SEI Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, Reston (Virginie).

Florida Building Commission (2017). *Florida Building Code*, Florida Department of Business and Professional Regulation, Tallahassee (Floride).

International Code Council (2018). *International Residential Code for One- and Two-Family Dwellings*, Washington (District de Columbia).

182 American Society of Civil Engineers (2017). *ASCE/SEI Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, Reston (Virginie).

Florida Building Commission (2017). *Florida Building Code*, Florida Department of Business and Professional Regulation, Tallahassee (Floride).

183 American Society of Civil Engineers (2017). *ASCE/SEI Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, Reston (Virginie).

Florida Building Commission (2017). *Florida Building Code*, Florida Department of Business and Professional Regulation, Tallahassee (Floride).

International Code Council (2018). *International Residential Code for One- and Two-Family Dwellings*, Washington (District de Columbia).

- 184 American Society of Civil Engineers (2017). *ASCE/SEI Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, Reston (Virginie).
- Florida Building Commission (2017). *Florida Building Code*, Florida Department of Business and Professional Regulation, Tallahassee (Floride).
- International Code Council (2018). *International Residential Code for One- and Two-Family Dwellings*, Washington (District de Columbia).
- 185 American Society of Civil Engineers (2017). *ASCE/SEI Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, Reston (Virginie).
- International Code Council (2018). *International Residential Code for One- and Two-Family Dwellings*, Washington (District de Columbia).
- 186 American Society of Civil Engineers (2017). *ASCE/SEI Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, Reston (Virginie).
- International Code Council (2018). *International Residential Code for One- and Two-Family Dwellings*, Washington (District de Columbia).
- 187 American Society of Civil Engineers (2017). *ASCE/SEI Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, Reston (Virginie).
- 188 American Society of Civil Engineers (2017). *ASCE/SEI Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, Reston (Virginie).
- Florida Building Commission (2017). *Florida Building Code*, Florida Department of Business and Professional Regulation, Tallahassee (Floride).
- International Code Council (2018). *International Residential Code for One- and Two-Family Dwellings*, Washington (District de Columbia).
- 189 DASMA Commercial and Residential Garage Door Division (2018). *Technical Data Sheet #155 – Residential and Commercial Wind Load Guides*, Cleveland (Ohio).
- 190 DASMA (s. d.). *Wind Load Calculator based on ASCE 7-10*. Sur Internet : <http://www.dasma.com/dasma-pages/DASMA-tehnical-data-sheets.asp>
- 191 DASMA Commercial and Residential Garage Door Division (2018). *Technical Data Sheet #155u – Residential and Commercial Wind Load Guide*: Based on the 2010 National Building Code of Canada, Cleveland (Ohio).
- 192 Conseil national de recherches du Canada et Institut de recherche en construction (2010). *Guide de l'utilisateur – CNB 2010, Commentaires sur le calcul des structures* (Partie 4 de la division B), Ottawa (Ontario).
- Conseil national de recherches du Canada et Institut de recherche en construction (2010). *Code national du bâtiment 2010*, volume 2, sous-section 4.1.7., Ottawa (Ontario).
- 193 DASMA (2014). *Garage Door and Commercial Door Wind Load Guide Based on the 2010 National Building Code of Canada*, Cleveland (Ohio).
- 194 DASMA (2014). *Garage Door and Commercial Door Wind Load Guide Based on the 2010 National Building Code of Canada*, Cleveland (Ohio).
- 195 Conseil national de recherches du Canada (2018). *Les publications de Codes Canada 2015 : Principales modifications techniques*. Sur Internet : https://www.nrc-cnrc.gc.ca/fra/solutions/consultatifs/centre_codes/modifications_techniques_2015.html(consulté en septembre 2018).
- 196 Sur Internet : <http://www.dasma.com/dasma-pages/DASMA-tehnical-data-sheets.asp> (consulté en août 2018).

- 197 DASMA Commercial and Residential Garage Door Division (2017). *Technical Data Sheet #155u – Garage Door and Commercial Door Wind Load Guide Based on the 2010 National Building Code of Canada*, Cleveland (Ohio).
- 198 DASMA Commercial and Residential Garage Door Division (2017). *Technical Data Sheet #155u – Garage Door and Commercial Door Wind Load Guide Based on the 2010 National Building Code of Canada*, Cleveland (Ohio).
- 199 Image et texte tirés de : Conseil canadien du bois (2014). *Engineering Guide for Wood Frame Construction*, édition 2014, Ottawa (Ontario). Utilisés avec permission.
- 200 Renseignements et images tirés de : Structural Building Components Association, Truss Plate Institute et Truss Plate Institute of Canada (2014). *Building Component Safety Information (BCSI) Canada – Guide to Good Practice for Handling, Installing, Restraining and Bracing of Metal Plate Connected Wood Trusses*. Utilisés avec permission. Pour en savoir plus : sbcindustry.com.
- 201 Le CNB 2015 ne contient pas la note suivante en annexe concernant l'obligation d'installer une couche de pose :
- Le paragraphe A-9.26.6. 1) du CBO sur la couche de pose pour bardeaux précise que même si le Code n'exige habituellement pas de couche de pose, certains fabricants de bardeaux, eux, l'exigent.
- 202 CNB – 9.23.6.1. Ancrage de l'ossature d'un bâtiment
- 1) Sous réserve du paragraphe 9.23.6.3. 1), l'ossature d'un bâtiment doit être ancrée aux *fondations*, sauf si une analyse de la pression du vent et de la poussée des terres démontre que l'ancrage n'est pas nécessaire.
 - 2) Sous réserve des paragraphes 3) à 6), l'ancrage doit se faire par :
 - a) encastrement de l'extrémité des solives de plancher du premier niveau dans le béton; ou
 - b) fixation de la lisse d'assise aux fondations au moyen de boulons d'ancrage d'au moins 12,7 mm de diamètre dont l'espacement entre axes est d'au plus 2,4 m.
 - 3) Dans le cas d'un *bâtiment* de 2 étages ou plus supportés par des murs à ossature qui se trouve dans une zone où la réponse spectrale de l'accélération aux séismes, $S_a(0,2)$, est d'au plus 0,70 ou que la pression horaire du vent (PHV) dépassée une fois en 50 ans est égale ou supérieure à 0,80 kPa, mais sans dépasser 1,20 kPa, l'ancrage doit se faire par fixation de la lisse d'assise aux fondations au moyen d'au moins 2 boulons d'ancrage par *panneau mural contreventé*, les boulons d'ancrage devant :
 - a) avoir au moins 15,9 mm de diamètre, être situés à moins de 0,5 m de l'extrémité des *fondations* et présenter un espacement entre axes d'au plus 2,4 m; ou
 - b) avoir au moins 12,7 mm de diamètre, être situés à moins de 0,5 m de l'extrémité des *fondations* et présenter un espacement entre axes d'au plus 1,7 m.
 - 4) Dans le cas d'un *bâtiment* supporté par des murs à ossature qui se trouve dans une zone où la réponse spectrale de l'accélération aux séismes, $S_a(0,2)$, est supérieure à 0,70, mais d'au plus 1,80 et que la pression horaire du vent (PHV) dépassée une fois en 50 ans est d'au plus 1,20 kPa, l'ancrage doit se faire par fixation de la lisse d'assise à la *fondation* au moyen d'au moins 2 boulons d'ancrage par *panneau mural contreventé* situés à moins de 0,5 m de l'extrémité de la *fondation* et dont l'espacement est conforme au tableau 9.23.6.1.

Tableau 9.23.6.1.

Espacement des boulons d'ancrage lorsque la PHV dépassée une fois en 50 ans $\leq 1,20$ kPa et que $0,70 < S_a(0,2) \leq 1,80$

Faisant partie intégrante du paragraphe 9.23.6.1. 4)

Diamètre du boulon d'ancrage, en mm	$S_a(0,2)$	Espacement maximal des boulons d'ancrage le long des <i>bandes murales contreventées</i> , en m				
		Construction légère			Construction lourde ⁽¹⁾	
		Nombre de planchers supportés ⁽²⁾				
		1	2	3	1	2
12,7	$0,70 < S_a(0,2) \leq 0,80$	2,4	2,3	1,8	2,4	2,0
	$0,80 < S_a(0,2) \leq 0,90$	2,4	2,3	1,8	2,4	2,0
	$0,90 < S_a(0,2) \leq 1,0$	2,4	2,2	1,5	2,4	1,8
	$1,0 < S_a(0,2) \leq 1,1$	2,4	2,1	1,4	2,4	1,6
	$1,1 < S_a(0,2) \leq 1,2$	2,4	2,0	1,3	2,4	1,5
	$1,2 < S_a(0,2) \leq 1,3$	2,4	1,9	1,3	2,4	1,5
	$1,3 < S_a(0,2) \leq 1,35$	2,4	1,8	1,2	2,3	1,4
	$1,35 < S_a(0,2) \leq 1,8$	2,4	1,8	1,1	2,3	1,4
15,9	$0,70 < S_a(0,2) \leq 0,80$	2,4	2,4	2,2	2,4	2,4
	$0,80 < S_a(0,2) \leq 0,90$	2,4	2,4	2,2	2,4	2,4
	$0,90 < S_a(0,2) \leq 1,0$	2,4	2,4	2,1	2,4	2,3
	$1,0 < S_a(0,2) \leq 1,1$	2,4	2,4	1,9	2,4	2,3
	$1,1 < S_a(0,2) \leq 1,2$	2,4	2,4	1,9	2,4	2,2
	$1,2 < S_a(0,2) \leq 1,3$	2,4	2,4	1,8	2,4	2,1
	$1,3 < S_a(0,2) \leq 1,35$	2,4	2,3	1,7	2,4	2,0
	$1,35 < S_a(0,2) \leq 1,8$	2,4	2,2	1,6	2,4	1,9

Notes du tableau 9.23.6.1. :

(1) Voir la note A-9.23.13.2. 1)a)).

(2) Les charges supportées comprennent celles du toit et du nombre de planchers précisé pour toutes les constructions.

- 5) Les boulons d'ancrage mentionnés aux paragraphes 2) à 4) doivent :
- être fixés à la lisse d'assise avec des écrous et des rondelles;
 - pénétrer d'au moins 100 mm dans les *fondations*; et
 - être conçus de façon à pouvoir être serrés tout en restant dans les *fondations*.
- 6) Si la réponse spectrale de l'accélération aux séismes, $S_a(0,2)$, est supérieure à 1,80 ou que la pression horaire du vent dépassée une fois en 50 ans est égale ou supérieure à 1,20 kPa, l'ancrage doit être conçu conformément à la partie 4.

CNB – 9.23.14. Ossature de toits et de plafonds

9.23.14.1. Continuité des chevrons et solives

- 1) Les chevrons et solives de toit et les solives de plafond doivent être continus ou éclissés au-dessus de supports verticaux qui se prolongent jusqu'à un appui approprié.

9.23.14.2. Ossature aux rives d'ouvertures

- 1) Les éléments d'ossature de toits et de plafonds doivent être jumelés aux rives d'une ouverture dont la largeur est supérieure à celle de 2 espacements entre chevrons ou solives.

9.23.14.3. Longueur d'appui en about

- 1) La longueur d'appui en about des solives ou des chevrons doit être d'au moins 38 mm.

9.23.14.4. Emplacement et fixation des chevrons

- 1) Les chevrons doivent être opposés deux à deux et assemblés entre eux au faite; toutefois, il est permis de les décaler de leur propre épaisseur s'ils sont cloués à une faîtière d'au moins 17,5 mm d'épaisseur.
- 2) Sous réserve du paragraphe 3), les éléments d'ossature doivent être assemblés au faite au moyen de goussets ou de clous, conformément au tableau 9.23.3.4.
- 3) Si l'ossature de toit de part et d'autre du faite est assemblée séparément, comme dans le cas des maisons préfabriquées, il est permis de relier ces parties entre elles au moyen de bandes en acier galvanisé d'au moins 200 × 75 mm et de 0,41 mm d'épaisseur, espacées de 1,2 m au plus et fixées par au moins 2 clous de 63 mm à chaque extrémité.

9.23.14.5. Entaillage des chevrons

- 1) Les chevrons doivent être entaillés aux appuis afin d'offrir une surface de contact plane et être supportés directement au-dessus des murs extérieurs.

9.23.14.6. Arêtiers et chevrons de noue

- 1) Les arêtiers et les chevrons de noue doivent avoir une hauteur supérieure de 50 mm au moins à celle des chevrons ordinaires et leur épaisseur réelle doit être d'au moins 38 mm.

9.23.14.7. Appui intermédiaire

- 1) Il est permis de considérer que les solives de plafond et les faux-entraits en bois de construction d'au moins 38 × 89 mm servent d'appui intermédiaire et réduisent la portée des solives et chevrons si la pente du toit est de 1 : 3 ou plus.
- 2) Les faux-entraits mentionnés au paragraphe 1) ayant plus de 2,4 m de longueur doivent être appuyés latéralement près de leur centre par un élément continu perpendiculaire d'au moins 19 × 89 mm.
- 3) Il est permis d'utiliser des murs bas, poinçons ou contre-fiches comme appui intermédiaire pour réduire la portée des chevrons et des solives.
- 4) Les contre-fiches ou les poinçons utilisés comme appui intermédiaire doivent avoir au moins 38 × 89 mm et relier chaque chevron à un mur porteur avec un angle de 45° au moins par rapport à l'horizontale.
- 5) Les murs bas utilisés comme appui de chevrons doivent être assemblés de la même façon qu'un mur porteur et être solidement fixés aux deux extrémités à l'ossature du toit et du plafond de manière à prévenir tout déplacement.
- 6) Un calage réalisé avec des éléments pleins doit être posé entre les solives de plancher sous les murs bas mentionnés au paragraphe 5) en pourtour d'une pièce aménagée.

9.23.14.8. Support du faîte

- 1) Sous réserve du paragraphe 4), les solives et les chevrons d'un toit doivent être supportés au faîte du toit :
 - a) par un mur *porteur*; ou
 - b) par une poutre faîtière offrant une longueur d'appui d'au moins 89 mm.
- 2) Sous réserve du paragraphe 3), les dimensions et la portée de la poutre faîtière mentionnée au paragraphe 1) doivent être conformes au tableau des portées 9.23.4.2.-L :
 - a) si la longueur de la solive ou du chevron supporté est d'au plus 4,9 m; et
 - b) si aucune charge concentrée ne s'exerce sur le toit.
- 3) Il n'est pas obligatoire que la poutre faîtière mentionnée au paragraphe 1) soit conforme au paragraphe 2) :
 - a) si elle est d'au moins 38 × 140 mm; et
 - b) si elle est appuyée, à chaque intervalle d'au plus 1,2 m, sur un élément vertical d'au moins 38 × 89 mm.
- 4) Si la pente de toit est égale ou supérieure à 1 : 3, il est permis d'omettre le support du faîte si les extrémités inférieures des chevrons sont solidement retenues par des attaches pour en empêcher l'écartement.
- 5) Il est permis d'utiliser, comme attaches exigées au paragraphe 4), des tirants ou des solives de plafond formant une liaison continue entre les chevrons opposés, clouées conformément au tableau 9.23.14.8.

Tableau 9.23.14.8.

Clouage des chevrons aux solides (faîte non supporté)

Faisant partie intégrante des paragraphes 9.23.14.8. 5) et 6)

Pente du toit	Espacement des chevrons, en mm	Nombre minimal de clous d'au moins 76 mm de longueur											
		Chevrons assemblés à chaque solive						Chevrons assemblés aux solives tous les 1,2 m					
		Largeur de bâtiment, ≤ 8 m			Largeur de bâtiment, ≤ 9,8 m			Largeur de bâtiment, ≤ 8 m			Largeur de bâtiment, ≤ 9,8 m		
		Roof Snow Load, kPa			Roof Snow Load, kPa			Roof Snow Load, kPa			Roof Snow Load, kPa		
		≤ 1,0	1,5	≥ 2,0	≤ 1,0	1,5	≥ 2,0	≤ 1,0	1,5	≥ 2,0	≤ 1,0	1,5	≥ 2,0
1 : 3	400	4	5	6	5	7	8	11	–	–	–	–	–
	600	6	8	9	8	–	–	11	–	–	–	–	–
1 : 2,4	400	4	4	5	5	6	7	7	10	–	9	–	–
	600	5	7	8	7	9	11	7	10	–	–	–	–
1 : 2	400	4	4	4	4	4	5	6	8	9	8	–	–
	600	4	5	6	5	7	8	6	8	9	8	–	–
1 : 1,71	400	4	4	4	4	4	4	5	7	8	7	9	11
	600	4	4	5	5	6	7	5	7	8	7	9	11
1 : 1,33	400	4	4	4	4	4	4	4	5	6	5	6	7
	600	4	4	4	4	4	5	4	5	6	5	6	7
1 : 1	400	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5
	600	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5

- 6) Les solives de plafond mentionnées au paragraphe 5) doivent être fixées avec au moins 1 clou de plus par joint éclissé que ne l'exige le tableau 9.23.14.8. dans le cas du clouage des chevrons aux solives.
- 7) Il est permis d'assembler les solives mentionnées au paragraphe 6) directement ou au moyen de goussets.

9.23.14.9. Protection contre le déplacement

- 1) Les solives de toit supportant un plafond fini qui n'est ni en contreplaqué ni en panneaux de copeaux ou de copeaux orientés (OSB) doivent être protégées contre le déplacement de leurs rives inférieures au moyen de fourrures, de cales, de lisses continues ou de croix de Saint-André conformes à l'article 9.23.9.3.

9.23.14.10. Solives de plafond supportant des charges de toit

- 1) Sous réserve du paragraphe 2), les solives de plafond supportant une partie de la charge de toit transmise par les chevrons doivent avoir une hauteur supérieure d'au moins 25 mm à celle exigée pour les solives de plafond ne supportant pas de charges de toit.
- 2) Pour une pente de toit de 1 : 4 au plus, les dimensions des solives de plafond mentionnées au paragraphe 1) sont déterminées à partir des tableaux des portées 9.23.4.2.-C à 9.23.4.2.-F et 9.23.4.2.-L relatifs aux solives de toit.

9.23.14.11. Fermes de toit

- 1) Les fermes de toit qui ne sont pas conçues conformément à la partie 4 doivent :
 - a) pouvoir supporter pendant 24 h une charge totale de plafond (charge permanente plus surcharge) de 0,35 kPa majorée de 2,66 fois la charge spécifiée du toit; et
 - b) avoir une flèche qui ne dépasse pas les valeurs du tableau 9.23.14.11., si elles supportent pendant 1 h la charge du plafond majorée de 1,33 fois la charge spécifiée due à la neige sur le toit.

Tableau 9.23.14.11.

Flèches maximales des fermes de toit

Faisant partie intégrante du paragraphe 9.23.14.11. 1)

Portée de la ferme	Type de plafond	Flèche maximale
≤ 4,3 m	Plaques de plâtre ou enduit	1/360 de la portée
	Autre	1/180 de la portée
> 4,3 m	Plaques de plâtre ou enduit	1/360 de la portée
	Autre	1/240 de la portée

- 2) Les nœuds des fermes de toits décrites au paragraphe 1) doivent être conçus conformément à la sous-section 4.3.1. (voir la note A-9.23.14.11. 2)).
- 3) Si les montants et les diagonales comprimés des fermes de toit décrites au paragraphe 1) dépassent 1,83 m de longueur, ils doivent être munis d'un contreventement continu pour empêcher le flambage.
- 4) Le contreventement exigé au paragraphe 3) doit se composer de pièces de bois d'une section d'au moins 19 × 89 mm, fixées à angle droit à tous les montants et les diagonales près de leur centre au moyen d'au moins 2 clous de 63 mm.
- 5) Les fermes dont la conformité au paragraphe 1) doit être démontrée par des essais doivent être soumises à un essai de charge en vraie grandeur effectué selon la norme CSA S307-M, « Mode opératoire de l'essai statique des fermes de toit en bois pour les maisons et petits bâtiments ».

- 6) Les fermes dont la conformité au paragraphe 1) doit être démontrée par des analyses doivent être construites selon les règles de l'art énoncées dans le document TPIC 2014, « Truss Design Procedures and Specifications for Light Metal Plate Connected Wood Trusses (Limit States Design) ».

Sous-sections et articles du CNB mentionnés dans l'article A-9.23.13 de l'annexe A, mais qui ne sont pas des références directes aux mesures du présent document :

CNB – 9.23.15. Supports de revêtement de sol

CNB – 9.23.15.5. Épaisseur ou cote

CNB – 9.23.9. Solives de plancher

CNB – 9.23.9.8. Support des murs

CNB – 9.29.5. Revêtement de finition en plaques de plâtre (joints pontés)

CNB – 9.29.5.8. Espacement des clous

CNB – 9.29.5.9. Espacement des vis

CNB – 9.29. Revêtements intérieurs de finition des murs et plafonds

CNB – 9.29.6 Revêtement de finition en contreplaqué

CNB – 9.29.6.3. Clous et agrafes

CNB – 9.29.9. Revêtements de finition en panneaux de particules, de copeaux et de copeaux orientés

CNB – 9.29.9.3. Clous

- 203 Contreventement assurant la résistance aux charges latérales dans les localités où les charges sont faibles :

Des 679 endroits mentionnés dans l'annexe C, 614 sont des localités où la réponse spectrale de l'accélération aux séismes, $S_a(0,2)$, est égale ou inférieure à 0,70 et la pression horaire du vent dépassée une fois en 50 ans, inférieure à 0,80 kPa. Dans le cas des bâtiments qui se trouvent dans ces localités, le paragraphe 9.23.13.1. 2) exige uniquement que les murs extérieurs soient contreventés au moyen des matériaux et des dispositifs de fixation acceptables qui sont prescrits. Les panneaux muraux contreventés de ces bâtiments ne sont visés par aucune exigence relative à l'espacement ou aux dimensions.

Calcul des structures en fonction des charges latérales dues au vent et aux séismes :

Dans les cas où il faut calculer les charges latérales, le document CCB 2014, « Engineering Guide for Wood Frame Construction » (Guide du CCB), propose des solutions acceptables en remplacement des exigences de la partie 4. Le Guide du CCB présente également des solutions de rechange afin d'aider les concepteurs et les agents du bâtiment à choisir la méthode conceptuelle appropriée.

- 204 Sous-sections et articles de référence :

CNB – 9.23.13 Écharpes servant à résister aux charges latérales dues au vent et aux séismes (voir la note A-9.23.13.)

CNB – 9.23.13.4. Bandes murales contreventées

CNB – 9.23.13.5. Panneaux muraux contreventés dans les bandes murales contreventées

CNB – 9.23.13.6. Matériaux des panneaux muraux contreventés

CNB – 9.23.13.7. Considérations additionnelles relatives aux systèmes

- 205 Ville de Moore (2014). *High Wind Resistance Residential Construction Requirements*, Moore (Oklahoma).

Renvoi à ces exigences dans : *Multihazard Mitigation Council (2017), Natural Hazard Mitigation Saves 2017 Interim Report: An Independent Study – Summary of Findings*. Porter, K. (enquêteur en chef), C. Scawthorn, N. Dash, J. Santos (enquêteurs adjoints) et P. Schneider (directeur), National Institute of Building Sciences, Washington (District de Columbia).



Institute for Catastrophic Loss Reduction
Institut de prévention des sinistres catastrophiques

Bureau de Toronto

20 Richmond Street East
Bureau 210
Toronto (Ontario) Canada
M5C 2R9

 416-364-8677

 416-364-5889

Bureau de London

Université Western Ontario
Amit Chakma Building, Bureau 4405
1151 Richmond Street
London (Ontario) Canada
N6A 5B9

 519-661-3234

 519-661-4273

 info@iclr.org

 www.iclr.org

 facebook.com/instituteforcatastrophiclossreduction

 twitter.com/iclrcanada • twitter.com/citiesadapt

 youtube.com/iclrinfo

 Rechercher : Institute for Catastrophic Loss Reduction (ICLR)

 www.basementfloodreduction.com

 www.reduirelesinondationsdesous-sol.com

 www.backwatervalveinstallation.com