

Guide technique sur les **fermes de toits légères** **pour la construction commerciale**



cecobois

Centre d'expertise
sur la construction
commerciale en bois

cecobois remercie Ressources naturelles Canada
et le ministère des Ressources naturelles
et de la Faune du Québec pour leur contribution
financière à la réalisation de ce guide.



Ressources naturelles
Canada

Natural Resources
Canada

Avant-propos

Ce guide technique a pour but d'assister les ingénieurs et les architectes dans la conception de toitures utilisant des fermes de toit légères en bois. On y présente, entre autres, les avantages et particularités des fermes légères, ainsi que les principes de conception et les normes de calcul utilisées. Il met aussi l'accent sur les détails de construction et les exigences concernant l'installation au chantier. Les calculs montrés dans ce guide technique sont basés sur la norme CSA O86-01 (version réimprimée en février 2007) et les règles de calcul du TPIC 2007.

Remerciements

Les conseillers techniques de **cecobois** remercient particulièrement les représentants des membres fabricants et collaborateurs pour leurs commentaires constructifs sur les divers aspects techniques du présent guide :

- Michel Lamontagne, ing., Bureau d'études Michel Lamontagne
- Jacques Péloquin, ing., MiTek Canada Inc.
- Stéphane Blanchette, ing., Clyvanor Ltée.
- Pierre-André Bégin, ing., Structures St-Joseph Ltée.
- Mario Labrie, ing., Groupe Distribution Toiture Mauricienne
- Marc Asselin, ing., Structures R.B.R. Inc.

Nous remercions également Simpson Strong-Tie, la Corporation des Systèmes Alpine, MiTek Canada inc. et l'Association québécoise des fabricants de structures en bois (AQFSB) pour les nombreux dessins d'étriers et de systèmes de toiture qui illustrent ce guide.

Responsabilités du lecteur

Bien que ce guide ait été conçu avec la plus grande exactitude conformément à la pratique actuelle du calcul des structures en bois, le Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois n'est nullement responsable des erreurs ou des omissions qui peuvent découler de l'usage du présent guide. Toute personne utilisant ce guide en assume pleinement tous les risques et les responsabilités. Toute suggestion visant l'amélioration de notre documentation sera grandement appréciée et considérée pour les versions futures.

Table des matières

AVANT-PROPOS	I
REMERCIEMENTS	I
RESPONSABILITÉS DU LECTEUR	I
TABLE DES MATIÈRES	II
LISTE DES TABLEAUX	IV
LISTE DES FIGURES	IV
1 CENTRE D'EXPERTISE SUR LA CONSTRUCTION COMMERCIALE EN BOIS	1
2 AVANTAGES ENVIRONNEMENTAUX DE LA CONSTRUCTION EN BOIS	2
2.1 Avantages des fermes de toit légères en bois	3
3 DESCRIPTION DES FERMES DE TOIT LÉGÈRES EN BOIS	5
3.1 Bois	5
3.2 Connecteurs métalliques	6
4 CONCEPTION SELON LE CNBC	7
4.1 Norme de calcul	7
4.2 Classification du bâtiment	7
4.3 Particularités de chaque catégorie	7
4.3.1 Résidentiel (partie 9 du CNBC)	7
4.3.2 Agricole	9
4.3.3 Commerciale (partie 4 du CNBC)	11
4.4 Rôle et responsabilité des concepteurs	12
4.4.1 Information minimale à indiquer sur les plans de structure d'un bâtiment	13
4.4.2 Information minimale à indiquer sur les dessins techniques des fermes	14
5 CONCEPTION DES FERMES DE TOIT LÉGÈRES EN BOIS	14
5.1 Modèle analytique	14
5.2 Calcul des membrures	15
5.2.1 Calcul des membrures principales (supérieure et inférieure)	15
5.2.2 Calcul des membrures d'âme	16
5.2.3 Résistance au cisaillement	16
5.2.4 Coefficient de partage des charges (KH)	16
5.3 Calcul des largeurs d'appui	16
5.4 Calcul des flèches verticales et horizontales	17
5.4.1 Flèche verticale	17
5.4.2 Flèche horizontale	17
5.4.3 Contre-flèche	18
5.5 Support latéral	19
5.5.1 Support latéral des membrures d'âme : le lien continu	19
5.5.2 Ancrage des liens continus et de la membrure en diagonale	20
5.5.3 Support latéral des membrures d'âme : renfort en T (<i>T-Brace</i>)	22
5.5.4 Support latéral du chevron des fermes régulières	22
5.5.5 Support latéral du chevron des fermes avec soufflage parallèle de style « <i>Piggy-Back</i> »	22
5.5.6 Ancrage des liens continus sur le chevron	24
5.6 Conditions particulières	25
5.6.1 Porte-à-faux courts et longs	25
5.6.2 Appui à la membrure supérieure	26
5.6.3 Assemblage des fermes maîtresses à plis multiples	28
5.7 Paramètres pour une conception efficace et économique	28
5.7.1 Hauteur des fermes plates	28
5.7.2 Hauteur de la frise	29
5.7.3 Longs porte-à-faux pour toit à 4 versants	29
5.7.4 Joints compacts	30
5.7.5 Courtes coupes	30

5.7.6	Hauteur minimale du talon	31
5.7.7	Nombre de liens continus	31
6	DÉTAILS D'ANCRAGE, ATTACHES ET ÉTRIERS	32
6.1	Attaches des fermes aux murs extérieurs	32
6.2	Emploi d'étriers standards	33
6.3	Transfert par contact bois-à-bois	34
6.4	Éviter les contraintes en traction perpendiculaire au fil	34
6.5	Attaches des fermes à une poutre d'acier	35
6.6	Ancrage des fermes de nous (« valley set ») perpendiculaires aux fermes	35
6.7	Ancrage des soufflages parallèles aux fermes (« piggy back »)	37
6.7.1	Support latéral procuré par des liens continus	37
6.7.2	Support latéral par un revêtement continu	37
6.8	Toiture à 4 versants	38
6.9	Modèles courants et spéciaux de fermes de toit	39
6.10	Détails pour les fermes pignons	40
7	CONTREVENTEMENT	40
7.1	Contreventement temporaire	40
7.2	Contreventement permanent	42
7.2.1	Concepts de contreventement permanent des fermes de toit	43
8	FABRICATION	45
8.1	Utiliser du bois sec	45
8.2	Limites physiques de fabrication (12 pi de hauteur max.)	45
8.3	Procédé de fabrication	46
9	MANUTENTION, INSTALLATION ET INSPECTION	46
9.1	Manutention	46
9.2	Installation	47
9.2.1	Principales directives concernant l'installation des fermes de toit	48
9.3	Inspection	49
9.3.1	Inspection des fermes en conformité avec les plans techniques	49
9.3.2	Inspection des fermes au chantier	50
10	DIVERS	50
10.1	Soulèvement des fermes de toit	50
10.2	Conditions humides et corrosives	52
10.2.1	Conditions humides	52
10.2.2	Conditions corrosives	52
10.3	Pistes de réparation de fermes	52
10.3.1	Connecteur endommagé ou manquant	52
10.3.2	Membrure brisée	53
10.3.3	Modification de ferme	54
10.3.4	Fermes maîtresses	54
10.4	Degré de résistance au feu	55
11	EXEMPLE DE CALCUL	55
11.1	Détermination des charges	56
11.2	Vérification de la membrure supérieure (panneau A-G)	56
11.3	Vérification de la membrure inférieure (panneau A-F)	57
11.4	Vérification de la membrure d'âme (G-E)	57
11.5	Calcul de la surface d'appui (figure 108)	59
11.6	Calcul du connecteur d'enture en traction (S1)	59
11.7	Calcul d'un joint de talon	61
12	FABRICANTS	62
13	RÉFÉRENCES	63

Liste des tableaux

Tableau 1	Critères de flèche pour les fermes résidentielles (adapté de TPIC, 2007)	9
Tableau 2	Critères de flèche pour les fermes agricoles (adapté de TPIC, 2007)	10
Tableau 3	Critères de flèche pour les fermes commerciales (adapté de TPIC, 2007)	12
Tableau 4	Coefficient de partage des charges pour fermes légères en bois (adapté de TPIC, 2007)	16
Tableau 5	Directives d'appui à la membrure supérieure – Bois sur chant (adapté de TPIC, 2007)	27

Liste des figures

Figure 1	www.cecobois.com	1
Figure 2	Cycle de vie des matériaux de construction	2
Figure 3	Comparaison des émissions de GES dues à la fabrication d'une poutre ¹ de 7,3 m supportant une charge de 14,4 kN/m	3
Figure 4	Ferme maîtresse	3
Figure 5	Ferme de longue portée	3
Figure 6	Fermes de toit légères en bois	4
Figure 7	Fermes pour un coffrage	4
Figure 8	Église à Urnes (Norvège) bâtie au XII ^e siècle	4
Figure 9	Table d'assemblage de fermes légères en bois	4
Figure 10	Fermes de toit assemblées au sol	4
Figure 11	Principaux éléments constituant une ferme légère en bois	5
Figure 12	Exemples d'estampilles de classification du bois	5
Figure 13	Connecteurs métalliques (photo : MiTek)	6
Figure 14	Description des paramètres de flèche	9
Figure 15	Exemple d'un modèle analytique (adaptée du TPIC, 2007)	14
Figure 16	Exemple de modèle analytique au talon d'une ferme (adaptée de TPIC, 2007)	15
Figure 17	Exemples de modèle analytique de nœuds (adaptée de TPIC, 2007)	15
Figure 18	Détails d'appui	16
Figure 19	Renfort d'appui CP1- 6 de Simpson (dessins de MiTek Canada et Simpson Strong-Tie)	17
Figure 20	Flèche horizontale d'une ferme ciseau	17
Figure 21	Flèche horizontale d'un seul côté (ferme ciseau)	18
Figure 22	Effet de la contre-flèche	18
Figure 23	Liens continus	19
Figure 24	Stabilisation des liens continus	19
Figure 25	Ancrage des liens continus	20
Figure 26	Espacement des diagonales de stabilisation	21
Figure 27	Attache de la diagonale et du lien continu à leur point de rencontre	21
Figure 28	Renfort en « T » (« T-Brace »)	22
Figure 29	Support latéral du chevron d'une ferme régulière	22
Figure 30	Support latéral du chevron d'une ferme <i>Piggy Back</i> avec des liens continus	23
Figure 31	Support latéral du chevron d'une ferme <i>Piggy Back</i> avec un diaphragme	23
Figure 32	Contreventement des liens continus avec une ferme triangulée posée à plat	24
Figure 33	Détail d'ancrage d'une ferme triangulée posée à plat	24
Figure 34	Porte-à-faux long	25

Figure 35	Porte-à-faux court sans renfort (adaptée de TPIC, 2007)	25
Figure 36	Porte-à-faux court avec cale de renfort (adaptée de TPIC, 2007)	25
Figure 37	Porte-à-faux court avec renfort partiel à la membrure supérieure (adaptée de TPIC, 2007)	26
Figure 38	Porte-à-faux court avec renfort partiel à la membrure inférieure (adaptée de TPIC, 2007)	26
Figure 39	Talon avec renfort complet analysé comme élément triangulé (adaptée de TPIC, 2007)	26
Figure 40	Appui à la membrure supérieure (adaptée de TPIC, 2007)	26
Figure 41	Directives pour appui à la membrure supérieure – Bois sur chant (adaptée de TPIC, 2007)	27
Figure 42	Ferme maîtresse	28
Figure 43	Ferme plate avec bassin drainant vers le centre	28
Figure 44	Hauteur minimale de la frise	29
Figure 45	Appui à la membrure supérieure	29
Figure 46	Empannon faîtier	30
Figure 47	Convergence des lignes analogues	30
Figure 48	Longueur de coupe	30
Figure 49	Hauteur minimale au talon	31
Figure 50	Renfort de talon avec connecteur métallique	31
Figure 51	Orientation des membrures d'âme	31
Figure 52	Jambe de force avec lien continu	32
Figure 53	Jambe de force sans lien continu	32
Figure 54	Porte-à-faux avec membrure d'âme en traction	32
Figure 55	Ancrage d'une ferme avec des clous ou des vis	32
Figure 56	Ancrage de ferme avec attaches métalliques spécialisées (images : Simpson Strong-Tie)	33
Figure 57	Exemples d'étriers pour fermes de toit (images : Simpson Strong-Tie)	33
Figure 58	Exemples de transfert bois-à-bois	34
Figure 59	Exemples de contraintes en traction perpendiculaire au fil	34
Figure 60	Fermes appuyées sur le dessus de la poutre d'acier	35
Figure 61	Étrier à bretelles	35
Figure 62	Système de fermes de noue (image : Systèmes Alpine/ITWBCG)	35
Figure 63	Détails d'appui des fermes de noue	35
Figure 64	Systèmes d'ancrage pour fermes de soufflage (image : Simpson Strong-Tie)	36
Figure 65	Ancrage des soufflages perpendiculaires aux fermes	36
Figure 66	Plaques d'ancrage	37
Figure 67	Vis d'ancrage	37
Figure 68	Toit à quatre versants avec soufflage posé à plat (image : Systèmes Alpine/ITWBCG)	38
Figure 69	Toit à quatre versants avec fermes baissées de type « Step Down » (image : Systèmes Alpine/ITWBCG)	38
Figure 70	Toit à quatre versants avec fermes tronquées (image : Systèmes Alpine/ITWBCG)	38
Figure 71	Modèles types de fermes de toit (adaptée de Systèmes Alpine/ITWBCG)	39
Figure 72	Ferme pignon	40
Figure 73	Renfort des fermes pignons	40
Figure 74	Contreventement des fermes pignons	40
Figure 75	Contreventement temporaire du chevron	41
Figure 76	Contreventement temporaire de l'entrait	41
Figure 77	Contreventement temporaire sur les membrures d'âme	42
Figure 78	Exemple de contreventement permanent	42

Figure 79	Charges latérales appliquées parallèlement aux fermes	43
Figure 80	Charges latérales appliquées perpendiculairement aux fermes	43
Figure 81	Contreventement des fermes aux points d'appui	43
Figure 82	Instabilité des murs pignons	44
Figure 83	Contreventement des murs pignons	44
Figure 84	Contreventement vertical sur les membrures d'âme	44
Figure 85	Exemples d'estampilles de qualité de bois séché (images: CIFQ)	45
Figure 86	Limite de hauteur de fabrication	45
Figure 87	Processus de fabrication des fermes de toit légères en bois	46
Figure 88	Entreposage des fermes de toit	46
Figure 89	Guides d'installation et de contreventement des fermes de toit	47
Figure 90	Exemple d'un plan de montage de fermes de toit (MiTek Canada)	47
Figure 91	Exemple de profil extérieur de ferme de toit (MiTek Canada)	48
Figure 92	Exemple d'un plan technique de ferme de toit	49
Figure 93	Extraits de l'annexe G du TPIC	50
Figure 94	Soulèvement des fermes de toit	50
Figure 95	Jonction mur-plafond avec angles flottants	51
Figure 96	Pose flottante avec fourrures	51
Figure 97	Pose flottante avec attaches métalliques	51
Figure 98	Couvre-joint	51
Figure 99	Réparation avec goussets de bois	52
Figure 100	Réparation avec pièce de renfort	53
Figure 101	Réparation d'une membrure d'âme	53
Figure 102	Réparation avec goussets de contreplaqué	53
Figure 103	Réparation avec sections de fermes fabriquées en usine	53
Figure 104	Modification d'une ferme	54
Figure 105	Géométrie de la ferme de toit	55
Figure 106	Définition de L_p au chevron	56
Figure 107	Définition de L_p pour une membrure d'âme	58
Figure 108	Surface d'appui	59
Figure 109	Connecteur d'enture	59
Figure 110	Aire nette du connecteur	60
Figure 111	Joint de talon	61
Figure 112	Aire nette du connecteur de talon	61
Figure 113	Cisaillement de traction et de compression dans les connecteurs	62

1 Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois

Le Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois (**cecobois**) est un organisme à but non lucratif dont la mission est d'appuyer sans frais les promoteurs, les développeurs ainsi que les firmes d'ingénieurs et d'architectes en matière d'utilisation du bois dans les constructions non résidentielles au Québec.

cecobois est votre ressource première afin d'obtenir des :

- des références sur les produits du bois, leurs propriétés et les fournisseurs ;
- des conseils techniques en matière de faisabilité d'utilisation dans les projets commerciaux ;
- des renseignements et des services sur des solutions constructives en bois.

Vous êtes promoteur, ingénieur ou architecte ? cecobois peut vous renseigner sur :

- l'interprétation du Code du bâtiment ;
- la démarche à suivre pour concevoir un bâtiment en bois ;
- les possibilités d'utilisation du bois en construction commerciale, industrielle ou institutionnelle ;
- les produits de structure, les bois d'apparence et les parements disponibles ;
- les propriétés mécaniques du bois et des bois d'ingénierie ;
- les outils et les manuels de calcul des structures disponibles ;
- les solutions constructives en bois appropriées ;
- les avantages du bois du point de vue des impacts environnementaux ;
- l'analyse du cycle de vie des matériaux, des bâtiments ou des systèmes de construction.

Visitez notre site Internet www.cecobois.com afin d'obtenir une vaste gamme d'information sur la construction non résidentielle en bois, des nouvelles, des fiches techniques et des outils de conception en ligne (figure 1).



FIGURE 1 • www.cecobois.com

2 Avantages environnementaux de la construction en bois

Dans un monde sensibilisé à l'environnement, le bois est un matériau de premier choix. Il a beaucoup à offrir pour améliorer la performance environnementale globale des bâtiments. L'utilisation du bois permet de réduire la trace environnementale en matière notamment de consommation d'énergie, d'utilisation des ressources ainsi que de pollution de l'eau et de l'air.

Toutes les activités humaines ont des répercussions sur notre environnement immédiat et il est pratiquement impossible de construire un bâtiment n'ayant aucun impact écologique. Les concepteurs et les constructeurs de bâtiments sont cependant de plus en plus conscients de l'importance de leurs choix pour réduire l'empreinte environnementale des bâtiments sur le monde qui nous entoure. C'est pourquoi ces décideurs adoptent majoritairement des concepts de «construction écologique» et optent pour des solutions visant à réduire la consommation d'énergie, à favoriser l'emploi de matériaux renouvelables et à limiter la pollution causée par la fabrication des différents produits.

L'analyse du cycle de vie quantifie les impacts qu'un produit, un procédé ou une activité a sur l'environnement au cours de sa vie, à l'aide d'une méthode reconnue scientifiquement. Elle considère l'ensemble des étapes allant de l'extraction des matériaux, la transformation, le transport, l'installation, l'utilisation, l'entretien jusqu'à l'élimination finale ou la réutilisation (**figure 2**). L'analyse du cycle de vie des matériaux est un outil précieux pour quantifier le caractère écologique des projets de construction et soutenir les systèmes de certification environnementale des bâtiments.

L'évaluation de l'ensemble des impacts qu'ont les bâtiments sur l'environnement est une tâche complexe et un défi de taille. L'Institut ATHENA a mis au point un outil permettant de calculer les impacts directs sur l'environnement de différentes techniques de construction. Le logiciel ATHENA impact estimator (ATHENA™) est un instrument d'évaluation environnementale basé sur l'analyse du cycle de vie qui s'adresse principalement aux professionnels de la construction.

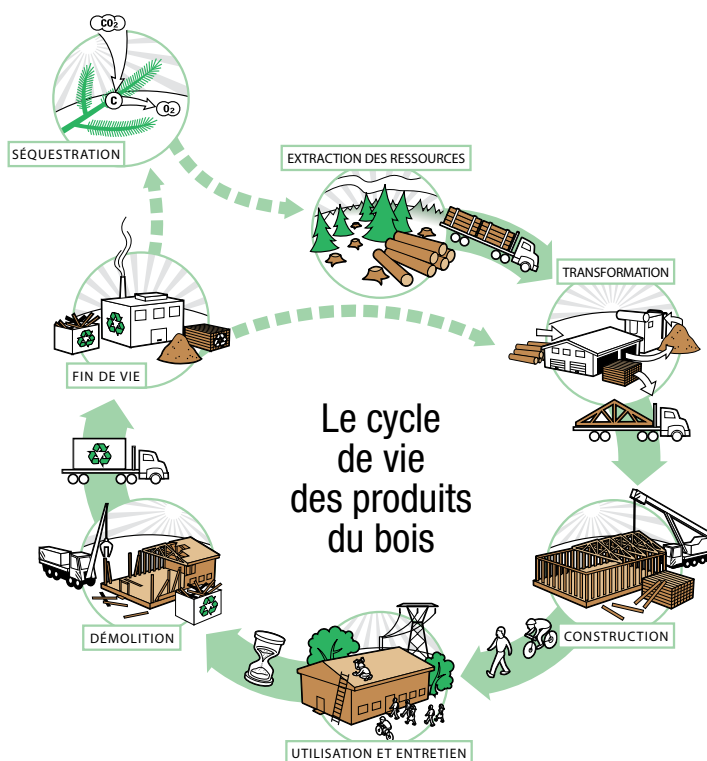


FIGURE 2 • Cycle de vie des matériaux de construction

Une récente étude réalisée par cecobois a permis de comparer le potentiel de réchauffement climatique d'une poutre en bois d'ingénierie de 7,3 m de portée supportant une charge non pondérée de 14,4 kN/m. Dans la **figure 3**, l'équivalent d'émission de CO₂ représente le potentiel de réchauffement climatique obtenu lors de l'analyse du cycle de vie à l'aide du logiciel ATHENA™. Cette étude démontre que la poutre en bois d'ingénierie émet près de 6 fois moins de GES que celle en béton et environ 4 fois moins que celle en acier.

Le procédé de fabrication du bois de construction requiert en effet moins d'énergie et est beaucoup moins polluant que d'autres matériaux ayant davantage d'impacts sur l'environnement. De plus, l'arbre séquestrant du CO₂ dans le bois au cours de sa croissance, son bilan carbone total peut être considéré comme positif.

L'utilisation du bois en construction contribue aussi à l'efficacité énergétique du bâtiment, car sa faible conductivité thermique permet de réduire efficacement les ponts thermiques dus à la structure.

Respectueux de l'environnement, les éléments en bois d'ingénierie permettent une meilleure utilisation de la ressource en employant des arbres de plus petits diamètres pour fabriquer un produit de haute qualité.

2.1 Avantages des fermes de toit légères en bois

Les fermes de toit légères en bois sont utilisées depuis plus de 50 ans dans l'industrie de la construction de bâtiments et offrent de nombreux avantages.

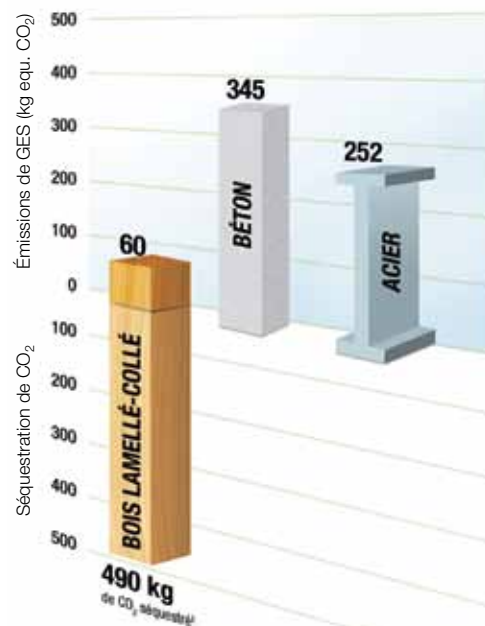
Résistance

Le concept de la triangulation confère aux fermes une efficacité inégalée permettant de franchir de longues portées à partir de membrures de petites dimensions.

En assemblant plusieurs fermes ensemble (de deux à cinq fermes identiques) à l'aide de clous et boulons, on obtient des fermes maîtresses de grande capacité (**figure 4**).

Longue portée

Elles peuvent atteindre des portées au-delà de 24 m (80 pi), ce qui procure une grande flexibilité pour l'aménagement des espaces intérieurs (**figure 5**).



1. Émissions de GES, calculées lors d'une analyse du cycle de vie à l'aide du logiciel ATHENA™ v 4.1.11
2. Estimé en fonction de la composition du bois pour une masse volumique de 500 kg/m³

FIGURE 3 • Comparaison des émissions de GES dues à la fabrication d'une poutre¹ de 7,3 m supportant une charge de 14,4 kN/m



FIGURE 4 • Ferme maîtresse



FIGURE 5 • Ferme de longue portée

Photo : Groupe Distribution Toiture Mauricienne

Photo : Michel Lamontagne

Légèreté

Elles se manipulent facilement puisqu'elles pèsent entre 0,04 et 0,07 kN/m (de 3 à 5 lb/pi), selon la dimension des membrures.

La légèreté de la structure de toit contribue grandement à diminuer les charges sismiques dans le bâtiment (**figure 6**).

Polyvalence

Les fermes de toit permettent des formes quasi illimitées de toitures (**figure 7**). Elles peuvent également être utilisées conjointement avec d'autres matériaux comme l'acier, le béton ou la maçonnerie.

Écologique

Respectueux de l'environnement, le bois de charpente est le seul matériau de construction renouvelable. Il séquestre le carbone emmagasiné durant sa croissance.

Bien construits et bien entretenus, les bâtiments en bois peuvent durer des siècles (**figure 8**).

Fabriquées en usine

L'équipement de fabrication de haute technologie assure un produit de qualité uniforme et des courts délais de fabrication (**figure 9**).

De plus, cette industrie peut compter sur un vaste réseau de plus de 60 fabricants au Québec.

Économique

De par leur efficacité structurale et leur installation facile et rapide au chantier (**figure 10**), elles représentent une solution des plus économiques.



Photo: cecobois (Usine Structures St-Joseph Ltée.)

FIGURE 9 • Table d'assemblage de fermes légères en bois



Photo: Site internet cecobois (Club de golf Laprairie)

FIGURE 6 • Fermes de toit légères en bois



Photo: Structures St-Joseph Ltée.

FIGURE 7 • Fermes pour un coffrage



Photo: Site internet cecobois

FIGURE 8 • Église à Urnes (Norvège) bâtie au XII^e siècle



Photo: site internet cecobois (Hotel Super 8 de Trois-Rivières)

FIGURE 10 • Fermes de toit assemblées au sol

3 Description des fermes de toit légères en bois

Les fermes de toit légères en bois sont des cadres triangulés composés de pièces de bois de dimensions qui sont assemblées entre elles à l'aide de connecteurs métalliques faits de tôles d'acier galvanisé généralement de calibre 20 (± 1 mm d'épaisseur). Ce type de composant structural a supplanté tout autre type de charpente en bois fait sur place. Elles sont largement répandues dans la construction résidentielle unifamiliale et multifamiliale, ainsi que dans la construction commerciale et agricole. Les fermes légères sont économiques, rapides d'installation,

et peuvent satisfaire à peu près toutes les formes possibles de toiture. De par le concept triangulé, elles sont très efficaces et elles utilisent avantageusement la ressource première qui est le bois. Elles peuvent franchir des portées de plus de 24 m (80 pi). Au-delà de cette portée, on utilisera généralement des fermes en double épaisseur (deux plis) pour des questions de manutention et de stabilité latérale. La description des principaux éléments qui composent une ferme est donnée à la **figure 11**.

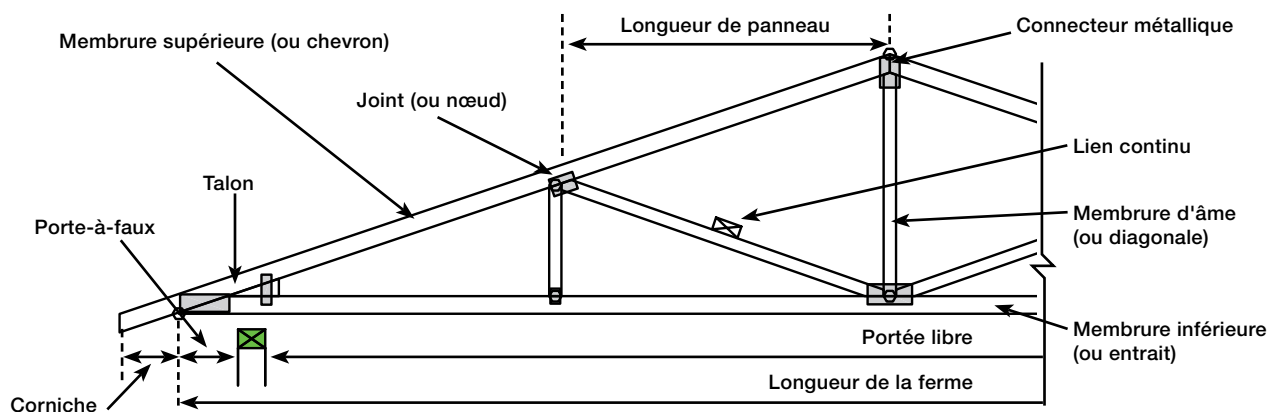


FIGURE 11 • Principaux éléments constituant une ferme légère en bois

3.1 Bois

La dimension des membrures supérieure et inférieure varie généralement de 38 x 89 à 184 mm (2 x 4 à 2 x 8, dimensions nominales) et la dimension des membrures d'âme varie de 38 x 64 à 184 mm (2 x 3 à 2 x 8). On utilisera parfois du bois de plus grande dimension tel que 38 x 235 mm et 38 x 286 mm (2 x 10 et 2 x 12) pour des applications spéciales comme des fermes habitables, des arcs agricoles et des fermes maîtresses. La qualité du bois est soit obtenue par classification visuelle (no 2 par exemple) ou par classification mécanique (MSR 1650F_b-1.5E à 2400F_b-2.0E). La

dimension du bois classé mécaniquement (MSR) varie généralement de 38 x 89 à 184 mm (2 x 4 à 2 x 8). Le bois EPS (épinette-pin-sapin ou SPF pour *Spruce-Pine-Fir*) est le groupe d'essences utilisé au Québec.

Les capacités structurales des membrures de bois qui composent les fermes de toit sont établies à partir des équations de la norme CSA O86 (CSA, 2002). Le bois utilisé pour la fabrication des fermes doit être classé selon les règles de classification National Lumber Grades Authority (NLGA, 2003) et doit porter l'estampille de classification certifiée par le NLGA (**figure 12**).

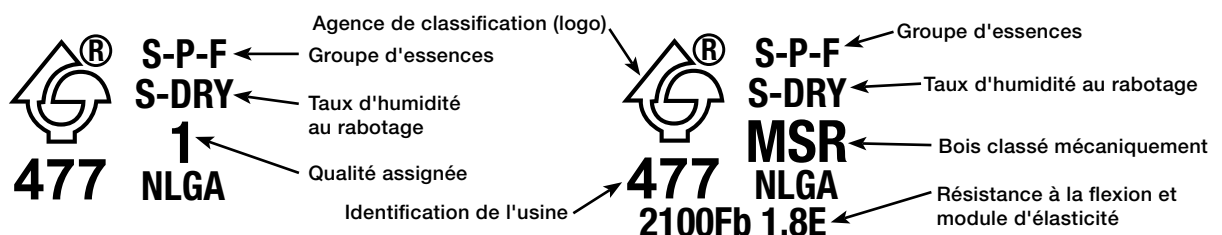


FIGURE 12 • Exemples d'estampilles de classification du bois

3.2 Connecteurs métalliques

Les connecteurs métalliques utilisés comme éléments d'assemblage des membrures sont faits d'acier galvanisé conforme ou supérieur à la norme ASTM A653/A653M-94 (ASTM, 2008). Les nuances d'acier généralement utilisées sont SQ255 (grade B) et SQ275 (grade C). Le minimum requis pour la galvanisation au Canada est le revêtement de type G90, en conformité avec la norme ASTM A924 (ASTM, 2004). Le revêtement de type G90 correspond à un revêtement total de 0,9 once de produit de galvanisation par pied carré. Cette protection est suffisante pour des mouillages occasionnels et même pour utilisation dans les entre-toits exposés au climat des côtes maritimes. Les épaisseurs de tôles utilisées sont habituellement de calibre 20 (environ 1 mm) et, parfois, de calibre 18 (environ 1,3 mm) ou de calibre 16 (environ 1,6 mm).

Les dents d'ancrage dont la densité varie de 1,2 à 1,6 dent/cm² (8 à 10 dents/po²) occupent un seul côté du connecteur (**figure 13**). Les dents sont perpendiculaires à la surface et ont une longueur qui varie entre 8 et 10 mm (environ ³/₈ po). Les connecteurs sont toujours utilisés par paire sur les faces opposées du joint. Leur pressage exige une grande capacité mécanique qui dépendra de la dimension des connecteurs utilisés et de la densité des pièces de bois. La pression requise est au moins de 5,2 MPa (750 lb/po²) pour une paire des connecteurs pressés simultanément dans le bois du groupe EPS et jusqu'à 6,2 MPa (900 lb/po²) pour le bois classé par contrainte mécanique (MSR) et le sapin Douglas (D.Fir).

Ces connecteurs sont des produits propriétaires fabriqués et distribués par différentes compagnies spécialisées dans ce domaine et dont les capacités structurales sont établies par essais en conformité avec la norme CSA S347 (CSA, 2004). Par la suite, les valeurs de résistance de ces connecteurs pour le calcul aux états limites sont déterminées à partir de la norme CSA O86. Ces valeurs de résistance sont publiées dans le recueil d'évaluations de produits du Centre canadien de matériaux de construction (CCMC) et sont disponibles sur le site Internet du CCMC au <http://www.nrc-cnrc.gc.ca/fra/services/irc/ccmc.html>.

Les différents connecteurs que l'on retrouve au Québec proviennent des trois fabricants suivants :

- MiTek Canada (www.mitek.ca),
- Systèmes Alpine/ITWBCG (www.itwbcbg.com),
- Systèmes ForeTruss (www.foretruss.com).

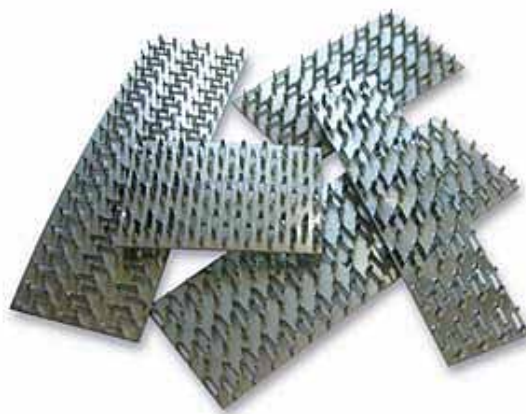


Photo: MiTek

FIGURE 13 • Connecteurs métalliques

4 Conception selon le CNBC

Selon le Code national du bâtiment du Canada (CNBC), toutes les structures de bâtiments doivent répondre aux mêmes exigences fonctionnelles fondamentales. Elles doivent être garanties contre l'effondrement durant et après leur construction, en plus d'afficher une bonne tenue en service pendant toute leur durée utile (CNRC, 2005a; CNRC, 2005b).

Le CNBC et la norme CSA O86 adoptent le calcul aux états limites comme méthode d'analyse. Le calcul aux états limites vise à prévenir les défaillances, c'est-à-dire que l'état limite soit atteint. Ce dernier peut se définir comme étant le point auquel une structure cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue. Les états limites peuvent se diviser en trois catégories :

1. États limites *ultimes* : mettent en cause la sécurité et concernent entre autres le dépassement de la limite de capacité portante (résistance), la rupture, le renversement et le glissement.
2. États limites *de fatigue* : concernent les défaillances résultant de l'application de charges répétitives et s'appliquent principalement aux structures portantes de ponts roulants.
3. États limites *de tenue en service* : se rapportent à l'usage prévu du bâtiment et englobent les flèches, les vibrations, la déformation permanente et les dommages structuraux locaux telle la fissuration.

4.1 Norme de calcul

Les fermes de toit légères en bois sont des composantes structurales spéciales dont les méthodes de calcul ont été développées et améliorées au fil des ans. Ce sont les différents fabricants de connecteurs métalliques pour fermes de toit qui sont à l'origine de ces méthodes de calcul et qui ont mis en place le Truss Plate Institute of Canada (TPIC) en 1972.

Le TPIC a publié des règles de calcul propres aux fermes de toit dont l'édition la plus récente s'intitule *Fermes de bois à connecteurs métalliques – Mode de calcul et devis technique*, calcul aux états limites (TPIC, 2007a). Ces règles apparaissent¹ d'ailleurs à la division B du CNBC 2005 et sont disponibles gratuitement dans le site Internet www.tpic.ca.

4.2 Classification du bâtiment

Il existe trois catégories de bâtiments qui auront un effet sur le calcul des fermes de toit légères en bois :

- 1) Maisons et petits bâtiments (partie 9 de la division B du CNBC). Les particularités de cette catégorie, communément appelée « résidentielle », sont décrites plus loin à la section 4.3.1.
- 2) Bâtiments agricoles à faible contenu humain². Les particularités de cette catégorie, communément appelée « agricole », sont décrites plus loin à la section 4.3.2.
- 3) Autres bâtiments (partie 4 de la division B du CNBC). Les particularités de cette catégorie, communément appelée « commerciale », sont décrites plus loin à la section 4.3.3.

Pour toutes ces catégories de bâtiments, les fermes seront calculées en conformité avec la norme CSA O86. La différence entre ces catégories se situe au niveau des charges de calcul à appliquer, ainsi qu'au regard de l'application de certains coefficients de correction propres au calcul du bois.

4.3 Particularités de chaque catégorie

4.3.1 Résidentiel (partie 9 du CNBC)

Pour les applications résidentielles, le CNBC et le TPIC requièrent les huit exigences suivantes pour le calcul des fermes de toit. Si une seule de ces conditions n'est pas remplie, les fermes de toit ne peuvent pas être calculées selon cette catégorie :

- 1) aire de bâtiment $\leq 600 \text{ m}^2$;³
- 2) hauteur de bâtiment ≤ 3 étages³;
- 3) bâtiments qui abritent les usages principaux du groupe C, D, E, F-2 et F-3³ et qui ne sont pas des bâtiments de protection civile;
- 4) l'entraxe des fermes ne dépasse pas 600 mm ⁴;
- 5) portée libre des fermes $\leq 12,2 \text{ m}$ ⁴;

1. Tableau 1.3.1.2 et article 9.23.13.11.6, division B, CNBC 2005

2. L'article 1.1.1.1.3 de la division A du CNBC 2005 renvoie au Code national de construction des bâtiments agricoles – Canada 1995

3. 1.3.3.3, division A, CNBC 2005

- 6) aire totale de la toiture, nonobstant toute séparation par un mur coupe-feu, des bâtiments adjacents $\leq 4\,550\text{ m}^2$ ⁴;
- 7) pente de la toiture $\geq 2/12$ ⁵;
- 8) sont exclues de cette catégorie les fermes habitables (*Attic Frame*) et les arches⁵.

Les fermes de toit de cette catégorie sont calculées pour supporter les charges de gravité seulement (neige, occupation et charge permanente). La partie 9 de la division B du CNBC n'a pas d'exigences concernant les charges latérales dues au vent et aux séismes. Cependant, cela ne signifie pas que le bâtiment ne doit pas être en mesure de résister à de telles charges. Du fait que la plupart des bâtiments de la partie 9 soient de petits bâtiments de construction traditionnelle qui comportent plusieurs cloisons intermédiaires, le CNBC présume que la stabilité latérale du bâtiment est assurée. Certaines constructions non traditionnelles, avec de grandes ouvertures vitrées, ayant peu de cloisons intermédiaires, ou situées dans des régions à fort vent ou dans des zones sismiques élevées par exemple, devraient toutefois être vérifiées pour leur stabilité latérale. L'article 9.4.1.1.b) de la division B du CNBC fait référence au *Guide technique de la construction à ossature de bois* en matière d'exigences relatives à la stabilité latérale de ces bâtiments (CCB, 2004). L'annexe A-9.4.1.1.3) de la division B du CNBC apporte également des précisions à ce sujet.

Charges dues à la neige

Les charges dues à la neige, décrites à l'article 9.4.2.2 de la division B du CNBC 2005, sont déterminées selon l'équation 1 ou l'équation 2.

$$S = (0,55 S_S) + S_r \text{ (pour une largeur de toit } > 4,3 \text{ m) (1)}$$

$$S = (0,45 S_S) + S_r \text{ (pour une largeur de toit } \leq 4,3 \text{ m) (2)}$$

S = charge de neige spécifiée au toit (kPa)

S_S = charge de neige au sol (kPa)

S_r = charge correspondante de pluie (kPa)

La partie 9 de la division B du CNBC 2005 ne traite pas spécifiquement des accumulations de neige pour les toits en contrebas. Le choix d'appliquer une charge de neige supplémentaire est donc laissé au jugement du concepteur du bâtiment. Le *Guide de l'utilisateur de la partie 9* fournit un commentaire à ce sujet (CNRC, 1998).

Par ailleurs, une liste des charges de données climatiques plus élaborée que celle fournie dans le CNBC est également disponible sur le site Internet de **cecobois** (www.cecobois.com).

Charges permanentes

Les charges permanentes doivent être établies selon le poids des matériaux. Les règles du TPIC⁶ établissent toutefois des charges permanentes minimales à appliquer aux fermes de toit résidentielles.

Membrane supérieure: 0,15 kPa (3 lb/pi²)

Membrane inférieure: 0,35 kPa (7 lb/pi²)

L'article 9.4.2.4 de la division B du CNBC exige également que les membrures inférieures des fermes de toit résidentielles, dont l'accessibilité limitée empêche l'entreposage d'équipement ou de matériel, doivent être conçues pour une charge totale spécifiée de plafond d'au moins 0,35 kPa (7 lb/pi²), incluant les charges permanentes et la surcharge (CNRC, 2005a).

4. 9.4.2.1.1 b, c et e, division B, CNBC 2005

5. 3.2.1.1, TPIC, 2007, et bulletin no 2 TPIC

6. 3.3.1, TPIC, 2007

Critères de flèche

Les principaux critères de flèche sont donnés au tableau 9.4.3.1 de la division B du CNBC. Le TPIC prescrit d'autres critères qui sont résumés au **tableau 1**. La **figure 14** précise les différents paramètres liés aux critères de flèche pour les fermes de toit.

TABLEAU 1 • Critères de flèche pour les fermes résidentielles (adapté de TPIC, 2007)

Flèches limites admissibles (verticales)	
Panneau de membrure supérieure	PL/180
Panneau de membrure inférieure	PL/240
Porte-à-faux	CL/120
Surplomb (corniche)	OL/120
Joint ou panneau de membrure inférieure	Voir ci-dessous
a) Plafond de plâtre ou de gypse	L/360
b) Autre type de plafond	L/240
c) Pas de plafond	L/180
Flèche maximale admissible (horizontale)	
Appui à rouleaux	25 mm (1 po)

Les flèches des fermes résidentielles ($\Delta_{\text{Rés}}$) sont obtenues à partir de l'équation 3⁷.

$$(3) \Delta_{\text{Rés}} = 1,33 \Delta_S + 0,5 \Delta_L + \Delta_D$$

Δ_S = flèche due à la charge de neige

Δ_L = flèche due à la surcharge (s'il y a lieu)

Δ_D = flèche due aux charges permanentes

4.3.2 Agricole

Un bâtiment doit se définir comme suit afin de pouvoir être conçu selon les exigences de cette catégorie. Pour les bâtiments qui ne répondent pas à ces exigences, les fermes de toit doivent être calculées selon la partie 9 (résidentielle) ou la partie 4 (commerciale) du CNBC.

- 1) Bâtiment agricole selon la définition donnée au paragraphe 1.2.1.2.1) du Code national de construction des bâtiments agricoles – Canada 1995 (CNCBAC), soit : « bâtiment ou partie de bâtiment qui ne contient pas d'habitation, situé sur un terrain consacré à l'agriculture ou à l'élevage et utilisé essentiellement pour abriter des équipements ou des animaux, ou pour la production, le stockage ou le traitement de produits agricoles ou horticoles ou l'alimentation des animaux (voir l'annexe A) » (CNRC, 1995).
- 2) Bâtiment à faible occupation humaine selon la définition donnée au paragraphe 1.2.1.2.1) du CNCBAC, soit : « se dit d'un bâtiment agricole où le nombre de personnes en temps normal ne dépasse pas 1 personne pour 40 m² d'aire de plancher » (CNRC, 1995).

Les charges de calcul à appliquer sur les fermes de toit des bâtiments agricoles seront établies selon la partie 4 du CNBC 1995, sauf indication contraire du CNCBAC (CNRC, 1995).

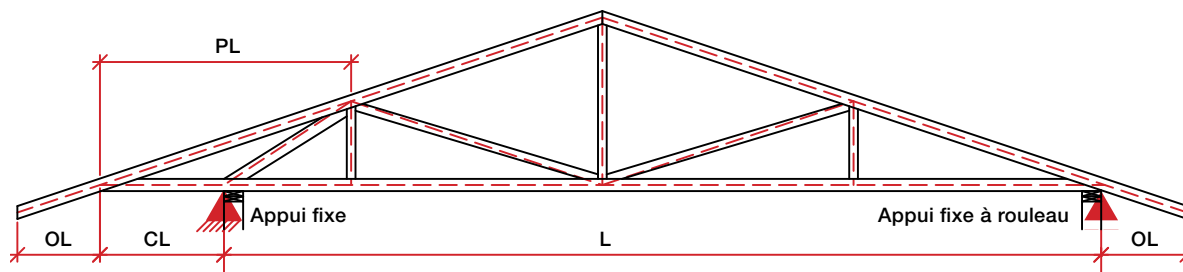


FIGURE 14 • Description des paramètres de flèche

7. Voir 9.23.13.11.1.b, division B, CNBC 2005

Charges dues à la neige

Sous réserve des articles 2.2.2.2, 2.2.2.3 et 2.2.2.4 du CNCBAC, les charges dues à la neige doivent être calculées selon l'équation 4 conformément à la partie 4 du CNBC. L'article 2.2.2.2 du CNCBAC concerne les toits recouverts d'une couverture glissante et lisse, alors que les articles 2.2.2.3 et 2.2.2.4 concernent les toits des serres.

$$(4) S = S_s (C_b C_w C_s C_a) + S_r$$

S = charge de neige spécifiée au toit (kPa)

S_s = charge de neige au sol (kPa)

C_b = coefficient de surcharge de neige sur le toit = 0,8

C_w = coefficient d'exposition au vent

C_s = coefficient de pente

C_a = coefficient d'accumulation

S_r = charge correspondante de pluie (kPa)

Charges dues au vent

Les charges dues au vent seront calculées selon la sous-section 4.1.8 du CNBC 1995. La pression dynamique minimale de référence (q) pour le calcul des éléments structuraux des bâtiments agricoles à faible occupation humaine peut être déterminée en admettant que cette valeur puisse être dépassée une fois en dix ans⁸.

Charges dues aux séismes

Selon le CNCBAC, il n'est pas nécessaire que les bâtiments agricoles à faible occupation humaine soient conçus pour résister aux charges dues aux séismes⁹.

Charges permanentes

Les charges permanentes doivent être établies selon le poids des matériaux. Les règles du TPIC établissent toutefois des charges permanentes minimales à appliquer aux fermes de toit agricoles¹⁰.

Membrure supérieure : 0,20 kPa (4 lb/pi²) pour pente de la toiture $\geq 2/12$

: 0,50 kPa (10 lb/pi²) pour pente de la toiture $< 2/12$

Membrure inférieure : 0,34 kPa (7 lb/pi²) avec finition de plafond

: 0,20 kPa (4 lb/pi²) sans finition de plafond

Critères de flèche

Les critères de flèche sont donnés au tableau D-1 du *Guide de l'utilisateur de la partie 4* (CNRC, 2006) et sont résumés au **tableau 2**. La **figure 14** explique les différents paramètres liés aux critères de flèche pour les fermes de toit.

TABEAU 2 • Critères de flèche pour les fermes agricoles (adapté de TPIC, 2007)

Flèches limites admissibles (verticales)	
Panneau de membrure supérieure	PL/180
Panneau de membrure inférieure	PL/240
Porte-à-faux	CL/120
Surplomb (corniche)	OL/120
Joint ou panneau de membrure inférieure	L/180 L/360 (permanente)
a) Plafond de plâtre ou de gypse b) Autre type de plafond c) Pas de plafond	Voir TPIC, 2007 L/360 (surcharge) L/240 (surcharge) L/240 (surcharge)
Flèche maximale admissible (horizontale)	
Appui à rouleaux	25 mm (1 po)

Les flèches des fermes agricoles (Δ_{Agr}) sont obtenues à partir de l'équation 5.

$$(5) \Delta_{Agr} = \Delta_S + \Delta_L + \Delta_W + \Delta_D$$

Δ_S = flèche due à la charge de neige

Δ_L = flèche due à la surcharge (s'il y a lieu)

Δ_W = flèche due à la charge de vent

Δ_D = flèche due aux charges permanentes

8. 2.2.3.1.1, CNCBAC

9. 2.2.4.1.1, CNCBAC

10. Tableau 3.3.1, TPIC, 2007

Coefficient de risque γ

Le coefficient de risque γ à appliquer pour la pondération des charges autres que les charges permanentes ne doit pas être inférieur à 0,8 (CNRC, 1995).

4.3.3 Commerciale (partie 4 du CNBC)

Les fermes de toit pour lesquelles les catégories résidentielle et agricole ne s'appliquent pas doivent être calculées selon cette catégorie. Les charges de calcul à appliquer sur les fermes de toit des bâtiments commerciaux sont établies selon la partie 4 de la division B du CNBC.

Charges dues à la neige

Les charges dues à la neige, décrites à la sous-section 4.1.6 de la division B du CNBC, sont déterminées selon l'équation 6.

$$(6) \quad S = I_s [S_s (C_b C_w C_s C_a) + S_r]$$

S = charge de neige spécifiée au toit (kPa)

I_s = coefficient de risque selon le CNBC

S_s = charge de neige au sol (kPa)

C_b = coefficient de surcharge de neige sur le toit $\geq 0,8$

C_w = coefficient d'exposition au vent

C_s = coefficient de pente

C_a = coefficient d'accumulation

S_r = charge correspondante de pluie (kPa)

Le coefficient d'exposition au vent, C_w , permet de réduire la charge de neige au toit lorsque le bâtiment est exposé au vent sur toutes ses faces et que cette condition devrait le demeurer dans le futur. Toutefois, cette réduction de charge ne peut être appliquée que pour les bâtiments appartenant aux catégories de risque faible et normal définies dans le CNBC. De plus, le commentaire G du *Guide de l'utilisateur de la partie 4* nous met en garde avant d'utiliser cette réduction : « En pratique, il est

difficile d'établir une distinction claire entre les toits qui seront entièrement exposés au vent et ceux qui ne le seront pas. De concert avec le propriétaire, le concepteur devrait envisager la probabilité qu'un agrandissement au bâtiment, la croissance d'arbres ou la construction de bâtiments voisins de plus grande hauteur ne viennent causer un effet de masque sur le toit » (CNRC, 2006).

Il en est de même pour le coefficient de pente C_s . Le CNBC permet une réduction supplémentaire de la neige au toit pour des toitures dites glissantes. Cependant, il ne suffit pas que la toiture soit revêtue d'une couverture glissante pour considérer cette réduction, la neige doit également être libre de glisser, c'est-à-dire qu'aucun obstacle ne puisse l'empêcher de glisser. Le commentaire G du *Guide de l'utilisateur de la partie 4* met également en garde le concepteur en mentionnant qu'il faut éviter des situations où la sécurité du public puisse être mise en danger par la neige ou la glace qui pourrait tomber des toits. Même si, au moment de la conception, il n'était pas prévu d'empêcher la neige de glisser, il se peut que, dans le futur, le propriétaire décide d'y ajouter des barrières à neige au toit, ce qui modifierait les charges de calcul prévues au moment de la conception du toit.

Charges d'utilisation

Une charge d'utilisation minimale de 0,5 kPa (10 lb/pi²) doit être appliquée sur la membrure inférieure des fermes de toit en accord avec le tableau 4.1.5.3 de la division B du CNBC pour les combles dont l'accès limité ne permet pas le stockage de matériaux ou d'équipement.

Les surcharges dues à l'utilisation des combles ne sont pas nécessaires si le plafond qui est situé sous le comble est composé de panneaux amovibles qui permettent d'accéder au vide de faux-plafond sans imposer de surcharge aux éléments porteurs du plafond. Ces surcharges ne sont pas nécessaires pour aucune partie du comble dont la plus petite dimension est inférieure à 500 mm¹¹ (CNRC, 2005b).

11. A-Tableau 4.1.5.3, division B, CNBC, 2005, volume 2

Charges dues au vent

Les charges dues au vent sont calculées selon la sous-section 4.1.7 de la division B du CNBC. La valeur de la pression dynamique de référence (q) est basée sur une probabilité annuelle de dépassement de 1:50.

Charges dues aux séismes

Les charges dues aux séismes sont calculées selon la sous-section 4.1.8 de la division B du CNBC.

Charges permanentes

Les charges permanentes doivent être établies selon le poids des matériaux. Les règles du TPIC établissent toutefois des charges permanentes minimales à appliquer aux fermes de toit commerciales¹⁰.

Membrure supérieure : 0,25 kPa (5 lb/pi²) pour pente de la toiture $\geq 2/12$

: 0,50 kPa (10 lb/pi²) pour pente de la toiture $< 2/12$

Membrure inférieure : 0,34 kPa (7 lb/pi²) avec finition de plafond

: 0,25 kPa (5 lb/pi²) sans finition de plafond

Critères de flèche

Les critères de flèche sont donnés au tableau D-1 du *Guide de l'utilisateur de la partie 4* du CNBC et sont résumés au **tableau 3**. La **figure 14** explique les différents paramètres liés aux critères de flèche pour les fermes de toit.

TABLEAU 3 • Critères de flèche pour les fermes commerciales (adapté de TPIC, 2007)

Flèches limites admissibles (verticales)	
Panneau de membrure supérieure	PL/180
Panneau de membrure inférieure	PL/360
Porte-à-faux	CL/120
Surplomb (corniche)	OL/120
Joint ou panneau de membrure inférieure	L/180 L/360 (permanente)
a) Plafond de plâtre ou de gypse	L/360 ($\Delta_{S/L}$)
b) Autre type de plafond	L/240 ($\Delta_{S/L}$)
c) Pas de plafond	L/240 ($\Delta_{S/L}$)
Flèche maximale admissible (horizontale)	
Appui à rouleaux	25 mm (1 po)

Les flèches des fermes commerciales (Δ_{Com}) sont obtenues à partir de l'équation 7.

$$(7) \quad \Delta_{Com} = \Delta_{S/L} + \Delta_D$$

$\Delta_{S/L}$ = flèche due à la charge de neige ou à la surcharge selon les combinaisons de chargement indiquées à la partie 4 du CNBC

Δ_D = flèche due aux charges permanentes

4.4 Rôle et responsabilités des concepteurs

Au moment de la conception d'une structure, plusieurs concepteurs peuvent intervenir et leur rôle respectif est parfois ambigu dans les documents contractuels. Selon la partie 2 de la division C du CNBC, le concepteur des structures doit être un professionnel qualifié (architecte ou ingénieur) et spécialisé dans le travail à accomplir. Cette exigence s'applique à tous les bâtiments régis par la partie 4 de la division B du CNBC, mais elle peut également s'appliquer dans le cas d'un bâtiment régi par toutes autres parties de la division B du CNBC.

Au Québec, la Loi sur les ingénieurs stipule que les travaux de charpente des édifices dont le coût excède 100 000\$ et des édifices publics au sens de la Loi de la sécurité dans les édifices publics constituent le champ de la pratique de l'ingénieur (L.R.Q., 2010).

Par conséquent, le «concepteur du bâtiment», en ce qui a trait à l'aspect structure, doit être un ingénieur qui aura la responsabilité de la conception globale et de l'intégrité structurale du bâtiment. Au moment de la conception d'un système nécessitant des fermes de toit légères en bois, le concepteur du bâtiment doit spécifier tous les points énumérés à la sous-section 2.2.4 de la division C du CNBC et, en particulier, les points suivants comme le stipulent les règles de calcul du TPIC :

- 1) les charges de calcul selon les diverses sections du CNBC ou des codes provinciaux ;
- 2) le profil des fermes, les emplacements prévus des appuis, ainsi que les détails d'ancrage des fermes pour tenir compte des déplacements horizontaux et verticaux et des autres réactions ;
- 3) les limites de flèches verticales et horizontales ;
- 4) l'humidité relative ambiante pour l'usage envisagé ;
- 5) toute exigence spéciale relativement à la conception des fermes ;
- 6) les charges supplémentaires dues aux unités mécaniques et électriques, ainsi que leur emplacement ;
- 7) les méthodes de raccordement ou d'ancrage des unités mécaniques et électriques aux divers éléments des fermes ;
- 8) le contreventement permanent résistant aux charges de vent, de séisme et à toute autre charge latérale agissant parallèlement ou perpendiculairement aux fermes.

Le «concepteur des fermes» (habituellement à l'emploi du fabricant ou du distributeur de connecteurs) est un ingénieur ayant la responsabilité de la conception des éléments individuels des fermes de toit légères en bois sous l'effet des charges spécifiées et conditions fournies par le «concepteur du bâtiment» et montrées aux plans de construction. Le «concepteur des fermes» est responsable également des exigences de support latéral (les liens continus) afin de prévenir le flambage des éléments individuels dû aux charges prévues.

4.4.1 Informations minimales à indiquer sur les plans de structure d'un bâtiment

Les informations suivantes devraient au minimum apparaître sur les plans de structure conçus par l'ingénieur du bâtiment :

- 1) code et normes : les fermes doivent être conçues selon la partie ___ du Code de construction du Québec 2005 et selon les règles de calcul du TPIC 2007 ;
- 2) teneur en humidité : la teneur en humidité des fermes ne doit pas dépasser 19 %. Le bois doit porter l'estampille « S-Dry » ;
- 3) critère de flèche :
 - a. flèche verticale sous les charges de neige et d'utilisation $< L/___$;
 - b. flèche verticale sous les charges totales $< L/___$;
 - c. flèche horizontale : ___ mm maximum de déplacement relatif entre les appuis sous les charges totales ;
- 4) charges de calcul :
 - d. charge de neige au sol
 $S_s = \text{___ kPa}$, $S_r = \text{___ kPa}$;
 - e. toiture non exposée au vent ($C_w = 1.0$) et toiture non glissante ;
 - f. surcharge de neige au toit uniformément répartie, $S = \text{___ kPa}$ (non pondérée) ;
 - g. surcharge de neige au toit non uniformément répartie, $S = \text{___ kPa}$ (non pondérée) ;
 - h. accumulation de neige (voir les diagrammes au plan) ;
 - i. pression de vent horaire $q_{1/50} = \text{___ kPa}$, terrain à découvert ;
 - j. charge permanente à la membrure supérieure : ___ kPa (non pondérée) ;
 - k. charge permanente à la membrure inférieure : ___ kPa (non pondérée) ;
 - l. charge vive d'utilisation à la membrure inférieure : ___ kPa (non pondérée) ;
 - m. équipement de climatisation de ___ kN (voir plan pour dimension et localisation).

4.4.2 Information minimale à indiquer sur les dessins techniques des fermes

Les informations minimales qui devraient apparaître sur les dessins techniques des fermes conçus par l'ingénieur des fermes sont données à l'annexe H du TPIC.

5 Conception des fermes de toit légères en bois

5.1 Modèle analytique

Les fermes de toit légères en bois sont conçues pour supporter des charges qui agissent dans leur plan (axe fort), telles que des charges de gravité (charges de neige, surcharges, charges permanentes), les charges de vent ou de séismes. Elles ne sont pas conçues pour des charges qui agissent perpendiculairement au plan des fermes (axe faible). Ces charges seront reprises par d'autres composantes telles que le contreventement permanent et les diaphragmes.

Les fermes de toit légères en bois sont des cadres triangulés composés de membrures de bois de dimension de 38 mm d'épaisseur et dont les points d'intersection (les nœuds) sont reliés au moyen de connecteurs métalliques. Les hypothèses de calcul utilisées pour analyser les fermes sont définies par les règles du TPIC. La méthode de calcul utilisée pour dériver les efforts internes dans les membrures est basée sur une analyse semi-rigide. La présente section décrit brièvement les hypothèses utilisées pour définir le modèle analytique des fermes. Une description complète est donnée au chapitre 4 des règles de calcul du TPIC.

Le modèle analytique pour l'analyse des fermes (lignes analogues) est défini suivant l'axe central des membrures principales (supérieure et inférieure). Un nœud est alors créé au point de rencontre avec les membrures d'âme ainsi qu'aux extrémités des membrures principales. Les lignes analogues des membrures d'âme sont alors créées par rapport à ces nœuds. Un seul nœud est considéré aux rencontres avec les membrures d'âme. Ainsi, il se peut que les lignes analogues des membrures d'âme ne correspondent pas tout à fait aux lignes d'axe de ces mêmes membrures d'âme.

On ne tient donc pas compte des excentricités aux nœuds dans l'analyse des fermes. Cependant, cette approche est acceptable en autant que les membrures d'âme forment un joint compact. La **figure 15** illustre un exemple du modèle analytique utilisé pour le calcul des fermes.

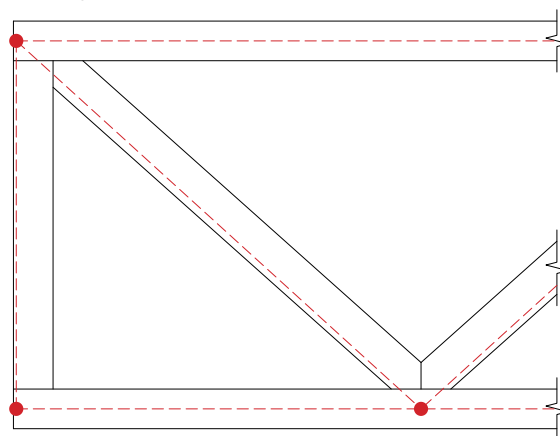


FIGURE 15 • Exemple d'un modèle analytique (adaptée du TPIC, 2007)

Il existe des particularités dans la modélisation de certains nœuds d'une ferme comme dans le cas du talon. Ce dernier est défini comme étant le point de rencontre entre la membrure supérieure et inférieure d'une ferme. Afin de conserver les lignes analogues des membrures principales en ligne avec leur axe central, un ajustement du modèle analytique se fera au bout de la ferme par l'ajout d'une membrure de calcul fictive (**figure 16**).

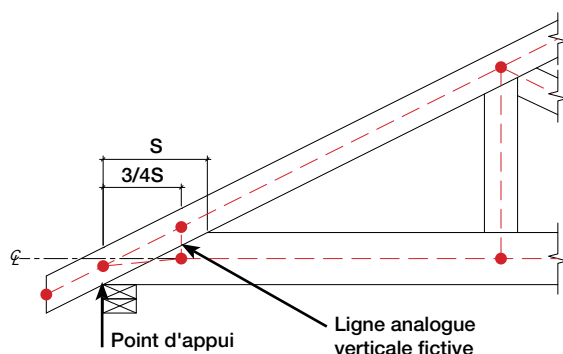


FIGURE 16 • Exemple de modèle analytique au talon d'une ferme (adaptée de TPIC, 2007)

Les nœuds qui composent la ferme sont soit complètement articulés, soit semi-articulés, selon la configuration du nœud. Les extrémités des membrures sont considérées comme articulées. Les membrures principales continues aux nœuds seront considérées comme une connexion rigide entre elles, de part et d'autre du nœud. La **figure 17** illustre quelques exemples de modèles analytiques pour les nœuds.

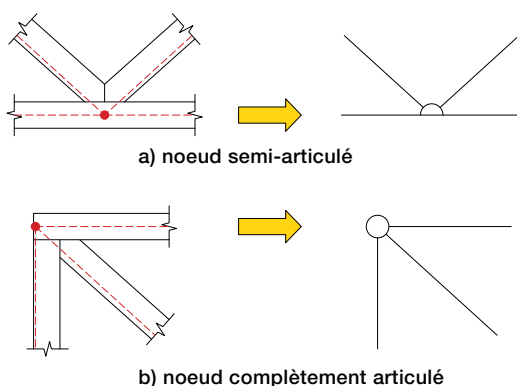


FIGURE 17 • Exemples de modèle analytique de nœuds (adaptée de TPIC, 2007)

5.2 Calcul des membrures

L'analyse de la ferme selon le modèle analytique défini à la section 5.1 précédente permet de déterminer les efforts axiaux, de flexion et de cisaillement dans chacune des membrures qui composent la ferme. Ce calcul est fait à partir de logiciels spécialisés qui sont généralement conçus par les fabricants de connecteurs métalliques.

La vérification de la dimension des membrures en bois des fermes est faite à partir des équations de résistance des éléments de bois de la norme CSA O86. À noter que la sous-section 5.5.13 de cette norme s'applique spécifiquement aux fermes de toit légères en bois.

5.2.1 Calcul des membrures principales (supérieure et inférieure)

Les membrures principales sont sollicitées pour des efforts axiaux et de flexion combinés. On utilise les équations suivantes du CSA O86 afin de déterminer les résistances correspondantes :

$P_f / P_r + M_f / M_r \leq 1,0$ (pour les membrures sollicitées en compression et en flexion¹²)

ou

$(P_f / P_r)^2 + M_f / K_M M_r \leq 1,0$ (pour les membrures sollicitées en compression et en flexion¹³)

Certaines conditions s'appliquent toutefois pour l'application de cette dernière équation, fournies à l'article 5.5.13. Ces conditions sont :

- a) espacement des fermes d'au plus 610 mm ;
- b) portée libre des fermes entre les faces intérieures des appuis d'au plus 12,2 m ;
- c) longueur totale des fermes d'au plus 18 m entre les points de panneaux extérieurs, et aucune longueur en porte-à-faux ne dépassant 25 % de la portée libre adjacente ;
- d) une pente de membrure supérieure d'au moins 2 en 12 ;
- e) il ne s'agit pas d'une ferme maîtresse, d'une ferme de type arc sous-tendu (bow-string), en demi-cercle ou de comble (à sections non triangulées), ni de fermes plates ou de plancher.

Advenant que les conditions précédentes ne soient pas remplies, l'article 5.5.10 de la norme CSA O86 doit alors s'appliquer.

$T_f / T_r + M_f / M_r \leq 1,0$ (pour les membrures en traction et en flexion¹²)

12. 5.5.10, CSA O86

13. 5.5.13, CSA O86

5.2.2 Calcul des membrures d'âme

Le calcul des membrures d'âme s'effectue de la même façon, à l'exception qu'il n'y a généralement pas d'effort de flexion dans les membrures d'âme. Les formules d'interaction sont donc limitées à :

$$P_f / P_r \leq 1,0$$

(pour les membrures sollicitées en compression)

ou

$$T_f / T_r \leq 1,0$$

(pour les membrures sollicitées en traction)

5.2.3 Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement dans les membrures est également vérifiée pour chacune des membrures. L'analyse par ordinateur fournit les efforts en cisaillement pondérés dans chacune des membrures. La résistance au cisaillement est ensuite déterminée à partir de la norme CSA O86.

5.2.4 Coefficient de partage des charges (K_H)

Le coefficient de partage des charges, K_H , indiqué au tableau 4.3.4.(4) des règles du TPIC 2007 s'applique au système de fermes de toit légères en bois de sciage composé d'au moins trois fermes essentiellement parallèles, et pour des espacements de fermes qui ne dépassent pas 610 mm pour les fermes résidentielles et commerciales, et 1 220 mm pour les fermes agricoles¹⁴. Le **tableau 4** indique les valeurs du coefficient de partage des charges lorsque ces conditions s'appliquent.

TABEAU 4 • Coefficient de partage des charges pour fermes légères en bois (adapté de TPIC, 2007)

Symbole	Propriété	K_H
K_{Hb}	Flexion	1,10
K_{Hv}	Cisaillement longitudinal	1,10
K_{Hc}	Compression de fil	1,10
K_{Hcp}	Compression de flanc	1,00
K_{Ht}	Traction de fil	1,10
K_{HE}	Module d'élasticité	1,00

14. 2.3.1.2, CNCBAC

5.3 Calcul des largeurs d'appui

Les fermes de toit légères en bois peuvent supporter des charges importantes et franchir de grandes portées. Par conséquent, elles devront transmettre des réactions importantes aux appuis. Puisque les fermes sont des éléments de 38 mm de largeur, il faut donc procurer à celles-ci des longueurs d'appui suffisantes afin de ne pas causer l'écrasement des fibres du bois, autant pour la ferme que pour l'appui qui reçoit la ferme.

La résistance en compression de flanc du bois (F_{cp}) est relativement faible. Il faut donc apporter une attention particulière aux détails d'appui. Dans bien des cas, une simple modification au détail de la ferme près des appuis augmentera sa résistance à l'écrasement de façon appréciable. Par exemple, lorsqu'il y a une membrure d'âme verticale directement au-dessus de l'appui, on peut augmenter la résistance en compression de la ferme à l'appui en prolongeant cette membrure d'âme verticale de façon à l'amener en contact direct avec l'appui (**figure 18**). Ainsi, la résistance à l'écrasement de la ferme est augmentée du fait que la force est appliquée parallèlement au fil du bois plutôt que perpendiculairement. La résistance en compression de la sablière n'est cependant pas modifiée et demeure en fonction de l'essence et de la classe de bois utilisées. L'utilisation de sablières en bois MSR permet d'augmenter les résistances aux appuis. On peut aussi utiliser des sablières en bois d'ingénierie, comme le LSL (*Laminated Strand Lumber*) qui offre de plus grandes résistances en compression de flanc.

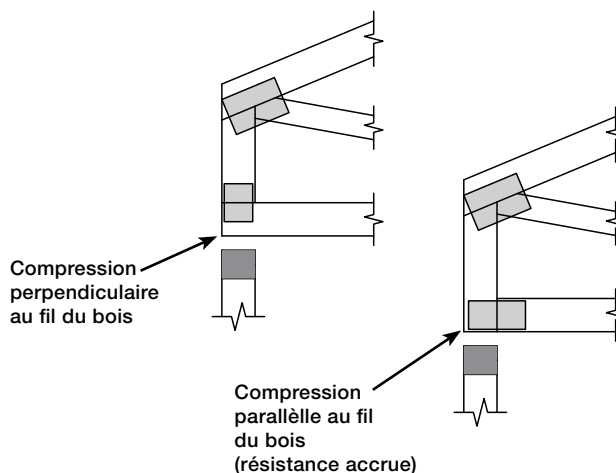


FIGURE 18 • Détails d'appui

Il est possible également d'augmenter les résistances en écrasement à l'appui par l'ajout de renforts. Les compagnies spécialisées en étriers légers pour fermes de toit offrent des renforts métalliques pour des murs faits de 38 x 89 mm (2 x 4) ou 38 x 140 mm (2 x 6) et pour des fermes à plis multiples (**figure 19**).

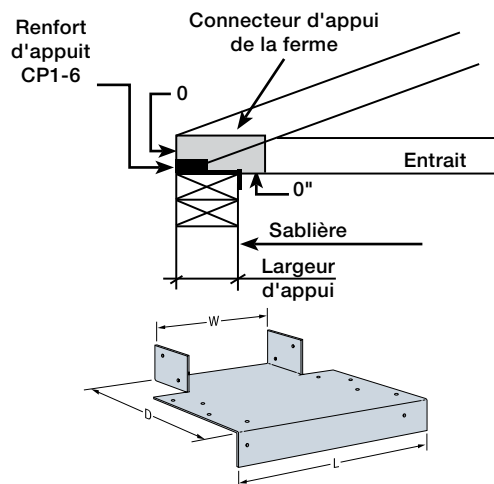


FIGURE 19 • Renfort d'appui CP1-6 de Simpson (dessins de MiTek Canada et Simpson Strong-Tie)

5.4 Calcul des flèches verticales et horizontales

Une analyse par ordinateur permet de déterminer les flèches tant verticales qu'horizontales des fermes de toit, et ce, à partir des propriétés structurales des membrures qui les composent, dont en particulier le module d'élasticité (E). Les flèches peuvent être obtenues à différents endroits dans la ferme et sont vérifiées par rapport aux limites permises du CNBC et du TPIC.

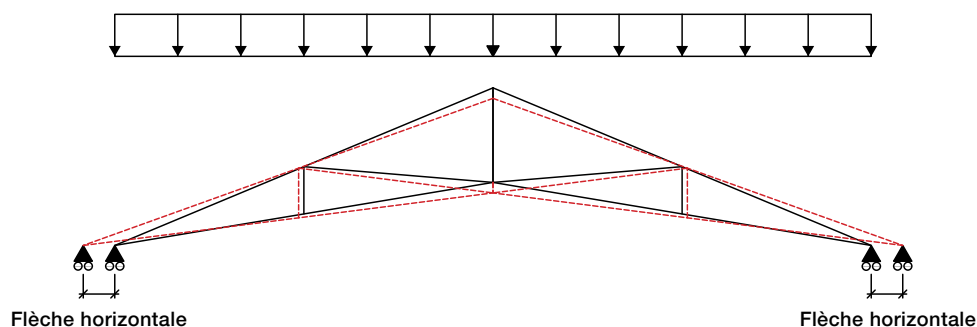


FIGURE 20 • Flèche horizontale d'une ferme ciseau

5.4.1 Flèche verticale

Les limites de flèche verticale sont généralement établies en fonction de la longueur des éléments, par exemple L/360. Souvent, on perd de vue la valeur réelle de la flèche et on croit que le simple fait de répondre à un critère du Code rendra notre structure tout à fait acceptable.

Par exemple, pour une ferme de 15 m, si l'on spécifie un critère de flèche de L/360, cela signifie que nous autorisons une flèche possible de 42 mm sous les charges de calcul, soit près de 1¾ po. S'il y a des cloisons non porteuses sous cette structure, des charges non prévues pourraient être transmises à d'autres éléments de la structure par ces cloisons non porteuses.

Une attention particulière devra être prêtée aux différents détails de construction et peut-être qu'une solution de rechange (convertir des murs non porteurs en murs porteurs) ou un critère de flèche plus sévère devra être exigé. Le commentaire D du *Guide de l'utilisateur de la partie 4* fournit de l'information supplémentaire à ce sujet et nous met en garde contre ces critères de flèche qui peuvent s'avérer inadéquats dans certains cas.

5.4.2 Flèche horizontale

Les flèches horizontales sont généralement négligeables pour des modèles de fermes dont la membrure inférieure est horizontale. Cependant, dans le cas des membrures inférieures en pente et, en particulier, les modèles de type « ciseau », la flèche horizontale sera plus importante comme l'illustre la **figure 20**.

Les flèches horizontales, comme les flèches verticales, doivent être limitées pour des raisons architecturales et pour éviter la fissuration des finitions de murs intérieurs et de plafond, ainsi que des revêtements de murs extérieurs comme la brique. Tout comme pour les limites de flèches verticales, le concepteur du bâtiment doit spécifier les limites de flèches horizontales permises pour le bâtiment en question. Les tableaux montrés à la section 4.3 précédente indiquent les limites suggérées selon les règles du TPIC. Le concepteur du bâtiment peut également se référer au paragraphe 4.1.3.5.3 de la division B du CNBC au sujet des flèches horizontales des bâtiments.

Au moment de l'analyse d'une ferme de toit, on prend habituellement comme hypothèse que les appuis, les murs par exemple, ne procurent pas de résistance horizontale et que la ferme est libre de se déplacer dans le sens de sa longueur. Cette situation est généralement la plus critique pour le calcul de la ferme. Cependant, certains détails de construction auront pour effet de restreindre le mouvement horizontal des fermes tels que la présence de murs longitudinaux (porteurs ou non porteurs) ou lorsque les fermes sont appuyées contre d'autres fermes ou un autre bâtiment. Si le mouvement horizontal des fermes est entravé, des forces horizontales seront alors transmises aux appuis. Par exemple, si la ferme est appuyée d'un côté contre un bâtiment existant et sur un mur

de l'autre côté, tout le mouvement horizontal de la ferme se fera d'un côté seulement au lieu de se partager des deux côtés, d'où une flèche plus importante à cet appui (**figure 21**).

Si le mouvement horizontal de la ferme est entravé aux deux appuis (ferme entre deux bâtiments par exemple), des forces horizontales seront alors transmises aux points d'appui, et les forces axiales dans certaines membrures qui composent la ferme pourraient être inversées ou augmentées. La conception de la ferme de toit devra donc être vérifiée en conséquence.

5.4.3 Contre-flèche

Afin de limiter l'aspect visuel de la flèche, on peut fabriquer les fermes avec une contre-flèche. Il est à noter que la contre-flèche ne diminue pas la flèche totale de la ferme. Elle ne fait qu'en réduire la perception par rapport à une ligne horizontale (**figure 22**).

On fabrique généralement les fermes avec des contre-flèches pour les fermes de longue portée et les fermes avec des flèches élevées. La valeur de la contre-flèche représente habituellement l'équivalent de la flèche calculée avec la charge permanente et la moitié de la charge de neige.

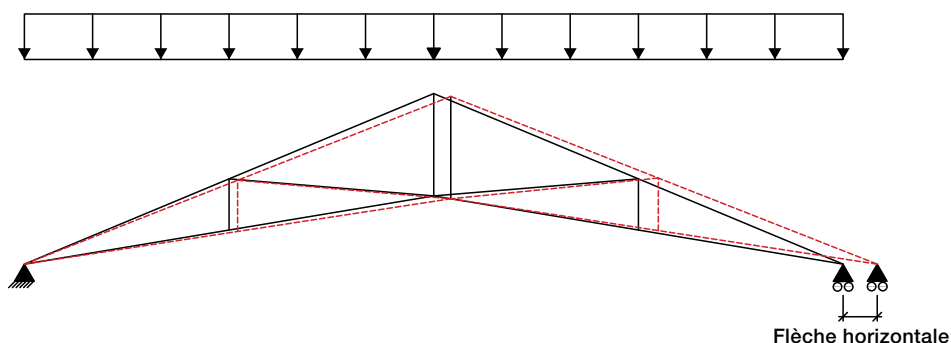


FIGURE 21 • Flèche horizontale d'un seul côté (ferme ciseau)

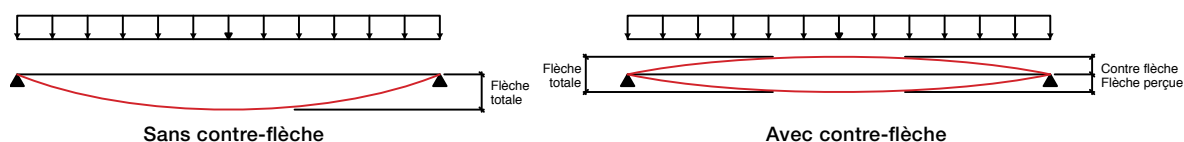


FIGURE 22 • Effet de la contre-flèche

5.5 Support latéral

Les fermes de toit légères en bois sont fabriquées à partir d'éléments de bois de sciage de 38 mm (1 ½ po) d'épaisseur. Pour atteindre des résistances élevées en compression axiale, il faut limiter l'élancement des membrures selon cet axe en diminuant les longueurs de flambage. Pour y parvenir, on fournit un support latéral à la membrure en cause. Les membrures sollicitées en compression sont généralement la membrure supérieure (chevron) et des membrures d'âme. La membrure inférieure (entrait) est parfois sollicitée en compression dans certaines conditions comme les fermes à plus de deux appuis, les fermes en porte-à-faux et les fermes soumises à des charges de vent et/ou de séisme.

5.5.1 Support latéral des membrures d'âme : le lien continu

La technique courante et efficace pour diminuer l'élancement des membrures d'âme en compression est d'utiliser des liens continus. Le lien continu est une membrure de bois (généralement en 38 x 89 mm) installée perpendiculairement au plan des fermes contre la membrure d'âme de façon à maintenir la membrure d'âme dans son plan (**figure 23**). Pour utiliser des liens continus, il faut au minimum trois fermes identiques consécutives. On utilise habituellement une rangée ou deux rangées de liens continus.

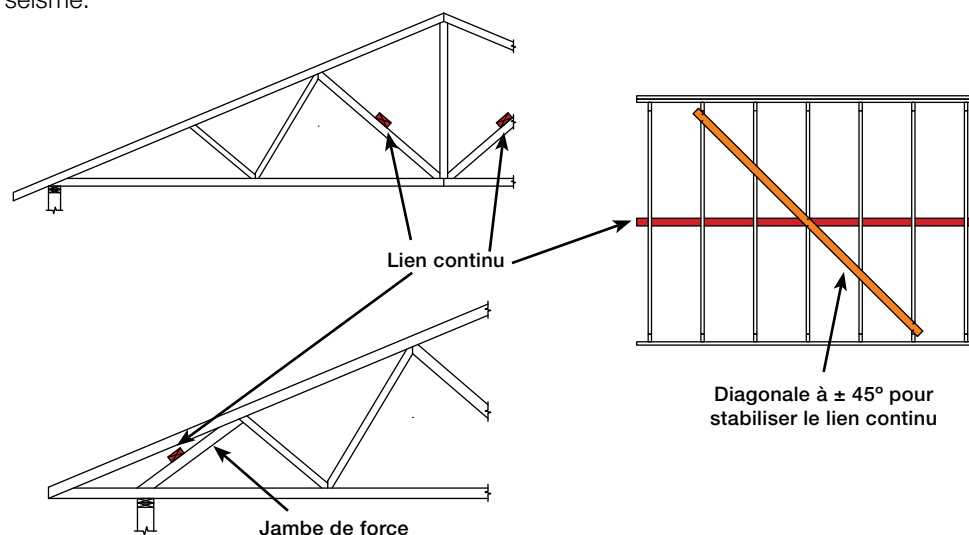


FIGURE 23 • Liens continus

En plus d'installer les liens continus, il faut les stabiliser au moyen d'une membrure en diagonale. Cette diagonale est installée à $\pm 45^\circ$ et est répétée tous les 6,1 m (20 pi) au minimum. Elle a pour but d'éviter l'effet domino ou le flambage généralisé des membrures d'âme (**figure 24**).

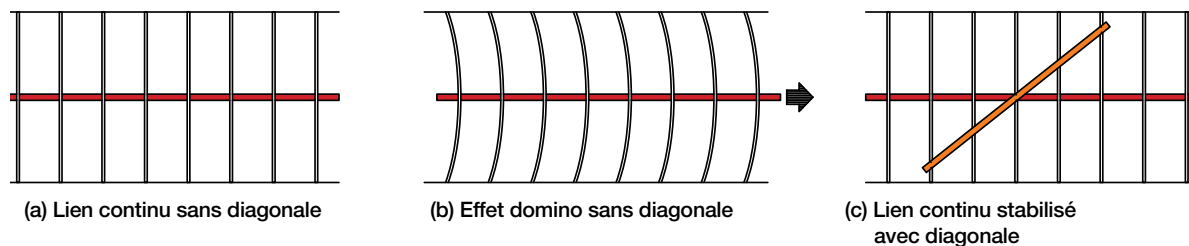


FIGURE 24 • Stabilisation des liens continus

5.5.2 Ancrage des liens continus et de la membrure en diagonale

Il est généralement admis dans l'industrie d'utiliser la règle du 2 % de la force en compression dans la membrure d'âme comme force transversale nécessaire pour supporter latéralement les membrures d'âme par un ou deux liens continus (**figure 25**). L'attache des liens continus à la membrure d'âme devra donc être suffisante pour résister à cette force.

Par exemple, pour une membrure d'âme avec une force de compression P de 12 kN, le clouage du lien continu doit résister à une force de 0,24 kN ($0,02 \times 12$ kN). Le lien continu en 38 x 89 mm (2x4) est généralement fixé à chaque membrure d'âme à l'aide de 2 clous ordinaires de 76 mm (3 pouces), ce qui procure une résistance de 1,2 kN selon la norme CSA O86-01.

Pour stabiliser les liens continus le document du TPIC intitulé *Handling, Erection and Bracing of Wood Trusses* recommande d'installer une diagonale de stabilisation de 38 x 89 mm (2x4) à chaque extrémité du lien continu et à des intervalles qui ne dépassent pas 6,1 m (20 pi). Cette diagonale est placée sur l'autre face des membrures d'âme à un angle d'environ 45° et doit se prolonger près des diaphragmes du toit et du plafond de façon à transférer à ces diaphragmes les forces cumulées du lien continu, soit la somme des $2\% \times P$ (**figure 25**). Cette approche peut toutefois s'avérer

conservatrice puisqu'elle ne tient pas compte d'un certain effet de groupe. L'*Eurocode 5*, par le biais des documents de l'AQCEN (Accès à la Qualité, à la Certification, aux Essais et à la Normalisation), fournit cependant de l'information à ce sujet. Basé sur l'article 7.5.5 du tronc commun de l'AQCEN on peut établir la force nécessaire F pour stabiliser n membrures comprimées comme étant égale à :

$$F = \frac{n P a}{30 l}$$

Où F : force totale de stabilisation

n : nombre de membrures à stabiliser

P : force de compression dans la membrure d'âme de la ferme (**figure 25**)

a : longueur non supportée de la membrure d'âme (**figure 25**)

l : longueur de la membrure d'âme (**figure 25**)

Dans notre exemple avec 1 lien continu, la force stabilisation F , sera donc égale à :

$$F = \frac{n P}{60}$$

Cela correspond à la somme cumulée de 1/60 (ou 1,67%) des forces de compression des membrures d'âme soutenues par le lien continu.

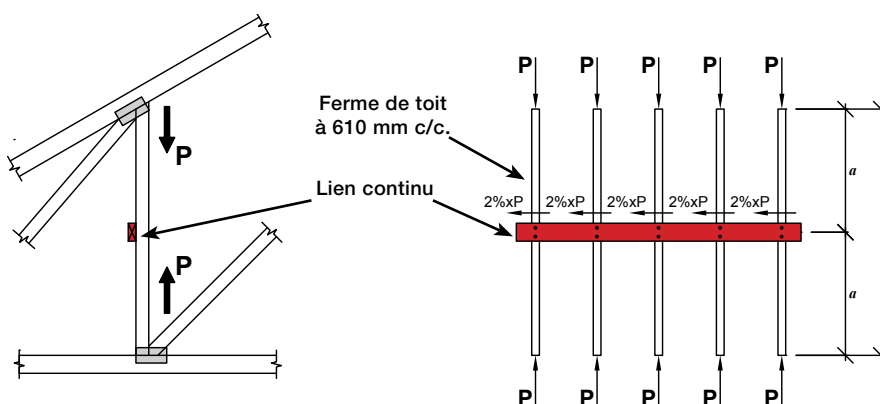


FIGURE 25 • Ancrage des liens continus

Le nombre de fermes qui pourra être stabilisé par la diagonale dépendra du mode d'attache de la diagonale avec le lien continu. Étant donné l'angle de 45° de la diagonale, il faudra majorer la force d'ancrage nécessaire à la diagonale par $1 / \cos 45^\circ$. La force de stabilisation de la diagonale, F_D , sera donc égale à :

$$F_D = \frac{n P}{60 \cos 45^\circ}$$

Par exemple, si on fixe la diagonale avec 2 clous ordinaires de 89 mm (3,5 pouces), ce qui procure une résistance de 1,44 kN (CSA O86-01), on pourrait stabiliser 5 fermes, soit $n = F \times 60 \cos 45^\circ / P = 1,44 \text{ kN} \times 60 \times 0,707 / 12 \text{ kN}$. Si on utilise 2 vis à bois no 10 de 76 mm (3 pouces), ce qui procure une résistance de 2,3 kN (CSA O86-09), on pourra stabiliser 8 fermes, $(2,3 \text{ kN} \times 60 \times 0,707 / 12 \text{ kN})$. La **figure 26** illustre l'installation de ces diagonales de stabilisation.

Dans certains cas où les forces dans les membrures d'âme sont très élevées, il peut être nécessaire d'ajouter des doublages partiels de membrures de façon à procurer un meilleur fond de clouage et une plus grande résistance à la diagonale de stabilisation (**figure 27**).

Il faut également vérifier l'ancrage de la diagonale à ses extrémités pour assurer le transfert de cette force cumulée F vers les diaphragmes du toit et du plafond. Cette force de transfert aux extrémités, F_T (**figure 26**), sera égale à : $F / (2 \times \cos 45^\circ)$. Dans notre exemple, si les diagonales ont été installées à toutes les 8 fermes, la force de transfert F_T sera donc égale à 1,13 kN, soit : $(8 \times 12 \text{ kN} / 60) / (2 \times \cos 45^\circ)$. Par conséquent, 2 clous ordinaires de 76 mm (3 pouces) seraient suffisants pour assurer le transfert de cette force aux diaphragmes de toit et de plafond.

Dans le cas de 2 liens continus, la force de stabilisation de la diagonale F_D à la rencontre des liens continus sera égale à :

$$F_D = \frac{n P a}{30 l \cos 45^\circ}$$

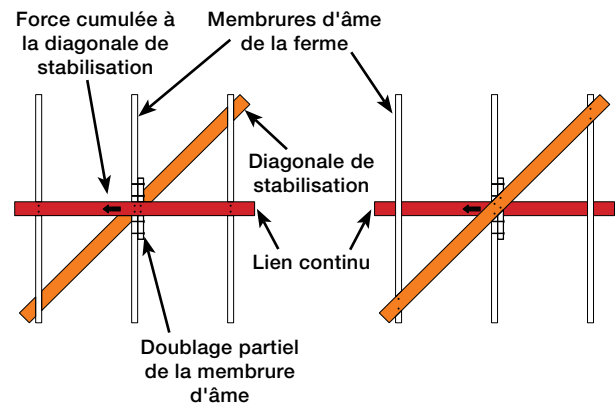


FIGURE 27 • Attache de la diagonale et du lien continu à leur point de rencontre

Avec 2 liens continus installés au tiers de la longueur nous aurons donc $a = \frac{1}{3} l$, soit :

$$F_D = \frac{n P}{90 \cos 45^\circ}$$

Et la force de transfert de la diagonale aux diaphragmes de toit et de plafond F_T sera égale à :

$$F_T = \frac{n P}{90 \cos 45^\circ}$$

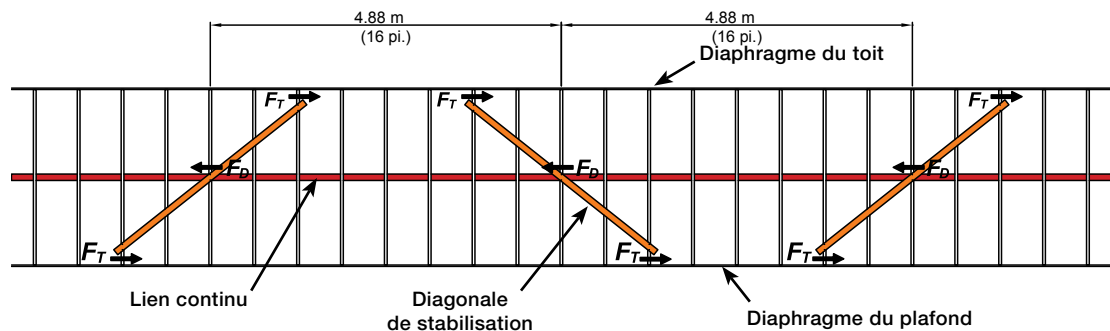


FIGURE 26 • Espacement des diagonales de stabilisation

5.5.3 Support latéral des membrures d'âme : renfort en T (T-Brace)

Lorsqu'il n'est pas possible d'installer des liens continus (fermes différentes consécutives), on peut clouer sur la face étroite de la membrure d'âme une pièce de bois (38 x 89 mm par exemple) sur toute sa longueur de façon à augmenter l'inertie de la membrure d'âme et ainsi augmenter sa résistance en compression axiale. Cette technique de renforcement est communément appelée « T-Brace » de par la forme en T de la nouvelle section ainsi obtenue (**figure 28**).

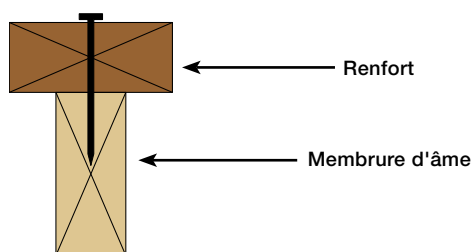


FIGURE 28 • Renfort en « T » (« T-Brace »)

5.5.4 Support latéral du chevron des fermes régulières

Le support latéral du chevron est obtenu par l'intermédiaire du support de revêtement de toit en panneau de bois (contreplaqué ou OSB) ou par des pannes (38 x 89 mm aux 400 mm c/c par exemple) lorsqu'on utilise un revêtement de tôle (**figure 29**). Le revêtement de toit en panneaux de bois ou en tôle peut jouer un rôle de diaphragme dans le calcul du contreventement permanent du bâtiment.

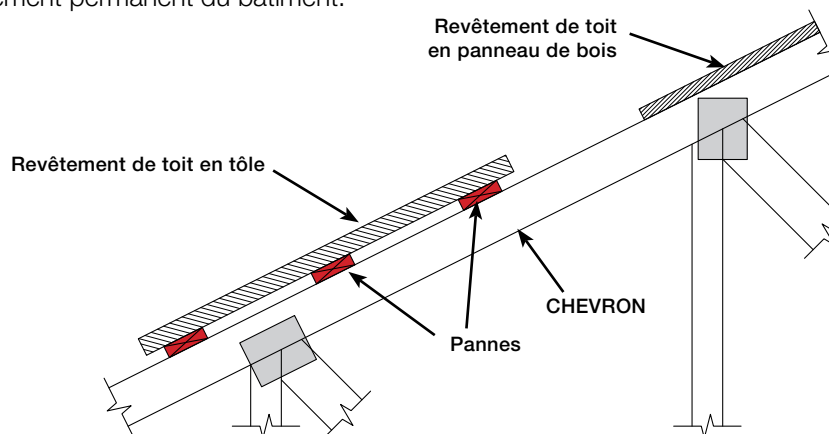


FIGURE 29 • Support latéral du chevron d'une ferme régulière

5.5.5 Support latéral du chevron des fermes avec soufflage parallèle de style « Piggy-Back »

Le support latéral des chevrons des fermes de toit est essentiel. Dans le cas des fermes en deux sections superposées (*Piggy Back*), le support latéral du chevron de la ferme inférieure est assuré par des liens continus ou des panneaux de bois installés entre les deux sections des fermes. Dans les deux cas illustrés à la **figure 30** et à la **figure 31**, la ferme inférieure supporte un soufflage parallèle. La force en compression dans le chevron de la ferme inférieure est exposée au flambage puisqu'il n'y a pas de revêtement de toit sur cette partie du chevron. Il faut donc installer des supports latéraux adéquats, tels les liens continus. Ces liens continus doivent être contreventés à l'aide de diagonales (**figure 30**). Les liens continus et les diagonales peuvent être remplacés par l'action d'un diaphragme qui agira comme support latéral en plus d'agir comme contreventement dans le plan horizontal (**figure 31**).

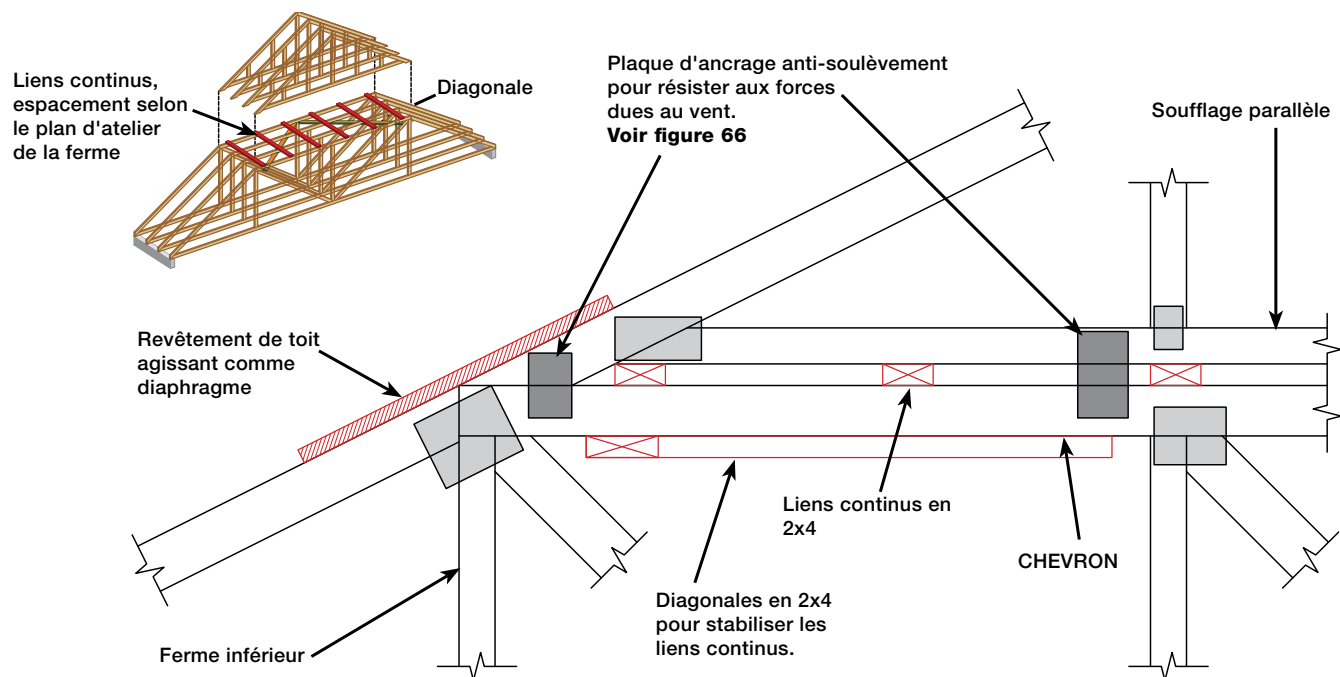


FIGURE 30 • Support latéral du chevron d'une ferme «Piggy-Back» avec des liens continus

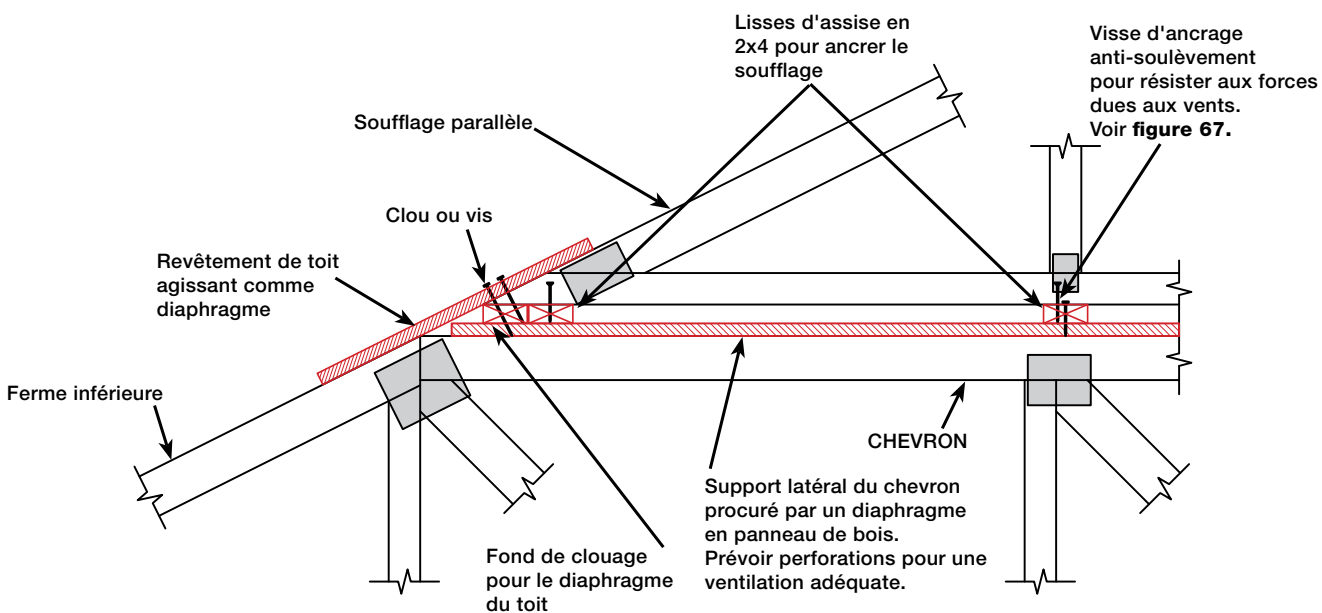
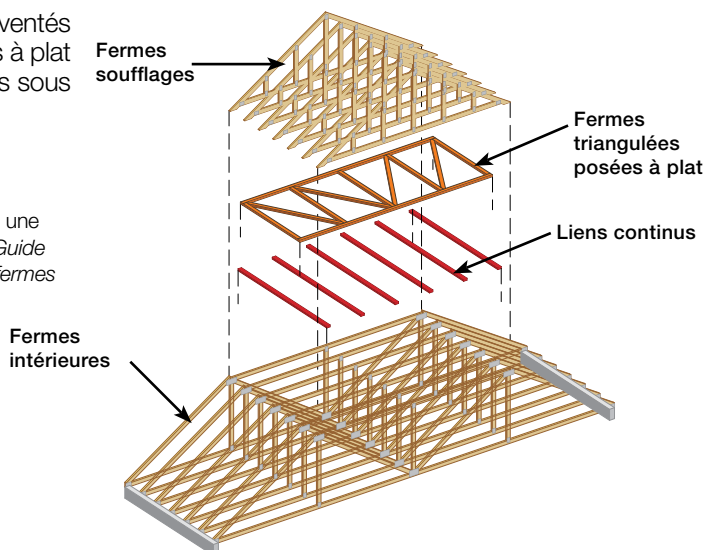


FIGURE 31 • Support latéral du chevron d'une ferme «Piggy-Back» avec un diaphragme

Les liens continus peuvent aussi être contreventés par des fermes de 4 à 8 pi de hauteur placées à plat sur les liens continus à des intervalles réguliers sous les soufflages (figure 32).

FIGURE 32 • Contreventement des liens continus avec une ferme triangulée posée à plat (Extrait du *Guide d'installation et de contreventement des fermes de toit de longue portée*, AQFSB)



5.5.6 Ancrage des liens continus sur le chevron

Les normes canadiennes ne fournissent pas de directives quant à la méthode d'ancrage d'une série de liens continus rapprochés (espacement ≤ 610 mm) sur un chevron. Certaines études américaines¹⁵ et européennes¹⁶ nous donnent toutefois des informations à ce sujet. En général, la force requise pour stabiliser latéralement un chevron comprimé par une série de liens continus rapprochés se situe entre 3 et 4 % de la force maximale en compression dans le chevron, répartie également entre les liens continus.

Par exemple, pour une force de 50 kN dans un chevron de 5000 mm de longueur d'une ferme inférieure de type «Piggy-Back» et supporté latéralement par des liens continus de 38 x 89 mm espacés aux 610 mm, la force transmise à chaque lien continu sera de 0,24 kN ($0,04 \times 50 \text{ kN} \times 610 \text{ mm} / 5000 \text{ mm}$).

Pour stabiliser ces liens continus, si nous utilisons, par exemple, des fermes triangulées posées à plat illustrées à la figure 32 et espacées aux 6,1 m, cette ferme devra résister à une charge uniforme de 4 kN/m ($0,04 \times 50 \text{ kN} \times 10 \text{ fermes} / 5 \text{ m}$). Cette ferme devra être ancrée à ses extrémités au diaphragme du toit pour une réaction de 10 kN ($4 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m} / 2$) (figure 33).

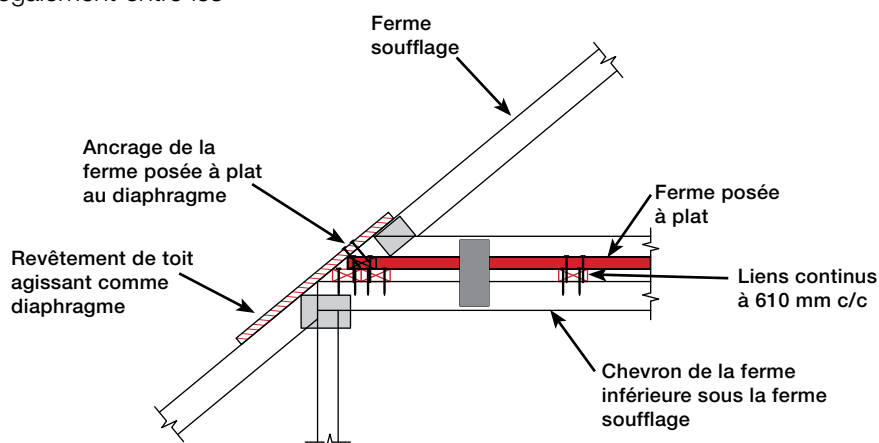


FIGURE 33 • Détail d'ancrage d'une ferme triangulée posée à plat

15. *Permanent Bracing Design for MPC Wood Roof Truss Webs and Chords* (Catherine Richardson Underwood, mars 2000)

16. *Manuels d'application des Eurocodes pour les structures de bois du programme d'Accès à la Qualité, à la Certification, aux Essais et à la Normalisation* (AQCFN)

5.6 Conditions particulières

5.6.1 Porte-à-faux courts et longs

Le talon d'une ferme en pente se situe à la rencontre du chevron et de l'entrait. Afin d'obtenir une hauteur d'isolation et de ventilation convenable, on doit souvent augmenter la hauteur du talon au-dessus des murs extérieurs. On l'obtient en faisant déborder l'extrémité de la ferme au-delà du mur extérieur, ce qui produit un porte-à-faux court ou long. Un porte-à-faux court survient lorsqu'il n'y a pas suffisamment d'espace libre entre l'entrait et le

chevron au-dessus de l'appui pour introduire une membrure d'âme. Lorsqu'on peut le faire et rendre la triangulation possible au-dessus de l'appui, il s'agit d'un porte-à-faux long qui peut être modélisé comme un élément triangulé (**figure 34**).

Les porte-à-faux courts peuvent être réalisés par l'ajout de cales et d'éléments de renforts partiels ou complets selon la distance entre l'extrémité de l'entrait et l'appui et la hauteur du talon. Les conditions limites de ces différents détails sont données dans les règles du TPIC (**figure 35 à figure 39**).

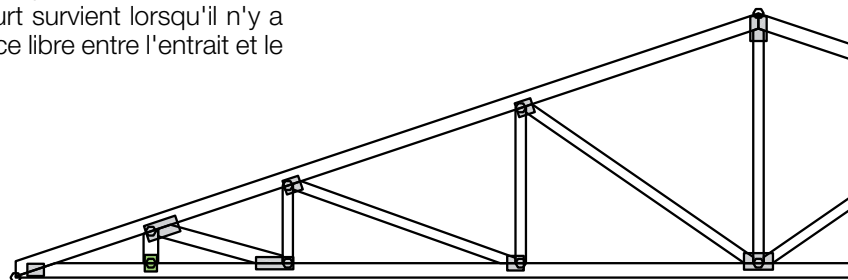


FIGURE 34 • Porte-à-faux long

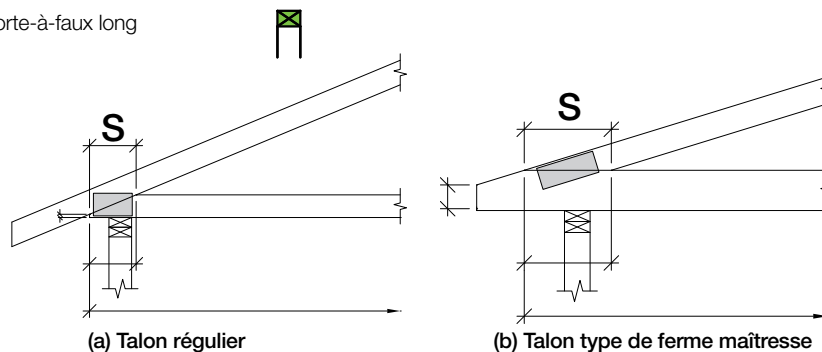


FIGURE 35 • Porte-à-faux court sans renfort (adaptée de TPIC, 2007)

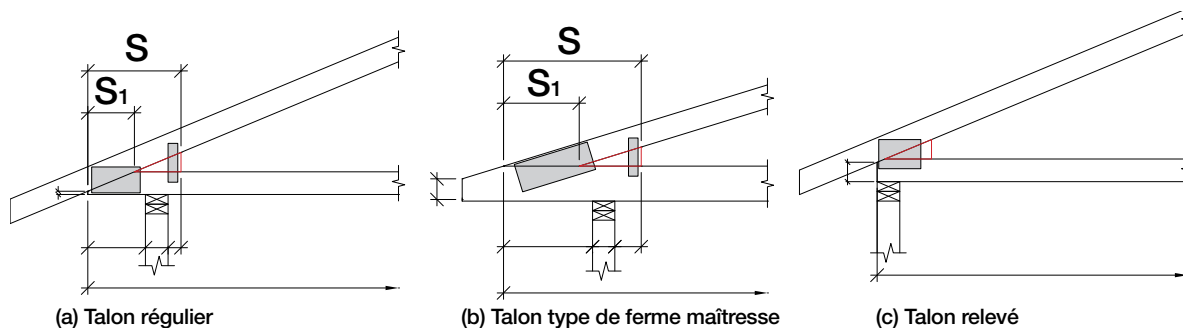


FIGURE 36 • Porte-à-faux court avec cale de renfort (adaptée de TPIC, 2007)

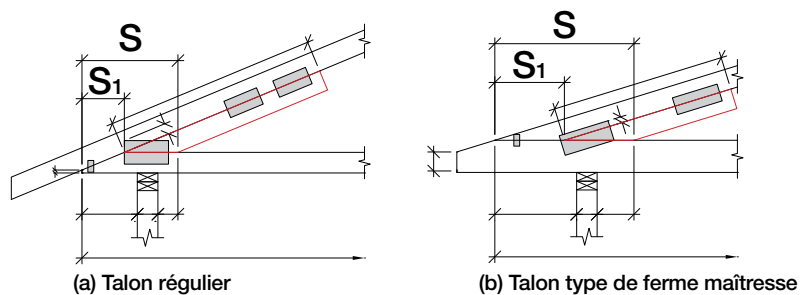


FIGURE 37 • Porte-à-faux court avec renfort partiel à la membrure supérieure (adaptée de TPIC, 2007)

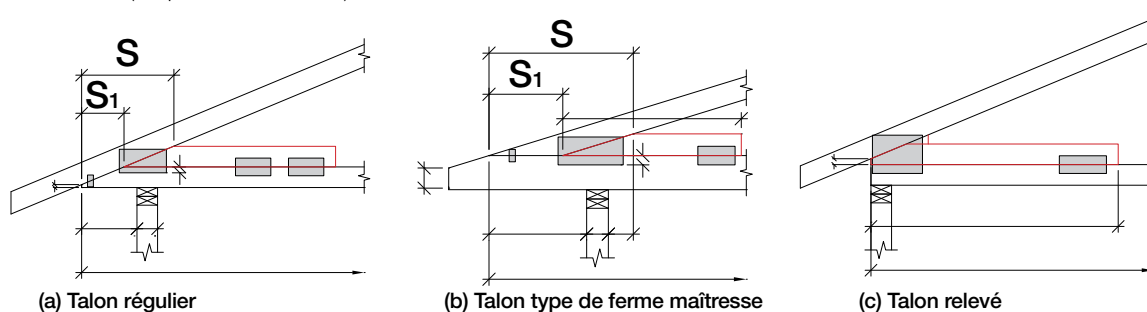


FIGURE 38 • Porte-à-faux court avec renfort partiel à la membrure inférieure (adaptée de TPIC, 2007)

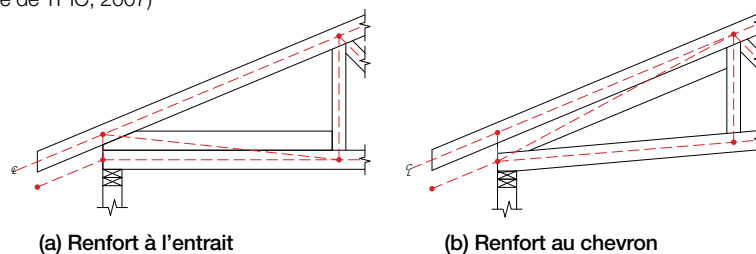
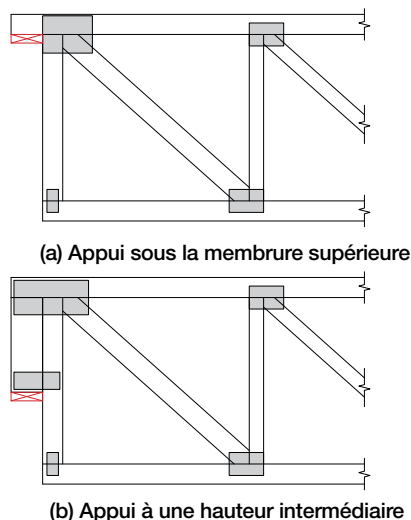


FIGURE 39 • Talon avec renfort complet analysé comme élément triangulé (adaptée de TPIC, 2007)

5.6.2 Appui à la membrure supérieure

On a recours parfois à un appui situé sous la membrure supérieure ou à une autre forme qui s'y apparente pour satisfaire à des exigences architecturales comme celle d'encastrer la poutre d'appui des fermes dans l'entretoit (figure 40).

FIGURE 40 • Appui à la membrure supérieure (adaptée de TPIC, 2007)



Lorsque l'appui se situe directement sous la membrure supérieure de la ferme, la réaction à cet appui est limitée selon différentes caractéristiques du détail. L'article 4.6.6.1 du TPIC 2007 fournit ces détails (tableau 5 et figure 41).

TABLEAU 5 • Directives d'appui à la membrure supérieure – Bois sur chant (adapté de TPIC, 2007)

DÉTAIL D'APPUI VOIR FIGURE	DIMENSIONS DE LA MEMBRURE SUPÉRIEURE mm (po)	DIMENSION MINIMALE DES DIAGONALES mm (po)	RÉACTION MAXIMALE ADMISSIBLE PONDÉRÉE kN (lb)	ÉCART MAXIMAL ADMISSIBLE mm (po)		
				A	B	C
Détail 1	38 x 89 (2 x 4)	N/A	14,10 (3 170)	13 (1/2)	13 (1/2)	3 (1/8)
Détail 2	38 x 89 (2 x 4)	N/A	14,10 (3 170)	N/A	13 (1/2)	13 (1/2)
Détail 3 et 4	38 x 89 (2 x 4)	38 x 89 (2 x 4)	11,98 (2 694)	13 (1/2)	13 (1/2)	3 (1/8)
	38 x 114 (2 x 5)	38 x 89 (2 x 4)	14,80 (3 328)	13 (1/2)	38 (1-1/2)	3 (1/8)
	38 x 140 (2 x 6)*	38 x 89 (2 x 4)	17,62 (3 962)	13 (1/2)	50 (2)	3 (1/8)
Détail 5	38 x 89 (2 x 4)	38 x 89 (2 x 4)	16,92 (3 804)	13 (1/2)	N/A	6 (1/4)
	38 x 114 (2 x 5)	38 x 89 (2 x 4)	19,03 (4 279)	13 (1/2)	N/A	6 (1/4)
	38 x 140 (2 x 6)*	38 x 89 (2 x 4)	21,15 (4 755)	13 (1/2)	N/A	6 (1/4)
Détail 6 et 7	38 x 89 (2 x 4)	38 x 89 (2 x 4)	16,92 (3 804)	N/A	13 (1/2)	13 (1/2)
		38 x 114 (2 x 5)	19,74 (4 438)	N/A	13 (1/2)	13 (1/2)
		38 x 140 (2 x 6)	22,56 (5 072)	N/A	13 (1/2)	13 (1/2)
	38 x 114 (2 x 5)	38 x 89 (2 x 4)	17,27 (3 883)	N/A	38 (1-1/2)	13 (1/2)
		38 x 114 (2 x 5)	21,32 (4 794)	N/A	38 (1-1/2)	13 (1/2)
		38 x 140 (2 x 6)	25,38 (5 706)	N/A	38 (1-1/2)	13 (1/2)
	38 x 140 (2 x 6)*	38 x 89 (2 x 4)	17,62 (3 962)	N/A	50 (2)	13 (1/2)
		38 x 114 (2 x 5)	22,91 (5 151)	N/A	50 (2)	13 (1/2)
		38 x 140 (2 x 6)	28,20 (6 340)	N/A	50 (2)	13 (1/2)

* ou plus

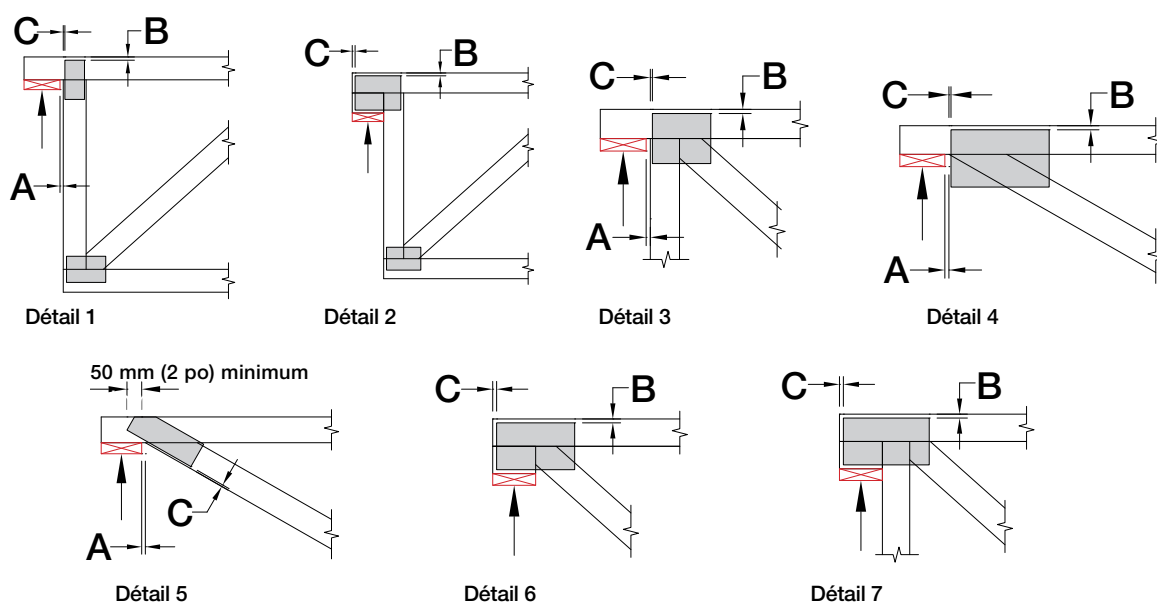


FIGURE 41 • Directives pour appui à la membrure supérieure – Bois sur chant (adaptée de TPIC, 2007)

5.6.3 Assemblage des fermes maîtresses à plis multiples

Les fermes maîtresses sont utilisées pour supporter d'autres fermes de toit ou tout autre élément structural tels les poutres ou les chevrons de toit. Une ferme maîtresse est généralement composée de deux à cinq fermes identiques qui sont attachées les unes aux autres à l'aide de clous selon les directives du fabricant (**figure 4** et **figure 42**). En plus du clouage, les fermes maîtresses de quatre et cinq plis doivent être boulonnées à raison de un boulon de ½ po de diamètre par panneau.

Lorsque les charges appliquées ne sont pas uniformément réparties entre chacun des plis, il faut prévoir un assemblage qui le permet. Les charges à transférer d'un pli à l'autre déterminent le nombre et la disposition des attaches.

Le tableau B.1 du TPIC donne le nombre de rangées selon la hauteur de l'élément. Par exemple, un élément en 2 x 6 peut exiger trois rangées de clous pour les membrures principales. Les tableaux B.1.2 à B.1.5 du TPIC donnent la capacité maximale en fonction du nombre de rangées et l'espacement des clous indiqués.

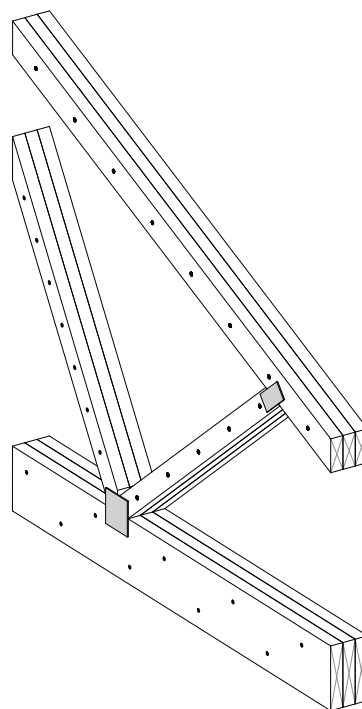


FIGURE 42 • Ferme maîtresse

5.7 Paramètres pour une conception efficace et économique

5.7.1 Hauteur des fermes plates

La règle empirique pour déterminer la hauteur approximative d'une ferme de toit plate placée aux 610 mm est le rapport longueur/hauteur de 10:1 ou 1,25 pouce par pied de portée pour la section la plus sollicitée qui est généralement au centre de la portée. Pour une portée de 6,1 m (20 pi) et de 9,1 m (30 pi), on obtient respectivement 610 mm (25 po) et 910 mm (38 po) de hauteur. Dans tous les cas,

peu importe la portée, il faut prévoir une hauteur d'au moins 406 mm (16 po) pour permettre 305 mm (12 pouces) d'isolant et 100 mm (4 po) d'espace de ventilation. Les espacements de 305 mm (12 po c/c) et de 406 mm (16 po c/c), qui sont des multiples exacts des panneaux de 1 220 mm sur 2 440 mm (48 po x 96 po) utilisés en ossature de bois, permettent de diminuer la hauteur jusqu'au critère empirique de 12:1 ou 1 pouce par pied de portée. Dans ce cas, une portée de 6 100 mm (20 pi) requerrait environ 510 mm (20 po) de hauteur. Pour une ferme plate avec bassin drainant vers le centre de la portée, il faut prévoir une pente de drainage de 1/48 (0,25 pouce/pied de longueur) (**figure 43**).

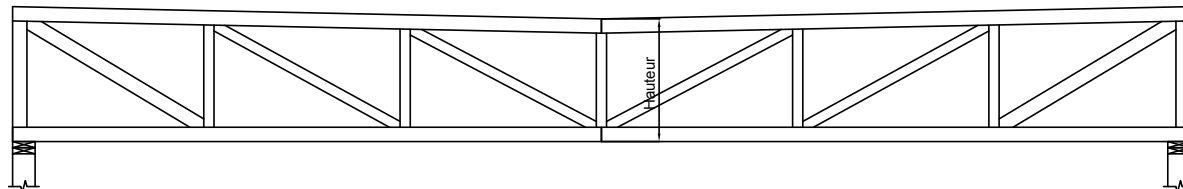


FIGURE 43 • Ferme plate avec bassin drainant vers le centre

5,7,2 Hauteur de la frise

Les besoins d'une épaisseur accrue d'isolation au-dessus des murs extérieurs porteurs ne sont pas toujours satisfaits avec le talon régulier ou le talon relevé à l'appui. L'une des solutions est d'augmenter la hauteur de la ceinture ou de faire une ceinture double (**figure 44**). De cette façon, il sera possible de trianguler jusqu'à l'appui et d'éviter un détail coûteux de renfort partiel ou complet tel que déjà montré à la sous-section 5.6.1. Une hauteur

brute d'au moins 406 mm (16 po) à l'appui facilite la triangulation et permet l'usage de 305 mm (12 po) d'isolant, tout en procurant 100 mm (4 po) de ventilation à l'entrée du soffite.

La même technique de rehaussement à l'appui est souvent un choix logique pour les fermes commerciales de 15,2 m (50 pi) et plus de portée. Dans ces cas, on suggère une hauteur brute d'au moins 610 mm (24 po) à l'appui pour faciliter l'utilisation de membrures nécessairement plus grosses.

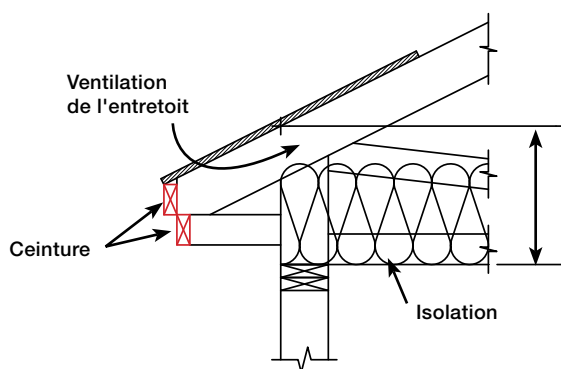


FIGURE 44 • Hauteur minimale de la frise

406 mm (16") minimum pour portées jusqu'à 12,2 m (40 pieds)
610 mm (24") minimum pour portées $\geq 15,2$ m (50 pieds)

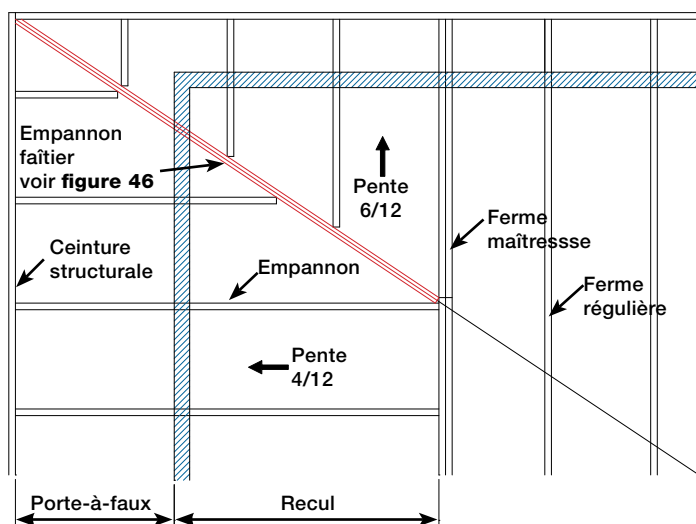


FIGURE 45 • Appui à la membrure supérieure

5.7.3 Longs porte-à-faux pour toit à quatre versants

La meilleure technique pour charpenter les longs porte-à-faux des toits à quatre versants est l'utilisation d'un empannon faitier (arêtier de coin). Celui-ci permet de soutenir des ceintures structurales qui supportent les empannons en porte-à-faux (**figure 45**). Cette solution est souvent la seule possible lorsqu'il y a des pentes non symétriques sur un toit à plusieurs versants. Il faut cependant prévoir une hauteur de frise suffisante pour permettre un détail d'attache adéquat des ceintures structurales au bout de l'empannon faitier (**figure 46**). La section 6.8 fournit également d'autres exemples de charpentage d'une toiture à quatre versants.

Les empannons en porte-à-faux doivent avoir une portée intérieure assez longue pour que les forces de soulèvement qu'ils provoquent sur la ferme maîtresse ne soient pas excessives. Il faut également prêter une attention particulière à l'ancrage de ces empannons sur le mur extérieur afin de résister aux forces de sou-

lèvement dues au vent. Il existe sur le marché un vaste choix d'attaches métalliques pour cette application. Par exemple, l'étrier HCP2 de Simpson illustré à la **figure 46** a une capacité pondérée à l'arrachement de 3,99 kN (895 lb) pour des lisses d'assise en bois EPS.

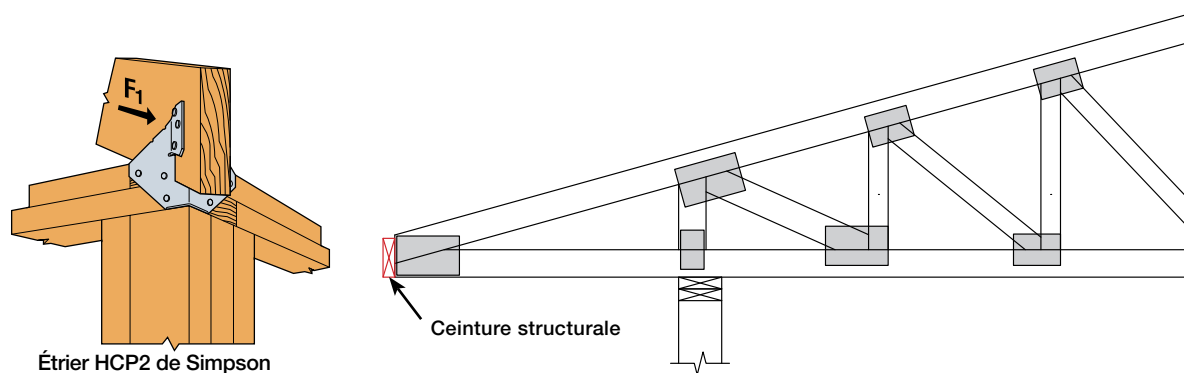


FIGURE 46 • Empannon faîtier

5.7.4 Joints compacts

Les fermes de toit légères en bois sont fabriquées avec du bois de sciage de 2 x 3 à 2 x 10, classé visuellement ou mécaniquement (MSR). Les membrures sont taillées avec précision de façon à obtenir des joints bien ajustés. L'analyse structurale des fermes est basée sur une modélisation mathématique où des lignes analogues représentant les membrures convergent vers un nœud. Pour qu'un joint réel se comporte comme un nœud théorique, il faut éviter les géométries qui produisent de trop grandes excentricités à la jonction des membrures (**figure 47**).

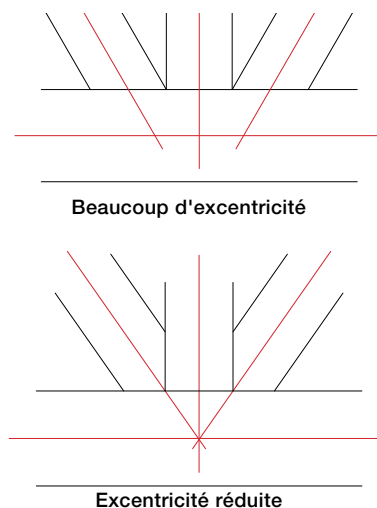


FIGURE 47 • Convergence des lignes analogues

5.7.5 Courtes coupes

Certaines coupes trop longues (> 406 mm ou 16 po) peuvent parfois dépasser la capacité de sciage des équipements et exiger des connecteurs inutilement trop longs (**figure 48**). De plus, les longues coupes peuvent créer des problèmes d'excentricité à un joint.

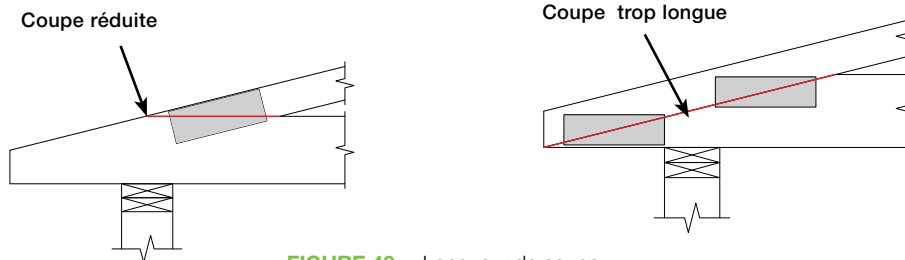


FIGURE 48 • Longueur de coupe

5.7.6 Hauteur minimale du talon

Il faut prévoir une hauteur de talon suffisante selon la dimension du chevron et de l'entrait et selon la longueur du porte-à faux. La règle de base pour s'assurer que la hauteur de talon est suffisante est de vérifier si le point de rencontre des lignes d'axe du chevron et de l'entrait est positionné vers l'extérieur de la ligne d'axe de l'appui (**figure 49**).

Pour des raisons architecturales, il n'est pas toujours possible de répondre à cette condition. Dans ce cas, l'annexe F du TPIC fournit une méthode de calcul pour renforcer le joint de talon en ajoutant un connecteur dans la zone amincie de l'entrait pour accroître sa résistance au cisaillement (**figure 50**).

5.7.7 Nombre de liens continus

Il est possible de diminuer les coûts d'installation des fermes de toit en choisissant efficacement l'orientation des membrures d'âme de façon à réduire le nombre de liens continus requis. Une conception efficace consiste à trianguler la ferme pour que les plus longues diagonales se retrouvent en traction plutôt qu'en compression (**figure 51**). Il est à noter que cette pratique des longues diagonales en traction est propre aux fermes légères en bois. Dans le cas de fermes en gros bois d'œuvre ou en bois lamellé-collé (grandes dimensions transversales et ainsi un élanement plus faible), la pratique est plutôt de favoriser des membrures en compression car cela permet de réaliser des détails d'assemblage plus efficaces et plus performants.

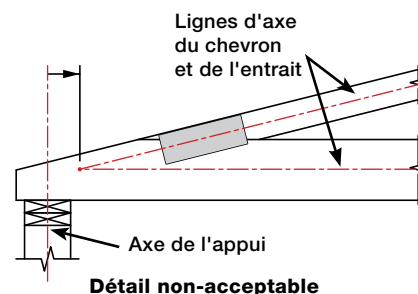
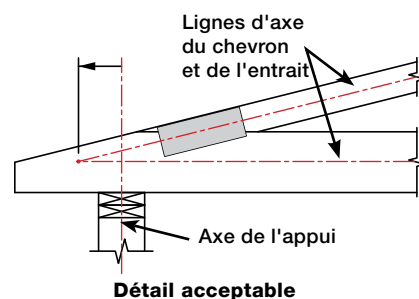


FIGURE 49 • Hauteur minimale au talon

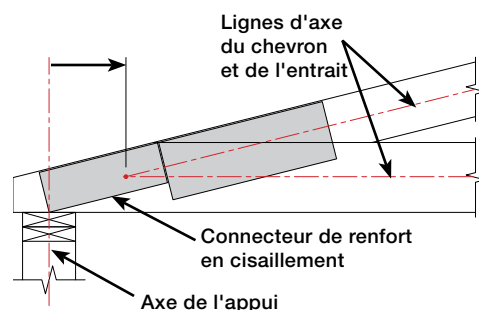


FIGURE 50 • Renfort de talon avec connecteur métallique

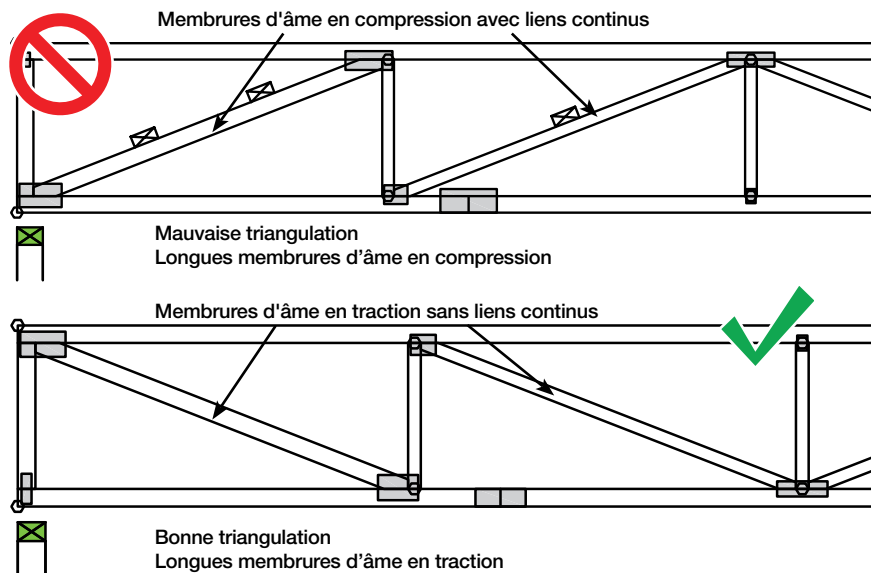


FIGURE 51 • Orientation des membrures d'âme

De même, dans le cas des porte-à-faux longs, il n'est pas recommandé de trianguler la ferme en faisant appel à une longue membrure d'âme qui agit en compression (jambe de force). La force dans cette membrure d'âme est habituellement très élevée et des liens continus pour atteindre la résistance nécessaire sont inévitables. Ces liens continus sont difficiles à installer compte tenu de l'espace limité entre le chevron et l'entrait (**figure 52**). De plus, étant donné la force de compression élevée, le détail d'ancrage des liens continus et des diagonales de stabilisation est difficilement réalisable (voir le calcul à la sous-section 5.5.2 précédente). Il existe d'autres solutions plus efficaces pour réaliser ce détail afin d'éviter l'usage de

liens continus. On peut, par exemple, réduire la longueur du premier panneau de la ferme au chevron de façon à diminuer la longueur de la jambe de force et éliminer ainsi la nécessité du lien continu (**figure 53**). Une autre solution consiste à remplacer la jambe de force par une membrure d'âme agissant en traction plutôt qu'en compression (**figure 54**). Il est à noter que la conception d'une ferme de façon à limiter le nombre de liens continus requis peut parfois faire augmenter légèrement le coût de la ferme. Cependant, cette augmentation de coût est généralement plus que récupérée par la diminution des coûts d'installation au chantier.

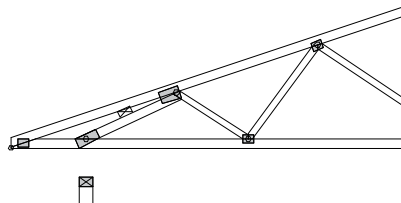


FIGURE 52 • Jambe de force avec lien continu

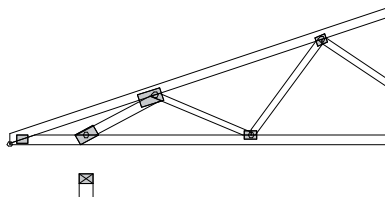


FIGURE 53 • Jambe de force sans lien continu

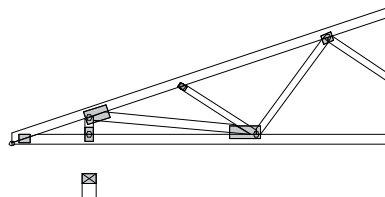


FIGURE 54 • Porte-à-faux avec membrure d'âme en traction

6 Détails d'ancrage, attaches et étriers

6.1 Attaches des fermes aux murs extérieurs

L'attache des fermes aux appuis sert à plusieurs fonctions, dont celles de transférer les charges latérales et d'assurer une liaison adéquate aux éléments porteurs. Toutefois, la tâche la plus exigeante est celle d'ancrer la ferme pour satisfaire aux réactions de soulèvement dues au vent.

L'utilisation de clous ordinaires en biais de 82 mm x 3,66 mm Ø (3¼" x 0,144" Ø) pour attacher les fermes aux appuis est basée sur une approche empirique spécifiée dans la partie 9 du CNBC (tableau 9.23.3.4). Dans le contexte de la partie 4 du CNBC, où la résistance doit se justifier selon la norme CSA O86, une attache avec des clous peut s'avérer insuffisante dans bien des cas. Par exemple, pour du bois du groupe d'essence EPS, on peut obtenir une capacité en arrachement de 0,67 kN avec trois clous pour des appuis en 2 x 4 et de 1,10 kN avec cinq clous pour des appuis en 2 x 6 (**figure 55**). Dans tous les cas, il faut veiller à

ne pas endommager le bois et les connecteurs des fermes. En remplacement des clous, on peut toutefois utiliser des vis à bois qui procurent des capacités en arrachement supérieures. Il est à noter que l'utilisation de clous ou de vis en arrachement n'est permis que pour des charges de vent et des charges sismiques.

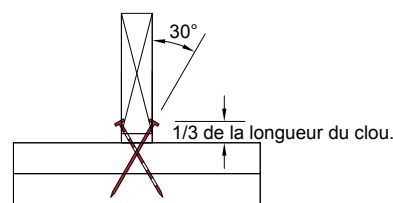
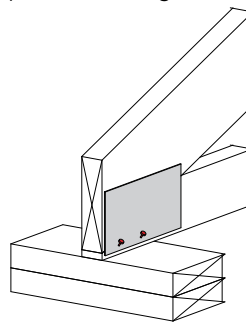


FIGURE 55 • Ancrage d'une ferme avec des clous ou des vis

Dans le cas où les forces de soulèvement sont plus importantes, il faut recourir à des attaches métalliques et se référer aux spécifications du fabricant pour leur capacité et leur clouage (figure 56).

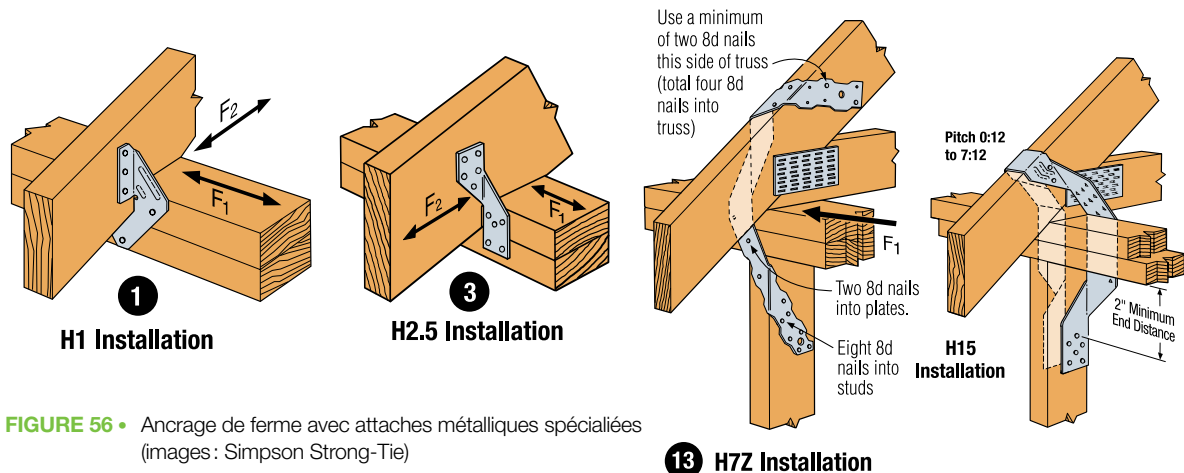


FIGURE 56 • Ancre de ferme avec attaches métalliques spécialisées (images : Simpson Strong-Tie)

6.2 Emploi d'étriers standards

Il existe une gamme étendue d'étriers métalliques sur le marché pour attacher les fermes secondaires aux fermes maîtresses ou aux poutres en bois d'ingénierie. Le choix des étriers est dicté par la capa-

cité de transfert, mais aussi par l'aire de contact disponible pour le clouage de l'étrier sur la membrure. Voici quelques modèles courants que les fabricants de fermes de toit tiennent en stock pour différentes dimensions de membrures réceptrices (figure 57).

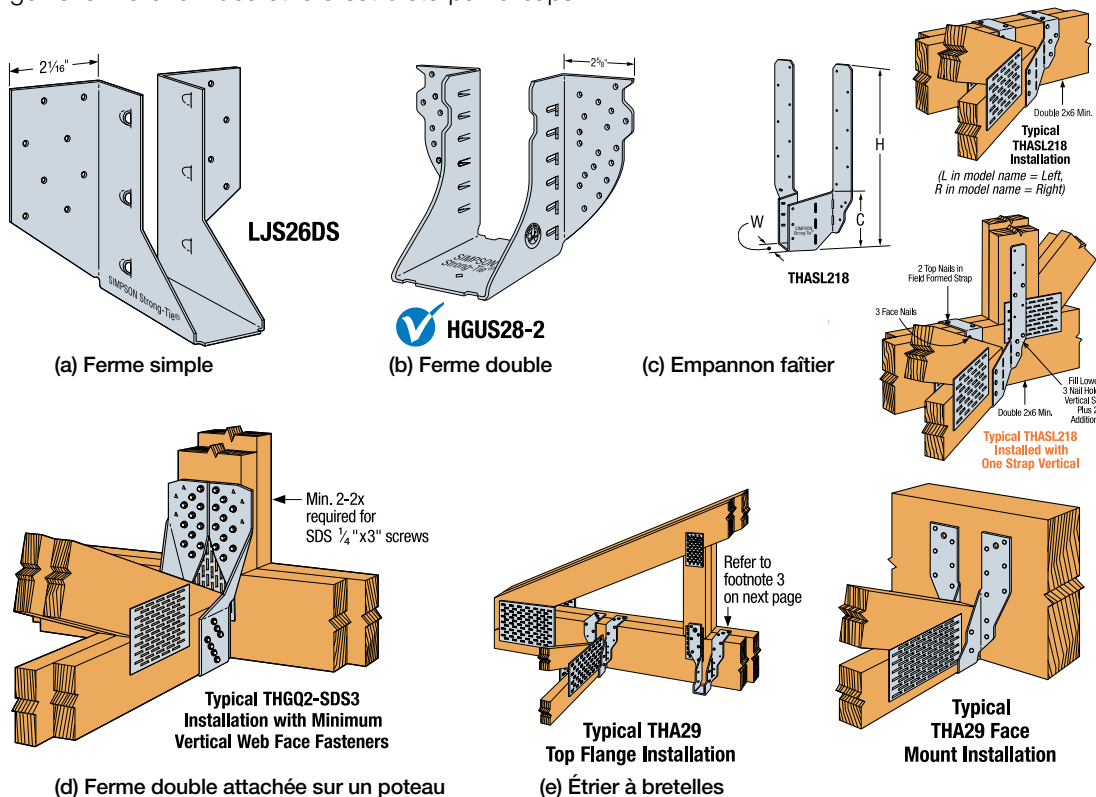


FIGURE 57 • Exemples d'étriers pour fermes de toit (images : Simpson Strong-Tie)

6.3 Transfert par contact bois-à-bois

Lorsque les conditions s'y prêtent, on peut transférer les réactions d'une ferme à l'autre par contact direct sans l'aide d'étriers métalliques. La **figure 58** en illustre quelques exemples.

6.4 Éviter les contraintes en traction perpendiculaire au fil

Le bois est résistant en traction parallèle au fil, mais très peu en traction perpendiculaire au fil. Pour empêcher le fendillement sous des efforts perpendiculaires au fil excessifs, le TPIC requiert un minimum de couverture du connecteur métallique sur les membrures qui subissent de tels efforts. On retrouve ce type d'effort généralement dans la membrure inférieure des fermes maîtresses quand des charges verticales sont transmises à cette membrure. Voici quelques exemples de joints qui requièrent un traitement spécial (**figure 59**).

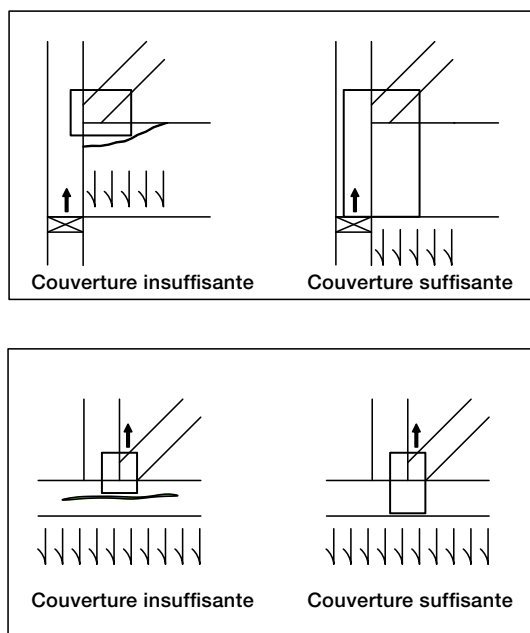


FIGURE 59 • Exemples de contraintes en traction perpendiculaire au fil

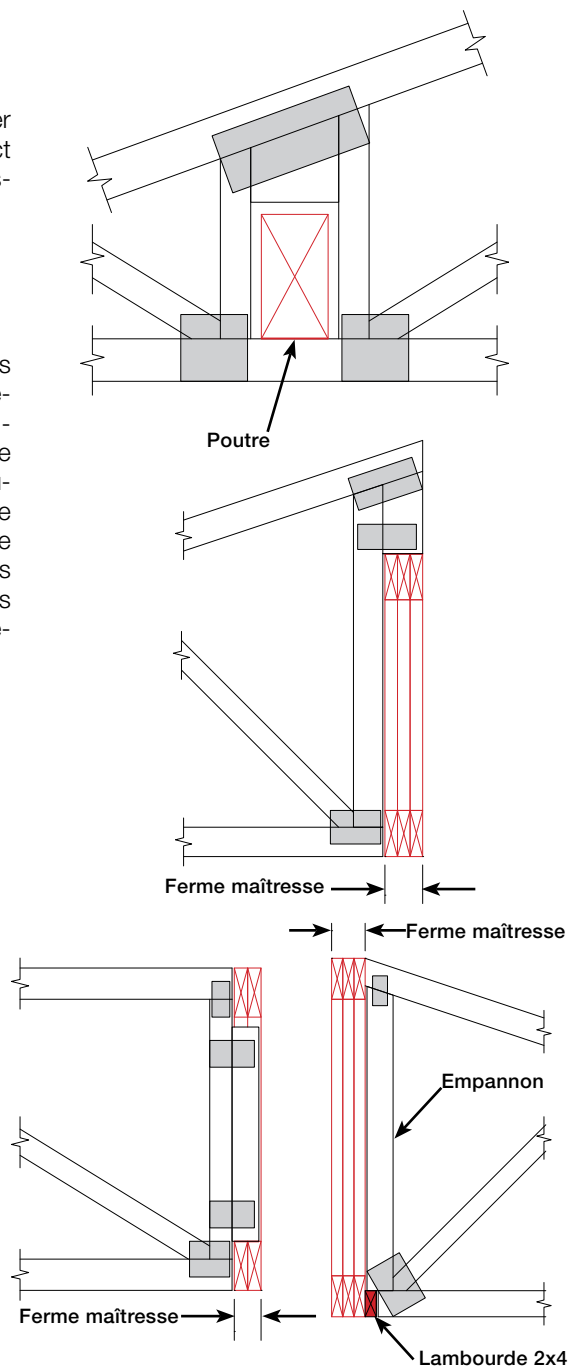


FIGURE 58 • Exemples de transfert bois-à-bois

6.5 Attaches des fermes à une poutre d'acier

La façon la plus courante d'attacher les fermes de toit à une poutre d'acier est de les appuyer directement sur la semelle supérieure de la poutre d'acier (**figure 60**) ou par le biais d'un étrier à bretelles (**figure 61**). Pour les besoins architecturaux du projet, la poutre peut, au besoin, être encastrée à l'intérieur des fermes (**figure 60**).

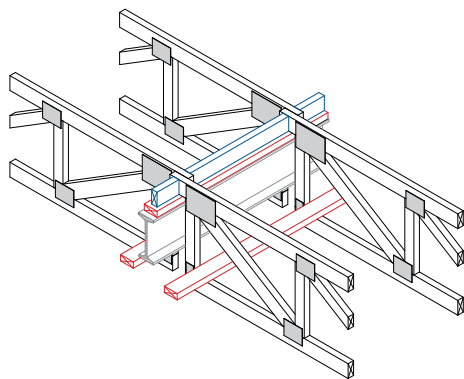


FIGURE 60 • Fermes appuyées sur le dessus de la poutre d'acier

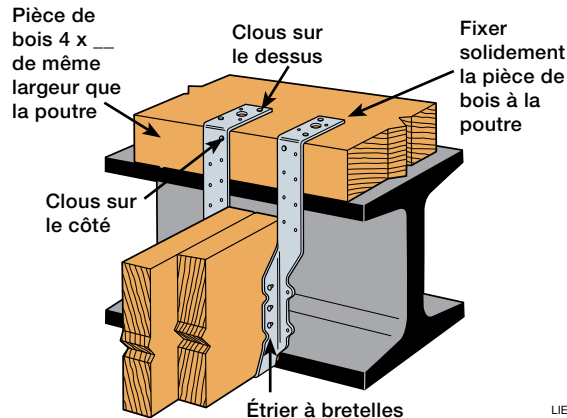


FIGURE 61 • Étrier à bretelles (Image: Simpson Strong-Tie)

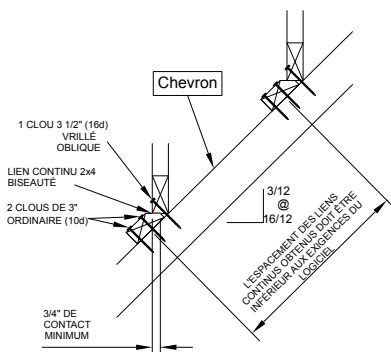


FIGURE 63 • Détails d'appui des fermes de noue

6.6 Ancrage des fermes de noue (« valley set ») perpendiculaires aux fermes

Lorsqu'un toit contient des fermes de noue (appelées soufflages dans ce texte) posées perpendiculairement sur les chevrons des fermes de toit, ces soufflages remplacent généralement le revêtement sur cette section du toit (**figure 62**). Toutefois, l'absence de revêtement doit être compensée par une autre forme de support latéral pour ne pas pénaliser le calcul des fermes. Les options 1 et 2 ci-jointes montrées à la **figure 63** permettent d'augmenter le support latéral des fermes grâce au clouage supplémentaire procuré par le lien continu en 2 x 4. De plus, ce lien continu prévient le glissement des soufflages dû à la pente.

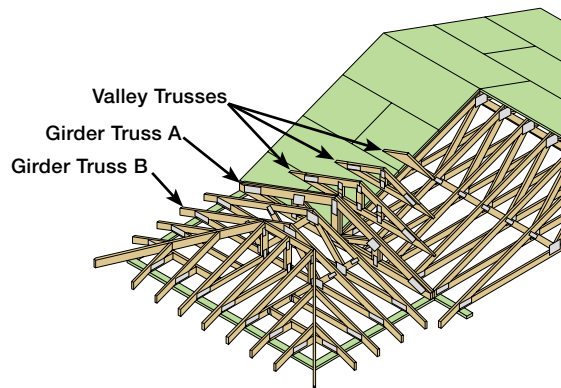
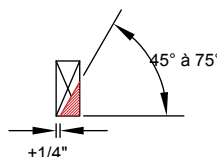
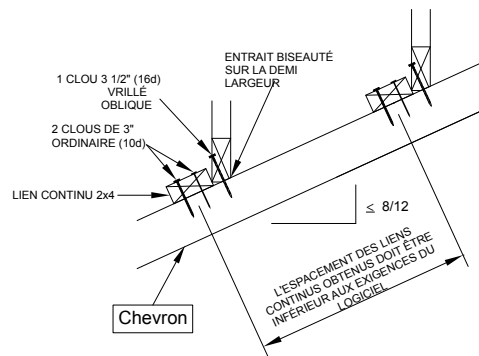


FIGURE 62 • Système de fermes de noue (image: Systèmes Alpine/ITWBCG)



POUR PENTE DE
12/12 @ 16/12

POUR PENTE DE
3/12 @ 12/12

Pour obtenir une meilleure résistance à l'arrachement, on peut remplacer les clous par des vis pour ancrer les soufflages aux fermes.

En plus des forces d'attache requises pour procurer le support latéral des fermes, le soufflage doit être ancré pour résister aux forces d'arrachement dues au vent, ainsi que pour les forces de glissement des fermes de soufflage le long de la pente des fermes inférieures (**figure 64** et **figure 65**).

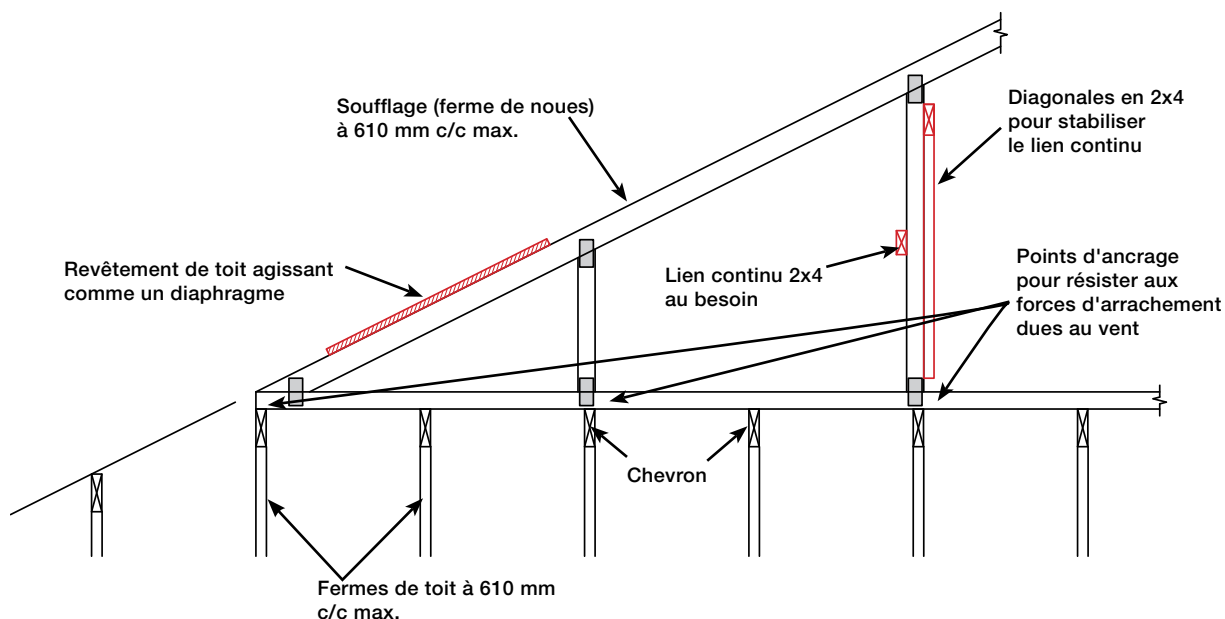
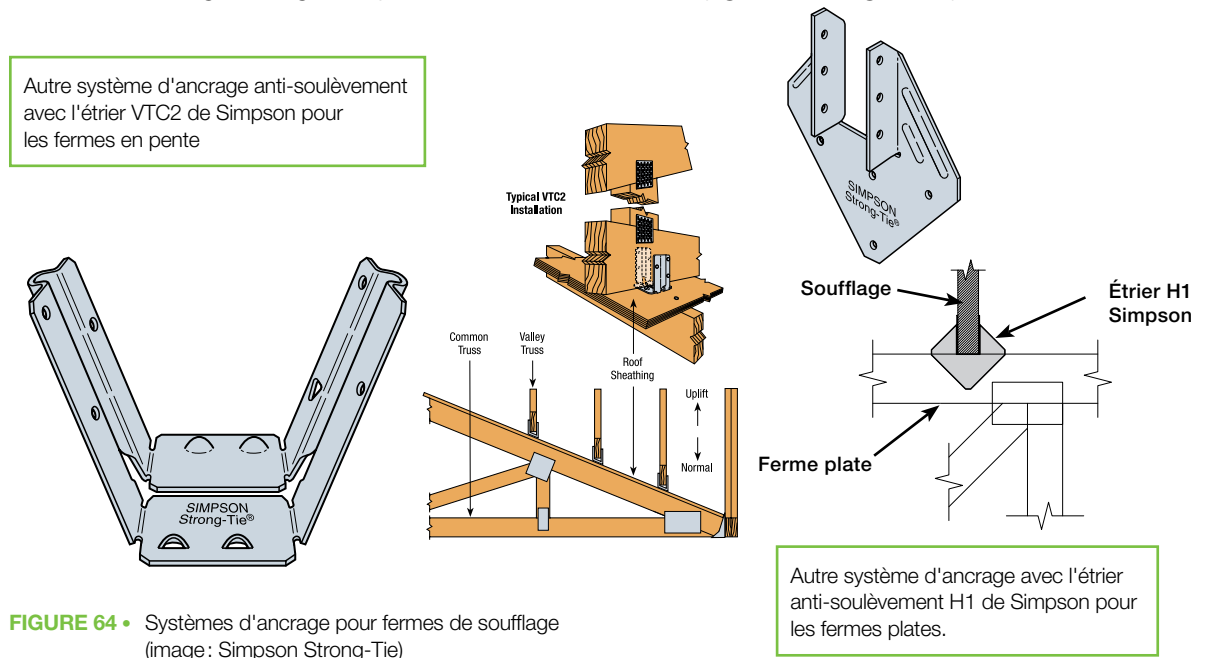


FIGURE 65 • Ancrage des soufflages perpendiculaires aux fermes

6.7 Ancrage des soufflages parallèles aux fermes (« piggy back »)

Dans le cas où la hauteur excessive des fermes ne permet pas de les fabriquer en une seule section (plus grande que 3,6 m ou 12 pi), il faut chapeauter la ferme inférieure d'une petite ferme appelée « soufflage ». Étant donné l'absence du revêtement habituel sur la membrure supérieure de la ferme principale, il faut prévoir un espace sous le soufflage pour le passage de liens continus dont l'espacement sera dicté par le support latéral exigé de la ferme inférieure. Une autre option consiste à installer un revêtement fait de panneaux de bois entre le soufflage et la ferme inférieure.

6.7.1 Support latéral procuré par des liens continus

Ce support latéral est généralement fait de pièces en 2 x 4 posées à plat et espacées aux 610 mm sur le chevron de la ferme inférieure (figure 30). Pour le calcul du chevron horizontal, on considère que le transfert des charges du soufflage au chevron se fait uniformément.

Ce support latéral ne peut pas par lui-même empêcher l'effet domino qui surviendrait si tous les chevrons flambaient dans la même direction, comme il est illustré à la figure 24. Il faut aussi stabiliser les liens continus avec des diagonales situées sous le chevron.

L'ancrage des soufflages aux fermes inférieures pour résister aux forces d'arrachement dues au vent peut se faire aisément par l'emploi de plaques de bois ou de tôle d'acier, pourvu que l'ensemble soufflage-ferme soit placé l'un au-dessus de l'autre, ce qui implique qu'ils ont le même espacement (figure 66).

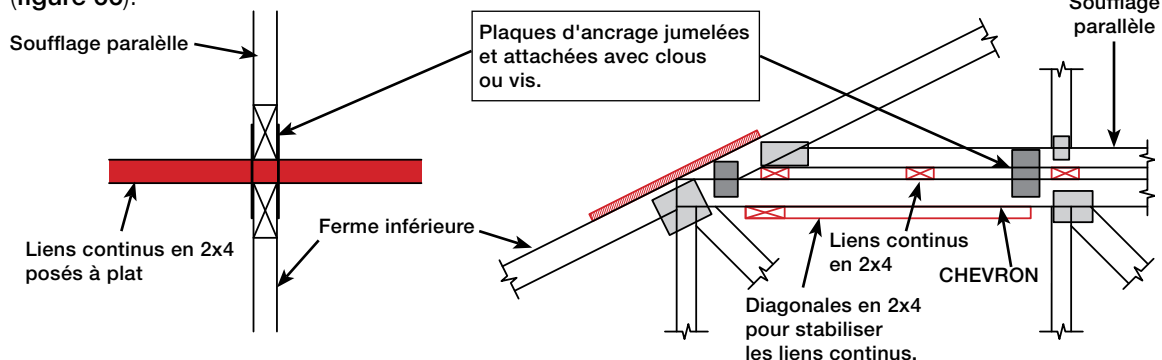


FIGURE 66 • Plaques d'ancrage

6.7.2 Support latéral par un revêtement continu

On installe un revêtement continu en panneau de bois sur le chevron horizontal de la ferme inférieure, comme il est illustré à la figure 31. De cette façon, on remplace les liens continus et les diagonales stabilisatrices indiquées au paragraphe précédent.

L'axe des assises des soufflages faites de 2 x 4 posés à plat sur le revêtement doit correspondre aux poteaux respectifs des soufflages et des fermes pour prétendre au transfert des charges concentrées directement aux nœuds des fermes.

On doit prévoir une ventilation naturelle adéquate entre les deux compartiments du toit. À titre d'exemple, l'article 9.19.1.2 du CNBC requiert au moins 1/300 d'aire de ventilation par superficie de plafond.

L'ancrage des soufflages aux lisses d'assise exige des étriers métalliques ou des vis de longueurs suffisantes (figure 67).

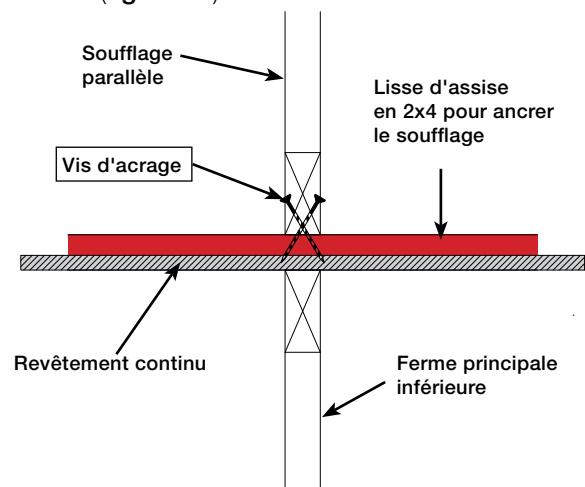


FIGURE 67 • Vis d'ancrage

6.8 Toiture à quatre versants

Les systèmes de fermes de toit ont le principal avantage de procurer des charpentes autoportantes qui s'appuient sur les murs extérieurs. Cette particularité donne beaucoup de liberté dans l'aménagement intérieur des espaces, autant dans le présent que dans le futur. Par ailleurs, l'emploi de machines automatisées en usine permet de faire rapidement des toits à géométrie complexe comme celles des toitures à quatre versants. Voici quelques-unes des solutions disponibles pour préfabriquer les composants des fermes de toit.

Un système de fermes de toit est généralement conçu pour procurer toutes les surfaces d'appui nécessaires pour assurer le clouage adéquat des revêtements. La **figure 68** illustre un soufflage préfabriqué posé à plat sur les fermes abaissées pour permettre le clouage du revêtement et donner plus de rigidité à l'ensemble.

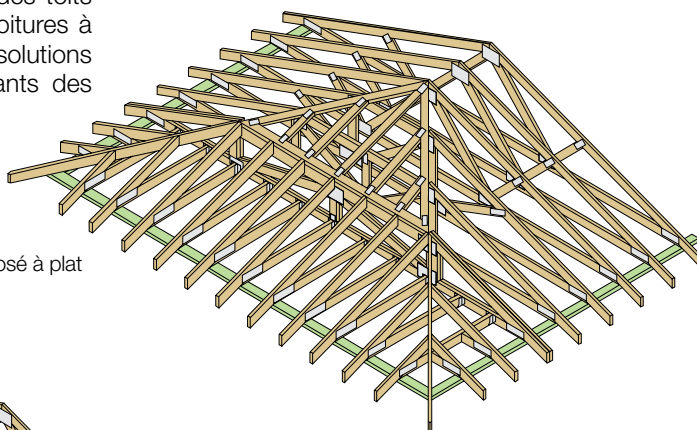
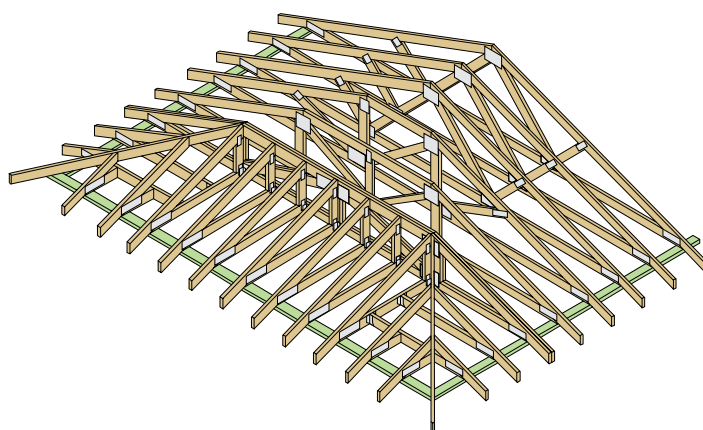


FIGURE 68 • Toit à quatre versants avec soufflage posé à plat
(image : Systèmes Alpine/ITWBCG)



Modèle avec fermes abaissées en escalier.

FIGURE 69 • Toit à quatre versants avec fermes abaissées de type « Step Down »
(image : Systèmes Alpine/ITWBCG)

Modèle avec fermes tronquées et arêtier fait avec une pièce de 38x140 ou 38x184.

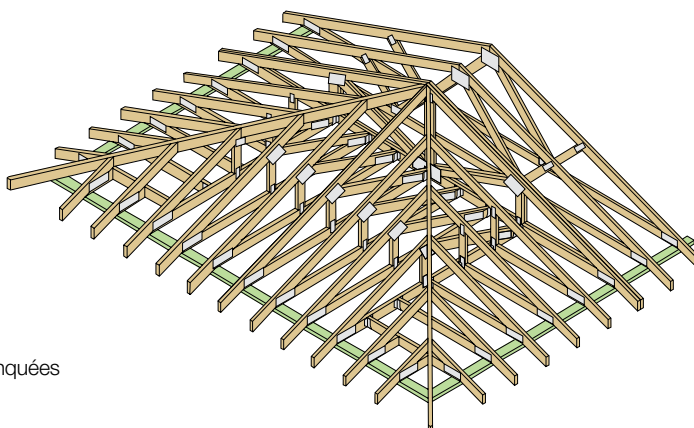


FIGURE 70 • Toit à quatre versants avec fermes tronquées
(image : Systèmes Alpine/ITWBCG)

6.9 Modèles courants et spéciaux de fermes de toit

En plus des modèles classiques bien connus à deux versants, les fermes de toit peuvent être conçues et fabriquées dans une variété de formes qui ne sont limitées que par les exigences du transport de l'usine au chantier. La figure 71 représente quelques modèles types. Vous pouvez également consulter le site de l'Association canadienne des fabricants de fermes de bois (ACFFB) pour d'autres exemples de modèles de fermes de toit au http://www.acffb.ca/profils_exterieurs.php.

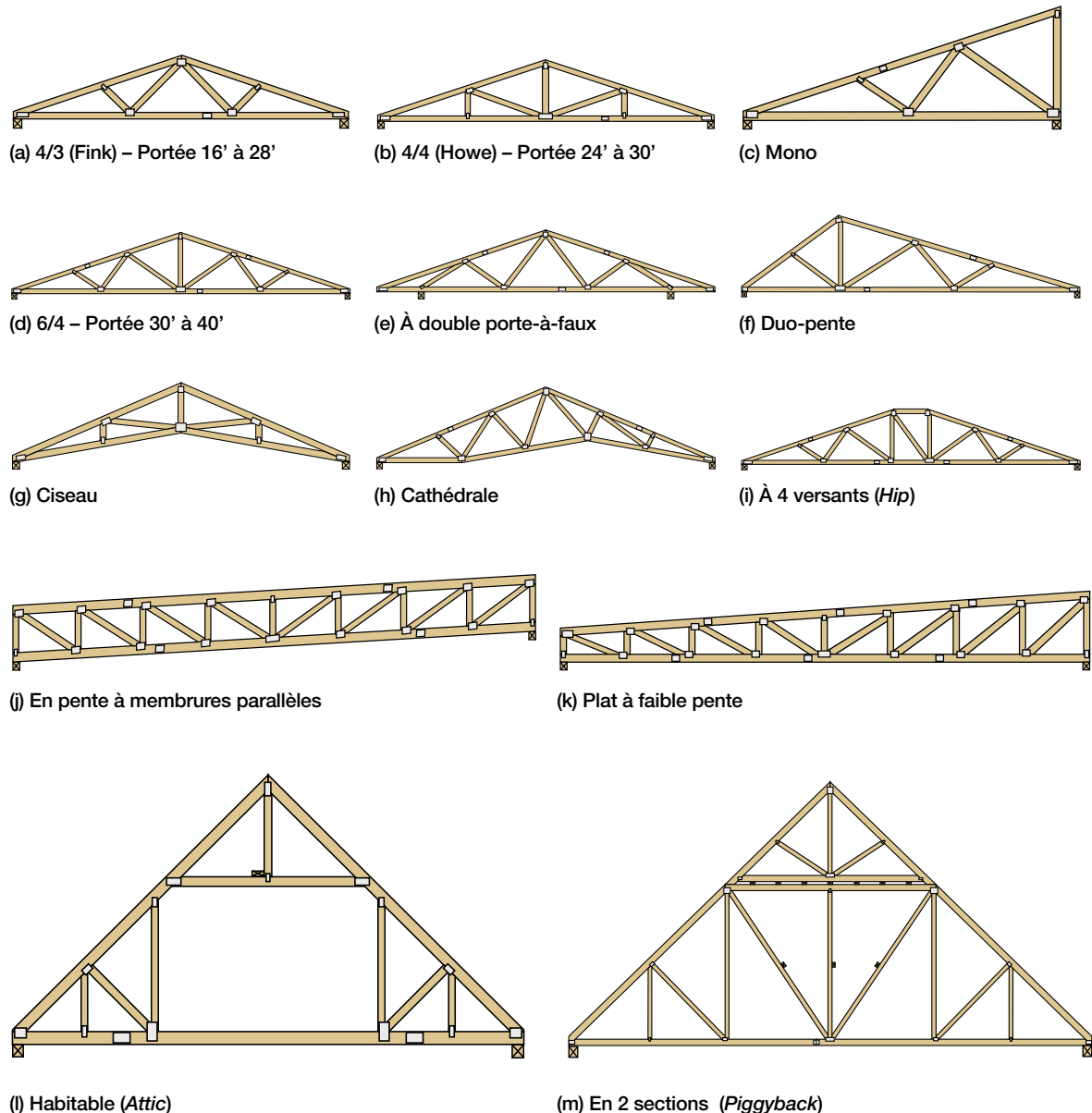


FIGURE 71 • Modèles types de fermes de toit (adaptée de Systèmes Alpine/ITWBCG)

6.10 Détails pour les fermes pignons

Les fermes pignons sont de simples soufflages qui ferment les extrémités des toitures composées de fermes de toit. Les membrures verticales composant les fermes pignons de grandes hauteurs doivent généralement être renforcées parce qu'elles font face aux charges latérales du vent en leur présentant leur axe de résistance le plus faible (**figure 72**). Une première technique de renfort consiste à créer une section en forme de T en clouant une membrure verticale perpendiculairement aux verticales les plus longues (**figure 73**). L'autre technique consiste à installer un renfort à mi-hauteur de la ferme pignon et le stabiliser en le joignant aux blocages installés entre les fermes sous le diaphragme du toit à l'aide d'un contreventement en diagonale (**figure 74**).

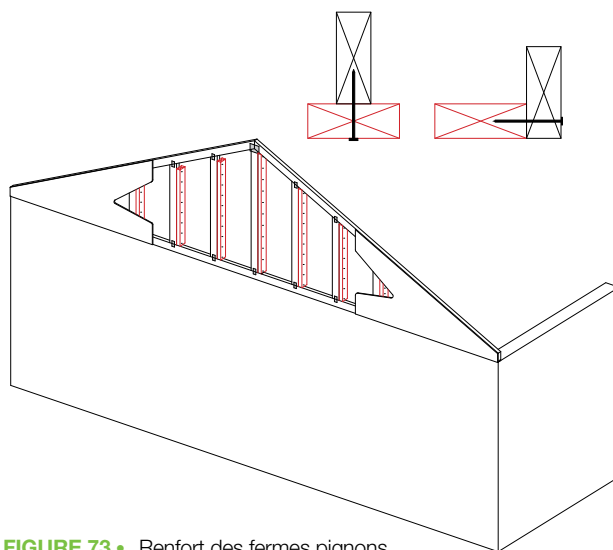


FIGURE 73 • Renfort des fermes pignons

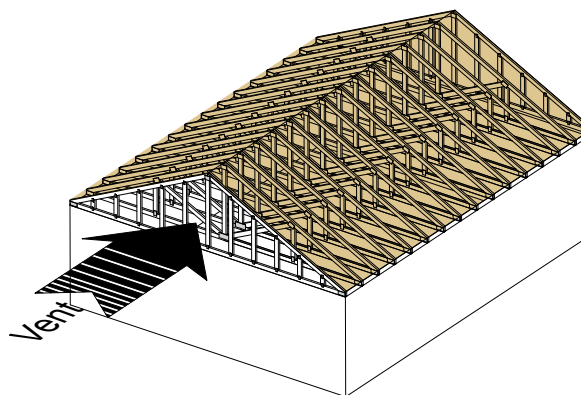


FIGURE 72 • Ferme pignon

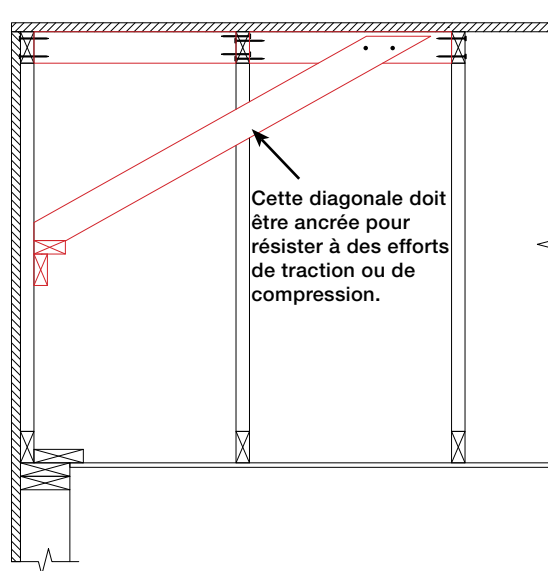


FIGURE 74 • Contreventement des fermes pignons

7 Contreventement

7.1 Contreventement temporaire

Au cours du montage, les fermes de toit doivent être maintenues en place adéquatement jusqu'à l'installation du contreventement permanent. Certains contreventements seront enlevés pour faire place au recouvrement alors que d'autres seront laissés en place et deviendront partie intégrante du contreventement permanent. On recommande d'utiliser des pièces

d'au moins 38 x 89 mm (2 x 4) de qualité n° 2 ou meilleur et de les attacher aux membrures des fermes avec au moins deux clous de 76 mm (3 po) (10d, 0,144 po de diamètre). L'Association québécoise des fabricants de structures en bois (AQFSB) fournit des guides techniques à ce sujet. Une vidéo sur l'installation des fermes de longues portées est également disponible sur leur site Internet www.aqfsb.ca.

a) Contreventement temporaire sur les chevrons des cinq premières fermes (à répéter à tous les 20 pi max)

Sur l'illustration de la **figure 75**, seulement les cinq premières fermes sont représentées. Les fermes de plus de 60 pi. pourraient exiger un contreventement plus élaboré.

Sur des fermes de plus de 60 pi. on recommande d'assurer la stabilité des chevrons, non par des contreventements mais en installant directement les panneaux permanents de la couverture.

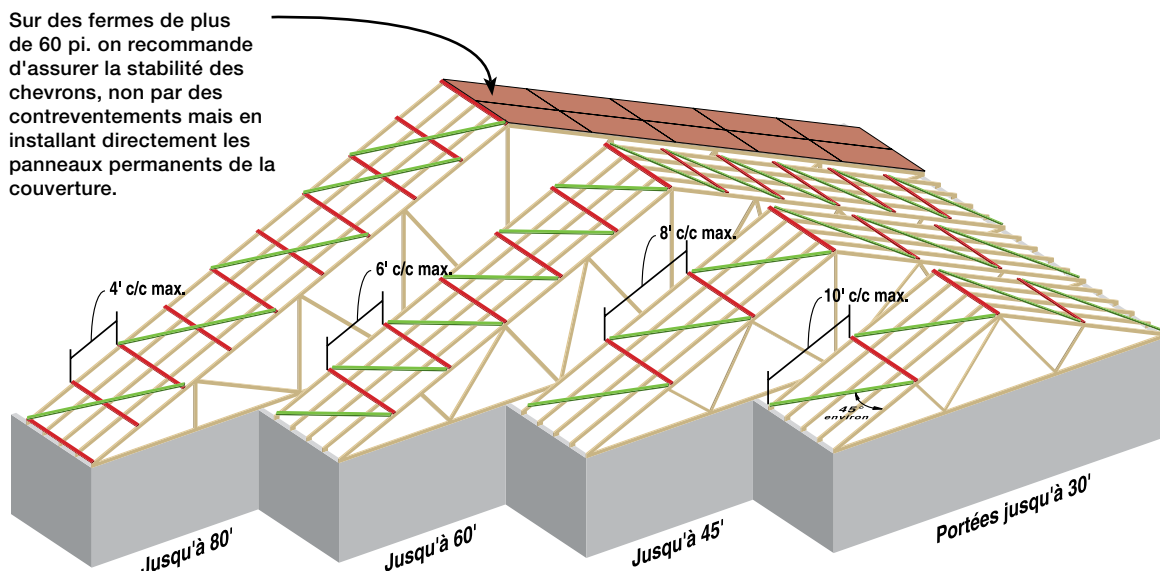


FIGURE 75 • Contreventement temporaire du chevron
(Image: Guide d'installation et de contreventement des fermes de toit de longue portée, AQFSB)

b) Contreventement temporaire au plafond sur les entrails des fermes

La **figure 76** illustre la pose du contreventement latéral et en diagonale pour stabiliser les fermes dans le plan du plafond. Il est important de chevaucher les pièces de contreventement sur au moins deux fermes.

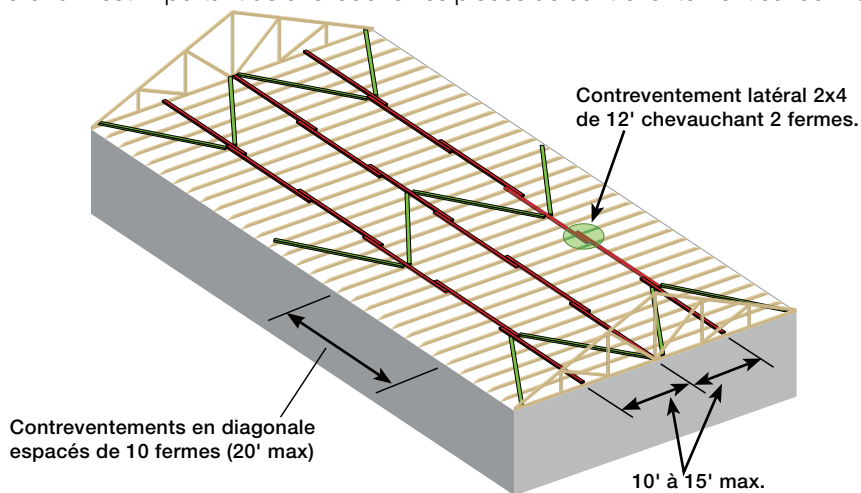


FIGURE 76 • Contreventement temporaire de l'entrait
(Image: Guide d'installation et de contreventement des fermes de toit de longue portée, AQFSB)

a) Contreventement temporaire en diagonale sur les membrures d'âme

Les pièces en diagonale posées sur les membrures d'âme travaillent de concert avec les

contreventements latéraux posés sur les chevrons et les entrails pour stabiliser les fermes dans le plan perpendiculaire afin de les empêcher de basculer sur le côté en cas d'un coup de vent ou d'impact durant l'installation (**figure 77**).

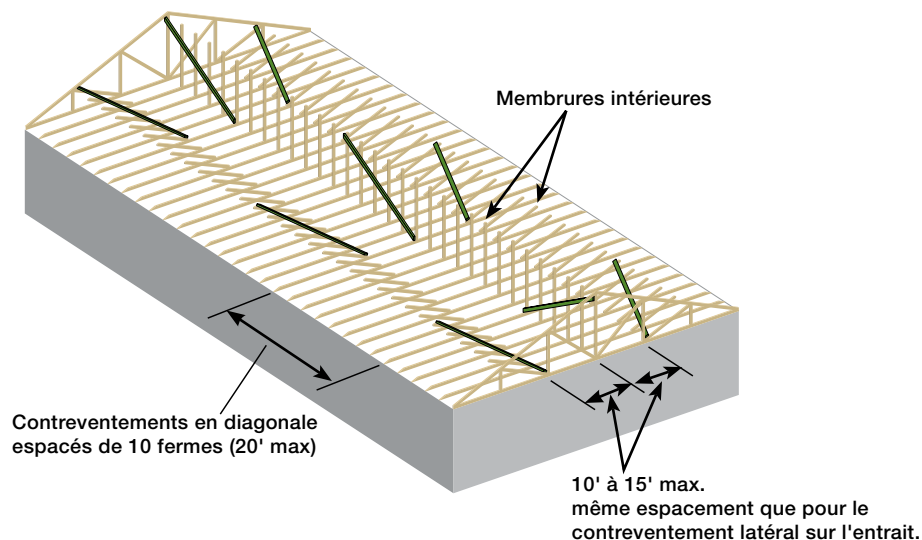


FIGURE 77 • Contreventement temporaire sur les membrures d'âme
(Image: Guide d'installation et de contreventement des fermes de toit de longue portée, AQFSB)

7.2 Contreventement permanent

Le contreventement permanent de la toiture fait partie intégrante du contreventement de l'ensemble du bâtiment et assure l'intégrité structurale de ce dernier. Le contreventement permanent a pour but d'assurer la stabilité du bâtiment sous les charges latérales telles que les charges de vent et de séisme. Puisque le système de contreventement permanent des fermes

fait partie du système de contreventement global du bâtiment, sa conception est donc de la responsabilité du concepteur du bâtiment et non du concepteur des fermes. Le contreventement permanent des fermes est généralement attaché aux membrures d'âme verticales ainsi qu'aux membrures principales du toit et du plafond. Ces derniers peuvent profiter de la présence des revêtements qui agissent comme diaphragmes structuraux (**figure 78**).

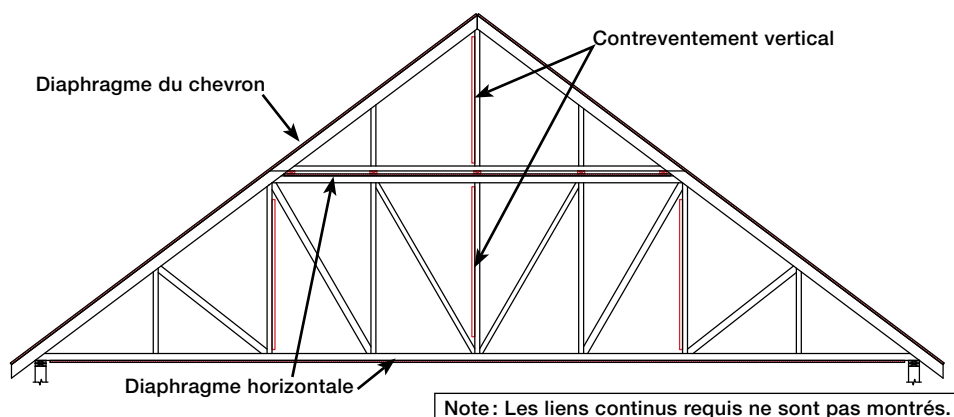


FIGURE 78 • Exemple de contreventement permanent

7.2.1 Concepts de contreventement permanent des fermes de toit

Charges latérales appliquées parallèlement aux fermes

On utilise les murs de refend d'extrémité et les diaphragmes de toit et de plafond pour résister aux charges latérales dues au vent et aux forces sismiques. Dans le cas d'un bâtiment simple comme celui illustré à la **figure 79**, les murs face au vent transmettent la moitié de la charge totale de vent sur les murs à la fondation. Les autres charges de vent sont transmises au diaphragme du toit et/ou du plafond qui agit comme une poutre horizontale. Ce diaphragme transmet la charge aux murs de refend d'extrémité qui le retransmettent ensuite aux fondations.

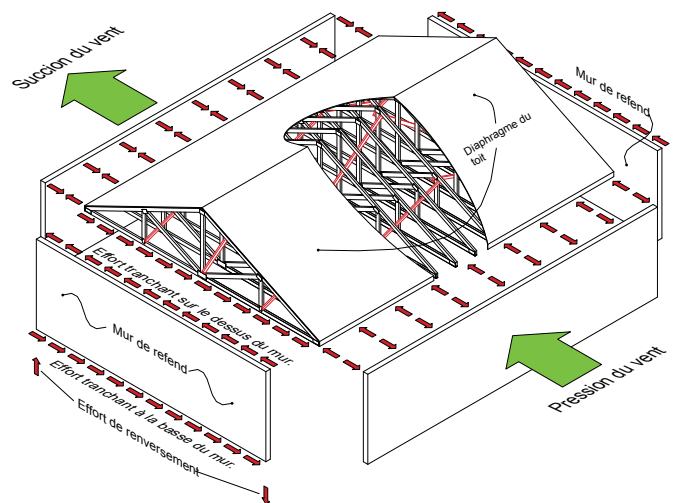


FIGURE 79 • Charges latérales appliquées parallèlement aux fermes

Charges latérales appliquées perpendiculairement aux fermes

La même technique décrite pour les charges appliquées parallèlement aux fermes sert aussi au calcul lorsque les charges latérales sont appliquées perpendiculairement (**figure 80**). En l'absence de diaphragme de plafond, des contreventements supplémentaires dans les fermes seront requis pour transférer les charges du dessus du mur face au vent vers le diaphragme du toit. Ces contreventements seront également requis lorsque le diaphragme sera situé au niveau du plafond pour le transfert des charges latérales en provenance du toit dues au vent et aux forces sismiques. Par la suite, ces efforts seront retransmis du diaphragme vers les murs de refend.

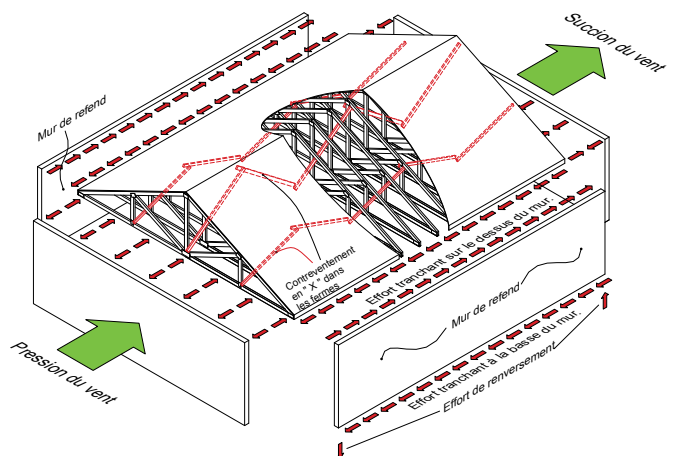


FIGURE 80 • Charges latérales appliquées perpendiculairement aux fermes

Il faut également procurer une attache adéquate du diaphragme au mur de refend et ainsi assurer la stabilité des fermes aux points d'appui de façon à prévenir le déplacement latéral et le renversement. La **figure 81** illustre un exemple typique.

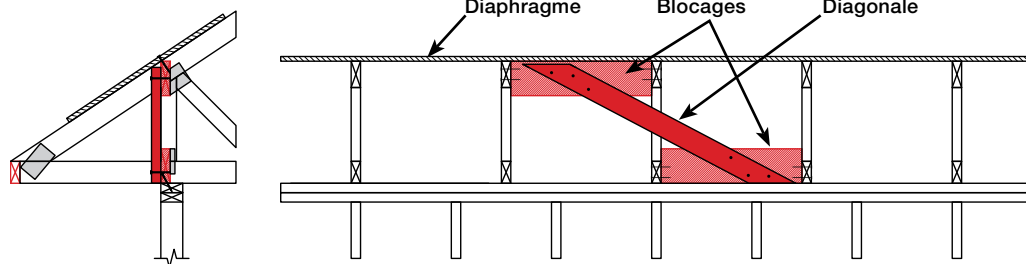


FIGURE 81 • Contreventement des fermes aux points d'appui

Charges latérales appliquées perpendiculairement aux murs pignons

En l'absence de diaphragme au plafond, il faut contreventer le haut des murs pignons qui dépendent du revêtement de plafond pour assurer leur stabilité (**figure 82**). La technique proposée consiste à utiliser un contreventement en diagonale pour relier le dessus du mur aux blocages installés dans les chevrons des fermes de toit (**figure 83**). Ce dispositif est répété le long du mur pignon pour que les forces latérales en cause soient transmises au diaphragme du toit.

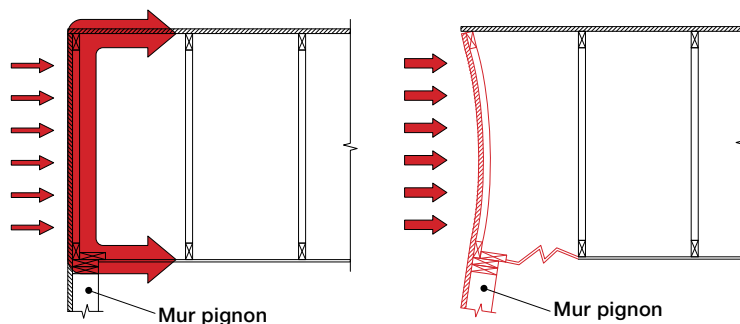


FIGURE 82 • Instabilité des murs pignons

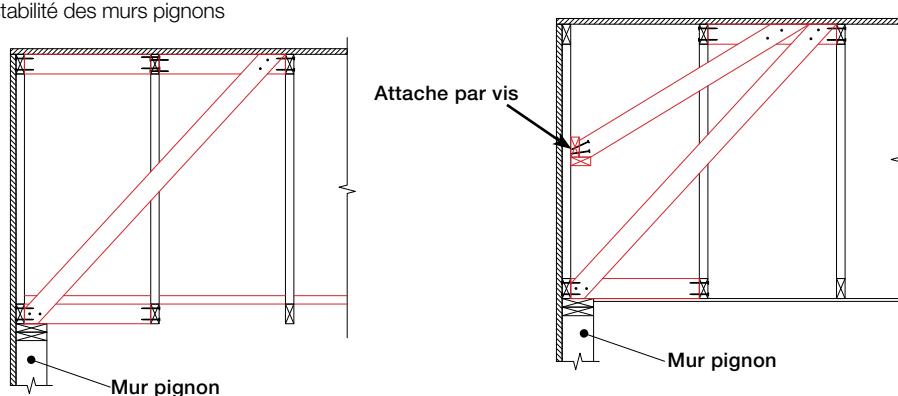


FIGURE 83 • Contreventement des murs pignons

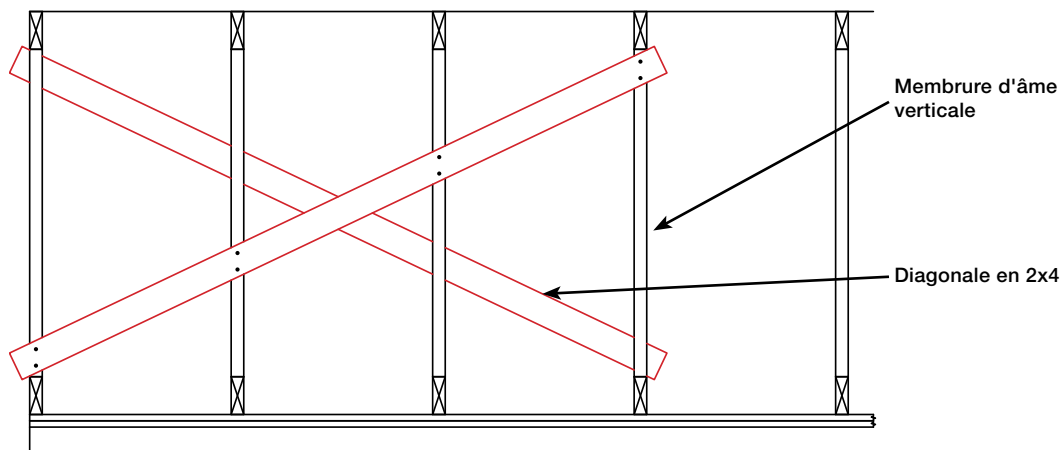


FIGURE 84 • Contreventement vertical sur les membrures d'âme

Contreventement vertical sur les membrures d'âme

Le contreventement permanent vertical sur les membrures d'âme est composé de diagonales en 2 x 4. Celles-ci travaillent avec d'autres éléments horizontaux du toit et du plafond pour assurer que les fermes resteront d'aplomb lorsque des charges de vent seront appliquées aux fermes pignons (**figure 84**).

8 Fabrication

8.1 Utiliser du bois sec

Le bois sec est identifié par l'estampille de marquage S-Dry ou R-Sec qui signifie qu'au moment du rabotage final du bois la teneur en eau ne dépassait pas 19 %. D'autres estampilles de séchage telles que KD-HT attestent que le bois a été séché au four (KD) et que la norme phytosanitaire (HT) a été respectée (**Figure 85**).

Dans l'hypothèse où le bois dépasserait la teneur en eau de 19 % au moment du pressage des connecteurs, le tableau 5.3.2.(2) TPIC 2007 exige que la capacité d'ancrage des connecteurs soit réduite à 80 % de leur capacité de base (bois sec). Cette capacité d'ancrage est réduite à 67 % si les conditions d'utilisation sont en milieu humide. En ce qui concerne le calcul des éléments en bois, le tableau 4.3.4.(2) du TPIC prévoit des réductions des différentes contraintes du bois lorsque les conditions d'utilisation sont autres qu'en milieu sec. On ne recommande pas cependant d'utiliser les fermes de toit en conditions humides.

Il est recommandé de fabriquer les fermes en bois sec pour les raisons suivantes :

- légèreté des fermes ;
- qualité de bois accrue, moins de perte à la fabrication ;
- stabilité dimensionnelle ;
- capacité d'ancrage accrue des connecteurs.

8.2 Limites physiques de fabrication (12 pi de hauteur max)

Le transport des fermes de toit jusqu'au chantier impose certaines contraintes aux dimensions des fermes. Grâce à des permis spéciaux, les fermes

de 80 pi de longueur peuvent être livrées au chantier. Toutefois, en ce qui a trait à la hauteur, il n'est généralement pas possible de dépasser 12 pi. Au-delà de cette dimension, il faut considérer l'emploi de deux fermes superposées, aussi appelées « Piggy back » (**figure 86**).

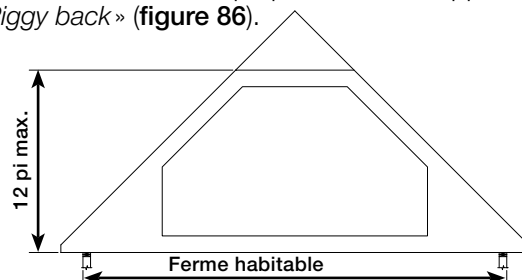
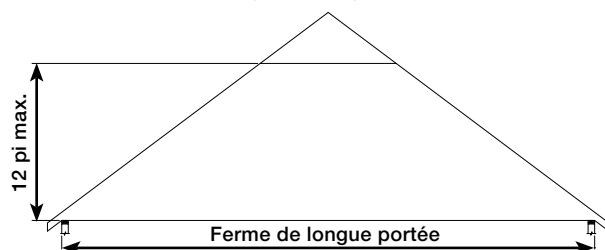


FIGURE 86 • Limite de hauteur de fabrication

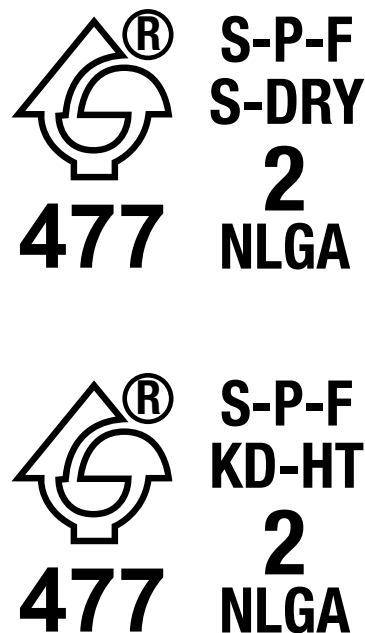


FIGURE 85 • Exemples d'estampilles de qualité de bois séché (images : CIFQ)

8.3 Procédé de fabrication

Les membrures en bois sont disposées dans un gabarit sur une table d'assemblage, de façon à s'assurer que les joints sont bien ajustés et bien fermés (sans jeu). Par la suite, on place sur les joints les différents

connecteurs métalliques (un de part et d'autre du joint) qui seront pressés à fond à l'aide de presse hydraulique fixe ou d'un rouleau baladeur (**figure 87**). L'annexe G du TPIC fournit les informations relatives aux tolérances de fabrication. Les fermes peuvent être fabriquées au besoin avec une contre-flèche (cambrure).

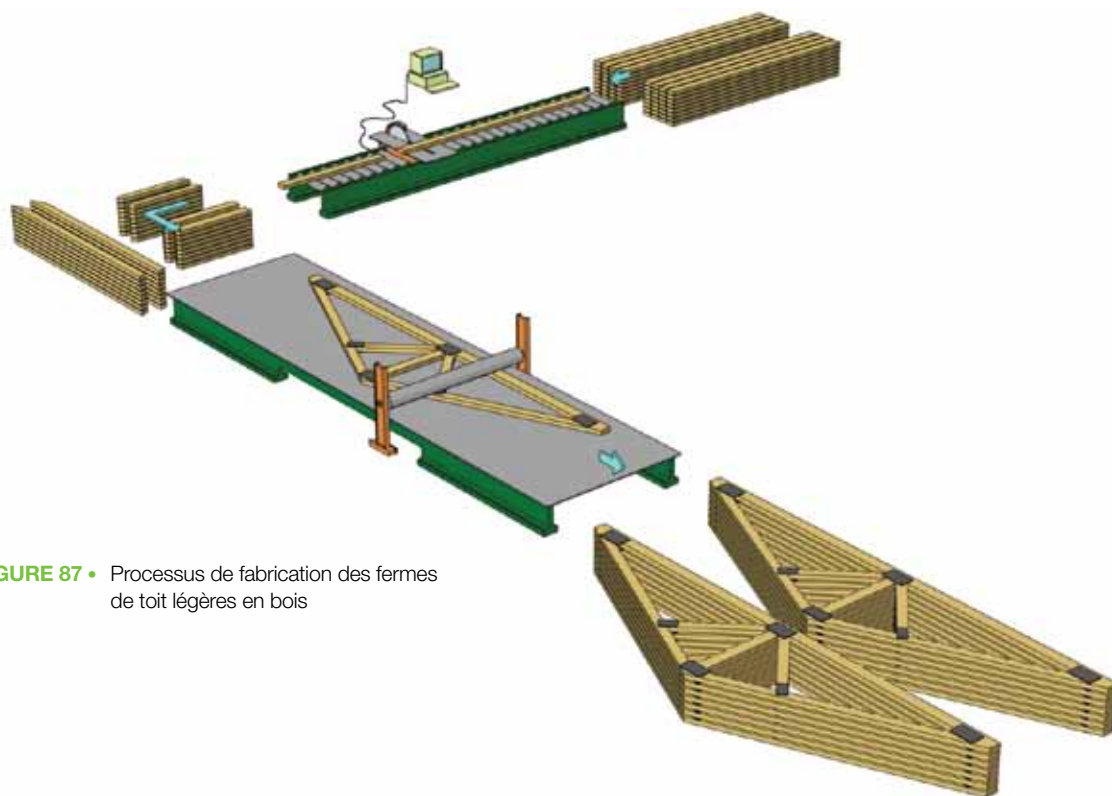


FIGURE 87 • Processus de fabrication des fermes de toit légères en bois

9 Manutention, installation et inspection

9.1 Manutention

Dans le contexte d'une inspection de chantier, voici les points à vérifier :

- a) Les fermes doivent être entreposées hors sol et appuyées de telle sorte qu'on évite leur déformation ou leur renversement accidentel (**figure 88**).

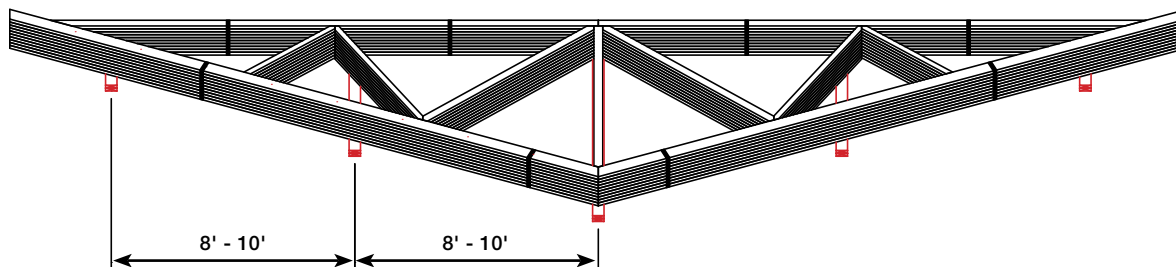


FIGURE 88 • Entreposage des fermes de toit

- b) Le montage des fermes doit être fait de façon sécuritaire en les mettant en place une à une ou en les assemblant au sol. Dans tous les cas, il faut utiliser une traverse en acier ou un cadre rigide pour les hisser en place afin de diminuer les efforts latéraux et assurer la sécurité des travailleurs. À ce sujet, veuillez consulter les brochures publiées par l'AQFSB. Ces guides d'installation portent sur la pose des liens continus et le contreventement temporaire des fermes de toit (**figure 89**).



FIGURE 89 • Guides d'installation et de contreventement des fermes de toit

9.2 Installation

La mise en place des fermes se fait en suivant le plan de montage fourni par le fabricant (**figure 90**). Chaque ferme est identifiée par un numéro qui indique sa position par rapport à l'ensemble. La position des fermes maîtresses est particulièrement importante parce qu'elle gère le positionnement des fermes qui y sont attachées. Afin de faciliter la pose, le fabricant fournit aussi un profil de chaque ferme qui indique la position des appuis et des liens continus exigés sur certaines membrures qui travaillent en compression (**figure 91**). L'assemblage des fermes maîtresses à l'aide de clous ou une combinaison de clous et boulons est indiqué sur une feuille spéciale.

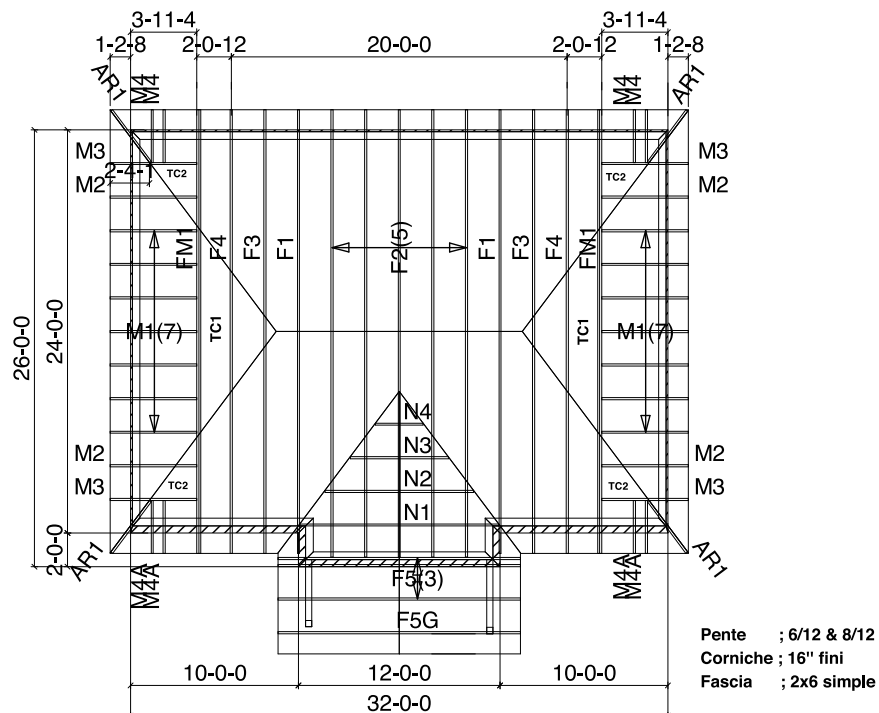
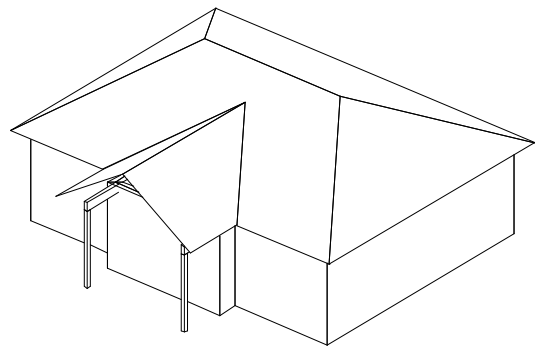


FIGURE 90 • Exemple d'un plan de montage de fermes de toit (MiTek Canada)

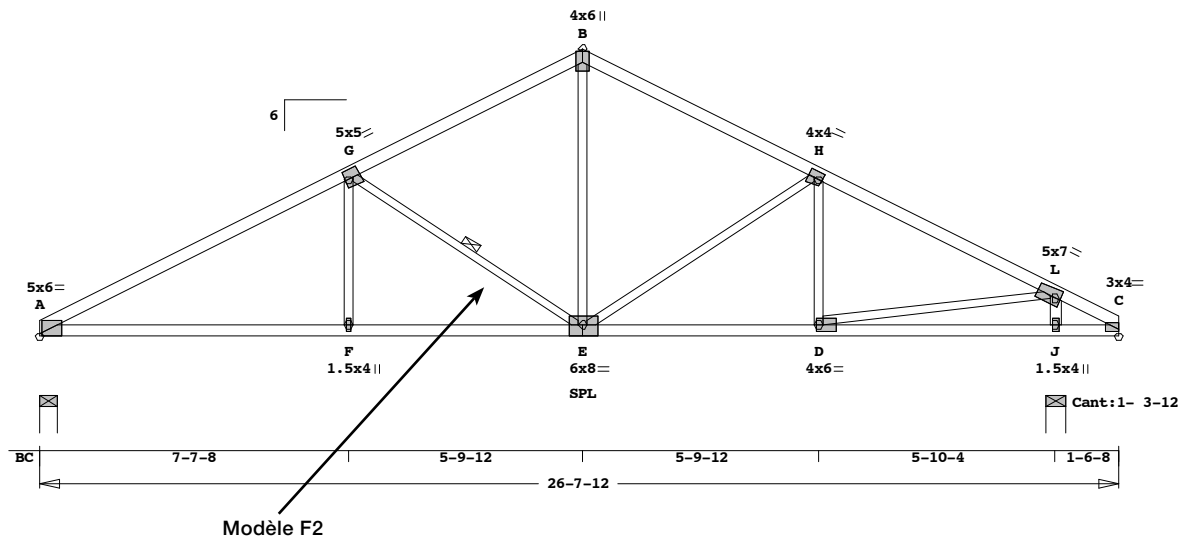


FIGURE 91 • Exemple de profil extérieur de ferme de toit (MiTek Canada)

9.2.1 Principales directives concernant l'installation des fermes de toit

1. Les membrures et les connecteurs des fermes en bois ne doivent jamais être coupés, entaillés ou percés. Ne pas installer une ferme endommagée. S'informer d'abord auprès du fabricant pour vérifier si cette ferme peut être réparée sur place ou si elle doit être réparée en usine ou remplacée. Certaines fermes, comme les fermes maîtresses, sont difficilement réparables sur place.
2. Les fermes doivent être installées par des personnes qualifiées et de l'équipement adéquat (voir les guides d'installation publiés par l'AQFSB).
3. Installer les fermes d'aplomb de façon à ce que les membrures supérieure et inférieure soient alignées verticalement d'au plus 25 mm (1 po) pour une hauteur de ferme de 2,5 m (8 pi) et proportionnellement moins pour les hauteurs plus faibles (TPIC, 2002).
4. Les fermes doivent être solidement ancrées aux supports avant de fixer le revêtement structural.
5. Les longueurs d'appui minimales doivent être respectées selon les exigences du fabricant.
6. Il faut laisser un jeu de 1,5 mm ($1/16$ po) entre l'extrémité de la ferme et la face d'une poutre ou d'une ferme maîtresse.
7. Les charges concentrées doivent être appliquées aux nœuds des fermes (point de rencontre des membrures d'âme avec les membrures principales) et un détail approprié d'attache doit être fourni par le fabricant.
8. Les fermes doivent être utilisées dans un milieu sec. Elles ne doivent pas être exposées aux intempéries durant de longues périodes ou utilisées à un endroit où elles demeureront en contact direct avec le sol, du béton ou de la maçonnerie.
9. Les points d'appui des fermes doivent être retenus de manière à empêcher le déplacement latéral et la rotation.
10. Il faut procurer un support latéral permanent à la semelle en compression afin de prévenir la rotation ou le déversement. Pour des fermes en portée simple, le support latéral est généralement fourni à la semelle supérieure par le revêtement structural du toit (contreplaqué ou OSB). Pour des fermes en portées continues, un support latéral de la semelle inférieure est également requis aux appuis intermédiaires ainsi qu'à l'appui d'extrémité le plus rapproché d'un porte-à-faux. Les extrémités des porte-à-faux doivent également être retenues latéralement. Jusqu'à ce que le revêtement de toit et de plafond soit installé, des liens continus doivent être utilisés temporairement (voir la section sur le contreventement temporaire des fermes).

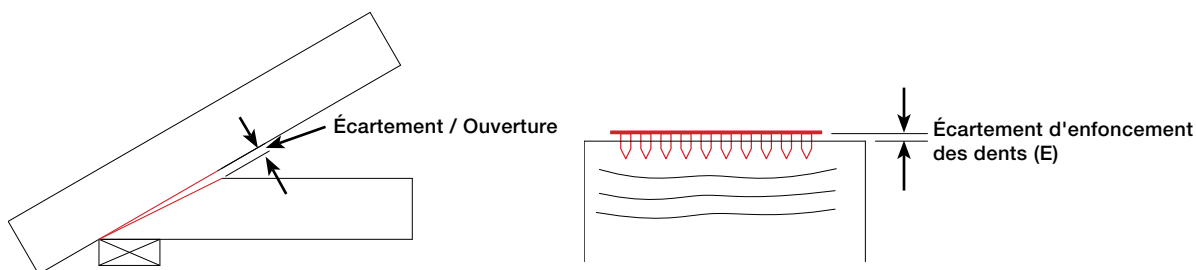


FIGURE 93 • Extraits de l'annexe G du TPIC

9.3.2 Inspection des fermes au chantier

- S'assurer qu'aucune pièce de la ferme n'est brisée, coupée ou avariée.
- Vérifier que tous les nœuds de la ferme soient assemblés par des connecteurs de chaque côté et que ceux-ci n'ont pas été endommagés ou désancrés au cours de la manutention.
- S'assurer que les fermes sont installées en conformité avec le plan de montage fourni par le fabricant.
- Vérifier que les appuis correspondent au bon endroit pour les fermes. Les appuis pour les fermes sont normalement alignés vis-à-vis d'un nœud de la ferme. S'assurer que les fermes à appuis multiples (plus de deux appuis) et non symétriques ou les fermes avec des porte-à-faux différents à chaque bout ont été installées dans le bon sens, sinon cela aura pour effet de surcharger certaines membrures de la ferme au-delà de leur capacité permise.
- S'assurer que les fermes plates n'ont pas été inversées. En cas de doute quant au sens de la ferme, s'informer auprès du fabricant. L'installation des fermes plates dans le mauvais sens a un impact majeur sur sa résistance.
- Vérifier que tous les liens continus et leurs ancrages ont été installés en conformité avec les plans techniques des fermes. Omettre d'installer correctement les liens continus risque de réduire considérablement la résistance des fermes.
- Vérifier que les fermes sont bien ancrées aux appuis selon les directives de l'ingénieur du projet.
- Vérifier que les fermes maîtresses sont appuyées sur des colonnes qui sont continues jusqu'à la fondation.
- Les fermes maîtresses doivent être assemblées au moyen de clous ou de boulons selon les directives du fabricant. Le type et l'espacement des clous et des boulons doivent être respectés pour assurer la pleine résistance des fermes maîtresses.

10 Divers

10.1 Soulèvement des fermes de toit

Ce phénomène, qui s'exprime par le détachement du plafond à la jonction des murs non porteurs, survient parfois durant l'hiver et disparaît au début de l'été. Ce soulèvement est causé principalement par le mouvement différentiel des membrures supérieures et inférieures. L'air humide de l'entretoit en hiver fait en effet augmenter la teneur en eau des membrures supérieures qui peuvent s'allonger légèrement. La membrure inférieure, qui est totalement enfouie dans la partie chaude de l'isolant, n'est pas exposée à la même augmentation de teneur en eau. Elle demeure dimensionnellement stable et entraîne la membrure supérieure à pousser le faîte du toit vers le haut. Le plafond est entraîné par ce soulèvement grâce à la triangulation

procurée par les membrures d'âme (figure 94). Ce phénomène est de plus en plus rare depuis l'utilisation grandissante de bois sec (S-Dry) dans la fabrication des fermes de toit.

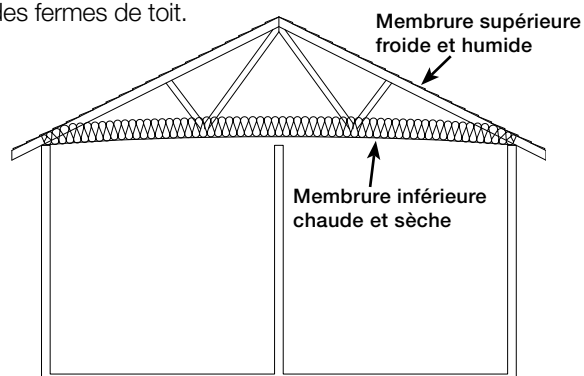


FIGURE 94 • Soulèvement des fermes de toit

Il n'y a pas de solution miracle pour corriger ce problème lorsqu'il survient. Il y a toutefois des méthodes d'installation des plaques de plâtre qui peuvent minimiser l'apparition du phénomène. Il s'agit de ne pas attacher les plaques de plâtre de façon rigide à la jonction mur-plafond en permettant un certain débattement vers le haut (**figure 95**).

Pose flottante aux angles

Les fabricants de plaques de plâtre recommandent de placer les premiers points de fixation du plafond à plus de 400 mm (16 po) de l'angle (plaques de plâtre de 5/8 po) et les panneaux des murs à plus de 200 mm (8 po) (**figure 95**). Les panneaux de plafond devraient être attachés à la sablière des murs intérieurs à l'aide d'attaches métalliques prévues à cet effet (**figure 97**).

Pose flottante aux angles avec fourrures

Les fabricants de plaques de plâtre recommandent de clouer un fond de clouage sur le dessus du mur intérieur non porteur. Les panneaux de plafond devraient être attachés à ce fond de clouage afin de permettre le débattement (**figure 96**).

Pose flottante aux angles avec des attaches métalliques

Une autre technique est offerte par le fournisseur d'attaches Simpson. Des attaches DS sont clouées à la lisse supérieure du mur intérieur non porteur. La plaque de plâtre du plafond est insérée dans l'attache pour éviter son clouage direct au plafond. Une attache STC coulissante est fixée entre le mur et les fermes pour permettre leur débattement (**figure 97**).

Le remède

À part d'utiliser du bois le plus sec possible pour la fabrication des fermes et s'assurer d'une ventilation adéquate de l'entretoit, en particulier durant l'hiver, il n'y a pas vraiment de remèdes pour prévenir ce problème. On ne peut pas dégarnir la membrure inférieure de l'isolant dans lequel il est tenu à l'abri de l'humidité qui imprègne la membrure supérieure. Lorsque le problème survient, il ne faut surtout pas transformer le mur intérieur en mur porteur en insérant des cales sous les fermes. Il vaut mieux maquiller le problème en attachant une moulure décorative flottante au plafond et s'en servir comme couvre-joint (**figure 98**).

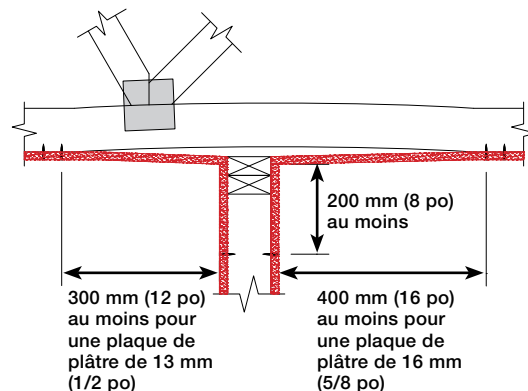


FIGURE 95 • Jonction mur-plafond avec angles flottants

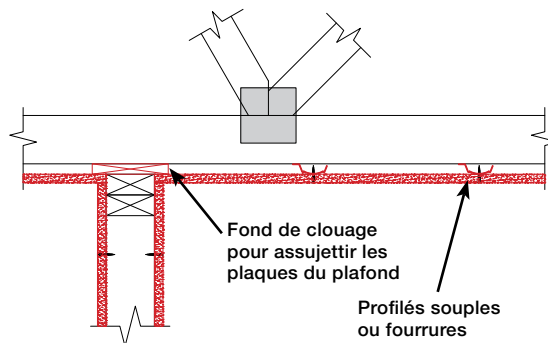


FIGURE 96 • Pose flottante avec fourrures

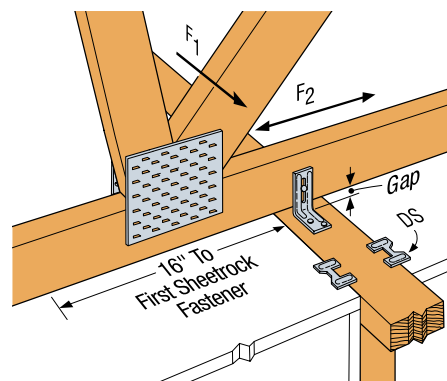


FIGURE 97 • Pose flottante avec attaches métalliques

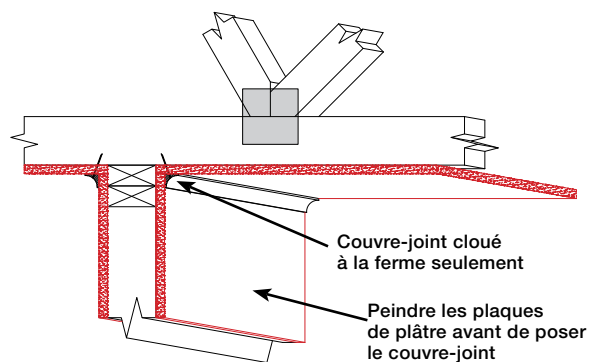


FIGURE 98 • Couvre-joint

10.2 Conditions humides et corrosives

10.2.1 Conditions humides

Les fermes de toit composées d'éléments de bois de petites dimensions et de connecteurs métalliques galvanisés de calibre 20, soit 1 mm (0,036 po) d'épaisseur, ne sont pas conçues pour être exposées aux intempéries de façon répétitive, ni aux conditions en milieu humide. Même en utilisant du bois traité, le taux d'humidité qui peut varier beaucoup provoquera le retrait graduel des connecteurs métalliques dans le bois.

La solution à ce dilemme est d'isoler les fermes de la source d'humidité, soit en les recouvrant avec une couverture imperméable, soit en installant un pare-vapeur étanche comme dans le cas des plafonds de piscine intérieure. Dans ce dernier cas, il faudra assurer une ventilation adéquate pour maintenir le taux d'humidité de l'air ambiant le plus bas possible.

Malgré que la norme de calcul CSA O86 établit des coefficients de correction pour des conditions d'utilisation en milieu humide (coefficient K_s), il est erroné de croire que, en analysant une ferme avec de tels coefficients, la ferme deviendra soudainement résistante à l'humidité à long terme. Les coefficients de correction n'auront pour effet que de grossir les membrures et les connecteurs, ce qui, potentiellement, n'empêchera pas le bois de pourrir, les connecteurs de se détacher et les fermes de se détériorer avec le temps.

10.2.2 Conditions corrosives

Même si l'on parvient à contrôler le taux d'humidité au point de permettre l'utilisation des fermes, il se peut que certains milieux demeurent trop corrosifs pour les connecteurs, comme pour les entrepôts de sel de déglacage routier. Les connecteurs pour fermes de toit sont faits d'acier galvanisé de base conçu pour des conditions normales d'utilisation. Pour les utilisations

en milieu corrosif, une protection supplémentaire doit être appliquée sur les connecteurs. L'annexe E du TPIC donne des suggestions de traitement de surface à appliquer au chantier. Certains fabricants de connecteurs offrent également des connecteurs avec double galvanisation (G180 au lieu de G90). Il faut toutefois vérifier au préalable leur disponibilité.

10.3 Pistes de réparation de fermes

Malgré tout le soin apporté au moment de la conception et de la fabrication, des modifications ou des réparations aux fermes sont parfois inévitables. Dans la plupart du temps, ces corrections peuvent être apportées au chantier. Dans certains cas majeurs cependant, comme c'est souvent le cas pour des fermes maîtresses, les fermes devront être remplacées par des nouvelles ou réparées à l'usine. Dans tous les cas, avant d'installer des fermes brisées ou inadéquates, il faut consulter un ingénieur, généralement l'ingénieur concepteur des fermes, pour vérifier si une correction de la ferme est possible ou si elles doivent être remplacées. Les quatre exemples suivants illustrent les détails de réparation les plus couramment rencontrés.

10.3.1 Connecteur endommagé ou manquant

On utilisera généralement des goussets de bois (contreplaqué ou OSB) de chaque côté de la ferme avec des clous ou des vis pour ce type de réparation (**figure 99**). L'utilisation de longs clous qui peuvent traverser les trois pièces de bois de façon à pouvoir riveter la pointe de clou du côté opposé est une solution efficace. Ainsi, les clous travaillent en double cisaillement, ce qui permet d'obtenir pratiquement le double de la résistance d'un clou en simple cisaillement. Il faut également s'assurer que les goussets de bois sont d'épaisseur suffisante pour résister aux efforts de traction et de cisaillement.

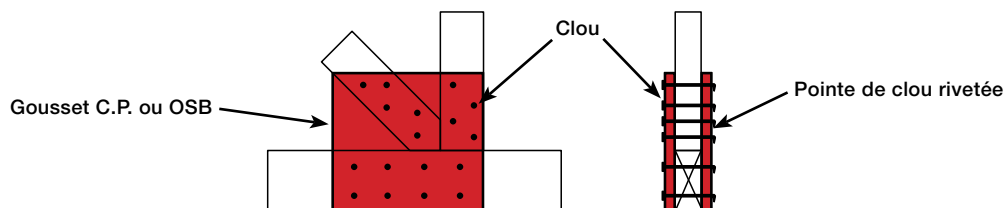


FIGURE 99 • Réparation avec goussets de bois

10.3.2 Membrure brisée

Lorsqu'une membrure est brisée, on utilisera généralement une pièce de bois de même dimension et de qualité égale ou supérieure que l'on fixera sur un ou deux côtés de la ferme au moyen de clous ou de vis. Cette pièce de bois sera centrée sur la rupture et de longueur suffisante pour y installer le nombre de clous ou de vis requis selon la force dans la membrure (**figure 100**).

Dans le cas d'une membrure d'âme en compression, la pièce de renfort devra chevaucher la membrure d'âme sur toute sa longueur (**figure 101**).

Lorsque la rupture dans une membrure est située près d'une extrémité, il n'est pas possible d'y ajouter une pièce de renfort et d'assurer le chevauchement adéquat de part et d'autre de la rupture. Lorsque les forces ne sont pas très élevées, on peut généralement utiliser un gousset de contreplaqué (**figure 102**).

Lorsque les forces dans les membrures sont élevées, il est parfois nécessaire de fabriquer en usine des petites sections de fermes (« *Scab Truss* ») que l'on devra fixer à la ferme au moyen de clous, de vis ou de boulons (**figure 103**). Ces petites sections de fermes sont généralement installées de chaque côté de la ferme brisée.

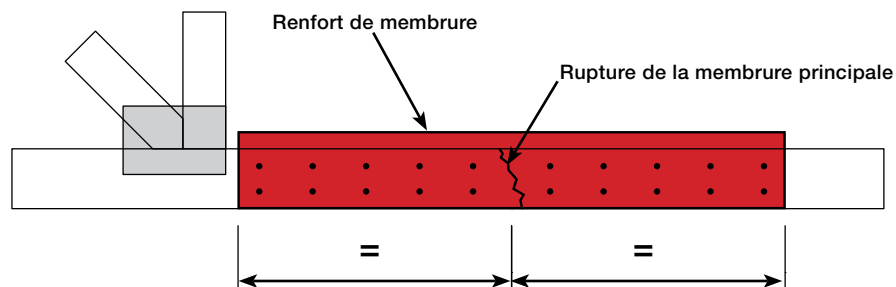


FIGURE 100 • Réparation avec pièce de renfort

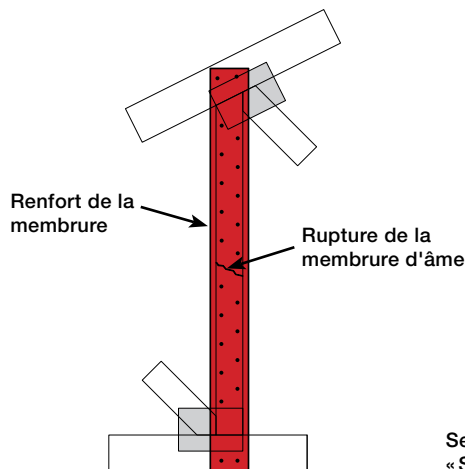


FIGURE 101 • Réparation d'une membrure d'âme

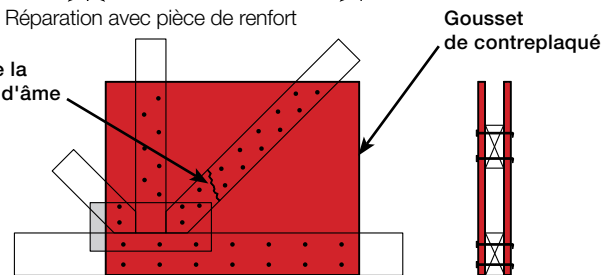


FIGURE 102 • Réparation avec goussets de contreplaqué

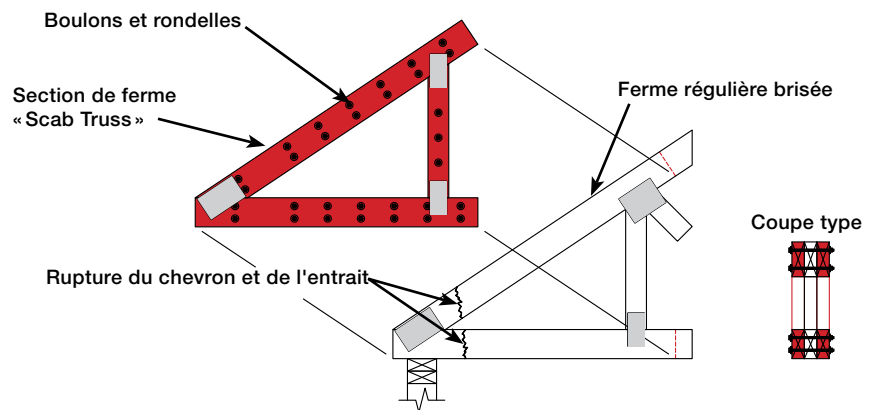


FIGURE 103 • Réparation avec sections de fermes fabriquées en usine

10.3.3 Modification de ferme

Cette situation survient lorsqu'on doit, par exemple, modifier le profil ou la triangulation d'une ferme, ou dans le cas d'un appui à déplacer. Quelle que soit la modification requise, une réanalyse de la ferme doit être effectuée afin d'évaluer les effets possibles sur d'autres parties de la ferme. Étant donné que les efforts dans les membrures et les connecteurs sont directement influencés par la triangulation et la position des appuis, il est possible que d'autres parties de la ferme doivent être renforcées en plus de la partie de la ferme à modifier.

Si la ferme à modifier est déjà en place, des points d'appui supplémentaires temporaires doivent être ajoutés afin de ne pas créer d'affaissement à la ferme. Les nouvelles membrures à ajouter doivent être coupées avec précision de façon à obtenir un contact parfait entre les membrures aux nœuds (**figure 104**).

Lorsque des modifications majeures aux fermes sont nécessaires, il est généralement plus simple et plus économique de fabriquer de nouvelles fermes et de les insérer entre les fermes existantes. On clouera alors les fermes existantes aux nouvelles fermes et on coupera par la suite les membrures excédantes des fermes existantes.

10.3.4 Fermes maîtresses

La réparation des fermes maîtresses multiplis est généralement plus exigeante. Les forces en cause sont en effet beaucoup plus élevées que dans une ferme régulière simple. De plus, la réparation au chantier ne peut se faire qu'à partir des plis externes des fermes maîtresses. Dans ce cas, on utilisera généralement des boulons et des plaques d'acier. Si l'on doit remplacer ou ajouter des membrures d'âme, il faudra tenir compte de l'épaisseur des goussets des fermes (environ 1 mm d'épaisseur pour chaque connecteur de calibre 20) entre les plis de façon à obtenir la bonne épaisseur finale. Si l'on utilise des membrures de 38 mm d'épaisseur, on pourra y insérer une bande de contreplaqué au besoin selon le nombre de plis de la ferme maîtresse, à moins d'utiliser du bois d'une seule pièce rabotée à la bonne épaisseur.

Une ferme maîtresse est conçue pour supporter d'autres fermes. Un détail de réparation au chantier peut nuire à l'assemblage des fermes régulières à la ferme maîtresse. La meilleure façon est généralement de corriger les fermes maîtresses à l'usine. Dans ce cas, il est alors possible de corriger chaque pli de la ferme maîtresse et d'utiliser les goussets réguliers des fermes. On pourra alors récupérer une grande partie de la ferme et remplacer les membrures au besoin.

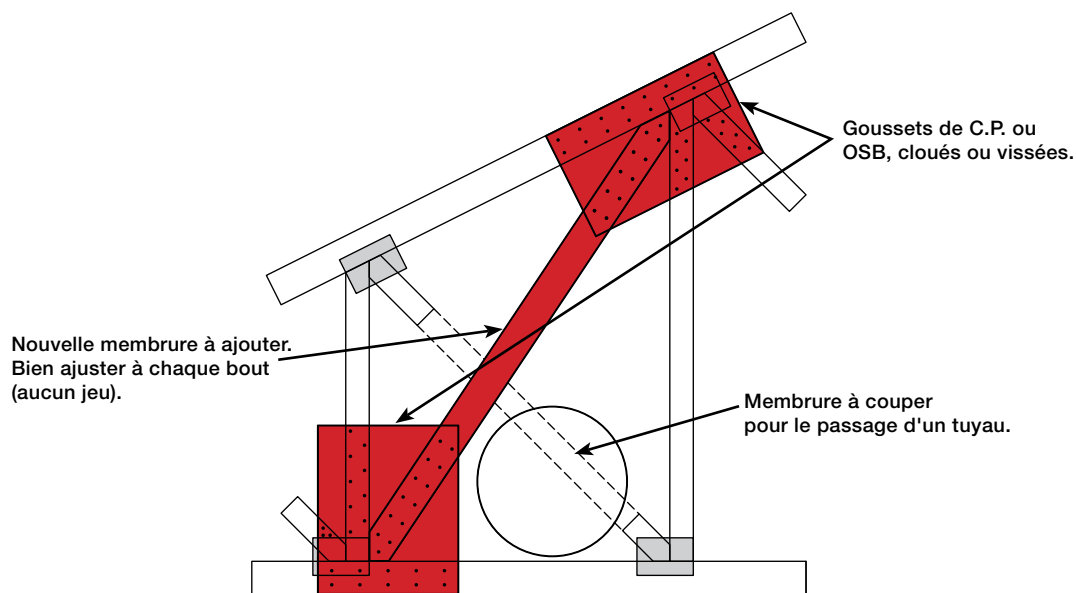


FIGURE 104 • Modification d'une ferme

10.4 Degré de résistance au feu

Les exigences concernant le degré de résistance au feu (DRF) que doivent avoir les différentes composantes des bâtiments sont données aux parties 3 et 9 du CNBC selon le type et la dimension du bâtiment. Le DRF des fermes de toit peut être déterminé de trois façons :

- par essai normalisé conforme à la norme CAN/ULC-S101 (ULC, 2007) et ASTM E119 (ASTM, 2008b);
- selon les tableaux A-9.10.3.1.B de la division B du;
- selon l'annexe D de la division B du CNBC.

Le Wood Truss Council of America fournit une gamme de compositions de toitures avec des DRF variant entre 30 minutes et 120 minutes selon la norme ASTM E119. Les assemblages peuvent être téléchargés à partir de son site Internet au <http://www.cecobois.com/pdf/WTCA%20Fire%20Resistance%20Rated%20Truss%20Assemblies.pdf>.

De plus, le CNBC exige, dans certains cas, que des coupe-feu soient installés afin de compartimenter les vides de construction horizontaux. Par ailleurs, les matériaux utilisés pour diviser les vides de construction doivent être évalués conformément à la norme ULC S101. Les panneaux de gypse d'au moins 12,7 mm (1/2") sont exclus cependant de cette exigence à la condition que tous les joints aient un support continu. Ainsi, une ferme auto-portante servant de coupe-feu devra alors être conçue de manière à y intégrer des éléments de bois non structuraux entre les membrures d'âme pour procurer un fond de clouage à tous les joints (verticaux et horizontaux) des panneaux de gypse. De plus amples informations sur la performance incendie des fermes légères peuvent être obtenues au chapitre 17 du *Wood Truss Handbook* publié par le WCTA.

<http://www.sbcindustry.com/images/fire/firesection17a.pdf>

<http://www.sbcindustry.com/images/fire/firesection17b.pdf>

11 Exemple de calcul

Critères de conception pour des fermes de toit d'un bâtiment commercial selon le CNBC 2005 :

- Charge de neige au sol (S_S) de 2,6 kPa
- Charge de pluie (S_R) de 0,4 kPa
- Charge permanente au chevron (D_{TC}) de 0,24 kPa
- Charge permanente à l'entrait (D_{BC}) de 0,34 kPa
- Surcharge à l'entrait (L_{BC}) de 0,48 kPa
- Fermes espacées aux 610 mm
- Coefficient de risque (I_S) de 1,0 (normal)
- Flèches selon le Tableau 3
- Utilisation en milieu sec
- Bois non traité
- Portée simple de 7 315 mm
- Porte-à-faux de 127 mm aux deux extrémités
- Pente de 4/12 (18,4°)
- Membrure supérieure supportée latéralement par un revêtement de contreplaqué
- Membrures supérieures et inférieures en 2 x 6 de bois EPS n° 1/n° 2
- Membrures d'âme en 2 x 3 de bois EPS n° 1/n° 2
- Triangulation comme l'illustre la **figure 105**

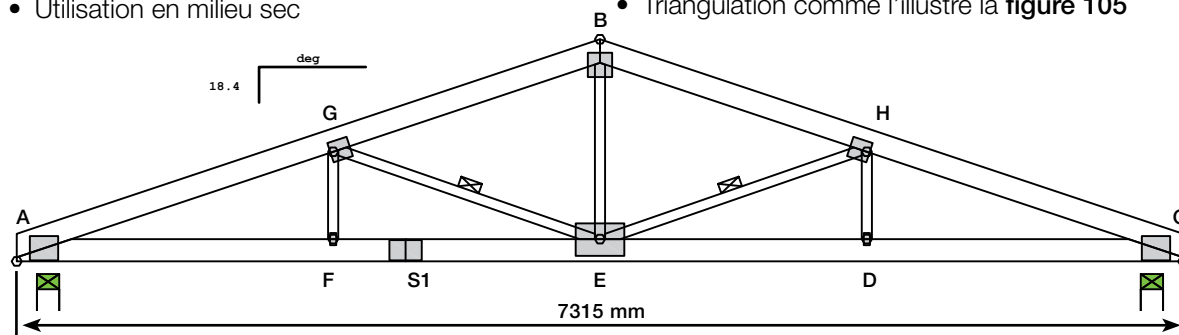


FIGURE 105 • Géométrie de la ferme de toit

11.1 Détermination des charges

Charge de neige (S) uniformément répartie: $S = (0,8 \times 2,6) + 0,4 = 2,48 \text{ kPa}$

11.2 Vérification de la membrure supérieure (panneau A-G)

L'analyse par ordinateur nous donne pour le panneau A-G les résultats suivants:

$P_f = 23,53 \text{ kN}$ (force en compression max pondérée)

$M_1 = 571\,388 \text{ N mm}$ (moment max pondéré dans le panneau entre A et G)

$M_2 = -540\,881 \text{ N mm}$ (le plus élevé des moments pondérés au nœud, entre les nœuds A et G)

$M_f = 0,571 \text{ kN-m}$ (maximum de M_1 et M_2)

$$M_{R-TC} = \phi F_b S K_{Zb} K_L = \phi (f_b K_D K_H K_{Sb} K_T) S K_{Zb} K_L$$

$$= 0,9 \times (11,8 \text{ MPa} \times 1 \times 1,1 \times 1 \times 1) \times \left(\frac{38 \times 140^2}{6} \right) \text{ mm}^3 \times 1,4 \times 1 = 2\,030\,176 \text{ N} \cdot \text{mm} = \mathbf{2,03 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

$$P_{R-TC} = \phi F_c A K_{Zc} K_c = \phi (f_c K_D K_H K_{Sc} K_T) A K_{Zc} K_c$$

$$= 0,8 \times (11,5 \text{ MPa} \times 1 \times 1,1 \times 1 \times 1) \times (38 \times 140) \text{ mm}^2 \times 1,24 \times 0,93 = 62\,086 \text{ N} = \mathbf{62,09 \text{ kN}}$$

Dans le cas où la membrure est supportée latéralement dans la direction de b (axe faible) de façon continue sur toute sa longueur par l'intermédiaire du revêtement (contreplaqué ou OSB), le flambage n'est possible que dans la direction de d (axe fort). De plus, la longueur (L) à utiliser est la plus grande longueur entre la longueur du panneau A-G (en pente) ou la demi-longueur de la membrure dans laquelle se retrouve le panneau.

$$\Rightarrow K_{Zc} = 6,3(dL)^{-0,13} = 6,3 \times (140 \times 1928)^{-0,13} = 1,24 (\leq 1,3)$$

Puisque le flambage n'est possible que dans l'axe fort (d), on prendra alors $K_e = 0,8$ et le calcul de C_c se fera par rapport à l'axe fort uniquement. La longueur L_p sera égale à la longueur du panneau en pente (longueur selon la pente entre les 2 nœuds qui délimitent le panneau, soit 1 821 mm (**figure 106**)).

$$\Rightarrow C_c = \frac{K_e L_p}{d} = \frac{0,8 \times 1\,821}{140} = 10,4 (\leq 50)$$

$$\Rightarrow K_c = \left[1 + \frac{F_c K_{Zc} C_c^3}{35 E_{0,5} K_{SE} K_T} \right]^{-1} = \left[1 + \frac{(11,5 \times 1 \times 1,1 \times 1 \times 1) \times 1,24 \times 10,4^3}{35 \times 6\,500 \times 1 \times 1} \right]^{-1} = 0,93$$

Dans le cas où ce sont des pannes qui supportent la membrure dans la direction de b (axe faible), le calcul de C_c devra se faire pour les 2 directions, b (axe faible) et d (axe fort). Pour le calcul C_c dans la direction de b (axe faible) on prendra $K_e = 1,0$ et L_p = distance entre les pannes (**figure 106**). Pour le calcul de C_c dans la direction de d (axe fort), on prendra $K_e = 0,8$ et L_p = longueur du panneau en pente. On utilisera le C_c le plus élevé pour le calcul de la résistance en compression de fil. La valeur de C_c ne doit pas cependant dépasser 50 pour les membrures comprimées et 80 pour les membrures tendues.

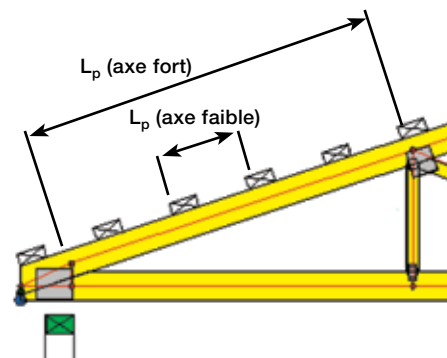


FIGURE 106 • Définition de L_p au chevron

Pour vérifier si la section de bois choisie est adéquate, on utilise les formules d'interaction de CSA O86.

$$\left(\frac{P_f}{P_r}\right)^2 + \frac{M_f}{K_M M_r} = \left(\frac{23,53}{62,09}\right)^2 + \frac{0,57}{1,09 \times 2,03} = 0,40 (\leq 1,0 \text{ donc acceptable})$$

K_M = coefficient de correction de la résistance à la flexion défini selon CSA O86

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{571\,388}{-540\,881} = -1,06$$

$$\Rightarrow K_M = 1,67 \left(\frac{L_{pa}}{d}\right)^{-\frac{1}{6}} = 1,67 \left(\frac{1\,821}{140}\right)^{-\frac{1}{6}} = 1,09 (\leq 1,3)$$

11.3 Vérification de la membrure inférieure (panneau A-F)

L'analyse par ordinateur nous donne pour le panneau A-F les résultats suivants :

$T_f = 22,38 \text{ kN}$ (force en traction max pondérée)

$M_f = 319\,197 \text{ N}\cdot\text{mm} = 0,32 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (moment max pondéré entre A et F)

$$M_{r-TC} = \phi F_b S K_{Zb} K_L = \phi (f_b K_D K_H K_{Sb} K_T) S K_{Zb} K_L$$

$$= 0,9 \times (11,8 \text{ MPa} \times 1 \times 1,1 \times 1 \times 1) \times \left(\frac{38 \times 140^2}{6}\right) \text{ mm}^3 \times 1,4 \times 1 = 2\,030\,176 \text{ N} \cdot \text{mm} = \mathbf{2,03 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

$$T_{r-BC} = \phi F_t A_n K_{Zt} = \phi (f_t K_D K_H K_{St} K_T) A_n K_{Zt}$$

$$= 0,9 \times (5,5 \text{ MPa} \times 1 \times 1,1 \times 1 \times 1) \times (38 \times 140) \text{ mm}^2 \times 1,3 = 37\,658 \text{ N} = \mathbf{37,66 \text{ kN}}$$

Pour vérifier si la section de bois choisie est adéquate, on utilise les formules d'interaction de CSA O86.

$$\frac{T_f}{T_r} + \frac{M_f}{M_r} = \frac{22,38}{37,66} + \frac{0,32}{2,03} = 0,75 (\leq 1,0 \text{ donc acceptable})$$

11.4 Vérification de la membrure d'âme (G-E)

L'analyse par ordinateur nous donne pour cette membrure d'âme les résultats suivants :

$P_f = -8,9 \text{ kN}$ (force en compression max pondérée)

$$P_{r-web} = \phi F_c A K_{Zc} K_c = \phi (f_c K_D K_H K_{Sc} K_T) A K_{Zc} K_c$$

$$= 0,8 \times (11,5 \text{ MPa} \times 1 \times 1,1 \times 1 \times 1) \times (38 \times 64) \text{ mm}^2 \times 1,3 \times 0,55 = 17\,597 \text{ N} = \mathbf{17,60 \text{ kN}}$$

En absence de lien continu, K_e est égal à 0,8 pour le calcul de C_c dans la direction de b (axe faible) et de d (axe fort). La longueur L_p sera égale à la longueur de coupe la plus longue de la membrure d'âme.

Lorsqu'il y a des liens continus qui supportent la membrure dans la direction de b (axe faible), le calcul de C_c se fera comme suit :

- Pour le calcul C_c dans la direction de b (axe faible) on prendra $K_e = 1,0$ et L_p = la plus grande distance entre les liens continus, ou entre un lien continu et l'extrémité de la membrure, mesurée le long de la membrure d'âme (**figure 107**) ;
- Pour le calcul de C_c dans la direction de d (axe fort), on prendra $K_e = 0,8$ et L_p = longueur de coupe la plus longue de la membrure d'âme.

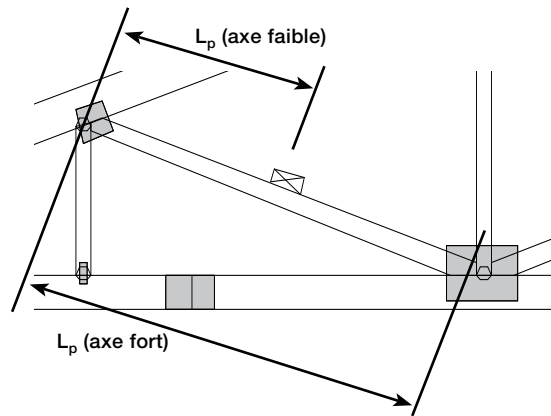


FIGURE 107 • Définition de L_p pour une membrure d'âme

On utilisera le C_c le plus élevé pour le calcul de la résistance en compression de fil. La valeur de C_c ne doit pas cependant dépasser 50 pour les membrures comprimées et 80 pour les membrures tendues.

$$\Rightarrow K_{Zc-b} = 6,3(dL)^{-0,13} = 6,3 \times (38 \times 1703)^{-0,13} = 1,49 (> 1,3 \text{ donc égal à } 1,3)$$

$$\Rightarrow K_{Zc-d} = 6,3(dL)^{-0,13} = 6,3 \times (64 \times 1703)^{-0,13} = 1,39 (> 1,3 \text{ donc égal à } 1,3)$$

Dans cet exemple, comme il y a un lien continu sur la membrure, on doit calculer le C_c pour les 2 axes.

$$\Rightarrow C_{c-b} = \frac{K_e L D}{d} = \frac{1,0 \times 1703 / 2}{38} = 22,4 (\leq 50)$$

$$\Rightarrow C_{c-d} = \frac{K_e L D}{d} = \frac{0,8 \times 1703}{64} = 21,3 (\leq 50)$$

$$\Rightarrow K_c = \left[1 + \frac{F_c K_{Zc} C_c^3}{35 E_{05} K_{SE} K_T} \right]^{-1} = \left[1 + \frac{(11,5 \times 1 \times 1,1 \times 1 \times 1) \times 1,3 \times 22,4^3}{35 \times 6500 \times 1 \times 1} \right]^{-1} = 0,55$$

Pour vérifier si la section de bois choisie est adéquate, on utilise les formules de CSA O86.

$$\frac{P_f}{P_r} = \frac{8,90}{17,60} = 0,51 (\leq 1,0 \text{ donc acceptable})$$

11.5 Calcul de la surface d'appui (Figure 108)

$$Q_f = [(1,5 \times 2,48) + 1,25(0,24 + 0,34)] kPa \times 0,610 m \times \frac{7,315 m}{2} = \mathbf{10,4 kN}$$

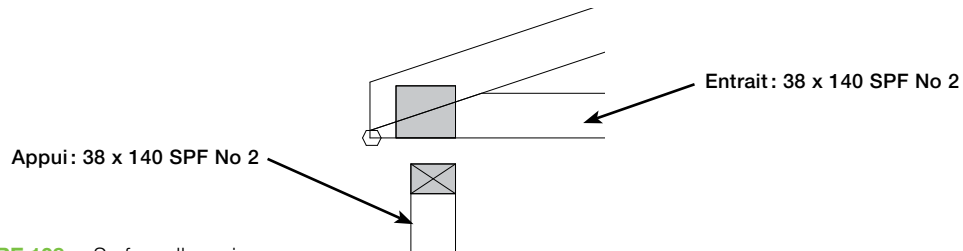


FIGURE 108 • Surface d'appui

$$Q_r = \phi F_{cp} A_b K_B K_{Zcp} = \phi (f_{cp} K_D K_{Scp} K_T) A_b K_B K_{Zcp}$$

$$= 0,8 \times (5,3 MPa \times 1 \times 1 \times 1 \times 1) \times (38 \times 140) mm^2 \times 1,02 \times 1 = 23\,000 N = \mathbf{23,0 kN}$$

Pour vérifier si la section de bois choisie est adéquate, on utilise les formules de CSA O86.

$$\frac{Q_f}{Q_r} = \frac{10,4}{23,0} = 0,45 (\leq 1,0 \text{ donc acceptable})$$

11.6 Calcul du connecteur d'enture en traction (S1)

L'analyse par ordinateur nous donne pour le panneau A-F les résultats suivants :

$T_f = 22,38 kN$ (force en traction max pondérée)

Joint rotulé (moment de transfert = 0)

Connecteur métallique de 127 mm x 152 mm (MT20 de MiTek) sur chaque face de la membrure (figure 109)

Les connecteurs pour fermes de toit sont des produits propriétaires dont les résistances sont établies par essais selon la norme CSA S347 et publiées par le Centre canadien des matériaux de construction (CCMC). Les résistances des connecteurs MT20 de MiTek peuvent être obtenues au lien suivant :

http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/ccmc/registry/pdf/11996_f.pdf

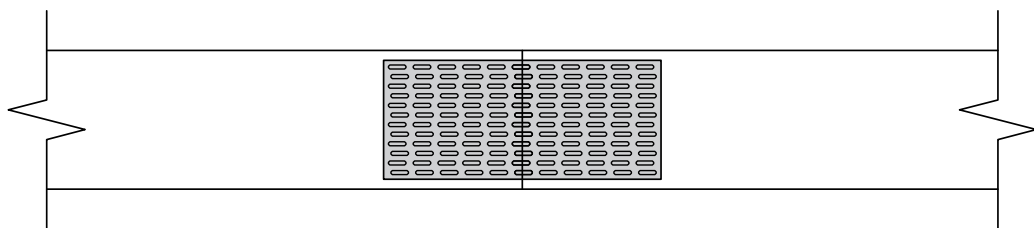


FIGURE 109 • Connecteur d'enture

Résistance latérale pondérée des dents (ancrage)

$$N_r = \phi N_u J_H = \phi (n_u K_D K_{SF} K_T) J_H = 0,9 \times \left(2,13 \frac{MPa}{\text{connecteur}} \times 1 \times 1 \times 1 \right) \times 1 = 1,92 \frac{MPa}{\text{connecteur}}$$

Dans ce cas-ci, la résistance latérale est obtenue pour une charge appliquée parallèlement au fil du bois et à la longueur du connecteur (parallèlement aux dents). De plus, le coefficient de moment relatif au joint de talon est égal à 1,0 puisque ce connecteur ne se retrouve pas au talon de la ferme (enture dans un panneau).

Par ailleurs, la résistance latérale pondérée du connecteur sera influencée par la superficie d'ancrage des dents. L'aire nette utilisée est définie comme étant la couverture du connecteur à laquelle on soustrait les distances de rebord (6 mm) et d'extrémité (12 mm) ainsi que la tolérance de positionnement (6 mm) (**figure 110**).

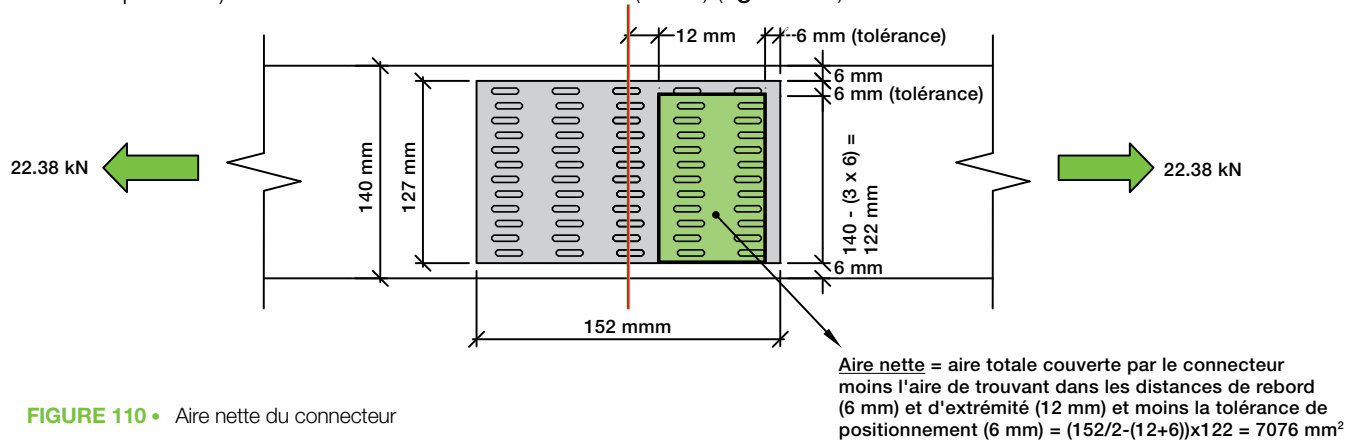


FIGURE 110 • Aire nette du connecteur

$$A_{\text{net}} = \left(\frac{152}{2} - 12 - 6 \right) \times (140 - 6 - 6 - 6) = 58 \times 122 = 7076 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow N_r = 3,83 \text{ MPa} \times A_{\text{net}} = 1,92 \frac{MPa}{\text{connecteur}} \times 7076 \text{ mm}^2 \times 2 \text{ connecteurs} = 27172 \text{ N} = 27,2 \text{ kN} (> T_f = 22,38 \text{ kN})$$

Résistance pondérée à la traction

$$T_r = \phi t_p = 0,6 \times 200 \frac{N}{\text{mm}} = 120 \frac{N}{\text{mm}}$$

Dans ce cas-ci, la résistance à la traction est effectuée sur la pleine largeur du connecteur, soit sur 127 mm de largeur.

$$\Rightarrow T_r = 120 \frac{N}{\text{mm}} \times 127 \text{ mm} \times 2 \text{ connecteurs} = 30480 \text{ N} = 30,5 \text{ kN} (> T_f = 22,38 \text{ kN})$$

11.7 Calcul d'un joint de talon

Connecteur métallique de 152 mm x 178 mm (Wave Plate de Structures Alpine / ITWBCG) sur chaque face de la membrure (**figure 111**)

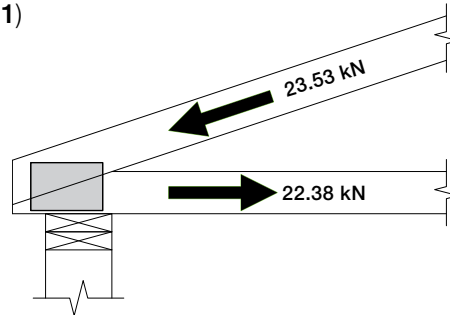


FIGURE 111 • Joint de talon

Les résistances des connecteurs Wave Plate peuvent être obtenues au lien suivant : http://www.nrc-cnrc.gc.ca/ccmc/registry/pdf/12802_e.pdf.

Résistance latérale pondérée des dents (ancrage):

$$N_r = \phi N_u J_H = \phi (n_u K_D K_{SF} K_T) J_H = 0,9 \times (n_u \times 1 \times 1 \times 1) \times 0,75$$

$$\Rightarrow N_{r-TC} = 0,9 \times \left(2,11 \frac{\text{MPa}}{\text{Connecteur}} \times 1 \times 1 \times 1 \right) \times 0,75 = 1,42 \frac{\text{MPa}}{\text{Connecteur}}$$

$$\Rightarrow N_{r-BC} = 0,9 \times \left(2,27 \frac{\text{MPa}}{\text{Connecteur}} \times 1 \times 1 \times 1 \right) \times 0,75 = 1,53 \frac{\text{MPa}}{\text{Connecteur}}$$

Dans ce cas-ci, la résistance latérale est obtenue pour une charge appliquée à angle (par rapport à la longueur du connecteur) pour la membrure supérieure et parallèlement au fil du bois et à la longueur du connecteur pour la membrure inférieure. Une interpolation linéaire des valeurs de résistance laté-

rale pour une pente de 4/12 (18,4°) nous donne une résistance n_u de 2,11 MPa (membrure supérieure) et de 2,27 MPa (membrure inférieure). De plus, le coefficient de moment relatif au joint de talon est égal à 0,75 puisque la pente est de 4/12 (18,4°).

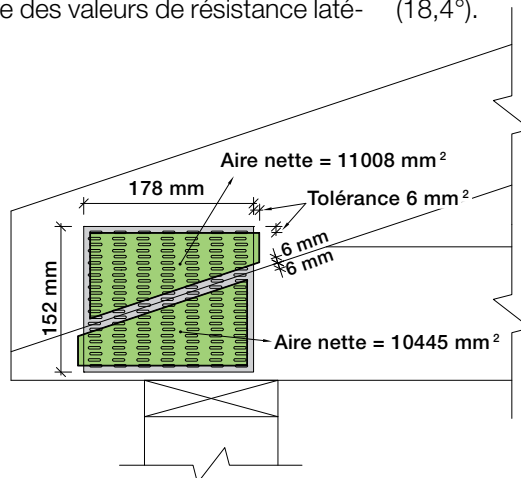


FIGURE 112 • Aire nette du connecteur de talon

$A_{\text{net-TC}} = 11\,008 \text{ mm}^2$ (valeur obtenue du logiciel)

$A_{\text{net-BC}} = 10\,445 \text{ mm}^2$ (valeur obtenue du logiciel)

$$\Rightarrow N_{\text{r-TC}} = 1,42 \text{ MPa} \times A_{\text{net}} = 1,42 \frac{\text{MPa}}{\text{connecteur}} \times 11\,008 \text{ mm}^2 \times 2 \text{ connecteurs}$$

$$= 31\,263 \text{ N} = \mathbf{31,3 \text{ kN}} (> \mathbf{P_f = 23,53 \text{ kN}})$$

$$\Rightarrow N_{\text{r-BC}} = 1,53 \text{ MPa} \times A_{\text{net}} = 1,53 \frac{\text{MPa}}{\text{connecteur}} \times 10\,445 \text{ mm}^2 \times 2 \text{ connecteurs}$$

$$= 31\,962 \text{ N} = \mathbf{32,0 \text{ kN}} (> \mathbf{T_f = 22,38 \text{ kN}})$$

Résistance pondérée au cisaillement (métal)

$$V_r = \phi v_p = 0,6 \times 121 \frac{\text{N}}{\text{mm}} = 72,6 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Dans ce cas-ci, la résistance au cisaillement est obtenue pour une charge appliquée à angle (par rapport à la longueur du connecteur). Une interpolation linéaire des valeurs de résistance au cisaillement pour une pente de 4/12 (18,4°) nous donne une résistance V_p de 121 N/mm (par connecteur). Par ailleurs, les connecteurs peuvent être sollicités en cisaillement de traction ou de compression. La **figure 113** illustre la différence entre les 2 concepts. Le cisaillement dans le connecteur

est de type «traction» lorsque les centroïdes des aires de connecteurs de part et d'autre du plan de cisaillement tendent à s'éloigner sous l'effet des forces dans les membrures. Le cisaillement dans le connecteur est de type «compression» lorsque les centroïdes des aires de connecteurs de part et d'autre du plan de cisaillement tendent à se rapprocher sous l'effet des forces dans les membrures. Dans le cas présent il s'agit d'un cisaillement de type «traction».

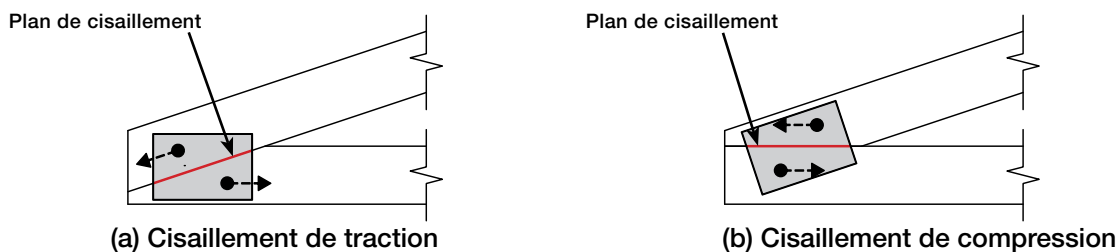


FIGURE 113 • Cisaillement de traction et de compression dans les connecteurs

$$\Rightarrow V_r = 72,6 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \times \frac{178 \text{ mm}}{\cos 18,4^\circ} \times 2 \text{ connecteurs} = 27\,238 \text{ N} = \mathbf{27,24 \text{ kN}} (> \mathbf{P_f = 23,53 \text{ kN}})$$

12 Fabricants

Il existe plusieurs de fabricants de fermes de toit en bois au Québec. Tous ces fabricants possèdent leur propre service technique, littérature et logiciels de conception. Le service technique offert par les divers fabricants va de l'assistance technique lors de la conception, plans techniques signés et scellés par un ingénieur, formation et bien d'autres. Contacter les fabricants afin d'obtenir de plus amples informations sur leur service.

Vous retrouvez la liste complète des fabricants membres de l'Association des fabricants de structures de bois (AQFSB) au lien suivant :

http://www.aqfsb.ca/rpt_fermes_poutrelles.htm

13 Références

AQCEN. (2009). *Manuels d'application des Eurocodes pour les structures bois - Règles et recommandations particulières applicables aux structures en charpentes industrialisées assemblées par connecteurs*. Accès à la Qualité, à la Certification, aux Essais et à la Normalisation.

ASTM. (2004). *Standard Specification for General Requirements for Steel Sheet, Metallic-Coated by the Hot-Dip Process (A924/A924M-04)*. West Conshohocken, PA, USA.

ASTM. (2008). *Standard Specification for Steel Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) or Zinc-Coated (Galvannealed) by the Hot-Dip Process (A653/A653M-08)*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.

ASTM. (2008b). *Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials (E119-08a)*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.

CCB. (2004). *Guide technique de la construction à ossature de bois*. Ottawa, Ont., Canada: Conseil canadien du bois.

CNRC. (1995). *Code national de construction des bâtiments agricoles - Canada 1995*. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.

CNRC. (1995). *Code national du bâtiment - Canada 1995*. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches Canada.

CNRC. (2005a). *Code national du bâtiment - Canada 2005 - Volume 1*. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.

CNRC. (2005b). *Code national du bâtiment - Canada 2005 - Volume 2*. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.

CNRC. (1998). *Guide de l'utilisateur - CNB 1995: Maisons et petits bâtiments (Partie 9)*. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.

CNRC. (2006). *Guide de l'utilisateur - CNB 2005: Commentaires sur le calcul des structures (partie 4 de la Division B)*. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.

CSA. (2004). *CAN/CSA S347-99: Method of Test for Evaluation of Truss Plates Used in Lumber Joint*. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association.

CSA. (2002). *CAN/CSA-O86-01: Engineering Design in Wood*. Mississauga, Ontario: CSA Standards.

LRQ. (2010). *Loi sur les ingénieurs (L.R.Q., chapitre I-9)*. Québec, Qc: Ministère de la justice du Québec.

NLGA. (2003). *Standard Grading Rules for Canadian Lumber*. New Westminster, BC, Canada: National Lumber Grades Authority.

TPIC. (2002). *Handling, Erection and Bracing of Wood Trusses*. Récupéré sur Truss Plate Institute of Canada: <http://www.tpic.ca/english/pdf/handling.pdf>

TPIC. (2007b). *TPIC Technical Bulletin #2 - Load Considerations when Designing Attic Frames*. Truss Plate Institute of Canada.

TPIC. (2007a). *Truss Design Procedures and Specifications for Light Metal Plate Connected Wood Trusses*. Truss Plate Institute of Canada.

ULC. (2007). *Méthodes d'essai normalisées de résistance au feu pour les bâtiments et les matériaux de construction (ULC S101)*. Toronto, Ontario: Underwriters's Laboratories of Canada.

Ressources naturelles
et Faune
Québec



Ressources naturelles
Canada

Natural Resources
Canada

Dépôt légal Bibliothèque nationale du Québec
Dépôt légal Bibliothèque nationale du Canada

Juillet 2012

cecobois

Centre d'expertise
sur la construction
commerciale en bois

www.cecobois.com