GROUPE CSA

CSA O86:19
Norme nationale du Canada

Règles de calcul des charpentes en bois

Conseil canadien des normes
Standards Council of Canada

Avis juridique concernant les normes

L'Association canadienne de normalisation (qui exerce ses activités sous le nom « Groupe CSA ») élabore des normes selon un processus consensuel approuvé par le Conseil canadien des normes. Ce processus rassemble des volontaires représentant différents intérêts et points de vue dans le but d'atteindre un consensus et d'élaborer une norme. Bien que le Groupe CSA assure l'administration de ce processus et détermine les règles qui favorisent l'équité dans la recherche du consensus, il ne met pas à l'essai, ni n'évalue ou vérifie de façon indépendante le contenu de ces normes.

Exclusion de responsabilité

Ce document est fourni sans assertion, garantie ni condition explicite ou implicite de quelque nature que ce soit, y compris, mais non de façon limitative, les garanties ou conditions implicites relatives à la qualité marchande, à l'adaptation à un usage particulier ainsi qu'à l'absence de violation des droits de propriété intellectuelle des tiers. Le Groupe CSA ne fournit aucune garantie relative à l'exactitude, à l'intégralité ou à la pertinence des renseignements contenus dans ce document. En outre, le Groupe CSA ne fait aucune assertion ni ne fournit aucune garantie quant à la conformité de ce document aux lois et aux règlements pertinents.

LE GROUPE CSA, SES VOLONTAIRES, SES MEMBRES, SES FILIALES OU SES SOCIÉTÉS AFFILIÉES DE MÊME QUE LEURS EMPLOYÉS, LEURS DIRIGEANTS ET LEURS ADMINISTRATEURS NE PEUVENT EN AUCUN CAS ÊTRE TENUS RESPONSABLES DE TOUTE BLESSURE, PERTE OU DÉPENSE OU DE TOUT PRÉJUDICE DIRECT, INDIRECT OU ACCESSOIRE, Y COMPRIS, MAIS NON DE FAÇON LIMITATIVE, TOUT PRÉJUDICE SPÉCIAL OU CONSÉCUTIF, TOUTE PERTE DE RECETTES OU DE CLIENTÈLE, TOUTE PERTE D'EXPLOITATION, TOUTE PERTE OU ALTÉRATION DE DONNÉES OU TOUT AUTRE PRÉJUDICE ÉCONOMIQUE OU COMMERCIAL, QU'IL SOIT FONDÉ SUR UN CONTRAT, UN DÉLIT CIVIL (Y COMPRIS LE DÉLIT DE NÉGLIGENCE) OU TOUT AUTRE ÉLÉMENT DE RESPONSABILITÉ TIRANT SON ORIGINE DE QUELQUE FAÇON QUE CE SOIT DE L'UTILISATION DE CE DOCUMENT ET CE, MÊME SI LE GROUPE CSA A ÉTÉ AVISÉ DE L'ÉVENTUALITÉ DE TELS PRÉJUDICES.

En publiant et en offrant ce document, le Groupe CSA n'entend pas fournir des services professionnels ou autres au nom de quelque personne ou entité que ce soit, ni remplir les engagements que de telles personnes ou entités auraient pris auprès de tiers. Les renseignements présentés dans ce document sont destinés aux utilisateurs qui possèdent le niveau d'expérience nécessaire pour utiliser et mettre en application ce contenu. Le Groupe CSA rejette toute responsabilité découlant de quelque façon que ce soit de toute utilisation des renseignements contenus dans ce document ou de toute confiance placée en ceux-ci.

Le Groupe CSA est un organisme privé sans but lucratif qui publie des normes volontaires et des documents connexes. Le Groupe CSA n'entend pas imposer la conformité au contenu des normes et des autres documents qu'elle publie et ne possède pas l'autorité nécessaire pour ce faire.

Propriété et droits de propriété intellectuelle

Tel que convenu entre le Groupe CSA et les utilisateurs de ce document (qu'il soit imprimé ou sur support électronique), le Groupe CSA est propriétaire ou titulaire de permis de toutes les marques de commerce (à moins d'indication contraire) et de tous les documents contenus dans ce document, ces derniers étant protégés par les lois visant les droits d'auteur. Le Groupe CSA est également propriétaire ou titulaire de permis de toutes les inventions et de tous les secrets commerciaux que pourrait contenir ce document, qu'ils soient ou non protégés par des brevets ou des demandes de brevet. Sans que soit limitée la portée générale du paragraphe, l'utilisation, la modification, la copie ou la divulgation non autorisée de ce document pourrait contrevenir aux lois visant la propriété intellectuelle du Groupe CSA ou d'autres parties et donner ainsi droit à l'organisme ou autre partie d'exercer ses recours légaux relativement à une telle utilisation, modification, copie ou divulgation. Dans la mesure prévue par le permis ou la loi, le Groupe CSA conserve tous les droits de propriété intellectuelle relatifs à ce document.

Droits de brevet

Veuillez noter qu'il est possible que certaines parties de cette norme soient visées par des droits de brevet. Le Groupe CSA ne peut être tenu responsable d'identifier tous les droits de brevet. Les utilisateurs de cette norme sont avisés que c'est à eux qu'il incombe de vérifier la validité de ces droits de brevet.

Utilisations autorisées de ce document

Ce document est fourni par le Groupe CSA à des fins informationnelles et non commerciales seulement. L'utilisateur de ce document n'est autorisé qu'à effectuer les actions décrites ci-dessous.

Si le document est présenté sur support électronique, l'utilisateur est autorisé à :

- télécharger ce document sur un ordinateur dans le seul but de le consulter ;
- consulter et parcourir ce document ;
- imprimer ce document si c'est une version PDF.

Un nombre limité d'exemplaires imprimés ou électroniques de ce document peuvent être distribués aux seules personnes autorisées par le Groupe CSA à posséder de tels exemplaires et uniquement si le présent avis juridique figure sur chacun d'eux.

De plus, les utilisateurs ne sont pas autorisés à effectuer, ou à permettre qu'on effectue, les actions suivantes :

- modifier ce document de quelque façon que ce soit ou retirer le présent avis juridique joint à ce document ;
- vendre ce document sans l'autorisation du Groupe CSA ;
- faire une copie électronique de ce document.

Si vous êtes en désaccord avec l'une ou l'autre des dispositions du présent avis juridique, vous n'êtes pas autorisé à télécharger ou à utiliser ce document, ni à en reproduire le contenu, auquel cas vous êtes tenu d'en détruire toutes les copies. En utilisant ce document, vous confirmez que vous acceptez les dispositions du présent avis juridique.

GROUPE CSA

Historique des modifications

CSA O86:19, Règles de calcul des charpentes en bois

Errata — Juin 2020	**Symbole indiquant les modifications (dans la marge)**
Préface Articles 2, 3.2, 5.4.5.1, 5.4.5.2, 6.4.5.1, 6.5.3.2.2, 6.5.3.2.4, 6.5.5.2.2, 6.5.5.2.5, 6.5.6.3.2, 6.5.7, 6.5.12.3.3, 7.5.6.4.4, 7.5.7.5.2, 7.5.8.2, 7.5.8.6, 7.5.12, 8.4.3.2, 8.4.5.3, 8.4.6, 8.4.7.3.1, 10.5.3, 10.5.4, 10.5.6, 10.6.3.1, 11.5.1, 11.5.5.3, 11.6.2.2, 11.6.2.4, 11.6.3.2, 11.6.3.3, 11.7.1.2, 11.7.2, 11.8.1, 12.4.4.2, 12.4.4.3.2, 12.4.4.3.3.1, 12.4.4.5, 12.4.4.6, 12.4.4.6.1, 12.4.4.7, 12.5.6, 12.6.5.1.2, 12.6.6.1, 12.8.4.2, 12.9.3.1, 12.9.3.2, 12.11.3.2, 12.11.4.3, 15.3.3.5.2, 15.3.3.6, 16.2.3.5, 16.3.3.2, A.6.5.5.3.5.3, A.6.5.5.3.5.4, A.6.5.5.3.5.5, A.8.5.2, A.8.5.3, A.11.7.1, A.12.7.3.3.1, A.16.2.3.1, B.3.7, B.4.2, B.4.3 et B.4.6 Tableaux 6.7, 6.18, 6.19, 7.5, 12.4, 12.16, 12.18, 12.22, A.1, A.2, A.6 et B.2 Figures 10.2, 10.3 et A.4	Δ

Service de mise à jour des normes

CSA O86:19
Juin 2020

Titre : *Règles de calcul des charpentes en bois*

Vous devez vous inscrire pour recevoir les avis transmis par courriel au sujet des mises à jour apportées à ce document :

- allez au **store.csagroup.org**
- cliquez sur **Service de mises à jour**

Le **numéro d'identification** dont vous avez besoin pour vous inscrire pour les mises à jour apportées à ce document est le **2426995**.

Si vous avez besoin d'aide, veuillez nous contacter par courriel au **techsupport@csagroup.org** ou par téléphone au 416-747-2233.

Consultez la politique du Groupe CSA en matière de confidentialité au **www.csagroup.org/legal** pour savoir comment nous protégeons vos renseignements personnels.

L'Association canadienne de normalisation (qui exerce ses activités sous le nom «Groupe CSA»), sous les auspices de laquelle cette Norme nationale a été préparée, a reçu ses lettres patentes en 1919 et son accréditation au sein du Système de Normes nationales par le Conseil canadien des normes en 1973. Association d'affiliation libre, sans but lucratif ni pouvoir de réglementation, le Groupe CSA se consacre à l'élaboration de normes et à la certification.

Les normes du Groupe CSA reflètent le consensus de producteurs et d'usagers de partout au pays, au nombre desquels se trouvent des fabricants, des consommateurs, des détaillants et des représentants de syndicats, de corps professionnels et d'agences gouvernementales. L'utilisation des normes du Groupe CSA est très répandue dans l'industrie et le commerce, et leur adoption à divers ordres de législation, tant municipal et provincial que fédéral, est chose courante, particulièrement dans les domaines de la santé, de la sécurité, du bâtiment, de la construction et de l'environnement.

Les Canadiens d'un bout à l'autre du pays témoignent de leur appui au travail de normalisation mené par le Groupe CSA en participant bénévolement aux travaux des comités du Groupe CSA et en appuyant ses objectifs par leurs cotisations de membres de soutien. Les quelque 7000 volontaires faisant partie des comités et les 2000 membres de soutien constituent l'ensemble des membres du Groupe CSA parmi lesquels ses administrateurs sont choisis. Les cotisations des membres de soutien représentent une source importante de revenu pour les services de soutien à la normalisation volontaire.

Le Groupe CSA offre des services de certification et de mise à l'essai qui appuient et complètent ses activités dans le domaine de l'élaboration de normes. De manière à assurer l'intégrité de son processus de certification, le Groupe CSA procède de façon régulière et continue à l'examen et à l'inspection des produits portant la marque du Groupe CSA.

Outre son siège social et ses laboratoires à Toronto, le Groupe CSA possède des bureaux régionaux dans des centres vitaux partout au Canada, de même que des agences d'inspection et d'essai dans huit pays. Depuis 1919, le Groupe CSA a parfait les connaissances techniques qui lui permettent de remplir sa mission d'entreprise, à savoir le Groupe CSA est un organisme de services indépendant dont la mission est d'offrir une tribune libre et efficace pour la réalisation d'activités facilitant l'échange de biens et de services par l'intermédiaire de services de normalisation, de certification et autres, pour répondre aux besoins de nos clients, tant à l'échelle nationale qu'internationale.

Pour plus de renseignements sur les services du Groupe CSA, s'adresser au
Groupe CSA
178 Rexdale Boulevard
Toronto (Ontario) M9W 1R3
Canada

Une Norme nationale du Canada est une norme qui a été élaborée par un organisme d'élaboration de normes (OEN) titulaire de l'accréditation du Conseil canadien des normes (CCN) conformément aux exigences et lignes directrices du CCN. On trouvera des renseignements supplémentaires sur les Normes nationales du Canada à l'adresse : www.ccn.ca.

Le CCN est une société d'État qui fait partie du portefeuille d'Innovation, Sciences et Développement économique Canada (ISDE). Dans le but d'améliorer la compétitivité économique du Canada et le bien-être collectif de la population canadienne, l'organisme dirige et facilite l'élaboration et l'utilisation des normes nationales et internationales. Le CCN coordonne aussi la participation du Canada à l'élaboration des normes et définit des stratégies pour promouvoir les efforts de normalisation canadiens.

En outre, il fournit des services d'accréditation à différents clients, parmi lesquels des organismes de certification de produits, des laboratoires d'essais et des organismes d'élaboration de normes. On trouvera la liste des programmes du CCN et des organismes titulaires de son accréditation à l'adresse : www.ccn.ca.

Conseil canadien des normes
55, rue Metcalfe, bureau 600
Ottawa (Ontario) K1P 6L5
Canada

GROUPE CSA

Conseil canadien des normes
Standards Council of Canada

This National Standard of Canada is available in both French and English.

Bien que le but premier visé par cette norme soit énoncé sous sa rubrique Domaine d'application, il est important de retenir qu'il incombe à l'utilisateur de juger si la norme convient à ses besoins particuliers.

®*Une marque de commerce de l'Association canadienne de normalisation, qui exerce ses activités sous le nom «Groupe CSA».*

Norme nationale du Canada

CSA O86:19
Règles de calcul des charpentes en bois

®Une marque de commerce de
l'Association canadienne de normalisation,
qui exerce ses activités sous le nom « Groupe CSA »

Édition française publiée en juin 2020 par Groupe CSA,
un organisme sans but lucratif du secteur privé.
178 Rexdale Boulevard, Toronto (Ontario) Canada M9W 1R3

*Pour acheter des normes et autres publications, allez au **store.csagroup.org***
ou composez le 1-800-463-6727 ou le 416-747-4044.

ICS 91.080.20
ISBN 978-1-4883-2536-6

© 2020 Association canadienne de normalisation
Tous droits réservés. Aucune partie de cette publication ne peut être reproduite par quelque moyen que ce soit sans la permission préalable de l'éditeur.

Table des matières

Comité technique sur les règles de calcul des charpentes en bois *9*

Sous-comité sur le calcul général *12*

Sous-comité sur l'évaluation des matériaux *14*

Sous-comité sur le calcul des structures *16*

Sous-comité sur les assemblages *19*

Préface *21*

1 Domaine d'application *23*
1.1 Généralités *23*
1.2 Exclusions *23*
1.3 Méthode de calcul *23*
1.4 Terminologie *23*
1.5 Unités *24*

2 Ouvrages de référence *24*

3 Définitions, symboles, espacements et dimensions *28*
3.1 Définitions *28*
3.2 Symboles *35*
3.3 Espacements et dimensions *38*

4 Objectif et exigences des calculs *38*
4.1 Objectif *38*
4.2 États limites *38*
4.3 Exigences de calcul *39*
4.3.1 Aptitude de la charpente à l'emploi *39*
4.3.2 Méthodes nouvelles ou spéciales de calcul et de construction *39*
4.3.3 Intégrité structurale *39*
4.3.4 Hypothèses de calcul *39*
4.3.5 Qualité du travail *39*
4.3.6 Plans *39*

5 Conception générale *40*
5.1 Calculs aux états limites *40*
5.1.1 Méthode d'analyse *40*
5.1.2 États limites ultimes *40*
5.1.3 États limites de tenue en service *40*
5.1.4 Coefficients de résistance *40*
5.2 Charges *40*
5.2.1 Charges appliquées sur les bâtiments *40*
5.2.2 Charges appliquées sur d'autres charpentes *41*
5.2.3 Charges spécifiées *41*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

5.2.4 Combinaisons de charges *41*
5.3 Conditions et coefficients influant sur la résistance *41*
5.3.1 Généralités *41*
5.3.2 Coefficient de durée d'application de la charge, K_D *41*
5.3.3 Coefficient de conditions d'utilisation, K_S *43*
5.3.4 Coefficient de traitement de préservation et d'ignifugation, K_T *43*
5.3.5 Coefficient de système, K_H *43*
5.3.6 Coefficient de dimensions, K_Z *44*
5.3.7 Coefficient de stabilité latérale, K_L *44*
5.3.8 Réduction de la section transversale *44*
5.4 Exigences relatives à la tenue en service *44*
5.4.1 Module d'élasticité *44*
5.4.2 Flèche élastique *44*
5.4.3 Déformation permanente *44*
5.4.4 Accumulation d'eau *45*
5.4.5 Vibration *45*
5.4.6 Mouvements du bâtiment attribuables aux changements de la teneur en d'humidité *45*
5.5 Effort de contreventement latéral sur les membrures d'âme en compression des fermes de toit en bois *46*
5.6 Résistance au feu *46*

6 Bois de sciage *46*
6.1 Domaine d'application *46*
6.2 Matériaux *46*
6.2.1 Identification du bois *46*
6.2.2 Classes et catégories de bois d'œuvre *47*
6.2.3 Bois abouté à entures multiples et collé sur face *48*
6.2.4 Bois retransformé *49*
6.2.5 Classes mixtes *49*
6.3 Résistances prévues et modules d'élasticité *49*
6.3.1 Bois de charpente classé visuellement *49*
6.3.2 Bois de charpente classé mécaniquement par résistance et bois de charpente évalué par machine *50*
6.4 Coefficients de correction *59*
6.4.1 Coefficient de durée d'application de la charge, K_D *59*
6.4.2 Coefficient de conditions d'utilisation, K_S *60*
6.4.3 Coefficient de traitement, K_T *60*
6.4.4 Coefficient de système, K_H *60*
6.4.5 Coefficient de dimensions, K_Z *61*
6.5 Calcul des résistances *64*
6.5.1 Généralités *64*
6.5.2 Dimensions *64*
6.5.3 Résistance au moment de flexion *64*
6.5.4 Résistance au cisaillement *65*
6.5.5 Résistance à la compression parallèle au fil *68*
6.5.6 Résistance à la compression perpendiculaire au fil *71*
6.5.7 Résistance à la compression oblique par rapport au fil *73*
6.5.8 Résistance à la traction parallèle au fil *74*
6.5.9 Résistance à la flexion et à la charge axiale combinées *74*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

6.5.10 Platelage *75*
6.5.11 Fondations permanentes en bois *76*
6.5.12 Applications propres aux fermes *77*
6.6 États limites de tenue en service *79*

7 Bois lamellé-collé *79*
7.1 Domaine d'application *79*
7.2 Matériaux *79*
7.2.1 Classes de contraintes *79*
7.2.2 Classes d'aspect *80*
7.3 Résistances prévues et modules d'élasticité *80*
7.4 Coefficients de correction *82*
7.4.1 Coefficient de durée d'application de la charge, K_D *82*
7.4.2 Coefficient de conditions d'utilisation, K_S *82*
7.4.3 Coefficient de traitement, K_T *82*
7.4.4 Coefficient de système, K_H *82*
7.5 Calcul des résistances *83*
7.5.1 Domaine d'application *83*
7.5.2 Orientation *83*
7.5.3 Poutres en bois lamellé-collé à lamelles verticales *83*
7.5.4 Section nette *83*
7.5.5 Dimensions *83*
7.5.6 Résistance au moment de flexion *84*
7.5.7 Résistance au cisaillement *91*
7.5.8 Résistance à la compression parallèle au fil *97*
7.5.9 Résistance à la compression perpendiculaire au fil (appui) *98*
7.5.10 Résistance à la compression oblique par rapport au fil *99*
7.5.11 Résistance à la traction parallèle au fil *100*
7.5.12 Résistance à la flexion et à la charge axiale combinées *100*
7.6 États limites de tenue en service *101*

8 Bois lamellé-croisé *101*
8.1 Domaine d'application *101*
8.2 Matériaux *101*
8.2.1 Généralités *101*
8.2.2 Compositions du bois lamellé-croisé *101*
8.2.3 Classes primaires du bois lamellé-croisé *101*
8.2.4 Résistances prévues et modules d'élasticité des lamelles *102*
8.2.5 Classes d'aspect *104*
8.3 Coefficients de correction *104*
8.3.1 Coefficient de durée d'application de la charge, K_D *104*
8.3.2 Coefficients de conditions d'utilisation, K_S *104*
8.3.3 Coefficient de traitement, K_T *104*
8.3.4 Coefficient de système, K_H *104*
8.4 Calcul des résistances *104*
8.4.1 Domaine d'application *104*
8.4.2 Dimensions *105*
8.4.3 Résistance au moment de flexion à plat *105*
8.4.4 Résistance au cisaillement à plat *108*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

8.4.5 Résistance à la compression sous charge axiale *108*
8.4.6 Résistance à la flexion et à la compression axiale combinées *110*
8.4.7 Résistance à la compression perpendiculaire à la face du panneau (appui) *110*
8.4.8 Résistance à la compression oblique par rapport à la face d'un panneau *111*
8.5 États limites de tenue en service *111*
8.5.1 Généralités *111*
8.5.2 Flèche des panneaux en bois lamellé-croisé *111*
8.5.3 Tenue aux vibrations des planchers faits de bois lamellé-croisé *112*

9 Panneaux structuraux *112*
9.1 Domaine d'application *112*
9.2 Matériaux *112*
9.2.1 Contreplaqué *112*
9.2.2 OSB *112*
9.2.3 Adhésifs pour joints transmetteurs de contraintes *112*
9.3 Résistances prévues *112*
9.3.1 Contreplaqué *112*
9.3.2 OSB *112*
9.4 Coefficients de correction *124*
9.4.1 Coefficient de durée d'application de la charge, K_D *124*
9.4.2 Coefficient de conditions d'utilisation, K_S *125*
9.4.3 Coefficient de traitement, K_T *125*
9.4.4 Coefficient de correction pour joints, X_J *125*
9.4.5 Coefficient d'utilisation, K_F, pour les fondations permanentes en bois *128*
9.5 Calcul des résistances *128*
9.5.1 Orientation des contraintes *128*
9.5.2 Flexion à plat *128*
9.5.3 Flexion sur le chant *128*
9.5.4 Cisaillement dans le plan des plis *128*
9.5.5 Cisaillement en épaisseur d'un panneau structural *129*
9.5.6 Compression parallèle à la rive d'un panneau *130*
9.5.7 Traction parallèle à la rive d'un panneau *130*
9.5.8 Résistance à la compression d'appui (perpendiculaire à la face extérieure) *130*

10 Éléments de charpente composites *131*
10.1 Domaine d'application *131*
10.2 Matériaux *131*
10.2.1 Généralités *131*
10.2.2 Adhésifs pour éléments de charpente *131*
10.3 Exigences relatives aux joints transmetteurs de contraintes *131*
10.3.1 Types de joints transmetteurs de contraintes *131*
10.3.2 Adhésifs pour joints transmetteurs de contraintes *131*
10.3.3 Joints en biseau *131*
10.3.4 Joints d'about *131*
10.4 Coefficient de correction pour joints, X_J *132*
10.4.1 Exigences d'assemblage *132*
10.4.2 Joints en biseau *132*
10.4.3 Joints d'about *132*
10.5 Poutres à âme(s) en contreplaqué et en panneaux OSB *132*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

10.5.1 Généralités *132*
10.5.2 Rigidité effective *133*
10.5.3 Résistance au moment de flexion *133*
10.5.4 Cisaillement en épaisseur de l'âme *134*
10.5.5 Cisaillement semelle-âme *135*
10.5.6 Calcul de la flèche *135*
10.5.7 Stabilité latérale des poutres à âmes en panneaux *138*
10.5.8 Raidisseurs *138*
10.5.9 Stabilisateurs d'âme *138*
10.6 Panneaux à revêtement travaillant *139*
10.6.1 Généralités *139*
10.6.2 Rigidité effective *139*
10.6.3 Résistance au moment de flexion *139*

11 Structures résistantes aux charges latérales *142*
11.1 Domaine d'application *142*
11.2 Matériaux *142*
11.2.1 Généralités *142*
11.2.2 Matériaux supplémentaires *142*
11.3 Calcul des murs de refend et des diaphragmes à ossature légère *143*
11.3.1 Généralités *143*
11.3.2 Murs de refend et diaphragmes constitués de panneaux structuraux en bois *143*
11.3.3 Murs de refend revêtus de plaques de plâtre *145*
11.3.4 Murs de refend et diaphragmes à revêtement en bois d'œuvre en diagonale *146*
11.4 Considérations relatives au calcul des murs de refend à ossature légère *147*
11.4.1 Murs de refend avec ouvertures *147*
11.4.2 Murs de refend faits de matériaux différents *147*
11.4.3 Murs de refend avec revêtement multicouches *147*
11.4.4 Retenue contre le renversement *148*
11.4.5 Ancrage du mur de refend *149*
11.4.6 Ancrage aux murs de béton ou de maçonnerie *150*
11.5 Coefficients de correction de résistance pour les murs de refend et les diaphragmes à ossature légère *150*
11.5.1 Coefficient d'espacement des attaches, J_s *150*
11.5.2 Coefficient de files d'attaches pour les diaphragmes, J_f *150*
11.5.3 Coefficient pour les diaphragmes sans entremise, J_{ud} *151*
11.5.4 Coefficient pour murs de refend sans entremise, J_{us} *152*
11.5.5 Coefficient relatif à l'effet des ancrages de retenue pour les segments de mur de refend, J_{hd} *153*
11.6 Résistance des murs de refend et des diaphragmes à ossature légère *156*
11.6.1 Généralités *156*
11.6.2 Résistance au cisaillement des murs de refend *157*
11.7 Flèche des murs de refend et des diaphragmes à ossature légère *163*
11.7.1 Flèche des murs de refend *163*
11.7.2 Flèche des diaphragmes *164*
11.8 Considérations relatives au calcul parasismique des murs de refend et des diaphragmes à ossature légère *164*
11.8.1 Généralités *164*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

11.8.2 Ancrages de retenue et assemblages de transfert du cisaillement dans les murs de refend *165*
11.8.3 Surcapacité des systèmes à ossature légère en bois résistant aux forces sismiques (SRFS) *165*
11.8.4 Diaphragmes à ossature légère supportés par des murs de refend à ossature légère *166*
11.8.5 Diaphragmes à ossature légère dans les bâtiments dotés de SRFS autres que des murs de refend à ossature légère *166*
11.8.6 Calcul des éléments de transfert des charges *167*
11.8.7 Ouvrages construits dans les zones de faible activité sismique *167*
11.8.8 Exigences relatives aux murs de refend revêtus de plaques de plâtre *167*
11.8.9 Murs porteurs construits exclusivement de plaques de plâtre *168*
11.9 Calcul des murs de refend et des diaphragmes en bois lamellé-croisé *168*
11.9.1 Domaine d'application *168*
11.9.2 Calcul de la résistance *168*
11.9.3 Considérations relatives au calcul parasismique des constructions en bois lamellé-croisé *169*
11.9.4 Éléments ne faisant pas partie d'un SRFS *172*

12 Assemblages *173*
12.1 Domaine d'application *173*
12.2 Exigences générales *173*
12.2.1 Assemblages de tout type *173*
12.2.2 Anneaux fendus, disques de cisaillement, boulons, goujons et tire-fond *175*
12.3 Anneaux fendus et disques de cisaillement *183*
12.3.1 Généralités *183*
12.3.2 Coefficients de conditions d'utilisation, K_{SF} *185*
12.3.3 Coefficients relatifs à la configuration, J_C *185*
12.3.4 Coefficient d'épaisseur, J_T *190*
12.3.5 Connecteurs avec tire-fond *191*
12.3.6 Résistance latérale *192*
12.4 Boulons et goujons *194*
12.4.1 Généralités *194*
12.4.2 Matériaux *194*
12.4.3 Disposition des boulons et des goujons dans les assemblages *195*
12.4.4 Résistance latérale *199*
12.4.5 Résistance axiale *207*
12.4.6 Résistance latérale-axiale combinée *207*
12.5 Goujons forcés *207*
12.5.1 Généralités *207*
12.5.2 Avant-trous *207*
12.5.3 Pointes des goujons forcés *207*
12.5.4 Traction axiale *207*
12.5.5 Dimenions et disposition des goujons forcés dans les assemblages *208*
12.5.6 Résistance latérale *208*
12.6 Tire-fond *209*
12.6.1 Généralités *209*
12.6.2 Disposition des tire-fond dans les assemblages *210*
12.6.3 Profondeur de pénétration des tire-fond *212*
12.6.4 Éléments latéraux *213*
12.6.5 Résistance latérale *213*
12.6.6 Résistance à l'arrachement *216*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

12.7 Rivets pour bois *216*
12.7.1 Généralités *216*
12.7.2 Disposition des rivets pour bois dans les assemblages *218*
12.7.3 Résistance latérale *221*
12.7.4 Résistance à l'arrachement *223*
12.8 Connecteurs métalliques *246*
12.8.1 Généralités *246*
12.8.2 Calcul *247*
12.8.3 Résistance pondérée des connecteurs métalliques *250*
12.8.4 Résistance latérale au glissement *252*
12.9 Clous et pointes *253*
12.9.1 Généralités *253*
12.9.2 Configuration des assemblages *253*
12.9.3 Résistance latérale *256*
12.9.4 Résistance à l'arrachement *259*
12.10 Étriers à solives *260*
12.10.1 Généralités *260*
12.10.2 Calcul *261*
12.11 Vis à bois *261*
12.11.1 Généralités *261*
12.11.2 Configuration des assemblages *262*
12.11.3 Résistance latérale *263*
12.11.4 Résistance à l'arrachement *265*

13 Ouvrages en pilots de bois *266*
13.1 Domaine d'application *266*
13.2 Matériaux *267*
13.2.1 Traitement de préservation *267*
13.2.2 Pilots non traités *267*
13.3 Résistances prévues et modules d'élasticité *267*
13.4 Coefficients de correction *267*
13.5 Calcul des résistances *267*
13.5.1 Généralités *267*
13.5.2 Pilots servant d'éléments en compression *267*
13.5.3 Longueur effective *267*
13.5.4 Partie enfouie *268*
13.5.5 Partie non enfouie *268*

14 Ouvrages en poteaux *270*
14.1 Domaine d'application *270*
14.1.1 Poteaux ronds *270*
14.1.2 Bois de sciage *270*
14.2 Matériaux *270*
14.2.1 Traitement de préservation *270*
14.2.2 Poteaux courts *270*
14.3 Résistances prévues *270*
14.4 Coefficients de correction *270*
14.5 Calcul des résistances *270*
14.5.1 Généralités *270*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

14.5.2 Poteaux servant d'éléments en compression *271*
14.5.3 Poteaux en flexion *271*

15 Produits propriétaires en bois de charpente — Calcul *271*
15.1 Domaine d'application *271*
15.2 Solives en I préfabriquées en bois *272*
15.2.1 Généralités *272*
15.2.2 Coefficients de correction *272*
15.2.3 Calcul des résistances *272*
15.2.4 États limites de tenue en service *274*
15.2.5 Assemblages pour solives en I préfabriquées en bois *274*
15.3 Bois de charpente composite *274*
15.3.1 Généralités *274*
15.3.2 Coefficients de correction *275*
15.3.3 Calcul des résistances *275*
15.3.4 États limites de tenue en service *279*
15.3.5 Assemblages pour le bois de charpente composite *279*

16 Produits propriétaires en bois de charpente — Matériaux et évaluation *280*
16.1 Domaine d'application *280*
16.2 Solives en I préfabriquées en bois *280*
16.2.1 Généralités *280*
16.2.2 Matériaux *280*
16.2.3 Résistances, capacités et modules d'élasticité prévus *281*
16.2.4 Résistances corrigées *285*
16.2.5 États limites de tenue en service *287*
16.3 Bois de charpente composite *288*
16.3.1 Généralités *288*
16.3.2 Adhésifs et liants *288*
16.3.3 Résistances prévues et module d'élasticité *288*
16.3.4 Coefficients de correction *289*
16.3.5 États limites de tenue en service *290*
16.3.6 Assemblages pour le bois de charpente composite *290*
16.4 Connecteurs métalliques *291*
16.4.1 Généralités *291*
16.4.2 Limites de résistance des connecteurs métalliques *291*
16.4.3 Résistance latérale au glissement *292*
16.5 Étriers à solives *293*
16.5.1 Généralités *293*
16.5.2 Essais *293*
16.5.3 Résistance ultime des étriers à solives *293*
16.5.4 Charge ultime corrigée des étriers à solives *294*

Annexe A (informative) — Renseignements supplémentaires et autres méthodes *295*
Annexe B (informative) — Résistance au feu des éléments en bois de grande section transversale *344*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Comité technique sur les règles de calcul des charpentes en bois

S. J. Boyd	Quaile Engineering Ltd. Newmarket (Ontario) Canada *Catégorie : intérêts des utilisateurs*	*président*
G. Doudak	Université d'Ottawa Ottawa (Ontario) Canada *Catégorie : autorité de réglementation/intérêts divers*	*vice-président*
R. J. Jonkman	Conseil canadien du bois Ottawa (Ontario) Canada *Catégorie : producteurs*	*secrétaire*
D. Bowick	Blackwell Structural Engineers Toronto (Ontario) Canada *Catégorie : intérêts des utilisateurs*	
B. D. Bunting	Simpson Strong-Tie Canada Ltd. Brampton (Ontario) Canada *Catégorie : producteurs*	
Y. H. Chui	University of Alberta Edmonton (Alberta) Canada *Catégorie : autorité de réglementation/intérêts divers*	
S. T. Craft	CHM Fire Consultants Ltd. Ottawa (Ontario) Canada *Catégorie : intérêts des utilisateurs*	
K. J. Dick	Building Alternatives Inc. Anola (Manitoba) Canada *Catégorie : intérêts des utilisateurs*	
B. Di Lenardo	Centre canadien de matériaux de construction Ottawa (Ontario) Canada *Catégorie : autorité de réglementation/intérêts divers*	
G. A. Epp	StructureCraft Builders Delta (Colombie-Britannique) Canada *Catégorie : producteurs*	

© 2020 Association canadienne de normalisation

J. Estok	Elema experts-conseils Montréal (Québec) Canada *Catégorie : intérêts des utilisateurs*
P. Jaehrlich	Jaehrlich Engineering Inc. Surrey (Colombie-Britannique) Canada *Catégorie : producteurs*
M. J. Janotta	City of Barrie Barrie (Ontario) Canada *Catégorie : autorité de réglementation/intérêts divers*
R. Kok	Brockport Homes Systems Ltd. Toronto (Ontario) Canada *Catégorie : producteurs*
F. Lam	University of British Columbia Vancouver (Colombie-Britannique) Canada *Catégorie : autorité de réglementation/intérêts divers*
T. V. Leung	Thomas Leung Structural Engineering Vancouver (Colombie-Britannique) Canada *Catégorie : intérêts des utilisateurs*
R. Malczyk	Equilibrium Consulting Inc. Vancouver (Colombie-Britannique) Canada *Catégorie : intérêts des utilisateurs*
G. Newfield	Read Jones Christoffersen Limited Vancouver (Colombie-Britannique) Canada *Catégorie : intérêts des utilisateurs*
L. P. Poirier	Nordic Structures Montréal (Québec) Canada *Catégorie : producteurs*
M. Popovski	FPInnovations Vancouver (Colombie-Britannique) Canada *Catégorie : autorité de réglementation/intérêts divers*
P. Quenneville	The University of Auckland Auckland, Nouvelle-Zélande *Catégorie : autorité de réglementation/intérêts divers*

© 2020 Association canadienne de normalisation

A. Salenikovich	Université Laval Québec (Québec) Canada *Catégorie : autorité de réglementation/intérêts divers*	
T. Tannert	University of Northern British Columbia Prince George (Colombie-Britannique) Canada *Catégorie : autorité de réglementation/intérêts divers*	
B. Yeh	APA The Engineered Wood Association Tacoma, Washington, É.-U. *Catégorie : producteurs*	
K. Crew	Groupe CSA Toronto (Ontario) Canada	*chargé de projet*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Sous-comité sur le calcul général

L. P. Poirier	Nordic Structures Montréal (Québec) Canada	*président*
S. J. Boyd	Quaile Engineering Ltd. Newmarket (Ontario) Canada	
R. Desjardins	RWD Conseils Saint-Augustin-de-Desmaures (Québec) Canada	
B. Di Lenardo	Centre canadien de matériaux de construction Ottawa (Ontario) Canada	
G. A. Epp	StructureCraft Builders Delta (Colombie-Britannique) Canada	
J. Estok	Elema experts-conseils Montréal (Québec) Canada	
J. Frappier	Nordic Engineered Wood Montréal (Québec) Canada	
B. Gafner	Aspect Structural Engineers Vancouver (Colombie-Britannique) Canada	
M. J. Janotta	City of Barrie Barrie (Ontario) Canada	
R. J. Jonkman	Conseil canadien du bois Ottawa (Ontario) Canada	
R. Kok	Brockport Homes Systems Ltd. Toronto (Ontario) Canada	
K. Koo	KCG & Associates Richmond Hill (Ontario) Canada	

© 2020 Association canadienne de normalisation

C. Lum FPInnovations
Vancouver (Colombie-Britannique) Canada

K. Crew Groupe CSA *chargé de projet*
Toronto (Ontario) Canada

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Sous-comité sur l'évaluation des matériaux

Y. H. Chui	University of Alberta Edmonton (Alberta) Canada	*président*
D. W. Cheney	Boise Cascade Inc. Boise, Idaho, É.-U.	
S. T. Craft	CHM Fire Consultants Ltd. Ottawa (Ontario) Canada	
C. Dagenais	FPInnovations Québec (Québec) Canada	
R. Desjardins	RWD Conseils Saint-Augustin-de-Desmaures (Québec) Canada	
K. J. Dick	Building Alternatives Inc. Anola (Manitoba) Canada	
B. Di Lenardo	Centre canadien de matériaux de construction Ottawa (Ontario) Canada	
G. A. Epp	StructureCraft Builders Delta (Colombie-Britannique) Canada	
J. Estok	Elema experts-conseils Montréal (Québec) Canada	
J. Frappier	Nordic Engineered Wood Montréal (Québec) Canada	
H. Griffin	Conseil canadien du bois Ottawa (Ontario) Canada	
P. Jaehrlich	Jaehrlich Engineering Inc. Surrey (Colombie-Britannique) Canada	
M. J. Janotta	City of Barrie Barrie (Ontario) Canada	

© 2020 Association canadienne de normalisation

R. Kok	Brockport Homes Systems Ltd. Toronto (Ontario) Canada	
D. Lavoie	Boise Cascade Inc. St-Jacques (Nouveau-Brunswick) Canada	
C. Lum	FPInnovations Vancouver (Colombie-Britannique) Canada	
J. Neels	National Lumber Grades Authority (NLGA) Vancouver (Colombie-Britannique) Canada	
T. Tsuda	Weyerhaeuser Boise, Idaho, É.-U.	
J. B. Wang	Conseil national de recherches Canada Ottawa (Ontario) Canada	
B. Yeh	APA The Engineered Wood Association Tacoma, Washington, É.-U.	
K. Crew	Groupe CSA Toronto (Ontario) Canada	*chargé de projet*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Sous-comité sur le calcul des structures

G. Doudak	Université d'Ottawa Ottawa (Ontario) Canada	*président*
D. Bowick	Blackwell Structural Engineers Toronto (Ontario) Canada	
B. D. Bunting	Simpson Strong-Tie Canada Ltd. Brampton (Ontario) Canada	
D. W. Cheney	Boise Cascade Inc. Boise, Idaho, É.-U.	
Y. H. Chui	University of Alberta Edmonton (Alberta) Canada	
K. J. Dick	Building Alternatives Inc. Anola (Manitoba) Canada	
P. Geers	Western Archrib Ltd. Edmonton (Alberta) Canada	
H. Hong	University of Western Ontario London (Ontario) Canada	
P. Jaehrlich	Jaehrlich Engineering Inc. Surrey (Colombie-Britannique) Canada	
F. Lam	University of British Columbia Vancouver (Colombie-Britannique) Canada	
D. Lavoie	Boise Cascade Inc. St-Jacques (Nouveau-Brunswick) Canada	
T. V. Leung	Thomas Leung Structural Engineering Vancouver (Colombie-Britannique) Canada	
R. Malczyk	Equilibrium Consulting Inc. Vancouver (Colombie-Britannique) Canada	

© 2020 Association canadienne de normalisation

M. Mohammad	Ressources naturelles Canada Ottawa (Ontario) Canada
D. Moses	Moses Structural Engineers Inc. Toronto (Ontario) Canada
G. Newfield	Read Jones Christoffersen Limited Vancouver (Colombie-Britannique) Canada
C. Ni	FPInnovations Vancouver (Colombie-Britannique) Canada
M. Oberholzer	Katerra Spokane, Washington, É.-U.
M. Popovski	FPInnovations Vancouver (Colombie-Britannique) Canada
P. Quenneville	The University of Auckland Auckland, Nouvelle-Zélande
A. Salenikovich	Université Laval Québec (Québec) Canada
T. Tannert	University of Northern British Columbia Prince George (Colombie-Britannique) Canada
S. Tesfamariam	University of British Columbia Kelowna (Colombie-Britannique) Canada
T. Tsuda	Weyerhaeuser Boise, Idaho, É.-U.
J. B. Wang	Conseil national de recherches Canada Ottawa (Ontario) Canada
C. C. Williams	Timber Systems Limited Markham (Ontario) Canada

© 2020 Association canadienne de normalisation

B. Yeh APA The Engineered Wood Association
Tacoma, Washington, É.-U.

K. Crew Groupe CSA *chargé de projet*
Toronto (Ontario) Canada

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Sous-comité sur les assemblages

A. Salenikovich	Université Laval Québec (Québec) Canada	*président*
D. Bowick	Blackwell Structural Engineers Toronto (Ontario) Canada	
S. J. Boyd	Quaile Engineering Ltd. Newmarket (Ontario) Canada	
B. D. Bunting	Simpson Strong-Tie Canada Ltd. Brampton (Ontario) Canada	
G. Doudak	Université d'Ottawa Ottawa (Ontario) Canada	
B. Gafner	Aspect Structural Engineers Vancouver (Colombie-Britannique) Canada	
P. Geers	Western Archrib Ltd. Edmonton (Alberta) Canada	
H. Hong	University of Western Ontario London (Ontario) Canada	
R. J. Jonkman	Conseil canadien du bois Ottawa (Ontario) Canada	
K. Koo	KCG & Associates Richmond Hill (Ontario) Canada	
F. Lam	University of British Columbia Vancouver (Colombie-Britannique) Canada	
T. V. Leung	Thomas Leung Structural Engineering Vancouver (Colombie-Britannique) Canada	
R. Malczyk	Equilibrium Consulting Inc. Vancouver (Colombie-Britannique) Canada	

© 2020 Association canadienne de normalisation

M. Mohammad	Ressources naturelles Canada Ottawa (Ontario) Canada	
D. Moses	Moses Structural Engineers Inc. Toronto (Ontario) Canada	
G. Newfield	Read Jones Christoffersen Limited Vancouver (Colombie-Britannique) Canada	
C. Ni	FPInnovations Vancouver (Colombie-Britannique) Canada	
M. Oberholzer	Katerra Spokane, Washington, É.-U.	
L. P. Poirier	Nordic Structures Montréal (Québec) Canada	
M. Popovski	FPInnovations Vancouver (Colombie-Britannique) Canada	
P. Quenneville	The University of Auckland Auckland, Nouvelle-Zélande	
T. Tannert	University of Northern British Columbia Prince George (Colombie-Britannique) Canada	
S. Tesfamariam	University of British Columbia Kelowna (Colombie-Britannique) Canada	
J. B. Wang	Conseil national de recherches Canada Ottawa (Ontario) Canada	
C. C. Williams	Timber Systems Limited Markham (Ontario) Canada	
K. Crew	Groupe CSA Toronto (Ontario) Canada	*chargé de projet*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Δ Préface

Ce document constitue la onzième édition de CSA O86, *Règles de calcul des charpentes en bois*, basée sur le calcul aux états limites. Elle remplace les éditions antérieures publiées en 2014, 2009, 2001, 1994, 1989, 1984, 1980, 1976, 1970 et 1959, de même que leurs suppléments.

Les éditions de CSA O86 publiées en 1959, 1970, 1976, 1980 et 1984 étaient basées sur le calcul aux contraintes admissibles. CSA CAN3-O86-M84, *Règles de calcul aux contraintes admissibles des charpentes en bois*, dernière version basée sur le calcul aux contraintes admissibles, a coexisté avec les première (1984) et deuxième (1989) versions *basées sur le calcul aux états limites*. La version portant sur le calcul aux contraintes admissibles a été retirée après la publication de la version basée sur le calcul aux états limites en 1994.

Trois des éditions antérieures sur le calcul aux états limites, publiées en 1984, 1989 et 1994, portaient la désignation CSA O86.1. Des suppléments à ces éditions ont été publiés en 1987, 1993 et 1998, respectivement. Bien que l'édition de 2001 soit toujours basée sur le calcul aux états limites, la désignation O86 lui a été redonnée.

Les principales modifications apportées à cette édition sont les suivantes :

- modifications d'ordre rédactionnel et de formatage et réorganisation de tous les articles en vue d'améliorer la clarté de la présentation, en particulier en ce qui a trait aux articles 11 et 12;
- révision des dispositions de conception relatives à la tenue en service en matière de vibration des systèmes de plancher en solives;
- révision en vue d'ajouter des produits de bois de charpente collés sur face estampillés conformément à NLGA SPS 5 et SPS 6, et des produits de bois de charpente jointés ou collés sur face aux fins d'« utilisation comme montant vertical (colombage) seulement » estampillés conformément à NLGA SPS 5 et SPS 6;
- modification apportée au tableau 6.6 en vue de réviser les résistances prévues des poutres et des longerons en pruche-sapin;
- modification apportée au tableau 6.8 en vue d'inclure une dimension 2 po × 3 po (38 mm × 64 mm) aux résistances prévues en traction;
- modification apportée au tableau 9.3 en vue d'inclure les panneaux de copeaux orientés (OSB) de classe W24;
- révisions en vue de préciser la résistance au cisaillement des éléments entaillés;
- révisions du coefficient K_{Zc} du bois de sciage;
- modifications apportées à l'application du coefficient de système, K_H;
- corrections apportées à la limite de la longueur des entailles de la rive en compression;
- mise à jour de la terminologie et des symboles liés au bois lamellé-croisé;
- suppression du coefficient de forme en cisaillement pour le bois lamellé-croisé;
- révisions du diamètre maximal des clous pour les murs de refend et nouvelles références en ce qui a trait aux clous;
- révisions des diagrammes liés à la configuration des diaphragmes;
- révisions du paramètre N_u pour les murs de refend et les diaphragmes;
- révisions de l'épaisseur des éléments en bois dans le cas des joints vissés et cloués;
- révision de l'article 11.9 visant la conception de murs de refend et de diaphragmes en bois lamellé-croisé pour les constructions de type plateforme;
- révisions des exigences et ajout de références dans divers articles en ce qui a trait aux goujons;
- ajout du tableau A.22 en ce qui a trait aux clous conformes à l'ASTM; et

 © 2020 Association canadienne de normalisation

- révisions d'ordre rédactionnel à l'annexe B, en ce qui concerne la résistance au feu des éléments en bois de grande section transversale, par souci de clarté.

Groupe CSA tient à remercier Alexander Salenikovich, Christian Dagenais, Richard Desjardins, Louis-Philippe Dumont, Julie Frappier, Caroline Frenette, Dominic Lavoie, Ali Mikael et Louis-Philippe Poirier qui ont bien voulu revoir la version française de cette norme.

La version française de cette norme a été préparée par Groupe CSA, d'après l'édition anglaise publiée en septembre 2019, laquelle a été élaborée par le Comité technique sur les règles de calcul des charpentes en bois, sous l'autorité du Comité directeur stratégique sur la construction et les infrastructures civiles, et a été officiellement approuvée par le Comité technique.

Cette norme a été élaborée conformément aux exigences du Conseil canadien des normes relatives aux Normes nationales du Canada. Cette norme a été publiée en tant que Norme nationale du Canada par Groupe CSA.

Notes :

1) *Dans cette norme, l'utilisation du masculin n'exclut pas le féminin. De même, l'emploi du singulier n'exclut pas le pluriel (et vice versa) lorsque le sens le permet.*
2) *Bien que le but premier visé par cette norme soit énoncé sous sa rubrique Domaine d'application, il est important de retenir qu'il incombe à l'utilisateur de juger si la norme convient à ses besoins particuliers.*
3) *Cette norme a été élaborée selon le principe du consensus, lequel est défini dans les* Lignes directrices CSA concernant la normalisation — Code de bonne pratique pour la normalisation *comme étant « un accord substantiel. Le consensus va beaucoup plus loin que la majorité simple, sans constituer nécessairement l'unanimité ». Par conséquent, un membre peut siéger au comité technique et ne pas être parfaitement d'accord avec tous les articles de cette norme.*
4) *Pour soumettre une demande d'interprétation visant cette norme, veuillez faire parvenir les renseignements suivants à inquiries@csagroup.org et inscrire « Demande d'interprétation » dans le champ « Objet » :*
   a) *énoncer le problème clairement en faisant référence à un article précis et, s'il y a lieu, joindre un croquis;*
   b) *fournir une explication des conditions d'utilisation; et*
   c) *si possible, formuler la phrase de sorte qu'on puisse y répondre par un oui ou un non.*

   Les interprétations du comité sont élaborées selon la publication Directives et lignes directrices de la CSA concernant la normalisation *et elles sont disponibles à la page* Activités de normalisation en cours*, laquelle est affichée au standardsactivities.csa.ca.*
5) *Cette norme est soumise à une revue dans les cinq ans après la date de publication. Toute suggestion visant à l'améliorer sera soumise au comité compétent. Pour proposer une modification, veuillez faire parvenir les renseignements suivants à inquiries@csagroup.org et inscrire « Proposition de modification » dans le champ « Objet » :*
   a) *le numéro de la norme;*
   b) *le numéro de l'article, du tableau ou de la figure visé;*
   c) *la formulation proposée; et*
   d) *la raison de cette modification.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

CSA O86:19
Règles de calcul des charpentes en bois

1 Domaine d'application

1.1 Généralités

Cette norme énonce les critères de calcul et d'évaluation des charpentes et des éléments de charpente en bois ou en matériaux dérivés du bois, conformément au *Code national du bâtiment — Canada*, y compris :

a) le bois de charpente classé;
b) le bois lamellé-collé;
c) le bois lamellé-croisé;
d) le contreplaqué non poncé;
e) les panneaux de copeaux orientés (OSB);
f) les éléments de charpente composites;
g) les murs de refend et les diaphragmes;
h) les ouvrages en pilots de bois;
i) les ouvrages en poteaux;
j) les solives en I préfabriquées en bois;
k) le bois de charpente composite;
l) les fondations permanentes en bois;
m) le platelage en madriers;
n) le platelage lamellé-cloué; et
o) les assemblages.

1.2 Exclusions

Cette norme ne traite pas du calcul des ponts en bois.

1.3 Méthode de calcul

Cette norme est basée sur le calcul aux états limites.

1.4 Terminologie

Dans cette norme, le terme « doit » indique une exigence, c'est-à-dire une prescription que l'utilisateur doit respecter pour assurer la conformité à la norme; « devrait » indique une recommandation ou ce qu'il est conseillé mais non obligatoire de faire; et « peut » indique une possibilité ou ce qu'il est permis de faire.

Les notes qui accompagnent les articles ne comprennent pas de prescriptions ni de recommandations. Elles servent à séparer du texte les explications ou les renseignements qui ne font pas proprement partie de la norme.

Les notes au bas des figures et des tableaux font partie de ceux-ci et peuvent être rédigées comme des prescriptions.

Les annexes sont qualifiées de normatives (obligatoires) ou d'informatives (facultatives) pour en préciser l'application.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

1.5 Unités

Si la valeur d'une mesure donnée dans la présente norme est suivie d'une valeur équivalente exprimée dans une autre unité, la première valeur précisée est considérée comme étant la spécification.

Δ 2 Ouvrages de référence

Cette norme renvoie aux publications suivantes. S'il est fait mention de ces ouvrages, on doit se reporter aux éditions mentionnées ci-dessous, modifications comprises.

Groupe CSA

B111-1974 (C2003) [retirée]
Wire nails, spikes and staples

G40.20-13/G40.21-13 (C2018)
Exigences générales relatives à l'acier de construction laminé ou soudé/Aciers de construction

CAN/CSA-O15-15
Poteaux et poteaux renforts en bois pour les services publics

CAN/CSA-O56-10 (C2015)
Pilots de bois rond

CAN/CSA-Série O80-15
Préservation du bois

Série O112-M1977 (C2006) [retirée]
CSA Standards for wood adhesives

O112.6-M1977 (retirée)
Phenol and phenol-resorcinol resin adhesives for wood (high-temperature curing)

O112.7-M1977 (retirée)
Resorcinol and phenol-resorcinol resin adhesives for wood (room- and intermediate-temperature curing)

O112.9-10 (C2019)
Evaluation of adhesives for structural wood products (exterior exposure)

O112.10-08 (C2017)
Evaluation of adhesives for structural wood products (limited moisture exposure)

O121-17
Contreplaqué en sapin de Douglas

CAN/CSA-O122-16
Bois de charpente lamellé-collé

O141-05 (C2014)
Softwood lumber

 © 2020 Association canadienne de normalisation

O151-17
Contreplaqué en bois de résineux canadien

O153-13 (C2017)
Contreplaqué en peuplier

O177-06 (C2015)
Règles de qualification des fabricants de bois de charpente lamellé-collé

O322-15
Méthode de certification des matériaux en bois traité sous pression destinés aux fondations

O325-16
Revêtements intermédiaires de construction

S16-19 (en cours d'élaboration)
Règles de calcul des charpentes en acier

S136-16
Spécification nord-américaine pour le calcul des éléments de charpente en acier formés à froid

S347-14
Méthode d'essai pour l'évaluation des connecteurs métalliques employés dans les assemblages en bois d'œuvre

S406-16
Spécification visant les fondations permanentes en bois pour les maisons et petits bâtiments

American Wood Council
Technical Report 10-2018
Calculating the Fire Resistance of Exposed Wood Members

ANSI/APA (American National Standards Institute/APA — The Engineered Wood Association)
ANSI/APA PRG 320-2018
Standard for Performance-Rated Cross-Laminated Timber

ANSI/AWC (American National Standards Institute/American Wood Council)
ANSI/AWC SDPWS-2015
Special Design Provisions for Wind and Seismic 2015 Edition

APEGBC (Association of Professional Engineers and Geoscientists of British Columbia)
Technical and Practice Bulletin 2015
Structural, Fire Protection and Building Envelope Professional Engineering Services for 5- and 6-Storey Wood Frame Residential Building Projects (Mid-Rise Buildings)

ASME (The American Society of Mechanical Engineers)
B18.2.1-2012
Square and Hex Bolts and Screws (Inch Series)

B18.6.1-1981 (R2016)
Wood Screws (Inch Series)

ASTM International (American Society for Testing and Materials)

A36/A36M-14
Standard Specification for Carbon Structural Steel

A47/A47M-99 (2014)
Standard Specification for Ferritic Malleable Iron Castings

A307-14e1
Standard Specification for Carbon Steel Bolts and Studs, 60 000 PSI Tensile Strength

A653/A653M-07
Standard Specification for Steel Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) or Zinc-Iron Alloy-Coated (Galvannealed) by the Hot-Dip Process
Note : *ASTM A 653/A A653M remplacent ASTM A 446/A 446M. Les exigences mécaniques et chimiques sont identiques dans les deux normes.*

C1002-18
Standard Specification for Steel Self-Piercing Tapping Screws for the Application of Gypsum Panel Products or Metal Plaster Bases to Wood Studs or Steel Studs

C1396/C1396M-17
Standard Specification for Gypsum Board

D5055-16
Standard Specification for Establishing and Monitoring Structural Capacities of Prefabricated Wood I-Joists

D5456-18
Standard Specification for Evaluation of Structural Composite Lumber Products

D5457-17
Standard Specification for Computing the Reference Resistance of Wood-Based Materials and Structural Connections for Load and Resistance Factor Design

D7147-11 (2018)
Standard Specification for Testing and Establishing Allowable Loads of Joist Hangers

F1667-18
Standard Specification for Driven Fasteners, Nails, Spikes, and Staples

CCB (Conseil canadien du bois)

Concluding Report on Development of Design Procedures for Vibration Controlled Spans Using Engineered Wood Members (1997)

Standard Practice Relating Specified Strengths of Structural Members to Characteristic Structural Properties (2001)

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Manuel de calcul des charpentes en bois incluant la norme CSA O86 assorti de commentaires

CCMC (Centre canadien de matériaux de construction)
Recueil d'évaluations de produits
Note : *Voir le site Internet du CCMC.*

CNRC (Codes Canada)
Code national du bâtiment — Canada, 2020

Commentaires sur le calcul des structures (Guide de l'utilisateur — Code national du bâtiment 2015 : Partie 4 de la division B)

Comité européen de normalisation
EN 1995-1-2:2004
Eurocode 5 : Conception et calcul des structures en bois — Partie 1-2 : Généralités — Calcul des structures au feu

ISO/IEC (Organisation internationale de normalisation/Commission électrotechnique internationale)
ISO/IEC 17065:2012
Évaluation de la conformité — Exigences pour les organismes certifiant les produits, les procédés et les services

Laboratoires des assureurs du Canada
CAN/ULC-S101-14
Standard Methods of Fire Endurance Tests of Building Construction and Materials

NLGA (Commission nationale de classification des sciages)
Règles de classification pour le bois d'œuvre canadien (2017), comprenant *Règles de classification pour le bois d'œuvre canadien*

SPS 1-2017
Norme de produits spéciaux pour le bois de charpente jointé

SPS 2-2019
Norme de produits spéciaux pour le bois classé par machine

SPS 3-2017
Norme de produits spéciaux pour le bois jointé « Utilisation verticale montants (colombages) seulement »

SPS 4-2014
Norme de produits spéciaux pour le bois jointé classé par machine

SPS 5-2015
Norme de produits spéciaux pour le bois collé sur face « utilisation verticale seulement »

SPS 6-2015
Norme de produits spéciaux pour le bois de charpente collé sur face

SAE International (Society of Automotive Engineers)
SAE Handbook (2008)

J429-2014
Mechanical and Material Requirements for Externally Threaded Fasteners

Société canadienne de géotechnique
Manuel canadien d'ingénierie des fondations, 4e éd. (2006)

TPIC (Truss Plate Institution of Canada)
TPIC-2019
Truss Design Procedures and Specifications for Light Metal Plate Connected Wood Trusses

Autres publications
Bulmanis, N. S., Latos, H. A. et Keenan, F. J., 1983. « Improving the bearing strength of supports of light wood trusses », *Canadian Journal of Civil Engineering* 10: 306–312.

Lum, C., Jones, E. et Hintz, B., 1996. *Design of wood trusses for small buildings*. In Proceedings of the International Wood Engineering Conference, Vol. 1. Nouvelle-Orléans.

3 Définitions, symboles, espacements et dimensions

3.1 Définitions

Les définitions qui suivent doivent s'appliquer dans cette norme.

Adhésif (ou **colle)** — substance qui permet de lier les surfaces des matériaux dans le but de fabriquer des éléments de charpente.

Ancrage de retenue — dispositif ou système conçu pour empêcher le renversement dans les structures résistantes aux charges latérales.

Axe (direction) —

Axe principal (ou direction de résistance principale) — direction offrant la plus grande résistance à la flexion :
a) pour le contreplaqué, direction parallèle au fil extérieur;
b) pour les panneaux OSB, direction de l'alignement des copeaux dans les couches extérieures; et
c) pour le bois lamellé-croisé, direction du fil des lamelles extérieures.

Axe secondaire (ou direction de résistance secondaire) — direction offrant la moins grande résistance à la flexion :
a) pour le contreplaqué, direction perpendiculaire au fil extérieur.
b) pour les panneaux OSB, direction perpendiculaire à l'alignement des copeaux dans les couches extérieures;
c) pour le bois lamellé-croisé, direction perpendiculaire au fil des lamelles extérieures.

Bois d'œuvre —

Bois brut — bois qui provient du sciage.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Bois de charpente — bois choisi et classé en fonction de la résistance établie selon l'utilisation prévue.

Bois de charpente classé mécaniquement par résistance — bois de charpente classé au moyen d'un essai non destructif et d'un classement visuel, conformément à CSA O141 et NLGA SPS 2.

Bois de charpente classé visuellement — bois de charpente classé suivant les *Règles de classification pour le bois d'œuvre canadien* de la NLGA.

Bois de charpente évalué par machine — bois de charpente classé suivant un essai non destructif et un classement visuel, conformément aux exigences pour le bois de charpente classé mécaniquement par résistance, à l'exception du fait que le cinquième centile inférieur du module d'élasticité du procédé égale ou dépasse 0,75 fois le module d'élasticité moyen caractéristique de la classe.

Bois de sciage — produit d'une usine de sciage sans autre usinage que le sciage, le resciage, le rabotage courant sur la longueur et la coupe transversale

Bois de charpente composite — produit dérivé du bois, soit bois en placage stratifié (LVL), bois reconstitué de longs copeaux parallèles (PSL), bois de copeaux laminés (LSL) ou bois de copeaux orientés (OSL), suivant la définition d'ASTM D5456 et fabriqué pour utilisation structurale.

Bois de charpente lamellé-collé — voir **Bois lamellé-collé**.

Bois de dimension — bois d'œuvre dont la face étroite mesure entre 38 et 102 mm.

Bois lamellé-collé — produit du bois obtenu par collage sous pression de lamelles classées dont le fil est essentiellement parallèle et qui répond aux exigences de CAN/CSA-O122.
Note : *Aussi appelé « bois de charpente lamellé-collé ».*

Bois lamellé-croisé — produit en bois d'ingénierie constitué d'au moins trois couches orthogonales de bois de sciage classé collées avec des adhésifs structuraux et qui répond aux exigences d'ANSI/APA PRG 320.

Composition — disposition des couches déterminée par le nombre, l'orientation, l'épaisseur et la classe des lamelles.

Couche — ensemble de lamelles de bois de même épaisseur, classe et groupe d'essences disposées parallèlement les unes aux autres dans un plan.

Longitudinale — couche dont les lamelles sont parallèles à la direction principale du panneau.

Transversale — couche dont les lamelles sont perpendiculaires à la direction principale du panneau.

Panneau en bois lamellé-croisé — élément de bois lamellé-croisé fabriqué de taille et de rapport géométrique variés.

Bois d'œuvre — bois d'œuvre dont la face étroite mesure au moins 114 mm.

Changement de pente — point où la pente d'une membrure de ferme change d'inclinaison.

Charge d'action concomitante — charge spécifiée variable qui accompagne la charge principale dans une combinaison de charges donnée.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Charge pondérée — charge spécifiée multipliée par le coefficient de charge approprié.

Charge principale — charge variable spécifiée ou charge rare prédominante dans une combinaison de charges donnée.

Charges spécifiées — charges définies dans le code du bâtiment approprié, charges déterminées par l'utilisation prévue dans le cas des ouvrages autres que les bâtiments, ou charges plus importantes pouvant être choisies en vue des calculs.

Cisaillement dans le plan des plis (cisaillement roulant) — en ce qui a trait aux panneaux structuraux et aux panneaux en bois lamellé-croisé, cisaillement qui se produit dans le plan du panneau et qui engendre des déformations dans un plan perpendiculaire à la direction du fil.
Note : *Aussi appelé « cisaillement dans le plan ».*

Classe — désignation de la qualité d'une pièce de bois.

Classe de bois lamellé-croisé — catégorie de panneaux en bois lamellé-croisé déterminée par la combinaison des classes des lamelles dans les couches longitudinales et transversales.

Coefficient de résistance, ϕ — coefficient appliqué à la résistance d'un élément ou d'un assemblage qui, pour l'état limite en cause, tient compte de la variation des dimensions et des propriétés des matériaux, de la qualité d'exécution, du type de défaillance et de l'incertitude d'estimation de la résistance.

Coefficient de risque — coefficient appliqué aux charges de neige, de vent ou sismiques, dans le calcul de la charge spécifiée, qui tient compte des conséquences d'une défaillance relative à l'état limite ainsi qu'à l'exploitation et à l'usage prévus du bâtiment.

Colle — voir **Adhésif**.

Conditions d'utilisation —

Utilisation en milieu humide — toutes les conditions autres qu'en milieu sec.

Utilisation en milieu sec — condition climatique à laquelle la teneur en humidité d'équilibre du bois est égale ou inférieure à 15 % selon une moyenne annuelle, tout en ne dépassant pas 19 %.

Connecteur métallique — plaque de tôle d'acier de faible calibre utilisée pour assemblage des charpentes en bois et pouvant être munie de dents de formes et configurations divers.

Contreplaqué —

Classe non poncé ordinaire — une des trois classes suivantes définies dans CSA O121 et CSA O151 : Select-face comprimée, Select ou Revêtement.

Construction standard — panneaux qui satisfont aux exigences de construction standard définies dans CSA O121 et CSA O151.

Diaphragme — système horizontal ou quasi-horizontal destiné à transmettre les efforts latéraux aux éléments verticaux résistants. Ce terme désigne également les systèmes de contreventement horizontaux.

Dimensions après rabotage — dimensions, en millimètres, de la section du bois d'œuvre après rabotage.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Dimensions du bois d'œuvre — en vertu du système métrique
a) le bois brut est désigné par ses dimensions réelles à l'état sec ou vert;
b) le bois raboté à l'état sec (S-Dry) est désigné par ses dimensions réelles à l'état sec;
c) le bois de dimension raboté à l'état vert (S-Grn) est désigné par ses dimensions anticipées à l'état sec à une teneur en humidité de 19 %;
d) le bois raboté à l'état vert est désigné par ses dimensions réelles à l'état vert; et
e) les dimensions sont arrondies au millimètre près.

Distance d'extrémité — distance mesurée parallèlement à l'axe d'un élément à partir du centre d'une attache jusqu'à l'extrémité équarrie de l'élément.

Note : *Dans le cas d'un connecteur, si l'extrémité n'est pas équarrie, la distance d'extrémité est mesurée depuis n'importe quel point de la moitié centrale de l'axe du connecteur perpendiculaire à l'axe de l'élément jusqu'au point le plus rapproché de l'extrémité de l'élément, parallèlement à l'axe d'une pièce (voir les figures 12.2 et 12.3).*

Distance de rive — distance depuis la rive de l'élément jusqu'au centre de l'attache la plus rapprochée.

Documenté — justification technique écrite que ce matériau, cette conception, cette pratique ou cette méthode de construction respecte l'intention de la présente norme

Durée d'application de charge — période d'application continue d'une charge donnée ou total des périodes d'application intermittente d'une même charge.

Élancement des éléments en flexion — rapport utilisé dans les calculs de stabilité latérale d'un élément en flexion.

Élancement des éléments en compression — rapport de la longueur effective d'un élément en compression à une des dimensions réelles de sa section transversale.

Élément analytique — représentation linéaire d'une membrure de ferme aux fins de l'analyse structurale.

Élément périphérique — élément situé à la périphérie des ouvertures ou des murs de refend ou des diaphragmes.

Espacement des attaches — distance entre les axes (entraxe) des attaches.

État limite — point auquel une charpente cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue.

États limites de tenue en service — états qui limitent l'exploitation prévue de la structure; ce sont entre autres les flèches, le glissement des assemblages, les vibrations et la déformation permanente.

États limites ultimes — états limites qui visent la sécurité et qui comprennent la résistance ultime (limite de résistance), le renversement, le glissement, la rupture et la détérioration.

Ferme à membrures parallèles — ferme dont la pente de la membrure supérieure ne dépasse pas le rapport 2/12.

Ferme maîtresse — ferme supportant un système structural secondaire comme d'autres fermes, des solives ou des chevrons.

Goujon — tige circulaire en acier doux, sans tête ni filet.

Goujon forcé — goujon utilisé pour réaliser un assemblage chargé latéralement entre éléments chevauchants dans les ouvrages comme les caissons à claire-voie.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Joint d'about — joint équarri entre deux pièces de bois ou de panneaux aboutés.

Lamelle — mince élément de bois, de largeur et de longueur appréciables, constitué d'une ou de plusieurs pièces pouvant être aboutées.

Longueur de panneau — en ce qui a trait à la conception des membrures de fermes de bois à connecteurs métalliques, distance entre deux nœuds adjacents d'un panneau (voir l'article 6.5.12).

Madrier — pièce de bois de dimension dont la grande face mesure au moins 114 mm, et destinée à être chargée sur cette même face.

Masse volumique — masse par unité de volume. Dans le cas du bois, la masse volumique est habituellement exprimée en kilogrammes par mètre cube à une teneur en humidité donnée.

Moment de nœud — en ce qui a trait à la conception des membrures de fermes de bois à connecteurs métalliques (voir l'article 6.5.12), moment calculé au nœud d'éléments analytiques.

Moment de panneau — valeur maximale du moment fléchissant entre les nœuds d'un panneau.

Mur de refend — système mural destiné à résister aux efforts latéraux qui s'exercent parallèlement au plan du mur. Il est parfois constitué d'un ou de plusieurs segments dans le plan du mur.

Mur structural à ossature légère — charpente ne comportant pas d'ossature spatiale verticale porteuse complète. L'entraxe des montants (colombages) ne dépasse pas 610 mm.

Nœud — en ce qui a trait à la conception des membrures de fermes de bois à connecteurs métalliques (voir l'article 6.5.12), point d'intersection d'au moins deux éléments analytiques et/ou d'une ligne perpendiculaire à une surface d'appui.

Organisme de certification — organisme impartial qui possède la compétence et la fiabilité nécessaires pour exploiter un système de certification au sein duquel les intérêts de toutes les parties concernées par le fonctionnement du système sont représentés, et qui est agréé comme tel par un organisme dont le mandat national lui permet d'agréer les organismes qui exercent leurs activités à l'intérieur des frontières du pays.

Note : *Le Conseil canadien des normes (CCN) a un mandat national qui lui permet d'agréer des organismes de certification qui sont alors autorisés à exercer leurs activités au Canada.*

OSB — sigle désignant un panneau de copeaux orientés, c.-à-d., un panneau contenant des couches de copeaux alignés et dans lequel les copeaux des couches de face sont généralement orientés dans le sens de la longueur du panneau. Les panneaux portent un marquage qui indique la direction d'alignement des couches de face.

> **OSB revêtement de construction** — OSB conforme à CSA O325 et utilisé comme revêtement de toit, revêtement de mur ou sous-plancher dans une construction protégée à ossature légère ainsi que dans toutes autres applications à conception technique permises dans cette norme.

Ouvrage en poteaux — construction dont les éléments verticaux principaux sont des poteaux ronds ou des éléments en bois, enfoncés en partie dans le sol, et dépassant verticalement de la surface du sol pour servir de fondation et d'éléments verticaux de charpente.

Panneau à revêtement travaillant — forme de construction dans laquelle la paroi extérieure, en plus de remplir sa fonction de revêtement, agit intégralement avec les élément de la charpente pour contribuer à la résistance de l'ensemble.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Panneau de copeaux — panneau composé de minces copeaux de bois dont la longueur est au moins deux fois égale à leur largeur.

Panneau de grandes particules — panneau de revêtement (aussi appelé « panneau gaufré ») constitué principalement de copeaux de bois de longueur minimale contrôlée, d'épaisseur contrôlée et de largeur fixe ou variable, liés entre eux à l'aide d'un adhésif hydrofuge qui résiste à l'eau bouillante.

Panneau structural — panneau de contreplaqué ou OSB de classe et de qualité particulières, auxquels des résistances prévues ont été attribuées ou sont attribuables, p. ex., constructions standard de contreplaqué de classe non poncé ordinaire en sapin de Douglas et de résineux canadiens, fabriqués et identifiés conformément à CSA O121 et à CSA O151, et panneaux OSB revêtement de construction fabriqués et identifiés conformément à CSA O325.

Pente — rapport, généralement exprimé comme une fraction de 12, entre l'élévation verticale et la course horizontale des éléments inclinés de la surface supérieure d'un élément de toit.

Planche — pièce de bois d'œuvre dont la face étroite mesure moins de 38 mm.

Plancher en dalle — plancher de sous-sol constitué d'une dalle en béton ou d'un élément équivalent qui assure un support latéral à la base des montants (colombages) de fondation.

Plancher suspendu — plancher de sous-sol fixé aux montants (colombages) de fondation continues, en un point situé au-dessus de l'extrémité inférieure de ces montants.

Pli — mince couche ou feuille de bois (placage) ou ensemble de feuilles dont les rives sont aboutées et disposées de manière à former une couche dans un panneau de contreplaqué.
Note : *Il est possible de coller les couches sur le chant.*

Point de saturation des fibres — teneur en humidité du bois, comprise entre 25 et 30 %, lorsque les parois cellulaires sont saturées, mais que toute l'eau libre est retirée des vides cellulaires.

Poteau — bois dont la grande face mesure au maximum 51 mm de plus que la face étroite et qui est habituellement classé pour utilisation comme colonne.
Note : *Les règles de classification désignent parfois les poteaux par « poteaux et bois carrés ».*

Poutre — élément de charpente qui résiste surtout aux charges agissant perpendiculairement à son axe longitudinal.
Note : *Dans le cas du bois de sciage, catégorie de bois d'œuvre dont la grande face mesure au moins 51 mm de plus que la face étroite; la poutre est habituellement classée dans la catégorie des éléments en flexion, la charge étant appliquée sur la face étroite. Les règles de classification désignent parfois les poutres par « poutres et longerons ».*

Préservation du bois —

Agent de préservation — toute substance appropriée qui est toxique pour les champignons, les insectes et autres organismes destructeurs du bois.

Traitement de préservation — procédé d'imprégnation sous pression d'un agent de préservation.

Raidisseur — pièce de bois de section rectangulaire placée entre des semelles supérieure et inférieure d'une poutre à âme en contreplaqué, collée ou autrement fixée à l'âme.

Rapport d'évaluation de produit — rapport publié par une tierce partie telle qu'une agence d'évaluation pour confirmer que l'évaluation d'un produit propriétaire et les valeurs résultantes de

 © 2020 Association canadienne de normalisation

résistance et de rigidité pour la conception ont été déterminées conformément à l'article 16 de cette norme et au *Code national du bâtiment — Canada*.

Rapport géométrique d'un segment de mur de refend — rapport de la hauteur sur la longueur du segment.

Résistance (d'un produit) — en ce qui a trait aux solives en I préfabriquées en bois ou au bois de charpente composite, valeur numérique déterminée par calculs à partir des données d'essais de résistance et de rigidité calculée selon ASTM D5055 ou ASTM D5456, respectivement, en vue de déterminer leurs propriétés de résistance prévue ou celles de leurs matériaux constitutifs.

Notes :

1) *Cette expression est utilisée conjointement avec une propriété spécifique, telle que la résistance en traction ou la résistance en cisaillement.*
2) *Voir **Résistance prévue** pour l'application du terme aux panneaux.*

Résistance au glissement d'un assemblage — état limite de tenue en service; résistance qui correspond à un degré de glissement particulier.

Résistance nominale — résistance calculée en utilisant un coefficient de résistance de 1,0

Résistance pondérée — résistance multipliée par le coefficient de résistance approprié.

Résistance prévue (d'un élément) — valeur de résistance ou de rigidité prescrite aux fins des calculs de la résistance ultime (limite de résistance) ou de la flèche d'un élément.

Résistance prévue (d'un matériau) — valeur de résistance prescrite aux fins de calcul de la résistance ultime (limite de résistance) d'un matériau.

Résistance ultime (limite de résistance) d'un assemblage — résistance fondée sur la géométrie et sur la résistance ultime (limite de résistance) des matériaux constitutifs d'un assemblage.

Retrait — diminution des dimensions du bois ou des produits dérivés du bois due à la réduction de la teneur en humidité.

Segment de mur de refend — section de mur de refend de construction uniforme servant d'élément structural conçu pour résister aux efforts latéraux parallèles au plan du mur.

Solive — pièce de bois de dimension dont la grande face mesure 114 mm ou plus et destinée à être chargée sur sa face étroite

Solive en I préfabriquée en bois — élément de charpente de section transversale en forme de « I » et fabriqué de semelles en bois de charpente, en bois de charpente lamellé-collé ou en bois de charpente composite et d'une âme en panneaux structuraux, collées avec des adhésifs structuraux.

Note : *Pour éviter toute confusion avec les poutres à âme en contreplaqué, tel que le définit l'article 10.5, le terme « solives en I préfabriquées en bois » a trait aux produits propriétaires fabriqués en grandes quantités et utilisés surtout comme solives dans la construction des planchers et des toits.*

Structure spatiale — charpente tridimensionnelle, sans mur structural à ossature légère, constituée d'éléments interconnectés de façon à agir comme ensemble structural autonome, avec ou sans diaphragmes horizontaux ou systèmes de planchers contreventés.

Teneur en humidité — quantité d'eau présente dans le bois, exprimée en pourcentage de la masse du bois anhydre (sec à l'étuve).

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Teneur en humidité d'équilibre — teneur en humidité à partir de laquelle le bois ou les produits en bois ne gagnent pas et ne perdent pas d'humidité lorsqu'ils sont exposés à des conditions données d'humidité relative et de température.

Δ 3.2 Symboles

Les symboles qui suivent doivent s'appliquer dans cette norme. Les symboles qui diffèrent de cet usage et la nomenclature additionnelle sont signalés le cas échéant.

A = aire de la section transversale, mm²

A_b = surface d'appui, mm²

A_{eff} = aire de la section transversale effective des panneaux en bois lamellé-croisé, mm²

A_g = aire de la section transversale brute, mm²

A_n = aire de la section transversale nette, mm²

B_a = rigidité axiale prévue des panneaux structuraux, N/mm

B_b = rigidité prévue en flexion des panneaux structuraux, N•mm²/mm

B_r = résistance pondérée au flambage des constructions en contreplaqué, kN/m²

B_v = rigidité prévue en cisaillement en épaisseur des panneaux structuraux, N/mm

b = largeur de l'élément, mm

b_p = largeur du panneau structural, mm

C_B = élancement des éléments en flexion

C_C = élancement des éléments en compression

d = hauteur de l'élément, mm

d_F = diamètre de l'attache, mm

d_p = hauteur du panneau structural dans le plan de flexion, mm

E = module d'élasticité prévu, MPa

E_S = module d'élasticité transversal, MPa

E_{05} = module d'élasticité pour les calculs des éléments en compression, MPa

$E_\perp$ = module d'élasticité transversal, MPa

$(EI)_e$ = rigidité effective des constructions en panneaux structuraux, N•mm²

$(EI)_{eff}$ = rigidité effective en flexion à plat des panneaux en bois lamellé-croisé, N•mm²

f_b = résistance prévue en flexion, MPa

f_c = résistance prévue en compression parallèle au fil, MPa

f_{cp} = résistance prévue en compression perpendiculaire au fil, MPa

f_f = résistance prévue en cisaillement par fissuration à une entaille, MPa

f_s = résistance prévue en cisaillement roulant, MPa

f_t = résistance prévue en traction parallèle au fil, MPa

f_{tg} = résistance prévue en traction parallèle au fil de la section brute du bois lamellé-collé, MPa

f_{tn} = résistance prévue en traction parallèle au fil de la section nette du bois lamellé-collé, MPa

f_{tp} = résistance prévue en traction perpendiculaire au fil, MPa

f_v = résistance prévue en cisaillement, MPa

 © 2020 Association canadienne de normalisation

G = module de cisaillement, MPa

$G_{\perp}$ = module de cisaillement roulant, MPa

$(GA)_{eff,f}$ = rigidité effective en cisaillement à plat des panneaux en bois lamellé-croisé, N

I = moment d'inertie, mm^4

I_{eff} = moment d'inertie effectif hors plan des panneaux en bois lamellé-croisé, mm^4

J = coefficients de correction de la résistance d'un assemblage utilisés avec les indices appropriés

J_{hd} = coefficient d'ancrage de retenue pour un segment de mur de refend

K_B = coefficient de longueur d'appui

K_C = coefficient d'élancement des éléments en compression

K_D = coefficient de durée d'application de la charge

K_E = coefficient de retenue aux extrémités des éléments composés en compression assemblés avec cales d'espacement

K_e = coefficient de longueur effective

K_F = coefficient d'utilisation pour les fondations

K_{fi} = coefficient de correction pour la résistance au feu

K_H = coefficient de système

K_L = coefficient de stabilité latérale des éléments en flexion

K_M = coefficient de correction de la résistance en flexion

K_N = coefficient d'entaille

K_R = coefficient de contrainte radiale

K_{rb} = coefficient de correction pour la résistance au moment de flexion des panneaux en bois lamellé-croisé

K_S = coefficient de conditions d'utilisation, utilisé avec les indices appropriés

K_{Sb} = coefficient de conditions d'utilisation pour la flexion

K_{Sc} = coefficient de conditions d'utilisation pour la compression parallèle au fil

K_{Scp} = coefficient de conditions d'utilisation pour la compression perpendiculaire au fil

K_{SE} = coefficient de conditions d'utilisation relatif au module d'élasticité

K_{SF} = coefficient de conditions d'utilisation pour les assemblages

K_{Sf} = coefficient de conditions d'utilisation pour le cisaillement par fissuration

K_{St} = coefficient de conditions d'utilisation pour la traction parallèle au fil

K_{Stp} = coefficient de conditions d'utilisation pour la traction perpendiculaire au fil

K_{Sv} = coefficient de conditions d'utilisation pour le cisaillement

K_T = coefficient de traitement

K_X = coefficient de cintrage pour le bois lamellé-collé

K_Z = coefficient de dimensions

K_{Zb} = coefficient de dimensions pour la flexion du bois de sciage

K_{Zbg} = coefficient de dimensions pour la flexion du bois lamellé-collé

K_{Zc} = coefficient de dimensions pour la compression du bois de sciage et du bois lamellé-croisé

 © 2020 Association canadienne de normalisation

K_{Zcg} = coefficient de dimensions pour la compression du bois lamellé-collé

K_{Zcp} = coefficient de dimensions pour l'appui

K_{Zt} = coefficient de dimensions pour la traction du bois de sciage

K_{Ztp} = coefficient de dimensions pour la traction perpendiculaire au fil du bois lamellé-collé

K_{Zv} = coefficient de dimensions pour le cisaillement du bois de sciage

L = longueur, mm

L_e = longueur effective, mm

L_p = longueur de pénétration de l'attache dans l'élément principal, mm

ℓ = portée, mm

M_f = moment de flexion pondéré, N•mm

M_r = résistance pondérée au moment de flexion, N•mm

m_p = résistance prévue à la flexion des panneaux structuraux, N•mm/mm

N_r = résistance pondérée à la compression oblique par rapport au fil, N

= résistance latérale pondérée de l'assemblage, N ou kN

N_{rs} = résistance latérale pondérée au glissement de l'assemblage, N

N_s = résistance latérale au glissement de l'assemblage, N

N_u = résistance latérale de l'assemblage, N ou kN

n_F = nombre d'attaches dans un assemblage

P_f = charge de compression axiale pondérée, N

P_r = résistance pondérée à la compression parallèle au fil, N

= résistance latérale pondérée, parallèle au fil, de l'assemblage, N ou kN

P_{rw} = résistance pondérée à l'arrachement de l'assemblage sur chant, N

P_u = résistance latérale, parallèle au fil, de l'assemblage, N ou kN

p_p = résistance prévue à la compression axiale des panneaux structuraux, N/mm

Q_r = résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil ou au plan du panneau, N

= résistance latérale pondérée, perpendiculaire au fil, de l'assemblage, N ou kN

Q_u = résistance latérale perpendiculaire au fil, de l'assemblage, N ou kN

q_p = résistance prévue à l'appui des panneaux structuraux, MPa

R = rayon de courbure à l'axe central de l'élément, mm

r_{eff} = rayon de giration effectif, mm

S = module de section, mm^3

$S_{eff,\,f}$ = module de section effectif pour la flexion à plat des panneaux en bois lamellé-croisé, mm^3, utilisé avec les indices appropriés

T_f = charge de traction axiale pondérée, N

T_r = résistance pondérée à la traction parallèle au fil, N

t_p = résistance prévue à la traction axiale des panneaux structuraux, N/mm

V_f = effort tranchant pondéré, N

V_{hd} = résistance pondérée au cisaillement de base calculée avec J_{hd} = 1,0, kN

 © 2020 Association canadienne de normalisation

V_r = résistance pondérée au cisaillement, N

= résistance pondérée au cisaillement en épaisseur des panneaux structuraux, N

V_{rp} = résistance pondérée au cisaillement dans le plan des panneaux structuraux, N

V_{rs} = résistance pondérée au cisaillement d'un segment de mur de refend, kN

v_p = résistance prévue en cisaillement en épaisseur des panneaux structuraux, N/mm

v_{pf} = résistance prévue en cisaillement dans le plan des plis (dû à des efforts exercés dans le plan) des panneaux structuraux, MPa

v_{psb} = résistance prévue en cisaillement dans le plan des plis (dû à la flexion) des panneaux structuraux, N/mm

W_f = charge pondérée totale, N

w = charge totale spécifiée uniformément répartie, kN/m^2

X = coefficients de correction des résistances du contreplaqué et des assemblages de contreplaqué, utilisés avec les indices appropriés

Z = volume, m^3

ϕ = coefficient de résistance

3.3 Espacements et dimensions

Les conventions suivantes doivent s'appliquer dans cette norme :

a) Les espacements d'entraxe suivants peuvent être interchangés :
   i) 300 et 305 mm;
   ii) 400 et 406 mm; et
   iii) 600 et 610 mm.

b) Les dimensions de panneaux suivantes peuvent être interchangées :
   i) 1200 et 1220 mm; et
   ii) 2400 et 2440 mm.

4 Objectif et exigences des calculs

4.1 Objectif

L'objectif de cette norme est de présenter les moyens d'obtenir une assurance qu'une charpente bien conçue et bien construite conviendra à l'usage prévu.

4.2 États limites

Une charpente ou l'une de ses parties est considérée comme convenant à l'usage prévu si cette charpente, ses composants et ses assemblages sont conçus de manière à satisfaire aux articles 4.3, 5.1.2 et 5.1.3.

Note : *L'objectif des calculs de conception aux états limites est de réduire la probabilité que la charpente ou l'une de ses parties atteigne un état au-delà duquel elle cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue. Les états liés à la sécurité sont appelés états limites ultimes (ULS, voir l'article 5.1.2) et concernent notamment la résistance ultime (limite de résistance), la perte d'équilibre, l'instabilité et la rupture. Les états qui réduisent la capacité d'utilisation et d'usage prévue sont appelés états limites de tenue en service (SLS, voir l'article 5.1.3) et concernent notamment les flèches et les vibrations.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

4.3 Exigences de calcul

4.3.1 Aptitude de la charpente à l'emploi

Tous les éléments de charpente doivent être assemblés, ancrés, attachés et contreventés afin d'avoir la résistance et la rigidité requises pour l'usage auquel ils sont destinés. Ils doivent être de dimensions et de qualité suffisantes pour leur permettre de résister à toutes les charges et à tous les efforts qui sont censés les solliciter pendant la construction et en service, sans dépasser les états limites ultimes ou de tenue en service.

4.3.2 Méthodes nouvelles ou spéciales de calcul et de construction

Des méthodes nouvelles ou spéciales de calcul ou de construction des charpentes en bois ou des éléments de charpente non visées par cette norme peuvent être utilisées si elles sont fondées sur des principes d'analyse admis en ingénierie ou sur des données d'essais fiables, ou les deux, qui assurent la sécurité et la tenue en service des charpentes ainsi conçues pour l'usage prévu.

4.3.3 Intégrité structurale

L'agencement des éléments du système structural et leurs interactions doivent assurer la résistance à l'effondrement généralisé du système en cas de rupture localisée.

4.3.4 Hypothèses de calcul

Les calculs réalisés selon cette norme prennent pour hypothèse que :

a) les charges spécifiées sont réalistes en termes d'amplitude, de type et de durée d'application;
b) le produit en bois est conforme à son essence, à sa catégorie et à sa classe;
c) il a été tenu compte des conditions d'utilisation, y compris la détérioration possible des éléments et la corrosion des attaches;
d) la température du bois ne dépasse pas 50 °C, sauf en cas d'exposition occasionnelle à 65 °C;
e) le calcul est adéquat, la fabrication et le montage sont bons, le classement et l'inspection sont fiables et l'entretien est normal; et
f) les produits en bois sont utilisés conformément à leur classification ou à l'usage prévu lors de leur fabrication.

4.3.5 Qualité du travail

La qualité du travail en ce qui a trait à la fabrication, à la préparation et à l'installation des matériaux doit être en tous points conforme aux règles de l'art.

4.3.6 Plans

4.3.6.1 Échelle et dimensions

Les plans, le cas échéant, doivent être exécutés à une échelle suffisante pour que les informations nécessaires soient lisibles. Ils doivent montrer l'ensemble de la charpente ou la partie de la charpente qui fait l'objet des calculs; les éléments de charpente doivent être indiqués et repérés de façon appropriée et comporter les cotes et les descriptions détaillées en vue de l'élaboration des dessins d'atelier et de montage. Les hauteurs de référence, les entraxes de colonnes et les décalages doivent être cotés.

4.3.6.2 Renvois aux normes

Les normes de calcul utilisées doivent figurer sur les plans, ainsi que les normes relatives aux matériaux et aux produits concernant les éléments et les détails illustrés.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

4.3.6.3 Renseignements sur les charges

Les charges, les réactions, les efforts tranchants, les moments et les efforts axiaux critiques auxquels les éléments de la charpente et les assemblages seront soumis et qui sont nécessaires à l'élaboration des dessins d'atelier doivent être indiqués sur les plans et sur des documents complémentaires, ou sur les deux.

4.3.6.4 Contreflèche

Si une contreflèche est nécessaire pour des poutres, des poutres-maîtresses ou des fermes, son ampleur doit être indiquée sur les plans.

5 Conception générale

5.1 Calculs aux états limites

5.1.1 Méthode d'analyse

L'effet des charges sur les éléments et les assemblages doit être déterminé selon des méthodes d'analyse reconnues, fondées en général sur des hypothèses de comportement élastique.

Note : *Les effets sont notamment les efforts, les moments, les déformations et les vibrations.*

5.1.2 États limites ultimes

Les calculs aux états limites ultimes doivent comprendre :

a) l'établissement de la valeur de l'effet des charges pondérées de façon individuelle et suivant les combinaisons de charges prescrites à l'article 5.2; et

b) l'assurance que pour chaque effet de charge décrit à l'alinéa a), l'effet de charge pondéré ne dépasse pas la résistance pondérée correspondante déterminée conformément aux articles pertinents de cette norme.

5.1.3 États limites de tenue en service

Les calculs aux états limites de tenue en service doivent comprendre :

a) l'établissement de la valeur de l'effet des charges spécifiées de façon individuelle et suivant les combinaisons de charges prescrites à l'article 5.2; et

b) l'assurance que pour chaque effet de charge décrit à l'alinéa a), le comportement de la charpente se trouve dans les limites prescrites par les articles pertinents de cette norme.

5.1.4 Coefficients de résistance

Les coefficients de résistance, ϕ, sont donnés dans les articles appropriés de cette norme pour tous les états limites pertinents des éléments en bois et des assemblages.

5.2 Charges

5.2.1 Charges appliquées sur les bâtiments

Sauf indication contraire à l'article 5.2.2, les charges spécifiées, les effets et les combinaisons de charges à considérer lors de la conception d'un bâtiment et de ses éléments doivent être ceux donnés aux articles 5.2.3 et 5.2.4.

Note : *Les charges spécifiées, les effets des charges et les combinaisons de charges indiqués dans cette norme sont conformes aux exigences du* Code national du bâtiment — Canada*, et ses* Commentaires sur le calcul des structures (Guide de l'utilisateur — Code national du bâtiment 2015 : partie 4 de la division B)*, et au* Manuel

 © 2020 Association canadienne de normalisation

canadien d'ingénierie des fondations *de la Société canadienne de géotechnique. Dans le cas des calculs parasismiques, l'article 11 contient des dispositions supplémentaires à celles de la division B du* Code national du bâtiment — Canada*.*

5.2.2 Charges appliquées sur d'autres charpentes

Si des exigences relatives aux charges autres que celles indiquées à l'article 5.2.1 sont prescrites, la pertinence de la résistance pondérée prescrite dans cette norme doit être prise en considération.

5.2.3 Charges spécifiées

5.2.3.1 Charges à prendre en considération

Les charges spécifiées doivent être déterminées conformément aux exigences du code du bâtiment pertinent.

5.2.3.2 Coefficients de risque

Pour déterminer les charges spécifiées de l'article 5.2.3.1 découlant de la neige (*S*), du vent (*W*) ou des séismes (*E*), les coefficients de risque doivent être appliqués conformément au code du bâtiment pertinent.

5.2.4 Combinaisons de charges

5.2.4.1 Combinaisons de charges relatives aux états limites ultimes

L'effet des charges principales pondérées et des charges d'action concomitante doit être déterminé sur la base des combinaisons de charges précisées dans le code du bâtiment pertinent.

5.2.4.2 Combinaisons de charges relatives aux états limites de tenue en service

L'effet des charges principales et des charges d'action concomitante doit être déterminé sur la base des combinaisons de charges précisées dans le code du bâtiment pertinent.

5.3 Conditions et coefficients influant sur la résistance

5.3.1 Généralités

Les résistances prévues précisées dans cette norme sont établies en fonction d'une durée d'application normale de la charge, de conditions d'utilisation en milieu sec et d'une utilisation de matériau non traité. Les résistances prévues des matériaux et des assemblages doivent être multipliées par les coefficients de correction précisés dans cet article et les articles pertinents de cette norme.

Note : *Les principes qui permettent de calculer les résistances prévues des éléments de bois de sciage sont décrits dans la publication spéciale du CCB intitulée* Standard Practice Relating Specified Strengths of Structural Members to Characteristic Structural Properties*. Les principes décrits dans cet ouvrage ont également servi aux calculs relatifs à d'autres produits visés par cette norme.*

5.3.2 Coefficient de durée d'application de la charge, K_D

5.3.2.1 Généralités

Sauf indication contraire à l'article 5.3.2.2, les résistances prévues doivent être multipliées par un coefficient de durée d'application de la charge, K_D, conforme au tableau 5.1, mais qui ne doit pas dépasser 1,15.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 5.1
Coefficient de durée d'application de la charge, K_D
(Voir les articles 5.3.2.1 et 9.4.1.1.)

Durée d'application de la charge	K_D	Notes explicatives
Courte	1,15	Condition selon laquelle la durée d'application des charges spécifiées ne dépasse pas 7 jours, de façon consécutive ou cumulative, pendant toute la vie utile de la charpente. Exemples : les charges dues au vent, aux secousses sismiques, à l'impact, les ouvrages provisoires, les coffrages, ainsi que les charges de durée d'application normale et/ou continue combinées aux charges mentionnées ci-dessus.
Normale	1,00	Condition selon laquelle la durée d'application des charges spécifiées est plus longue que celle de durée d'application courte, mais plus courte que celle de durée d'application continue. Exemples : les charges dues à la neige, à l'usage prévu, aux roues sur les ponts et les charges de durée d'application continue combinées à toutes ces charges.
Continue	0,65	Condition selon laquelle un élément de charpente est sollicité par une charge spécifiée de durée d'application continue. Exemples : les charges permanentes, ou les combinaisons de charges permanentes et de surcharges qui sollicitent l'élément pendant aussi longtemps que les charges permanentes elles-mêmes. Ce type de mise en charge se retrouve habituellement dans des réservoirs ou des contenants qui renferment des liquides ou des matériaux granuleux, sur des murs de soutènement soumis aux poussées latérales du sol ainsi que sur des planchers soumis à des charges normalement continues, comme dans le cas des entrepôts. Les charges dues aux machines fixes sont considérées comme des charges de durée d'application continue.

Note : *Dans le choix de la durée d'application de la charge, il faut que le concepteur fasse preuve de discernement. Les notes explicatives de ce tableau sont un guide à l'intention des concepteurs quant aux sortes de charges et de combinaisons de charges auxquelles l'un ou l'autre coefficient de correction devrait être appliqué.*

5.3.2.2 Coefficient de durée d'application continue de la charge

Si la charge spécifiée de durée d'application continue, P_L, est plus grande que la charge spécifiée de durée d'application normale, P_s, un coefficient de durée d'application de la charge de 0,65 peut être utilisé, ou K_D peut être calculé de la façon suivante :

$K_D = 1{,}0 - 0{,}50 \log (P_L/P_s) \geq 0{,}65$

où

P_L = charge spécifiée de durée d'application continue

P_s = charge spécifiée de durée d'application normale, calculée en fonction des charges due à la neige (S) et des surcharges (L) agissant seules ou ensemble

= S, L, $S + 0{,}5L$ ou $0{,}5S + L$, déterminée en utilisant les coefficients de risque égales à 1,0

 © 2020 Association canadienne de normalisation

5.3.2.3 Charges combinées

Si la charge spécifiée totale est due à des charges qui agissent selon des durées d'application diverses, le calcul doit être fondé sur la combinaison la plus défavorable. Sauf indication contraire ailleurs dans cette norme, le coefficient de durée d'application de la charge, K_D, pour la charge ayant la durée d'application la plus courte, peut s'appliquer à cette combinaison de charges.

Note : *Pour déterminer la combinaison la plus défavorable, il est nécessaire de prendre en considération à la fois l'effet des combinaisons de charges pondérées et le coefficient de durée d'application de la charge correspondant (qui a une incidence sur la résistance). La combinaison de charges qui produit l'effet le plus critique pourrait également correspondre à un coefficient de durée d'application de la charge élevé (c.-à-d., offrant une résistance relativement plus élevée) et, par conséquent, ne pas engendrer la combinaison la plus sévère. Dans ce cas, une combinaison de charges produisant un effet moins critique, mais dont la durée correspondante est plus courte (c.-à-d., offrant une résistance plus faible) pourrait donner lieu à la combinaison la plus sévère.*

5.3.3 Coefficient de conditions d'utilisation, K_S

Si les matériaux ou les assemblages ne sont pas soumis à des conditions d'utilisation en milieu sec, les résistances prévues et les modules d'élasticité doivent être multipliés par le coefficient de conditions d'utilisation, K_S, prescrit aux articles pertinents de cette norme.

5.3.4 Coefficient de traitement de préservation et d'ignifugation, K_T

5.3.4.1 Généralités

Sauf indication contraire à l'article 5.3.4.4, les résistances prévues doivent être multipliées par le coefficient de traitement, K_T, prescrit aux articles pertinents de cette norme.

5.3.4.2 Traitement de préservation

Si des conditions favorisant la pourriture ou un autre genre de détérioration risquent d'exister dans le cas des charpentes permanentes, le bois devrait être traité sous pression à l'aide d'un produit de préservation, conformément aux normes de la série CAN/CSA-O80. Si possible, le perçage, le rainurage, le débitage et toute autre opération de façonnage devraient être exécutés avant le traitement. La partie de bois façonnée après le traitement doit recevoir un traitement localisé conforme aux normes de la série CAN/CSA-O80.

5.3.4.3 Bois non traité

Le bois non traité utilisé dans les charpentes permanentes ne doit pas entrer en contact direct avec la maçonnerie, le béton ou le sol s'il y a risque de transmission d'humidité. Toute méthode qui empêche la transmission de l'humidité, p. ex., une lame d'air d'au moins 10 mm autour d'un élément dans un mur, doit être jugée adéquate.

5.3.4.4 Traitement d'ignifugation

Si le bois est imprégné d'un produit ignifugeant ou autre produit chimique qui diminue sa résistance, le coefficient de traitement, K_T, doit être déterminé conformément aux résultats d'essais appropriés ou ne doit pas dépasser la valeur de K_T spécifiée dans l'article approprié de cette norme.

5.3.5 Coefficient de système, K_H

Les résistance prévues peuvent être multipliées par un coefficient de système, K_H, spécifié aux articles appropriés de cette norme.

Note : *L'article A.5.3.5 contient des renseignements supplémentaires sur les coefficients de système.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

5.3.6 Coefficient de dimensions, K_Z

Les résistances prévues doivent être multipliées par le coefficient de dimensions, K_Z, spécifié aux articles appropriés de cette norme.

5.3.7 Coefficient de stabilité latérale, K_L

La résistance prévue en flexion doit être multipliée par le coefficient de stabilité latérale K_L, spécifié aux articles appropriés de cette norme.

5.3.8 Réduction de la section transversale

5.3.8.1 Section nette

La section nette, obtenue en soustrayant de la section brute l'aire de tout matériau enlevé par perçage, rainurage, embrèvement, entaillage ou une autre opération, doit être vérifiée lors du calcul de la résistance d'un élément.

5.3.8.2 Limite

La section nette ne doit en aucun cas être inférieure à 75 % de la section brute.

5.4 Exigences relatives à la tenue en service

5.4.1 Module d'élasticité

Le module d'élasticité, dans les calculs de rigidité, E_S, doit être calculé comme suit :

$E_S = E\ (K_{SE}\ K_T)$

où

E = module d'élasticité prévu, MPa

K_{SE} = coefficient de conditions d'utilisation

K_T = coefficient de traitement

5.4.2 Flèche élastique

La flèche élastique des éléments de charpente soumis à des combinaisons de charges, dans le calcul aux états limites de tenue en service, ne doit pas dépasser 1/180 de la portée. Dans le cas des éléments qui présentent une contreflèche au moins égale à la flèche due aux charges permanentes, la flèche supplémentaire due aux surcharges et aux charges dues à la neige et au vent ne doit pas dépasser 1/180 de la portée. La flèche due aux combinaisons de charges qui servent au calcul des états limites de tenue en service doit être limitée afin d'éviter l'endommagement des éléments structuraux ou des éléments non structuraux y étant attachés.

Note : *Voir l'article A.5.4.2 pour des informations additionnelles sur la flèche des systèmes à ossature en bois soumises à des charges statiques.*

5.4.3 Déformation permanente

Les éléments de charpente qui supportent des charges de durée d'application continue doivent être conçus de manière à limiter les déformations permanentes. Faute d'une méthode d'évaluation plus précise des limites acceptables pour les flèches, une flèche égale au 1/360 de la portée doit être considérée comme étant la limite supérieure à ne pas dépasser dans le calcul de la flèche élastique due aux combinaisons de charges de durée d'application continue.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

5.4.4 Accumulation d'eau

Les systèmes d'ossature des toits doivent faire l'objet d'une analyse rationnelle afin d'assurer la tenue en service en cas d'accumulation d'eau, à moins que :

a) la surface du toit ne soit inclinée de manière à permettre l'écoulement libre de l'eau de pluie et empêcher son accumulation; ou

b) dans le cas d'un système à appuis simples sollicité par une charge uniformément répartie, la condition suivante soit satisfaite :

$$\frac{\Sigma\Delta}{w} < 65$$

où

$\Sigma\Delta$ = somme des flèches dues à cette charge, en mm, pour tous les éléments constitutifs du système (platelage, poutres secondaires, poutres principales, etc.)

w = charge totale spécifiée uniformément répartie, kN/m²

5.4.5 Vibration

Δ **5.4.5.1 Généralités**

Les charpentes soumises à des vibrations doivent être spécialement étudiées pour s'assurer que les vibrations sont acceptables compte tenu de l'usage prévu de la charpente.

Note : *Des informations additionnelles sur les critères de flèche et de vibration pour la tenue en service se trouvent dans le* Commentaires sur le calcul des structures (Guide de l'utilisateur — Code national du bâtiment 2015 : partie 4 de la division B)*, et, en ce qui a trait aux vibrations dans les planchers en ossature et les planchers faits de bois lamellé-croisé, dans le* Commentaire du CCB sur CSA O86*.*

Δ **5.4.5.2 Vibration des planchers**

Dans le cas des systèmes de plancher en solives constitués d'un sous-plancher en bois fixé à un ensemble de solives également reparties, les calculs doivent tenir compte des vibrations découlant des activités humaines normales, comme la marche. Les méthodes de calcul recommandées sont décrites à l'article A.5.4.5. Les solives de plancher sont notamment faites de bois de sciage, de bois lamellé-collé ou de bois de charpente composite, ou sont des solives en I préfabriquées en bois ou des fermes à membrures parallèles

En ce qui a trait aux planchers faits de bois lamellé-croisé, l'article A.8.5.3 présente la méthode de calcul recommandée.

Note : *Des informations additionnelles sur les critères de flèche et de vibration pour la tenue en service se trouvent dans le* Commentaire sur le calcul des structures (Guide de l'utilisateur — Code national du bâtiment 2015 : partie 4 de la division B)*, et, en ce qui a trait aux vibrations dans les planchers en solives et les planchers faits de bois lamellé-croisé, dans le* Commentaire du CCB sur CSA O86*.*

5.4.6 Mouvements du bâtiment attribuables aux changements de la teneur en d'humidité

Les mouvements anticipés du bâtiment attribuables au retrait et au gonflement doivent être précisés sur les plans par le concepteur.

Note : *Voir l'article A.5.4.6 pour des informations sur le retrait et le gonflement des éléments en bois en raison des changements de la teneur en humidité.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

5.5 Effort de contreventement latéral sur les membrures d'âme en compression des fermes de toit en bois

Le contreventement utilisé pour résister à la déformation hors plan dans les membrures d'âme en compression axiale des fermes légères de toit en bois assemblées avec des connecteurs métalliques minces doit être conçu pour résister à un effort égal à 1,25 % de la force de compression axiale qui s'exerce sur cette membrure d'âme. Cette valeur doit s'appliquer également aux membrures d'âme à simple contreventement et aux membrures d'âme à double contreventement. Dans les systèmes à éléments répétitifs, les efforts latéraux sont cumulatifs. L'assemblage des contreventements latéraux et aux membrures d'âme doit être calculé conformément à l'article 12.

5.6 Résistance au feu

Le cas échéant, la conception pour la résistance au feu doit être conforme au code du bâtiment pertinent.

Note : *Une méthode de calcul de la résistance au feu d'éléments en bois de grande section transversale est présentée à l'annexe B. Si le code du bâtiment pertinent ne prescrit aucune méthode de calcul, il est possible d'utiliser les renseignements pour l'élaboration d'une solution de rechange conforme aux objectifs du* Code national du bâtiment — Canada.

6 Bois de sciage

6.1 Domaine d'application

Les méthodes et les données de calcul de l'article 6 ne s'appliquent qu'au bois de charpente conforme à CSA O141.

6.2 Matériaux

6.2.1 Identification du bois

6.2.1.1 Généralités

Les calculs conformes à cette norme reposent sur l'utilisation de bois d'œuvre classé suivant les *Règles de classification pour le bois d'œuvre canadien* de la NLGA, et identifié au moyen de l'estampille d'une association ou d'un organisme indépendant de classement, conformément à CSA O141.

Note : *Pour obtenir la liste des organismes accrédités, communiquer avec le Conseil d'accréditation de la Commission canadienne de normalisation du bois d'œuvre.*

6.2.1.2 Bois d'œuvre canadien

Dans cette norme, les essences canadiennes sont classées suivant les groupes d'essences commerciales indiquées au tableau 6.1. Ces groupes devraient être employés pour la conception générale.

Note : *Il est fortement recommandé aux concepteurs de s'assurer de la disponibilité des essences, des classes et des dimensions souhaitées avant de rédiger leur devis. Voir l'article A.6.2.1.2.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 6.1
Groupes d'essences
(Voir l'article 6.2.1.2.)

Groupe d'essences	Identification par estampille	Essences comprises dans le groupe
Douglas-mélèze	D Fir-L (N)	Sapin de Douglas, mélèze occidental
Pruche-sapin	Hem-Fir (N)	Pruche occidentale, sapin gracieux
Épinette-pin-sapin	É-P-S ou S-P-F	Épinette (toutes les essences sauf épinette de Sitka et épinette de Norvège), pin gris, pin tordu, sapin baumier, sapin alpin
Essences nordiques	N. Species ou North Species	Toute essence canadienne classée selon les règles NLGA

Notes :
1) *Les noms des essences qui figurent dans ce tableau se rapportent à leur nom commercial courant. Des renseignements plus détaillés sur les noms botaniques et d'autres noms courants se trouvent dans CSA O141.*
2) *La publication* Règles de classification pour le bois d'œuvre canadien *de la NLGA mentionne d'autres désignations d'essences non précisées dans ce tableau. Toutefois, s'il est possible d'identifier les essences, elles pourraient être groupées dans l'un des groupes commerciaux aux fins d'assigner les résistances prévues.*

6.2.1.3 Bois d'œuvre américain

Pour les groupes d'essences commerciales américaines classés suivant la publication intitulée *National Grading Rule for Dimension Lumber*, les données de calcul peuvent être établies à l'aide des équivalences de groupes d'essences indiquées au tableau 6.2.

Tableau 6.2
Équivalence des groupes d'essences
(Voir l'article 6.2.1.3.)

Groupe d'essences américain	Groupe d'essences canadien équivalent
Sapin de Douglas-mélèze	Sapin de Douglas-mélèze
Pruche-sapin	Pruche-sapin

Note : *La publication* Standard Grading Rules for Canadian Lumber *de la NLGA renferme les règles prescrites dans le document* National Grading Rule for Dimension Lumber*, qui contient une description uniforme des classes et d'autres exigences relatives au bois de dimension résineux, exigences qui constituent une partie des règles de classement qui régissent tout le bois de dimension résineux aux États-Unis. Ainsi, tout le bois de dimension provenant du Canada et des États-Unis est classé suivant les mêmes règles.*

6.2.2 Classes et catégories de bois d'œuvre

6.2.2.1 Bois de charpente classé visuellement

Le tableau 6.3 donne les catégories, les limites relatives aux dimensions et les classes d'éléments de charpente pour lesquelles les données de calcul sont prescrites dans cette norme. Les classes mentionnées sont celles de la publication *Standard Grading Rules for Canadian Lumber* de la NLGA.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 6.3
Dimensions du bois classé visuellement
(Voir l'article 6.2.2.1.)

Catégorie	Face étroite, mm	Grande face, mm	Classe
Charpente légère	38 à 89	38 à 89	Construction, Standard
Montants (colombages)	38 à 89	38 ou plus	Montant
Charpente légère de structure	38 à 89	38 à 89	Structure choisie n° 1, n° 2, n° 3
Solives et madriers	38 à 89	114 ou plus	Structure choisie n° 1, n° 2, n° 3
Poutres et longerons	114 ou plus	Au moins 51 de plus que la face étroite	Structure choisie n° 1, n° 2
Poteaux et bois carrés	114 ou plus	Au plus 51 de plus que la face étroite	Structure choisie n° 1, n° 2
Platelage en madriers*	38 à 89	140 ou plus	Choisi, Commercial

* *« Le platelage en madriers » est défini comme étant du « platelage » selon les règles de la NLGA.*

6.2.2.2 Bois de charpente classé mécaniquement par résistance (MSR) et bois de charpente évalué par machine (MEL)

Les données de calcul prescrites dans cette norme s'appliquent au bois d'œuvre classé conformément à NLGA SPS 2 et identifié par l'estampille d'une association ou d'un organisme indépendant agréé par un organisme accrédité relativement au classement par des moyens mécaniques.

Note : *Pour obtenir la liste des organismes accrédités, communiquer avec le Conseil d'accréditation de la Commission canadienne de normalisation du bois d'œuvre.*

6.2.3 Bois abouté à entures multiples et collé sur face

6.2.3.1 Généralités

Sous réserve de l'article 6.2.3.2, 6.2.3.3 ou 6.2.3.4, les données de calcul prescrites dans cette norme s'appliquent au bois jointé et collé sur face fabriqué conformément à NLGA SPS 1, SPS 3, SPS 4, SPS 5 ou SPS 6.

Note : *Le bois jointé et collé sur face est produit selon des spécifications qui permettent de lui conférer les mêmes valeurs de résistance et de rigidité que celles qui sont prescrites pour le bois non jointé et non collé sur face dont la classe, l'essence et les dimensions sont les mêmes.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

6.2.3.2 Bois d'œuvre pour « utilisation verticale montant (colombage) seulement » selon NLGA SPS 3 et SPS 5

6.2.3.2.1 Applications

Le bois jointé et collé sur face fabriqué conformément à NLGA SPS 3 et SPS 5, respectivement, doit être utilisé uniquement dans les conditions suivantes :

a) le bois est principalement en compression et n'est en flexion ou en traction que par des charges de durée d'application courte, telles que les charges dues au vent ou aux séismes; et
b) le bois est protégé des conditions d'utilisation en milieu humide, et il n'est pas utilisé dans un milieu où la température est susceptible de dépasser 50 °C pendant des périodes prolongées.

6.2.3.2.2 Mur résistant au feu

Si le bois d'œuvre classé pour une « utilisation verticale montant (colombage) seulement » selon SPS 3 et SPS 5 est utilisé dans un mur ayant un degré de résistance au feu, l'estampille doit porter la désignation « Heat Resistant Adhesive » (HRA).

6.2.3.3 Bois d'œuvre pour « utilisation en milieu sec seulement » selon NLGA SPS 4

Le bois jointé fabriqué conformément à NLGA SPS 4 portant la désignation « Dry Use Only » (utilisation en milieu sec seulement) doit être utilisé uniquement lorsqu'il est protégé des conditions d'utilisation en milieu humide.

6.2.3.4 Bois de charpente collé sur face selon NLGA SPS 6

Si le bois de charpente collé sur face selon SPS 6 est utilisé dans un mur ayant un degré de résistance au feu, l'estampille doit porter la désignation « Heat Resistant Adhesive » (HRA).

6.2.4 Bois retransformé

Le bois de dimension et le bois qui ont été resciés ou resoumis à toute autre opération de transformation doivent être classés de nouveau suivant l'article 6.2.1.

6.2.5 Classes mixtes

Si des classes mixtes sont utilisées, la résistance prévue doit être celle de la classe dont la valeur est la plus faible.

6.3 Résistances prévues et modules d'élasticité

6.3.1 Bois de charpente classé visuellement

6.3.1.1 Généralités

Les résistances prévues et les modules d'élasticité pour le bois de charpente classé visuellement sont présentées comme suit :

a) catégories solives et madriers, charpente légère de structure et montants (colombages) : tableau 6.4;
b) catégorie charpente légère : tableau 6.5;
c) catégories poutres et longerons : tableau 6.6; et
d) catégories poteaux et bois carrés : tableau 6.7.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

6.3.1.2 Platelage en madriers

Les résistances prévues et les modules d'élasticité pour les platelages en madriers doivent être tirées du tableau 6.4 au moyen des équivalents de classes suivants :

Classe de platelage	Classe équivalente de bois d'œuvre
Choisi	Structure choisie
Commercial	nº 2

6.3.2 Bois de charpente classé mécaniquement par résistance et bois de charpente évalué par machine

Le tableau 6.8 donne les résistances prévues et les modules d'élasticité pour le bois de charpente classé mécaniquement par résistance. Le tableau 6.9 donne les résistances prévues et les modules d'élasticité pour le bois de charpente évalué par machine. Les résistances prévues en cisaillement ne sont pas fonction de la classe et doivent être tirées du tableau 6.4 suivant les essences appropriées.

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 6.4
Résistances prévues et modules d'élasticité, MPa, des solives et madriers, des charpentes légères et des montants (colombages)

(Voir les articles 6.3.1.1, 6.3.1.2, 6.3.2, 6.5.3.1, 6.5.5.2.4, 6.5.5.2.5, 6.5.6.2, 6.5.8, 10.5.3 à 10.5.5, 10.6.3.1, 10.6.3.6, 12.4.4.4, 12.4.4.5, A.6.5.5.3.6, et A.5.4.2.2 et les tableaux 6.8, 6.9 et 8.2.)

Groupe d'essences	Classe	Flexion, f_b	Cisaillement longitudinal, f_v	Compression		Traction parallèle au fil, f_t	Module d'élasticité	
				Parallèle au fil, f_c	Perpendiculaire au fil, f_{cp}		E	E_{05}
Sapin de Douglas-mélèze	SS	16,5		19,0		10,6	12 500	8500
	n° 1/n° 2	10,0	1,9	14,0	7,0	5,8	11 000	7000
	n° 3/Stud	4,6		7,3		2,1	10 000	5500
Pruche-sapin	SS	16,0		17,6		9,7	12 000	8500
	n° 1/n° 2	11,0	1,6	14,8	4,6	6,2	11 000	7500
	n° 3/Stud	7,0		9,2		3,2	10 000	6000
Épinette-pin-sapin	SS	16,5		14,5		8,6	10 500	7500
	n° 1/n° 2	11,8	1,5	11,5	5,3	5,5	9500	6500
	n° 3/Stud	7,0		9,0		3,2	9000	5500
Essences nordiques	SS	10,6		13,0		6,2	7500	5500
	n° 1/n° 2	7,6	1,3	10,4	3,5	4,0	7000	5000
	n° 3/Stud	4,5		5,2		2,0	6500	4000

Note : *Les valeurs du tableau sont basées sur les conditions normales suivantes :*

a) *grande face : 286 mm;*
b) *conditions d'utilisation en milieu sec; et*
c) *durée d'application normale de la charge.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 6.5
Résistances prévues et modules d'élasticité, MPa, du bois de charpente légère (dimensions 38 × 38 mm à 89 × 89 mm)
(Voir les articles 6.3.1.1, 6.5.5.2.5, 10.5.3 à 10.5.5, 10.6.3.1, 10.6.3.6, 12.4.4.4 et 12.4.4.5.)

Groupe d'essences	Classe	Flexion, f_b	Cisaillement longitudinal, f_v	Compression		Traction parallèle au fil, f_t	Module d'élasticité	
				Parallèle au fil, f_c	Perpendiculaire au fil, f_{cp}		E	E_{05}
Sapin de Douglas-mélèze	Const.	13,0	3,2	16,0	7,0	6,6	10 000	5500
	Stand.	7,3		13,1		3,7	9000	5000
Pruche-sapin	Const.	14,3	2,7	16,9	4,6	7,0	10 000	6000
	Stand.	8,0		13,9		3,9	9000	5500
Épinette-pin-sapin	Const.	15,3	2,6	13,1	5,3	6,2	9000	5500
	Stand.	8,6		10,8		3,5	8000	5000
Essences nordiques	Const.	9,9	2,2	11,9	3,5	4,5	6500	4000
	Stand.	5,5		9,8		2,5	6000	3500

Notes :

1) *Le coefficient de dimensions, K_Z, pour la catégorie charpente légère doit être égal à 1,00, sauf pour le coefficient K_{Zc}, qui doit être calculé conformément à l'article 6.5.5.2.4 et le coefficient K_{Zcp}, qui doit être déterminé conformément à l'article 6.5.6.4.*
2) *Les valeurs du tableau sont basées sur les conditions normales suivantes :*
   a) *largeur : 89 mm (sauf pour les propriétés de compression);*
   b) *conditions d'utilisation en milieu sec; et*
   c) *durée d'application normale de la charge.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 6.6
Résistances prévues et modules d'élasticité, MPa, des poutres et des longerons

(Voir les articles 6.3.1.1, 6.5.2.2, 6.5.5.2.5, 10.5.3 à 10.5.5, 10.6.3.1, 10.6.3.6, 12.4.4.4, 12.4.4.5 et 14.3.)

Groupe d'essences	Classe	Flexion, f_b*	Cisaillement longitudinal, f_v	Compression		Traction parallèle au fil, f_t	Module d'élasticité	
				Parallèle au fil, f_c	Perpendiculaire au fil, f_{cp}		E*	E_{05}*
Sapin de Douglas-mélèze	SS	19,5	1,5	13,2	7,0	10,0	12 000	8000
	n° 1	15,8		11,0		7,0	12 000	8000
	n° 2	9,0		7,2		3,3	9500	6000
Pruche-sapin	SS	16,8	1,2	13,0	4,6	7,4	11 500	8000
	n° 1	14,4		12,4		6,3	11 000	7500
	n° 2	14,4		12,4		6,3	11 000	7500
Épinette-pin-sapin	SS	13,6	1,2	9,5	5,3	7,0	8500	6000
	n° 1	11,0		7,9		4,9	8500	6000
	n° 2	6,3		5,2		2,3	6500	4500
Essences nordiques	SS	12,8	1,0	7,2	3,5	6,5	8000	5500
	n° 1	10,8		6,0		4,6	8000	5500
	n° 2	5,9		3,9		2,2	6000	4000

* *Les résistances prévues des poutres et des longerons sont fondées sur des charges appliquées sur leur face étroite. Si les charges sont appliquées sur leur grande face, la résistance prévue en flexion à la fibre extrême et le module d'élasticité prévu doivent être multipliés par les coefficients suivants :*

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 6.6 (fin)

	f_b	E ou E_{05}
Structure choisie	*0,88*	*1,00*
n° 1 ou n° 2	*0,77*	*0,90*

Notes :

1) *Les poutres et longerons ont une face étroite d'au moins 114 mm et une grande face mesurant plus de 51 mm de plus que la face étroite.*
2) *Une valeur approximative du module de rigidité peut être estimée en multipliant le module d'élasticité par 0,065.*
3) *Une attention particulière devrait être portée afin d'éviter de surcharger en compression les éléments sciés de plus de 89 mm d'épaisseur qui sèchent lentement avant que la fibre extrême ait suffisamment séché; dans le cas contraire, les résistances en compression qui s'appliquent aux conditions d'utilisation en milieu humide doivent être utilisées.*
4) *Les valeurs du tableau sont basées sur les conditions normales suivantes :*
   a) *grande face, pour sollicitation en flexion et en cisaillement : 343 mm; pour sollicitation en traction et en compression parallèle au fil : 292 mm;*
   b) *conditions d'utilisation en milieu sec; et*
   c) *durée d'application normale de la charge.*
5) *Il est fortement recommandé aux concepteurs de s'assurer de la disponibilité des essences, des classes et des dimensions souhaitées avant de rédiger leur devis. Voir l'article A.6.2.1.2.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Δ

Tableau 6.7
Résistances prévues et modules d'élasticité, MPa, du bois de catégorie poteau et bois carrés

(Voir les articles 6.3.1.1, 6.5.2.2, 6.5.5.2.5, 10.5.3 à 10.5.5, 10.6.3.1, 10.6.3.6, 12.4.4.4 et 12.4.4.5.)

				Compression			Module d'élasticité	
Groupe d'essences	**Classe**	**Flexion, f_b**	**Cisaillement longitudinal, f_v**	**Parallèle au fil, f_c**	**Perpendiculaire au fil, f_{cp}**	**Traction parallèle au fil, f_t**	**E**	**E_{05}**
Sapin de Douglas-mélèze	SS	18,3	1,5	13,8	7,0	10,7	12 000	8000
	n° 1	13,8		12,2		8,1	10 500	6500
	n° 2	6,0		7,5		3,8	9500	6000
Pruche-sapin	SS	13,6	1,2	11,3	4,6	7,9	10 000	7000
	n° 1	10,2		10,0		6,0	9000	6000
	n° 2	4,5		6,1		2,8	8000	5500
Épinette-pin-sapin	SS	12,7	1,2	9,9	5,3	7,4	8500	6000
	n° 1	9,6		8,7		5,6	7500	5000
	n° 2	4,2		5,4		2,6	6500	4500
Essences nordiques	SS	12,0	1,0	7,5	3,5	7,0	8000	5500
	n° 1	9,0		6,7		5,3	7000	5000
	n° 2	3,9		4,1		2,5	6000	4000

Notes :

1) *Les poteaux et les bois carrés ont une face étroite d'au moins 114 mm et une grande face qui mesure au plus 51 mm de plus que la face étroite.*
2) *Les résistances qui s'appliquent aux poutres et aux longerons peuvent être attribuées aux poteaux et aux bois carrés qui sont classés conformément aux exigences relatives aux poutres et aux longerons.*
3) *Une valeur approximative du module de rigidité peut être estimée en multipliant le module d'élasticité par 0,065.*
4) *Une attention particulière devrait être portée afin d'éviter de surcharger en compression les éléments sciés de plus de 89 mm d'épaisseur qui sèchent lentement avant que la fibre extrême ait suffisamment séché; dans le cas contraire, les résistances en compression qui s'appliquent aux conditions d'utilisation en milieu humide doivent être utilisées.*
5) *Les valeurs du tableau sont basées sur les conditions normales suivantes :*
   a) *grande face, pour sollicitation en flexion et en cisaillement : 343 mm; pour sollicitation en traction et en compression parallèle au fil : 292 mm;*

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 6.7 (fin)

b) *conditions d'utilisation en milieu sec; et*

c) *durée d'application normale de la charge.*

6) *Il est fortement recommandé aux concepteurs de s'assurer de la disponibilité des essences, des classes et des dimensions souhaitées avant de rédiger leur devis. Voir l'article A.6.2.1.2.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 6.8
Résistances prévues et modules d'élasticité, MPa, des bois de charpente classés mécaniquement par résistance (38 mm de largeur et toutes hauteurs)
(Voir les articles 6.3.2, 10.5.3 à 10.5.5, 10.6.3.1, 10.6.3.6 et A.6.5.6 et le tableau 8.2.)

			Traction parallèle au fil, f_t		Compression	
Classe	**Flexion, f_b**	**Module d'élasticité, E**	**64 à 184 mm**	**> 184 mm***	**Parallèle au fil, f_c**	**Perpendiculaire au fil, f_{cp}†**
1200F_b -1,2E	17,4	8300	6,7	—	15,1	5,3
1350F_b -1,3E	19,5	9000	8,4	—	16,9	5,3
1450F_b -1,3E	21,0	9000	9,0	—	17,3	5,3
1500F_b -1,4E	21,7	9700	10,1	—	17,5	5,3
1650F_b -1,5E	23,9	10 300	11,4	—	18,1	5,3
1800F_b -1,6E	26,1	11 000	13,2	—	18,7	5,3
1950F_b -1,7E	28,2	11 700	15,4	—	19,3	5,3
2100F_b -1,8E	30,4	12 400	17,7	—	19,9	6,5
2250F_b -1,9E	32,6	13 100	19,6	—	20,5	6,5
2400F_b -2,0E	34,7	13 800	21,6	—	21,1	6,5
2550F_b -2,1E	36,9	14 500	23,0	—	21,7	6,5
2700F_b -2,2E	39,1	15 200	24,1	—	22,3	6,5
2850F_b -2,3E	41,3	15 900	25,8	—	22,9	6,5
3000F_b -2,4E	43,4	16 500	26,9	—	23,5	6,5
Les classes MSR suivantes procurent un module d'élasticité associé à des résistances correspondantes supérieures. Il est nécessaire de soumettre ces classes MSR à une homologation et leur résistance à la traction à un contrôle de la qualité quotidien.						
1400F_b -1,2E	20,3	8300	9,0	9,0	17,1	5,3
1600F_b -1,4E	23,2	9700	10,7	10,7	17,9	5,3

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 6.8 (fin)

Classe	Flexion, f_b	Module d'élasticité, E	Traction parallèle au fil, f_t		Compression	
			64 à 184 mm	> 184 mm*	Parallèle au fil, f_c	Perpendiculaire au fil, f_{cp}†
1650F_b -1,3E	23,9	9000	11,4	11,4	18,1	5,3
1800F_b -1,5E	26,1	10 300	14,6	14,6	18,7	5,3
2000F_b -1,6E	29,0	11 000	14,6	14,6	19,5	5,3
2250F_b -1,7E	32,6	11 700	19,6	19,6	20,5	5,3
2250F_b -1,8E	32,6	12 400	19,6	19,6	20,5	6,5
2400F_b -1,8E	34,7	12 400	21,6	21,6	21,1	6,5

* *Les valeurs de calcul de la traction pour les petites hauteurs peuvent être attribuées à ces dimensions si le bois est classé au niveau de qualification approprié et fait l'objet de contrôles de la qualité quotidiens de leur résistance en traction, comme l'exige NLGA SPS 2.*

† *Les valeurs de compression perpendiculaire au fil s'appliquent aux groupes d'essences É-P-S MSR (toutes classes) et pruche-sapin MSR avec une classe E de 10 300 MPa ou plus. Dans le cas d'autres classes ou d'autres essences, utiliser les valeurs correspondantes pour le groupe approprié de bois de charpente classé visuellement, présentées au tableau 6.4.*

Notes :

1) *Les valeurs du tableau sont basées sur une durée d'application normale de la charge et sur des conditions d'utilisation en milieu sec.*
2) *Le coefficient de dimensions K_Z pour le bois MSR doit être égal à 1,00, sauf que K_{Zv} doit être tiré du tableau 6.13, K_{Zcp} doit être calculé conformément à l'article 6.5.6.4 et K_{Zc} doit être calculé conformément à l'article 6.5.5.2.4.*
3) *Il est fortement recommandé aux concepteurs de s'assurer de la disponibilité des essences, des classes et des dimensions souhaitées avant de rédiger leur devis. Voir l'article A.6.2.1.2.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 6.9
Résistances prévues et modules d'élasticité, MPa, des bois de charpente évalués par machine (38 mm de largeur et toutes hauteurs)
(Voir les articles 6.3.2, 10.5.3 à 10.5.5, 10.6.3.1, 10.6.3.6, A.6.5.5.3.6 et A.6.5.6.)

				Compression	
Classe	**Flexion, f_b**	**Module d'élasticité, E**	**Traction parallèle au fil, f_t**	**Parallèle au fil, f_c**	**Perpendicu-laire au fil, f_{cp}***
M-10	20,3	8300	9,0	17,1	5,3
M-11	22,4	10 300	9,5	17,7	5,3
M-12	23,2	11 000	9,5	17,9	5,3
M-13	23,2	9700	10,7	17,9	5,3
M-14	26,1	11 700	11,2	18,7	5,3
M-15	26,1	10 300	12,3	18,7	5,3
M-18	29,0	12 400	13,5	19,5	6,5
M-19	29,0	11 000	14,6	19,5	5,3
M-21	33,3	13 100	15,7	20,7	6,5
M-22	34,0	11 700	16,8	20,9	5,3
M-23	34,7	12 400	21,3	21,1	6,5
M-24	39,1	13 100	20,2	22,3	6,5
M-25	39,8	15 200	22,4	22,5	6,5
M-26	40,6	13 800	20,2	22,7	6,5

* *Les valeurs de compression perpendiculaire au fil s'appliquent au bois de charpente évalué par machine du groupe d'essences É-P-S MEL (toutes classes) et pruche-sapin MEL avec une classe E de 10 300 MPa ou plus. Dans le cas d'autres classes ou d'autres essences, utiliser les valeurs correspondantes pour le groupe approprié de bois de charpente classé visuellement, présentées au tableau 6.4.*

Notes :

1) *Les valeurs du tableau sont basées sur une durée d'application normale de la charge et sur des conditions d'utilisation en milieu sec.*
2) *Le coefficient de dimensions K_Z pour le bois MEL doit être égal à 1,00, sauf que K_{Zv} doit être tiré du tableau 6.13, K_{Zcp} doit être calculé conformément à l'article 6.5.6.4 et K_{Zc} doit être calculé conformément à l'article 6.5.5.2.4.*
3) *Il est fortement recommandé aux concepteurs de s'assurer de la disponibilité des essences, des classes et des dimensions souhaitées avant de rédiger leur devis. Voir l'article A.6.2.1.2.*

6.4 Coefficients de correction

6.4.1 Coefficient de durée d'application de la charge, K_D

La résistance prévue du bois d'œuvre doit être multipliée par un coefficient de durée d'application de la charge, K_D, conformément à l'article 5.3.2.

© 2020 Association canadienne de normalisation

6.4.2 Coefficient de conditions d'utilisation, K_S

La résistance et le module d'élasticité prévus du bois d'œuvre doivent être multipliés par un coefficient de conditions d'utilisation, K_S, conformément au tableau 6.10.

6.4.3 Coefficient de traitement, K_T

6.4.3.1 Généralités

La résistance et le module d'élasticité prévus du bois d'œuvre doivent être multipliés par un coefficient de traitement, K_T, conformément au tableau 6.11.

6.4.3.2 Autres traitements

Dans le cas du bois d'œuvre traité par ignifugation ou avec d'autres produits chimiques qui réduisent la résistance, les résistances et la rigidité doivent être basées sur des résultats d'essais documentés qui doivent tenir compte de l'effet du temps, de la température et de la teneur en humidité, conformément à l'article 4.3.2.

Note : *Les effets des traitements ignifugeants varient selon les matériaux et les procédés.*

6.4.4 Coefficient de système, K_H

6.4.4.1 Cas 1

Les résistances prévues pour les éléments en bois de sciage d'un système constitué d'au moins trois éléments essentiellement parallèles dont l'espacement ne dépasse pas 610 mm et agencés de manière à supporter la charge appliquée peuvent être multipliées par le coefficient de système du cas 1 précisé au tableau 6.12.

Note : *Le cas 1 s'applique aux systèmes d'éléments de charpente rapprochés comme les fermes à ossature légère, les éléments de charpente composés et les éléments de charpente en bois lamellé-collé. Le cas 1 peut aussi s'appliquer à certains systèmes traditionnels de solives et de chevrons où les détails de charpente ne satisfont pas à l'article 6.4.4.2.*

6.4.4.2 Cas 2

Les résistances prévues pour les éléments en bois de sciage d'un système constitué de solives, de chevrons et de montants conformes à l'article 6.4.4.1 peuvent être multipliées par le coefficient de système du cas 2 précisé au tableau 6.12, pourvu que les conditions supplémentaires suivantes soient satisfaites :

a) les solives, les chevrons ou les montants sont revêtus d'un contreplaqué, d'un panneau de copeaux ou d'un panneau OSB d'au moins 9,5 mm d'épaisseur, ou de bois d'au moins 17 mm d'épaisseur combiné à un recouvrement de panneaux tel qu'une sous-finition ou un parquet de bois; et
b) le revêtement ou le sous-plancher est fixé aux éléments de charpente de manière à procurer une rigidité minimale équivalente à celle obtenue à l'aide de clous ordinaires de 2 po espacés de 150 mm aux rives des panneaux de revêtement et de 300 mm aux autres endroits.

Les coefficients de système du cas 2 doivent être appliqués aux propriétés de section d'éléments simples; ils ne doivent pas être utilisés avec des propriétés de section augmentées selon une analyse de l'action composée partielle entre le bois et le revêtement.

Note : *Le cas 2 s'applique aux systèmes comme les planchers, les toits et les murs à ossature légère classique réalisés à l'aide d'éléments de charpente en bois de dimension et du minimum exigé de revêtement et d'assemblages.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

6.4.4.3 Poutres composées

Pour le bois d'œuvre utilisé dans une poutre composée constituée de deux éléments ou plus de même hauteur fixés ou collés ensemble de sorte que la poutre fléchisse de façon monolithique, les résistances prévues peuvent être multipliées par le coefficient de système, K_H, précisé au tableau 6.12.

6.4.5 Coefficient de dimensions, K_Z

Δ #### 6.4.5.1 Bois de charpente classé visuellement

Sous réserve de l'article 6.4.5.2, les résistances prévues du bois de charpente classé visuellement doivent être multipliées par un coefficient de dimensions, K_Z, tiré du tableau 6.13.

6.4.5.2 Catégories de charpente légère

Le coefficient de dimensions, K_Z, pour les catégories de charpente légère doit être égal à 1,00, sauf pour le coefficient K_{Zc} qui doit être calculé conformément à l'article 6.5.5.2.4, et le coefficient K_{Zcp} qui peut être calculé conformément à l'article 6.5.6.4.

6.4.5.3 Bois de charpente classé mécaniquement par résistance (MSR) et bois de charpente évalué par machine (MEL)

Le coefficient de dimensions, K_Z, pour le bois de charpente classé mécaniquement par résistance et le bois de charpente évalué par machine doit être égal à 1,00, sauf pour le coefficient K_{Zv} qui doit être celui indiqué au tableau 6.13, *le coefficient* K_{Zc} qui doit être calculé conformément à l'article 6.5.5.2.4, et le coefficient K_{Zcp} qui peut être déterminé conformément à l'article 6.5.6.4.

Tableau 6.10
Coefficients de conditions d'utilisation, K_S
(Voir les articles 6.4.2, 10.5.2, 10.5.3, 12.4.4.4 et 12.4.4.5.)

			Utilisation en milieu humide : face étroite du bois de sciage, de pilots et de poteaux	
K_S	Propriété	Utilisation en milieu sec	89 mm ou moins	Plus de 89 mm
K_{Sb}	Flexion	1,00	0,84	1,00
K_{Sf}	Cisaillement par fissuration	1,00	0,70	0,70
K_{Sv}	Cisaillement longitudinal	1,00	0,96	1,00
K_{Sc}	Compression parallèle au fil	1,00	0,69	0,91
K_{Scp}	Compression perpendiculaire au fil	1,00	0,67	0,67
K_{St}	Traction parallèle au fil	1,00	0,84	1,00
K_{SE}	Module d'élasticité	1,00	0,94	1,00

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 6.11
Coefficient de traitement, K_T
(Voir l'article 6.4.3.1.)

Produit	Utilisation en milieu sec	Utilisation en milieu humide
Bois non traité	1,00	1,00
Bois traité, non incisé	1,00	1,00
Bois traité d'au plus 89 mm, incisé,		
Module d'élasticité	0,90	0,95
Autres propriétés	0,75	0,85
Bois traité par ignifugation	Voir l'article 6.4.3.2 pour les effets des traitements d'ignifugation.	

Tableau 6.12
Coefficients de système, K_H
(Voir les articles 6.4.4.1 à 6.4.4.3.)

		Cas 2†		
Propriété	**Cas 1***	**Classé visuellement**	**MSR**	**Poutres composées**
Flexion	1,10	1,40	1,20	1,10
Cisaillement longitudinal	1,10	1,40	1,20	1,10
Compression parallèle au fil	1,10	1,10	1,10	1,00
Traction parallèle au fil	1,10	—	—	1,00
Autre propriété	1,00	1,00	1,00	1,00

* *Voir l'article 6.4.4.1 pour les conditions propres au cas 1.*
† *Voir l'article 6.4.4.2 pour les conditions propres au cas 2.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 6.13
Coefficient de dimensions, K_Z, pour le bois de charpente classé visuellement
(Voir les articles 6.4.5.1, 6.4.5.3, 10.5.3 et 16.2.3.1.1 et les tableaux 6.8 et 6.9.)

	Flexion et cisaillement, K_{Zb}, K_{Zv}			Traction parallèle au fil, K_{Zt}	Compression perpendiculaire au fil, K_{Zcp}	Compression parallèle au fil, K_{Zc}	Autre propriété
	Face étroite, mm						
Grande face, mm	38 à 64	89 à 102	114 ou plus	Toutes	Toutes	Toutes	Toutes
38	1,7	—	—	1,5	Voir l'article 6.5.6.4	Valeur calculée à l'aide de la formule de l'article 6.5.5.2.4	1,0
64	1,7	—	—	1,5			1,0
89	1,7	1,7	—	1,5			1,0
114	1,5	1,6	1,3	1,4			1,0
140	1,4	1,5	1,3	1,3			1,0
184 à 191	1,2	1,3	1,3	1,2			1,0
235 à 241	1,1	1,2	1,2	1,1			1,0
286 à 292	1,0	1,1	1,1	1,0			1,0
337 à 343	0,9	1,0	1,0	0,9			1,0
387 ou plus	0,8	0,9	0,9	0,8			1,0

© 2020 Association canadienne de normalisation

6.5 Calcul des résistances

6.5.1 Généralités

L'article 6.5 a trait aux données et aux méthodes de calcul applicables au bois d'œuvre de section rectangulaire.

6.5.2 Dimensions

6.5.2.1 Dimensions nettes du bois à l'état sec

Sauf indication contraire à l'article 6.5.2.2, les dimensions nettes du bois à l'état sec, arrondies au millimètre près, doivent être utilisées.

6.5.2.2 Dimensions du bois vert

Les dimensions du bois vert peuvent être utilisées en plus des tableaux 6.6 et 6.7, pour toutes les conditions d'utilisation.

Notes :

1) *Les résistances prévues utilisées dans cette norme ont été élaborées en tenant compte des variations de teneur en humidité et de retrait et de leur influence sur la résistance et la rigidité. Les dimensions normalisées et les dimensions nettes du bois de charpente et du bois d'œuvre sont précisées dans CSA O141.*
2) *Les dimensions arrondies au millimètre près sont données au tableau A.3.*

6.5.3 Résistance au moment de flexion

6.5.3.1 Généralités

La résistance pondérée au moment de flexion, M_r, des éléments en bois de sciage doit être calculée comme suit :

$M_r = \phi\ F_b\ SK_{Zb}\ K_L$

où

ϕ = 0,9

F_b = $f_b\ (K_D\ K_H\ K_{Sb}\ K_T)$

où

f_b = résistance prévue en flexion, MPa (voir les tableaux 6.4 à 6.9)

S = module de section, mm³

K_{Zb} = coefficient de dimensions en flexion (voir l'article 6.4.5)

K_L = coefficient de stabilité latérale (voir l'article 6.5.3.2)

6.5.3.2 Coefficient de stabilité latérale, K_L

6.5.3.2.1 Éléments en flexion dont le rapport hauteur/largeur est ≤ 2,5:1

Le coefficient de stabilité latérale, K_L, des éléments en flexion non supportés latéralement peut être considéré égal à l'unité à condition que le rapport maximal hauteur/largeur de l'élément ne soit pas supérieur à 2,5:1.

Δ ##### 6.5.3.2.2 Éléments en flexion dont le rapport hauteur/largeur est > 2,5:1

Dans le cas des éléments en flexion, autres que les poutres composées, dont le rapport hauteur/largeur est > 2,5:1, un support latéral doit être assuré aux points d'appui pour empêcher le déplacement latéral

 © 2020 Association canadienne de normalisation

et la rotation et K_L doit alors être déterminé conformément à l'article 7.5.6.4, à moins d'indication contraire à l'article 6.5.3.2.3.

6.5.3.2.3 Exigences relatives aux supports latéraux

Le coefficient de stabilité latérale, K_L, peut être considéré égal à l'unité si un support latéral est assuré aux points d'appui afin d'empêcher le déplacement latéral et la rotation, à condition que le rapport maximal hauteur/largeur de la section de l'élément ne soit pas supérieur aux valeurs suivantes :

a) 4:1 si aucun appui intermédiaire additionnel n'est assuré;
b) 5:1 si l'alignement de l'élément est maintenu à l'aide de pannes ou de tirants;
c) 6,5:1 si l'alignement de la rive comprimée est maintenu par fixation directe du platelage ou par des solives dont l'espacement ne dépasse pas 610 mm;
d) 7,5:1 si l'alignement de la rive comprimée est maintenu par fixation directe du platelage ou par des solives dont l'espacement ne dépasse pas 610 mm et par des entretoises ou des entremises dont l'espacement ne dépasse pas huit fois la hauteur de la section de l'élément; ou
e) 9:1 si l'alignement des deux rives est maintenu.

Δ #### 6.5.3.2.4 Poutres composées

Pour les poutres composées constituées d'au moins deux éléments de même hauteur, le rapport maximum précisé à l'article 6.5.3.2.1 en ce qui a trait aux éléments non supportés latéralement peut être basé sur la largeur totale de la poutre, à condition que les éléments individuels soient solidement attachés les uns aux autres à intervalles ne dépassant pas quatre fois la hauteur. Dans d'autres cas, un support latéral doit être assuré aux points d'appui pour empêcher le déplacement latéral et la rotation et K_L doit alors être déterminé conformément à l'article 7.5.6.4.

6.5.4 Résistance au cisaillement

6.5.4.1 Généralités

La résistance au cisaillement de tous les éléments doit être vérifiée conformément à l'article 6.5.4.3. Dans le cas des éléments dotés d'entailles sur la rive en traction, la résistance au cisaillement par fissuration doit également être vérifiée à l'entaille conformément à l'article 6.5.4.4.

6.5.4.2 Charges près des appuis

6.5.4.2.1 Charges relatives à la résistance au cisaillement

À l'article 6.5.4.3, l'effet des charges agissant sur une distance de l'appui égale à la hauteur de l'élément peut ne pas être pris en considération.

6.5.4.2.2 Charges relatives à la résistance au cisaillement par fissuration à l'entaille

À l'article 6.5.4.4.1, l'effet de toutes les charges agissant sur l'élément doit être pris en considération, y compris les charges agissant sur une distance de l'appui égale à la hauteur de l'élément.

6.5.4.3 Résistance au cisaillement

La résistance pondérée au cisaillement, V_r, ne doit pas être inférieure à l'effort tranchant pondéré maximal, V_f, et elle doit être calculée comme suit :

$$V_r = \phi F_v \frac{2A_n}{3} K_{Zv}$$

où

ϕ = 0,9

© 2020 Association canadienne de normalisation

F_v = f_v (K_D K_H K_{Sv} K_T)

où

f_v = résistance prévue en cisaillement, MPa (voir l'article 6.3)

A_n = aire de la section transversale nette, mm² (voir l'article 5.3.8)

K_{Zv} = coefficient de dimensions en cisaillement (voir l'article 6.4.5)

6.5.4.4 Résistance au cisaillement par fissuration à l'entaille

6.5.4.4.1 Généralités

La résistance pondérée au cisaillement par fissuration d'un élément entaillé à l'appui à la rive en traction, F_r, ne doit pas être inférieure à l'effort tranchant pondéré maximal, V_f (voir l'article 6.5.4.4.3), et doit être calculée comme suit :

$F_r = \phi\ F_f\ A_g\ K_N$

où

ϕ = 0,9

F_f = f_f (K_D K_H K_{Sf} K_T)

où

f_f = résistance prévue en cisaillement par fissuration à une entaille, MPa

= 0,50 pour tous les éléments en bois de sciage

A_g = $b \times d$ = aire brute de la section transversale, mm²

K_N = coefficient d'entaille (voir l'article 6.5.4.4.2)

6.5.4.4.2 Coefficient d'entaille, K_N

Le coefficient d'entaille des éléments de section transversale rectangulaire doit être calculé comme suit :

$$K_N = \left[0{,}006d\left(1{,}6\left(\frac{1}{\alpha} - 1\right) + \eta^2\left(\frac{1}{\alpha^3} - 1\right)\right)\right]^{-\frac{1}{2}}$$

où

d = hauteur de la section transversale, mm

α = $1 - (d_n/d)$

où

d_n = profondeur de l'entaille, qui est mesurée perpendiculairement à l'axe de l'élément conformément à la figure 6.1, mm, et ne doit pas dépasser 0,25d

η = e/d

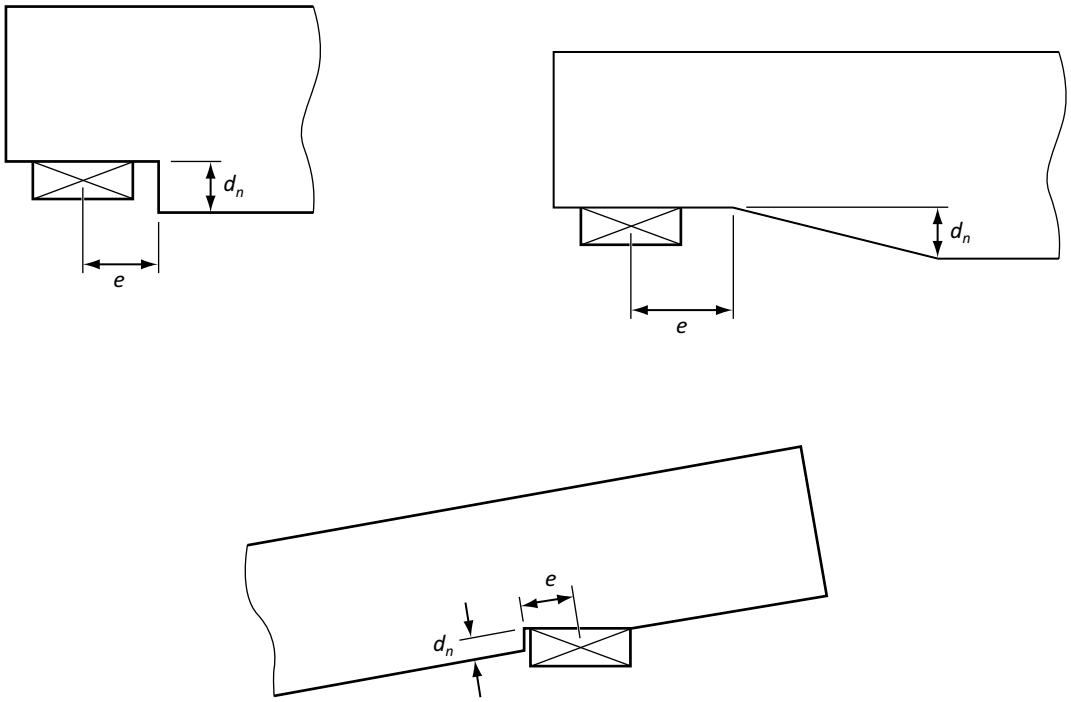
où

e = longueur de l'entaille mesurée parallèlement à l'axe de l'élément, mm, depuis le centre de l'appui le plus rapproché jusqu'au coin rentrant de l'entaille (figure 6.1). Dans le cas d'un élément qui présente une entaille au-dessus d'un appui d'extrémité, la longueur d'appui peut être la longueur d'appui minimale exigée (voir l'article 6.5.6) ou la longueur d'appui réelle, en retenant la plus faible de ces valeurs. Pour un élément continu, la longueur de l'appui est égale à la longueur d'appui réelle.

Note : *Les valeurs de $K_N\sqrt{d}$ pour des combinaisons choisies de α et de η sont données au tableau 6.14.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 6.1
Détermination de la longueur et de la profondeur de l'entaille
(Voir l'article 6.5.4.4.2 et 7.5.7.5.2.)



Légende :

d_n = profondeur de l'entaille

e = longueur de l'entaille

Tableau 6.14
Valeurs de $K_N\sqrt{d}$
(Voir l'article 6.5.4.4.2.)

	α				
η	**0,75**	**0,80**	**0,85**	**0,90**	**0,95**
0,15	17,2	19,9	23,7	29,9	43,5
0,20	16,8	19,5	23,3	29,4	42,8
0,25	16,4	19,0	22,8	28,8	42,0
0,30	15,9	18,5	22,2	28,1	41,0
0,35	15,4	18,0	21,5	27,3	39,9
0,40	14,9	17,4	20,9	26,5	38,8
0,45	14,3	16,8	20,2	25,7	37,6
0,50	13,8	16,2	19,5	24,8	36,4

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 6.14 (fin)

	α				
η	**0,75**	**0,80**	**0,85**	**0,90**	**0,95**
0,60	12,7	15,0	18,1	23,1	34,0
0,70	11,8	13,9	16,8	21,5	31,7
0,80	10,9	12,8	15,6	20,0	29,6
0,90	10,1	11,9	14,5	18,7	27,6
1,00	9,36	11,1	13,5	17,4	25,8
1,20	8,15	9,70	11,8	15,3	22,7
1,40	7,20	8,57	10,5	13,6	20,2
1,60	6,42	7,66	9,39	12,1	18,1
1,80	5,79	6,91	8,48	11,0	16,4
2,00	5,26	6,29	7,72	10,0	14,9

Notes :

1) $\alpha = 1 - d_n/d$; $\eta = e/d$
2) *Les valeurs intermédiaires de α et de η peuvent être déterminées par interpolation.*

6.5.4.4.3 Effort tranchant à une entaille

Dans le calcul de la résistance au cisaillement par fissuration à une entaille près d'un appui, l'effort appliqué correspondant est l'effort tranchant pondéré exercé dans l'élément à l'appui. L'effort tranchant doit être calculé à partir de la composante de la force perpendiculaire à l'axe de l'élément.

Note : *Même si la résistance au cisaillement à une entaille est prise en considération en vue d'empêcher une fissuration dans l'angle rentrant d'une entaille, il est toujours nécessaire de s'assurer que la section transversale résiduelle à l'endroit de l'entaille est en mesure de résister à l'effort tranchant pondéré.*

6.5.5 Résistance à la compression parallèle au fil

6.5.5.1 Longueur effective, L_e

Sauf indication contraire dans cette norme, l'élancement des éléments en compression doit être déterminé à l'aide de la longueur effective $L_e = K_e L$.

Note : *Les coefficients de longueur effective, K_e, recommandés pour les éléments en compression sont précisés au tableau A.4.*

6.5.5.2 Éléments simples en compression

6.5.5.2.1 Généralités

La résistance pondérée à la compression parallèle au fil, P_r, pour le bois d'œuvre, doit être vérifiée pour les deux axes.

Δ #### 6.5.5.2.2 Élancement, C_C

L'élancement, C_C, d'éléments simples en compression de section rectangulaire constante ne doit pas dépasser 50 et doit être calculé comme suit selon deux axes :

 © 2020 Association canadienne de normalisation

$$C_C = \frac{\text{longueur effective associée à la grande face}}{\text{grande face de l'élément}}$$

$$C_C = \frac{\text{longueur effective associée à la face étroite}}{\text{face étroite de l'élément}}$$

6.5.5.2.3 Charges excentriques

Les moments de flexion dus aux charges axiales excentriques doivent être pris en considération conformément à l'article 6.5.9.

6.5.5.2.4 Résistance pondérée à la compression sous charge axiale

La résistance pondérée à la compression parallèle au fil, P_r, doit être calculée comme suit :

$P_r = \phi\, F_C A\, K_{Zc}\, K_C$

où

ϕ = 0,8

F_C = $f_c\,(K_D\, K_H\, K_{Sc}\, K_T)$

où

f_c = résistance prévue en compression parallèle au fil, MPa (voir les tableaux 6.4 à 6.9)

K_{Zc} = $6{,}3\,(dL)^{-0{,}13} \leq 1{,}3$

où

d = dimension dans la direction du flambage (grande face ou face étroite), mm

L = longueur de l'élément, mm

Note : *La valeur K_{Zc} donnée ci-dessus tient compte du cas où les éléments soumis à une force de compression n'est pas répartie uniformément sur sa longueur. L'article A.6.5.5.2.4 décrit une méthode de calcul qui vise les cas où les forces de compression ne sont pas uniformes.*

Δ

6.5.5.2.5 Coefficient d'élancement, K_C

Le coefficient d'élancement, K_C, pour les deux axes, doit être calculé comme suit :

$$K_C = \left[1{,}0 + \frac{F_C K_{Zc} C_C^3}{35 E_{05} K_{SE} K_T}\right]^{-1}$$

où

E_{05} = $0{,}82E$ pour le bois MSR, MPa

= $0{,}75E$ pour le bois MEL, MPa

= selon les tableaux 6.4 à 6.7 pour le bois de charpente classé visuellement

6.5.5.3 Éléments en compression assemblés avec cales d'espacement

Les éléments en compression assemblés avec cales d'espacement doivent être calculés en utilisant les résistances prévues et les coefficients de correction appropriés pour le bois d'œuvre.

Note : *Les éléments en compression assemblés avec cales d'espacement peuvent être calculés conformément à l'article A.6.5.5.3.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

6.5.5.4 Éléments composés en compression

6.5.5.4.1 Généralités

Les éléments rectangulaires composés en compression doivent être constitués de deux à cinq éléments individuels d'au moins 38 mm d'épaisseur, assemblés au moyen de clous, de boulons ou d'anneaux fendus utilisés avec des boulons. La résistance pondérée à la compression des éléments composés en compression peut être évaluée selon les articles 6.5.5.4.2 à 6.5.5.4.4, à condition que les valeurs minimales de distance d'extrémité, de distance de rive et d'espacement des attaches soient conformes aux exigences appropriées de l'article 12 et que la valeur maximale de distance d'extrémité ne dépasse pas 1,2 fois la valeur minimale. La résistance pondérée à la compression de l'élément composé en compression peut être la plus grande des valeurs calculées suivant l'article 6.5.5.4.2, 6.5.5.4.3 ou 6.5.5.4.4, ou comme la résistance pondérée combinée des pièces individuelles considérées comme des éléments individuels.

Note : *Les coefficients d'élancement sont calculés suivant l'article 6.5.5.2.2 à l'aide des dimensions hors tout de l'élément composé ou des dimensions de chacun des éléments constitutifs, selon le cas.*

6.5.5.4.2 Éléments composés en compression cloués

La résistance pondérée à la compression d'un élément composé en compression dont les constituants sont assemblés à l'aide de clous ou de pointes peut être considérée égale à 60 % de la résistance à la compression d'un élément massif de section brute équivalente calculée suivant l'article 6.5.5.2, à condition que les exigences suivantes soient satisfaites :

a) l'espacement des clous selon l'axe longitudinal de l'élément ne doit pas dépasser six fois l'épaisseur de la pièce la plus mince, et l'espacement perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'élément ne doit pas dépasser 20 fois le diamètre des clous;
b) les clous doivent pénétrer au moins les trois quarts de l'épaisseur de la dernière pièce de l'élément et doivent être plantés en alternance sur une face et sur l'autre face de l'élément, dans le sens de la longueur; et
c) si les pièces individuelles de l'élément composé ont une largeur supérieure à trois fois leur épaisseur, il doit y avoir au moins deux rangées de clous sur la largeur de l'élément.

6.5.5.4.3 Éléments composés en compression boulonnés

La résistance pondérée à la compression d'un élément composé en compression assemblé à l'aide de boulons d'au moins 6 mm (1/4 po) de diamètre peut être considérée égale à 75 % de la résistance à la compression d'un élément massif de section équivalente calculée suivant l'article 6.5.5.2, à condition que les exigences suivantes soient satisfaites :

a) l'espacement des boulons selon l'axe longitudinal de l'élément ne doit pas dépasser six fois l'épaisseur de la pièce la plus mince et l'espacement perpendiculaire à l'axe longitudinal ne doit pas dépasser dix fois le diamètre des boulons; et
b) si les pièces individuelles de l'élément composé ont une largeur supérieure à trois fois leur épaisseur, il doit y avoir au moins deux rangées de boulons sur la largeur de l'élément.

6.5.5.4.4 Éléments composés en compression assemblés par anneaux fendus

La résistance pondérée à la compression d'un élément composé en compression assemblé au moyen de boulons d'au moins 12 mm (1/2 po) de diamètre et d'anneaux fendus de 63 mm (2 1/2 po), placés à intervalles d'au plus six fois l'épaisseur de la pièce la plus mince, peut être considérée égale à 80 % de la résistance à la compression d'un élément massif de section équivalente calculée selon l'article 6.5.5.2.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

6.5.5.4.5 Éléments composés en compression calculés comme des éléments simples en compression

Exception faite des éléments assemblés avec cales d'espacement, la résistance pondérée à la compression des éléments composés en compression non conformes aux articles 6.5.5.4.1 à 6.5.5.4.4 doit être la résistance pondérée combinée à la compression des pièces individuelles considérées comme éléments indépendants.

6.5.5.4.6 Flambage dans l'axe principal

Les coefficients de réduction de la résistance indiqués aux articles 6.5.5.4.2 à 6.5.5.4.4 peuvent être omis pour le flambage dans la direction de l'axe principal des pièces.

6.5.5.5 Murs à ossature légère

Lorsque les murs à ossature sont convenablement revêtus sur au moins un côté, comme dans une construction à ossature légère, la dimension des montants perpendiculaires au revêtement peut être utilisée pour calculer l'élancement.

6.5.6 Résistance à la compression perpendiculaire au fil

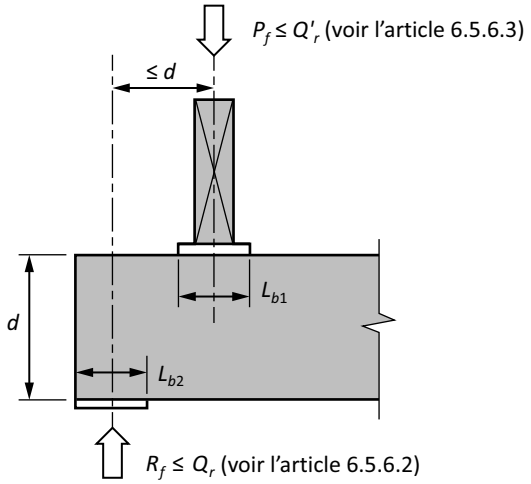
Note : *Voir l'article A.6.5.6.*

6.5.6.1 Généralités

Les efforts pondérés à l'appui ne doivent pas dépasser la résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil déterminée conformément aux articles 6.5.6.2 et 6.5.6.3.

Note : *Voir la figure 6.2.*

Figure 6.2
Résistance à la compression perpendiculaire au fil
(Voir les articles 6.5.6.1, 6.5.6.3.1, 7.5.9.1, 7.5.9.3.1, 8.4.7.3.1 et 15.3.3.7.3.)



6.5.6.2 Effet de toutes les charges appliquées

La résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil, Q_r, sous l'effet de toutes les charges pondérées appliquées doit être calculée comme suit :

$Q_r = \phi\ F_{cp}\ A_b\ K_B\ K_{Zcp}$

© 2020 Association canadienne de normalisation

où

ϕ = 0,8

F_{cp} = f_{cp} (K_D K_{Scp} K_T)

où

f_{cp} = résistance prévue en compression perpendiculaire au fil, MPa (voir les tableaux 6.4 à 6.9)

A_b = surface d'appui, mm²

K_B = coefficient de longueur d'appui (voir l'article 6.5.6.5)

K_{Zcp} = coefficient de dimensions pour l'appui (voir l'article 6.5.6.4)

6.5.6.3 Effet des charges appliquées près d'un appui

6.5.6.3.1 Résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil

La résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil, Q_r', sous l'effet des seules charges pondérées appliquées sur une distance du centre de l'appui et égale à la hauteur de l'élément doit être calculée comme suit :

$Q_r' = (2/3)\ \phi\ F_{cp}\ A_b'\ K_B\ K_{Zcp}$

où

ϕ = 0,8

F_{cp} = f_{cp} (K_D K_{Scp} K_T)

A_b' = surface d'appui moyenne, mm² (voir l'article 6.5.6.3.2)

Note : *Voir la figure 6.2.*

Δ #### 6.5.6.3.2 Surfaces d'appui inégales sur les faces opposées d'un élément

Lorsque les surfaces d'appui sur les faces opposées d'un élément (au-dessus et en-dessous) sont inégales, la surface d'appui moyenne, A_b', doit être calculée comme suit :

$$A_b' = b\left(\frac{L_{b1} + L_{b2}}{2}\right) \leq 1{,}5b(L_{b1})$$

où

b = largeur d'appui moyenne (perpendiculaire au fil), mm

L_{b1} = longueur d'appui la plus petite, mm

L_{b2} = longueur d'appui la plus grande, mm

Note : *Si un élément en compression repose sur une plaque d'appui supportée sur toute sa longueur, A_b' peut être calculé au moyen de l'expression 1,5b(L_{b1}).*

6.5.6.4 Coefficient de dimensions pour l'appui, K_{Zcp}

Si la largeur d'un élément (dimension perpendiculaire au sens d'application de la charge) est supérieure à la hauteur de l'élément (dimension parallèle au sens d'application de la charge), la résistance prévue en compression perpendiculaire au fil peut être multipliée par un coefficient de dimensions pour l'appui, K_{Zcp}, conformément au tableau 6.15.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 6.15
Coefficient de dimensions pour l'appui, K_{Zcp}
(Voir l'article 6.5.6.4.)

Rapport largeur/hauteur de l'élément*	K_{Zcp}
1,0 ou moins	1,00
2,0 ou plus	1,15

* *Il est possible de déterminer les rapports intermédiaires par interpolation.*

6.5.6.5 Coefficient de longueur d'appui, K_B

Si les longueurs d'appui ou les diamètres des rondelles sont inférieurs à 150 mm, les résistances prévues à la compression perpendiculaire au fil peuvent être multipliées par le coefficient de longueur d'appui, K_B, conformément au tableau 6.16, pourvu :

a) qu'aucune partie de la surface d'appui ne se trouve à moins de 75 mm de l'extrémité de l'élément; et
b) que les surfaces d'appui ne se trouvent pas aux endroits soumis à de fortes contraintes de flexion.

Tableau 6.16
Coefficient de longueur d'appui, K_B
(Voir l'article 6.5.6.5.)

Longueur d'appui (parallèle au fil) ou diamètre de la rondelle, mm	K_B
12,5 ou moins	1,75
25,0	1,38
38,0	1,25
50,0	1,19
75,0	1,13
100,0	1,10
150,0 ou plus	1,00

Note : *K_B peut également être calculé comme suit :*

K_B = $(L_b + 9{,}525)/L_b$ *lorsque* $L_b < 150$ *mm*

K_B = *1,00 lorsque* $L_b \geq 150$ *mm*

où

L_b = *Longueur d'appui (mesurée parallèlement au fil ou diamètre de la rondelle, mm*

Δ 6.5.7 Résistance à la compression oblique par rapport au fil

La résistance pondérée à la compression oblique par rapport au fil, N_r, doit être calculée comme suit :

$$N_r = \frac{P_r Q_r}{P_r \sin^2\theta + Q_r \cos^2\theta}$$

où

P_r = résistance pondérée à la compression parallèle au fil, N (voir l'article 6.5.5.2.4, en supposant que K_C = 1,00)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Q_r = résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil, N (voir l'article 6.5.6.2)

θ = angle entre la direction du fil et la direction de la charge, degrés

6.5.8 Résistance à la traction parallèle au fil

La résistance pondérée à la traction parallèle au fil, T_r, doit être calculée comme suit :

$T_r = \phi\ F_t\ A_n\ K_{Zt}$

où

ϕ = 0,9

F_t = $f_t\ (K_D\ K_H\ K_{St}\ K_T)$

où

f_t = résistance prévue en traction parallèle au fil, MPa (voir les tableaux 6.4 à 6.9)

A_n = aire de la section transversale nette, mm² (voir l'article 5.3.8)

K_{Zt} = coefficient de dimensions en traction (voir l'article 6.4.5)

6.5.9 Résistance à la flexion et à la charge axiale combinées

Les éléments sollicités à la fois en flexion et à des charges axiales de compression ou de traction doivent être calculés de manière à satisfaire l'équation d'interaction appropriée suivante :

$$\left(\frac{P_f}{P_r}\right)^2 + \frac{M_f}{M_r}\left[\frac{1}{1-\frac{P_f}{P_E}}\right] \leq 1$$

ou

$$\frac{T_f}{T_r} + \frac{M_f}{M_r} \leq 1$$

où

P_f = charge axiale pondérée en compression

P_r = résistance pondérée à la compression parallèle au fil calculée selon l'article 6.5.5

M_f = moment de flexion pondéré

M_r = résistance pondérée au moment de flexion calculée selon l'article 6.5.3

P_E = charge critique (de flambage) d'Euler dans le plan du moment appliqué

$$= \frac{\pi^2 E_{05} K_{SE} K_T I}{L_e^2}$$

où

E_{05} = module d'élasticité pour le calcul des éléments en compression, Mpa

I = moment d'inertie dans le plan du moment appliqué, mm⁴

L_e = longueur effective dans le plan du moment appliqué, mm

= $K_e L$

où

K_e = coefficient de longueur effective précisé à l'article A.6.5.5.1

T_f = charge axiale pondérée en traction

© 2020 Association canadienne de normalisation

T_r = résistance pondérée à la traction parallèle au fil calculée selon l'article 6.5.8

Note : *L'article A.6.5.9 présente une équation d'interaction plus détaillée pour la flexion et la compression combinées.*

6.5.10 Platelage

6.5.10.1 Généralités

Les platelages calculés en fonction de la continuité sur plusieurs travées doivent satisfaire aux articles 6.5.10.2 à 6.5.10.5.

6.5.10.2 Platelage en madriers

6.5.10.2.1 Exigences relatives à l'assemblage

Les madriers doivent avoir au moins 75 mm de largeur et doivent être à rainure et languette. Les madriers d'au plus 38 mm d'épaisseur doivent être cloués aux appuis au moyen de clous dont la longueur est égale à au moins deux fois l'épaisseur du madrier, mais non inférieure à 63 mm (2 1/2 po). Les madriers de plus de 38 mm d'épaisseur doivent être cloués aux appuis au moyen d'un clou de 127 mm (5 po) enfoncé de biais et d'un ou plusieurs clous d'au moins 152 mm (6 po) plantés de face. Les madriers d'au plus 140 mm de largeur doivent être cloués à chaque appui au moyen de deux clous. Les madriers de plus de 140 mm de largeur doivent être cloués à chaque appui au moyen de trois clous.

6.5.10.2.2 Joints d'about

Pour les ponts, tous les madriers doivent être supportés par au moins un appui. Pour les toits et les planchers, les madriers non supportés par au moins un appui dans une portée quelconque peuvent être utilisés pourvu :

a) qu'il s'agisse de madriers de plus de 38 mm d'épaisseur à double rainure et languette;
b) qu'ils soient entourés de madriers qui reposent sur les deux appuis de la portée; et
c) qu'ils soient séparés, dans cette portée, par au moins six madriers, tous supportés par au moins un appui.

6.5.10.3 Platelage lamellé-cloué

6.5.10.3.1 Exigences relatives à l'assemblage

Les madriers doivent avoir au moins 38 mm d'épaisseur et au moins 64 mm de largeur, être disposés de chant et cloués ensemble. Ils doivent être reliés ensemble avec des clous d'au moins 4 po de longueur pour les madriers de 38 mm d'épaisseur et d'au moins 6 po de longueur pour ceux de 64 mm d'épaisseur. Les madriers d'au plus 140 mm d'épaisseur doivent être cloués au moyen d'une seule file de clous décalés et espacés d'au plus 450 mm, avec un clou planté à 100 mm au maximum de l'extrémité de chaque madrier. Les madriers de plus de 140 mm d'épaisseur doivent être cloués au moyen de deux files de clous décalés et espacés d'au plus 450 mm dans chaque file, avec deux clous plantés à 100 mm au maximum de l'extrémité de chacun des madriers. Tous les madriers doivent être cloués en biais à chaque appui au moyen de clous d'au moins 4 po.

6.5.10.3.2 Joints d'about

Pour les ponts, tous les madriers doivent être supportés par au moins un appui. Pour les toits et les planchers, les madriers non supportés par au moins un appui doivent être entourés de madriers qui reposent sur les deux appuis de la portée et doivent être séparés, dans cette portée, par au moins six madriers tous supportés par au moins un appui.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

6.5.10.4 Calcul des flèches

Lorsque les charges de calcul sont uniformes, les flèches des platelages des types indiqués au tableau 6.18 doivent être calculées à l'aide des formules de ce même tableau. Pour les autres conditions de chargement ou d'autres dispositions des madriers, les moments de flexion doivent être calculés à l'aide des formules d'ingénierie couramment admises.

6.5.10.5 Flexion

Les moments de flexion relatifs aux platelages en madriers d'agencement irrégulier prédéterminé indiqué au tableau 6.18 doivent être calculés en fonction des moments de portée sur appuis simples. Pour les autres agencements de platelages, les moments de flexion doivent être calculés à l'aide des formules d'ingénierie couramment admises.

Δ

Tableau 6.18
Types de platelages et formules de calcul des flèches
(Voir les articles 6.5.10.4 et 6.5.10.5.)

Agencement	Description	Flèche*
Portée sur appui simple	Toutes les pièces ne reposent que sur deux appuis	$\Delta_1 = \frac{5w\ell^4}{384E_S I}$
Irrégulier prédéterminé	Platelage continu pour trois portées ou plus Joints à entures multiples entre madriers adjacents décalés d'au moins 610 mm les uns par rapport aux autres Joints dans le même plan séparés par au moins deux assises à la verticale Joints à entures multiples dans la première moitié des portées d'extrémité L'article 6.5.10.2.2 ou 6.5.10.3.2 doit être satisfait	$\Delta_2 = 0{,}77\Delta_1$
Continu sur deux portées	Toutes les pièces reposent sur trois appuis	$\Delta_3 = 0{,}42\Delta_1$

* *où*

Δ = *flèche, mm*

w = *charge spécifiée uniformément répartie, kN/m²*

ℓ = *portée, mm*

E_S = *module d'élasticité transversal pour le calcul de rigidité, MPa (voir l'article 5.4.1)*

I = *moment d'inertie du platelage, mm⁴ par m de largeur*

6.5.11 Fondations permanentes en bois

6.5.11.1 Généralités

À moins d'indication contraire dans CAN/CSA-S406, le bois d'œuvre et le contreplaqué utilisés dans la construction de fondations permanentes en bois doivent être traités conformément aux normes de la série CAN/CSA-O80.

Les dispositions relatives au calcul des fondations permanentes en bois supposent l'utilisation de bois d'œuvre et de contreplaqué identifiés par une estampille de certification apposée sur le matériau pour

 © 2020 Association canadienne de normalisation

attester que le traitement, lorsqu'il est exigé, a été appliqué par une usine certifiée conformément à CSA O322.

Note : *CSA O322 décrit les procédures de certification des usines de traitement et d'identification des matériaux de bois traités sous pression destinés à être utilisés dans les fondations permanentes en bois. Pour tout détail supplémentaire sur les fondations en bois, voir l'article A.6.5.11.*

6.5.11.2 Semelles de murs

Dans le calcul des semelles de murs de fondations permanentes en bois, la résistance prévue en flexion perpendiculaire au fil de semelles d'assise plus larges que les lisses basses ne doit pas dépasser le tiers de leur résistance pondérée au cisaillement. Il peut être pris pour hypothèse qu'une couche de matériau granulaire est suffisante pour répartir la charge transmise par la semelle au sol non remanié à un angle d'au plus 30° avec la verticale.

6.5.12 Applications propres aux fermes

Note : *Voir l'article A.6.5.12.*

6.5.12.1 Domaine d'application

Les méthodes de calcul prescrites à l'article 6.5.12 ne s'appliquent qu'aux fermes de toit en bois entièrement triangulées, assemblées avec des connecteurs métalliques minces et conformes aux conditions suivantes :

a) espacement d'au plus 610 mm;
b) portée libre, entre les faces intérieures des appuis, d'au plus 12,20 m;
c) longueur totale de la ferme, entre les points les plus éloignés des panneaux, d'au plus 18,0 m et aucune longueur en porte-à-faux qui dépasse 25 % de la portée libre adjacente; et
d) pente de la membrure supérieure d'au moins 2:12.

L'article 6.5.12 ne s'applique pas aux fermes maîtresses, de type bowstring, semi-circulaires ou de comble (à sections non triangulées), ni aux fermes à membrures parallèles ou aux fermes de plancher.

Notes :

1) *L'article 6.5.12 suppose que les effets des charges sur les éléments et les assemblages sont calculés conformément aux méthodes d'analyse reconnues comme celles qui sont préconisées dans le document* Truss Plate Institute of Canada (TPIC).
2) *L'article 6.5.12 prend pour hypothèse que la fabrication et l'installation des connecteurs sont conformes aux pratiques reconnues, comme celles prescrites dans le* TPIC.

6.5.12.2 Généralités

Sauf dans le cas des modifications prévues aux articles 6.5.12.3 à 6.5.12.5, le calcul des éléments de fermes doit être conforme aux dispositions relatives au bois d'œuvre des articles 6.5.1 à 6.5.9. Le calcul des connecteurs métalliques doit être conforme à l'article 12.8.

6.5.12.3 Résistance à la compression parallèle au fil

6.5.12.3.1 Longueur effective, L_e

À moins d'indication contraire, l'élancement des éléments en compression des fermes doit être déterminé à partir de la longueur effective, $L_e = K_e L_{pa}$, où

L_e = longueur effective de l'élément en compression de la ferme

K_e = coefficient de longueur effective pour l'élément en compression de la ferme

 © 2020 Association canadienne de normalisation

L_{pa} = longueur réelle de l'élément entre nœuds adjacents

Note : *Le* TPIC *indique les coefficients de longueur effective des éléments en compression et les conditions dans lesquelles ils s'appliquent.*

6.5.12.3.2 Membrure en compression comportant un joint

Une membrure en compression comportant un joint avec connecteur métallique peut être jugée continue dans le cas d'une charge spécifique si le joint se trouve à moins de ±10 % de la longueur du panneau à partir du point d'inflexion.

Δ

6.5.12.3.3 Coefficient de dimensions, K_{Zc}

La longueur de l'élément, L, utilisée à l'article 6.5.5.2.4 pour calculer le coefficient de dimensions K_{Zc}, doit être la plus grande valeur de la longueur du panneau ou de la moitié de la longueur de l'élément entre les changements de pente.

6.5.12.4 Résistance à la compression perpendiculaire au fil

Les efforts pondérés à l'appui ne doivent pas dépasser la résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil déterminée conformément aux articles 6.5.6.2 et 6.5.6.3.1.

Les exigences prescrites à l'article 6.5.6.3.1 peuvent être satisfaites en renforçant les appuis pour contrer les effets des charges concentrées à proximité d'un appui.

Note : *Le* TPIC *donne des détails sur le renforcement des appuis au moyen de plaques métalliques minces conformes à l'article 12.8.1.*

6.5.12.5 Résistance à la flexion et à la charge axiale combinées

Les éléments sollicités à la fois en flexion et en compression ou en traction axiales doivent être calculés de manière à satisfaire l'équation d'interaction appropriée :

$$\left(\frac{P_f}{P_r}\right)^2 + \frac{M_f}{K_M M_r} \leq 1{,}0$$

ou

$$\frac{T_f}{T_r} + \frac{M_f}{M_r} \leq 1{,}0$$

où

P_f = charge axiale pondérée en compression

P_r = résistance pondérée à la compression parallèle au fil calculée selon les articles 6.5.5 et 6.5.12.3

M_f = moment de flexion pondéré (à moins que la flèche à mi-panneau des membrures de ferme se limite à des critères comme ceux indiqués dans le *TPIC*, les moments doivent être multipliés par $(1/(1-P_f/P_E))$, où P_E est défini à l'article 6.5.9

K_M = coefficient de correction de la résistance en flexion défini au tableau 6.19

M_r = résistance pondérée au moment de flexion calculée selon l'article 6.5.3

T_f = charge axiale pondérée en traction

T_r = résistance pondérée à la traction parallèle au fil calculée selon l'article 6.5.8

© 2020 Association canadienne de normalisation

Δ **Tableau 6.19**
Coefficient de correction, K_M, de la résistance à la flexion pour les applications spécifiques aux fermes
(Voir les articles 6.5.12.5 et A.6.5.12.5.)

K_M*	Condition applicable
$\left[1{,}31 + 0{,}12\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right] \bullet \left(\frac{L_{pa}}{d}\right)^{-\frac{1}{6}} \leq 1{,}3$	Éléments en compression continus sur un ou plusieurs nœuds, et où $1{,}0 < \frac{M_1}{M_2} \leq 3{,}0$
$\left[2{,}20 - 0{,}53\left(\frac{M_1}{M_2}\right) - 0{,}64\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 + 0{,}41\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^3\right] \bullet \left(\frac{L_{pa}}{d}\right)^{-\frac{1}{6}} \leq 1{,}3$	Éléments en compression continus sur un ou plusieurs nœuds, et où $-1{,}0 \leq \frac{M_1}{M_2} \leq 1{,}0$
$1{,}67\left(\frac{L_{pa}}{d}\right)^{-\frac{1}{6}} \leq 1{,}3$	Tous les autres éléments en compression

* *où*

M_1 = *moment de flexion maximal entre les nœuds d'un panneau, N•mm*

M_2 = *valeur maximale des moments de flexion aux deux nœuds d'un panneau, N•mm*

L_{pa} = *longueur réelle de l'élément entre nœuds adjacents d'un panneau, mm*

d = *hauteur de l'élément entre nœuds adjacents d'un panneau, mm*

Note : *Le signe des moments de flexion, M_1 et M_2, est conservé pour calculer K_M. Le moment de flexion pondéré, M_f, utilisé à l'article 6.5.12.5, est la valeur absolue la plus grande entre M_1 et M_2.*

6.6 États limites de tenue en service

Le calcul des états limites de tenue en service des éléments en bois de sciage doit être conforme aux articles 5.1.3 et 5.4.

7 Bois lamellé-collé

7.1 Domaine d'application

Les données et les méthodes de calcul prescrites à l'article 7 ne s'appliquent qu'au bois lamellé-collé fabriqué conformément à CAN/CSA-O122.

7.2 Matériaux

7.2.1 Classes de contraintes

Les calculs prévus à l'article 7 sont basés sur les classes de contraintes du bois lamellé-collé précisées au tableau 7.1.

Note : *La partie 4 du* Code national du bâtiment — Canada *exige que le bois lamellé-collé soit fabriqué dans des usines conformes à CSA O177. Une liste des fabricants certifiés pourrait être obtenue auprès de l'agence ou des agences de certification fournissant le service de certification.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 7.1
Classes de contraintes du bois lamellé-collé
(Voir l'article 7.2.1.)

Application principale	Essences de bois		
	Sapin de Douglas-mélèze	Épinette, pin tordu et pin gris	Pruche-sapin et sapin de Douglas-mélèze
Éléments en flexion	20f-E, 24f-E 20f-EX, 24f-EX	20f-E 20f-EX	24f-E 24f-EX
Éléments en compression	16c-E	12c-E	
Éléments en traction	18t-E	14t-E	

7.2.2 Classes d'aspect

7.2.2.1 Généralités

Sauf exceptions précisées à l'article 7.2.2.2, les classes d'aspect définies dans CAN/CSA-O122 n'affectent pas sur la résistance prévue.

7.2.2.2 Surfaces texturées

Certains fabricants offrent plusieurs choix de surfaces texturées. Les concepteurs devraient s'assurer de la disponibilité des surfaces souhaitées avant d'établir leur devis.

Dans le cas des surfaces texturées, il est possible que les dimensions et les tolérances diffèrent de celles données dans CAN/CSA-O122. Le concepteur pourrait devoir compenser les réductions de la section et/ou de la résistance prévue pouvant résulter de la texture plus ou moins profonde de l'élément.

7.3 Résistances prévues et modules d'élasticité

Le tableau 7.2 donne les résistances prévues et les modules d'élasticité pour le bois lamellé-collé.

Tableau 7.2
Résistances prévues et modules d'élasticité pour le bois lamellé-collé, MPa
(Voir les articles 7.3, 7.5.6.4.4, 7.5.6.5.1, 7.5.6.6.1, 7.5.6.6.2, 7.5.7.3, 7.5.7.4, 7.5.8.5, 7.5.8.6, 7.5.9.2, 7.5.9.3.1, 7.5.11, 10.5.3 à 10.5.5, 10.6.3.1, 10.6.3.6, 10.6.3.7, 12.4.4.4, 12.4.4.5, 16.2.3.1.2, 16.2.3.1.3, 16.2.3.4, A.6.5.5.3.6, A.12.7.3.3.1, A.12.7.3.3.2 et B.2.2.)

	Sapin de Douglas-mélèze					
	24f-E	24f-EX	20f-E	20f-EX	18t-E	16c-E
Moment de flexion (pos.), f_b	30,6	30,6	25,6	25,6	24,3	14,0
Moment de flexion (nég.), f_b	23,0	30,6	19,2	25,6	24,3	14,0
Cisaillement longitudinal, f_v	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Compression parallèle au fil, f_c	30,2*	30,2*	30,2*	30,2*	30,2	30,2

(à suivre)

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 7.2 (fin)

	Sapin de Douglas-mélèze					
	24f-E	**24f-EX**	**20f-E**	**20f-EX**	**18t-E**	**16c-E**
Compression parallèle au fil combiné à la flexion, f_{cb}	30,2*	30,2	30,2*	30,2	30,2	30,2
Compression perpendiculaire au fil, f_{cp}	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0
Appui sur la face en compression						
Appui sur la face en traction	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0
Aire nette en traction, f_{tn} (voir l'article 7.5.11)	20,4*	20,4	20,4*	20,4	23,0	20,4
Aire brute en traction, f_{tg}	15,3*	15,3	15,3*	15,3	17,9	15,3
Traction perpendiculaire au fil, f_{tp}	0,83	0,83	0,83	0,83	0,83	0,83
Module d'élasticité, E	12 800	12 800	12 400	12 400	13 800	12 400

	Épinette, pin tordu et pin gris				Pruche-sapin et sapin de Douglas-mélèze	
	20f-E	**20f-EX**	**14t-E**	**12c-E**	**24f-E**	**24-EX**
Moment de flexion (pos.), f_b	25,6	25,6	24,3	9,8	30,6	30,6
Moment de flexion (nég.), f_b	19,2	25,6	24,3	9,8	23,0	30,6
Cisaillement longitudinal, f_v	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75
Compression parallèle au fil, f_c	25,2*	25,2*	25,2	25,2	—	—
Compression parallèle au fil combiné à la flexion, f_{cb}	25,2*	25,2	25,2	25,2	—	—
Compression perpendiculaire au fil, f_{cp}	5,8	5,8	5,8	5,8	4,6	7,0
Appui sur la face en compression						
Appui sur la face en traction	5,8	5,8	5,8	5,8	7,0	7,0
Aire nette en traction, f_{tn} (voir l'article 7.5.11)	17,0*	17,0	17,9	17,0	20,4*	20,4
Aire brute en traction, f_{tg}	12,7*	12,7	13,4	12,7	15,3*	15,3
Traction perpendiculaire au fil, f_{tp}	0,51	0,51	0,51	0,51	0,83	0,83
Module d'élasticité, E	10 300	10 300	10 700	9 700	13 100	13 100

* *Il n'est pas recommandé d'utiliser cette classe de contraintes pour cette application.*

Notes :

1) *Les concepteurs devraient s'assurer de la disponibilité des classes souhaitées avant d'établir leur devis.*
2) *Les valeurs du tableau sont basées sur les conditions normales suivantes :*
   a) *conditions d'utilisation en milieu sec; et*
   b) *durée d'application normale de la charge.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

7.4 Coefficients de correction

7.4.1 Coefficient de durée d'application de la charge, K_D

La résistance prévue du bois lamellé-collé doit être multipliée par un coefficient de durée d'application de la charge, K_D, conformément à l'article 5.3.2.

7.4.2 Coefficient de conditions d'utilisation, K_S

7.4.2.1 Généralités

La résistance et le module d'élasticité prévus du bois lamellé-collé doivent être multipliés par un coefficient de conditions d'utilisation, K_S, conformément au tableau 7.3.

7.4.2.2 Conditions d'utilisation en milieu semi-humide

Si les éléments en bois lamellé-collé susceptibles d'être exposés à l'humidité sont protégés de façon appropriée, une valeur intermédiaire de K_S entre 1,00 et la valeur indiquée au tableau 7.3 peut être utilisée.

7.4.3 Coefficient de traitement, K_T

7.4.3.1 Généralités

Dans le cas du bois lamellé-collé non-incisé et traité aux fins de préservation, le coefficient de traitement, K_T, peut être considéré comme étant égal à l'unité.

7.4.3.2 Autres traitements

Pour le bois lamellé-collé ayant reçu un traitement d'ignifugation ou traité avec un autre produit chimique qui en réduit la résistance, les limites de résistance et de rigidité doivent être basées sur des résultats documentés d'essais qui doivent tenir compte des effets du temps, de la température et de la teneur en humidité, conformément à l'article 4.3.2. Les éléments en bois lamellé-collé ne doivent pas être traités avec des produits chimiques à base d'eau après le collage.

7.4.4 Coefficient de système, K_H

La résistance prévue pour les éléments en bois lamellé-collé dans un système constitué d'au moins trois éléments essentiellement parallèles espacés d'au plus 610 mm et agencés de manière à supporter ensemble la charge appliquée peut être multipliée par un coefficient de système, K_H, égal à 1,00 pour la traction parallèle au fil, la résistance au cisaillement aux endroits avec entailles de la rive en compression et la résistance au cisaillement par fissuration à une entaille, et égal à 1,10 pour toutes les autres propriétés de résistance.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 7.3
Coefficients de conditions d'utilisation, K_S
(Voir les articles 7.4.2.1, 7.4.2.2, 10.5.2, 10.5.3, 12.4.4.4 et 12.4.4.5.)

		Bois lamellé-collé	
K_S	Propriété	Utilisation en milieu sec	Utilisation en milieu humide
K_{Sb}	Flexion	1,00	0,80
K_{Sf}	Cisaillement par fissuration	1,00	0,85
K_{Sv}	Cisaillement longitudinal	1,00	0,87
K_{Sc}	Compression parallèle au fil	1,00	0,75
K_{Scp}	Compression perpendiculaire au fil	1,00	0,67
K_{St}	Traction parallèle au fil	1,00	0,75
K_{Stp}	Traction perpendiculaire au fil	1,00	0,85
K_{SE}	Module d'élasticité	1,00	0,90

7.5 Calcul des résistances

7.5.1 Domaine d'application

L'article 7.5 contient des renseignements et des formules relatifs au calcul des éléments en bois lamellé-collé de section rectangulaire.

7.5.2 Orientation

Les données de calcul relatives aux éléments en flexion précisées à l'article 7.5 s'appliquent aux éléments à lamelles horizontales dont la grande face est perpendiculaire au sens d'application de la charge.

7.5.3 Poutres en bois lamellé-collé à lamelles verticales

Les poutres en bois lamellé-collé à lamelles verticales dont la face étroite est perpendiculaire au sens d'application de la charge doivent être calculées comme faisant parties d'un système composé en bois de sciage de classe n° 2, conformément à l'article 6.4.4.3.

7.5.4 Section nette

La section nette, obtenue en déduisant de la section brute la superficie de tout matériau enlevé par perçage, rainurage, embrèvement, entaillage ou autre moyen, doit être vérifiée en calculant la résistance d'un élément. La section nette ne doit en aucun cas être inférieure à 75 % de la section brute.

7.5.5 Dimensions

Les calculs doivent tenir compte des dimensions réelles de l'élément sec arrondies au millimètre près (dimensions nettes), pour les conditions d'utilisation en milieu sec et en milieu humide.

Note : *Les dimensions standards, arrondies au millimètre près, sont précisées à l'article A.7.5.5.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

7.5.6 Résistance au moment de flexion

7.5.6.1 Éléments de section constante

La résistance pondérée au moment de flexion des éléments en bois lamellé-collé de section constante doit être déterminée selon l'article 7.5.6.5.

7.5.6.2 Éléments cintrés et/ou à section variable

La résistance pondérée au moment de flexion des éléments cintrés et/ou à section variable en bois lamellé-collé doit satisfaire à l'article 7.5.6.5, mais sans dépasser la valeur déterminée selon l'article 7.5.6.6.

7.5.6.3 Conditions de stabilité latérale

7.5.6.3.1 Généralités

Le coefficient de stabilité latérale, K_L, des éléments en flexion en bois lamellé-collé non supportés latéralement peut être considéré égal à l'unité à condition que le rapport maximal hauteur/largeur de l'élément ne soit pas supérieur à 2,5:1. Dans le cas contraire, un support latéral doit être assuré aux points d'appui pour empêcher le déplacement latéral et la rotation et K_L doit être déterminé conformément à l'article 7.5.6.4. à moins d'indication contraire à l'article 7.5.6.3.2.

7.5.6.3.2 Flexion et charge axiale combinées

L'article 6.5.3.2.3 peut être appliqué dans le cas des éléments en bois lamellé-collé de section rectangulaire soumis à la flexion et à la charge axiale combinées.

7.5.6.3.3 Poutres composées

Pour les poutres composées constituées d'au moins deux éléments de même hauteur, le rapport maximum précisé à l'article 7.5.6.3.1 en ce qui a trait aux éléments non supportés latéralement peut être basé sur la largeur totale de la poutre, à condition que les éléments individuels soient solidement attachés les uns aux autres à intervalles ne dépassant pas quatre fois la hauteur.

7.5.6.4 Coefficient de stabilité latérale, K_L

7.5.6.4.1 Longueur non supportée, ℓ_u

En l'absence d'appui intermédiaire supplémentaire, la longueur non supportée, $\ell_{u,}$, doit être la distance entre les points d'appui ou la longueur en porte-à-faux. Si un appui intermédiaire est assuré par des pannes assemblées de manière à empêcher le déplacement latéral de la rive comprimée de l'élément en flexion, la longueur non supportée doit correspondre à l'espacement maximal entre les pannes, a (voir le tableau 7.4).

7.5.6.4.2 Déplacement latéral empêché

Si la rive comprimée de l'élément en flexion est supportée sur toute sa longueur de manière à empêcher le déplacement latéral, la longueur non supportée peut être considérée comme nulle. Pour que le platelage assure un tel support latéral, il doit être attaché solidement à l'élément en flexion et aux éléments de charpente adjacents de manière à former un diaphragme rigide.

7.5.6.4.3 Élancement, C_B

L'élancement d'un élément en flexion ne doit pas dépasser 50 et doit être calculé comme suit :

 © 2020 Association canadienne de normalisation

$$C_B = \sqrt{\frac{L_e d}{b^2}}$$

où

L_e = longueur effective, mm, tirée du tableau 7.4

Tableau 7.4
Longueur effective, L_e, pour les éléments en flexion
(Voir les articles 7.5.6.4.1 et 7.5.6.4.3.)

Type de charge	Appui intermédiaire	
	Oui	**Non**
Poutres		
Tout chargement	1,92a	1,92ℓ_u
Charge uniformément répartie	1,92a	1,92ℓ_u
Charge concentrée au centre	1,11a	1,61ℓ_u
Charges concentrées aux 1/3 de la portée	1,68a	—
Charges concentrées aux 1/4 de la portée	1,54a	—
Charges concentrées aux 1/5 de la portée	1,68a	—
Charges concentrées aux 1/6 de la portée	1,73a	—
Charges concentrées aux 1/7 de la portée	1,78a	—
Charges concentrées aux 1/8 de la portée	1,84a	—
Portes-à-faux		
Tout chargement	—	1,92ℓ_u
Charge uniformément répartie	—	1,23ℓ_u
Charge concentrée à l'extrémité libre	—	1,69ℓ_u

Note : *ℓ_u et a sont définis à l'article 7.5.6.4.1.*

Δ 7.5.6.4.4 Calcul du coefficient de stabilité latérale, K_L

Le coefficient de stabilité latérale, K_L, doit être calculé comme suit :

a) si C_B ne dépasse pas 10 :

$K_L = 1{,}0$

b) si C_B est supérieur à 10, mais ne dépasse pas C_K :

$$K_L = 1 - \frac{1}{3}\left(\frac{C_B}{C_K}\right)^4$$

où

$$C_K = \sqrt{\frac{0{,}97 E K_{SE} K_T}{F_b}}$$

où

E = module d'élasticité prévu, MPa (voir le tableau 7.2)

c) si C_B est supérieur à C_K, mais ne dépasse pas 50 :

© 2020 Association canadienne de normalisation

$$K_L = \frac{0{,}65EK_{SE}K_T}{C_B^2F_bK_X}$$

où

$F_b = f_b\ (K_D\ K_H\ K_{Sb}\ K_T)$

où

f_b = résistance prévue en flexion, MPa (voir le tableau 7.2)

K_X = coefficient de cintrage (voir l'article 7.5.6.5.2)

7.5.6.5 Résistance au moment

7.5.6.5.1 Généralités

Sous réserve des articles 7.5.6.5.3 et 7.5.6.6, la résistance pondérée au moment de flexion, M_r, des éléments en bois lamellé-collé doit être déterminée en prenant la moindre des valeurs entre M_{r1} et M_{r2}, comme suit :

$M_{r1} = \phi\ F_b\ SK_x\ K_{Zbg}$

$M_{r2} = \phi\ F_b\ SK_x\ K_L$

où

ϕ = 0,9

F_b = $f_b\ (K_D\ K_H\ K_{Sb}\ K_T)$

où

f_b = résistance prévue en flexion, MPa (voir le tableau 7.2)

K_X = coefficient de cintrage (voir l'article 7.5.6.5.2)

K_{Zbg} = $\left(\frac{130}{b}\right)^{\frac{1}{10}}\left(\frac{610}{d}\right)^{\frac{1}{10}}\left(\frac{9100}{L}\right)^{\frac{1}{10}} \leq 1{,}3$

où

b = largeur de la poutre (pour les lamelles constituées d'une seule pièce) ou largeur de la pièce la plus large (pour les lamelles constituées de plusieurs pièces), mm

d = hauteur de la poutre, mm

L = longueur du segment de poutre entre les points de moment nul, mm

K_L = coefficient de stabilité latérale (voir l'article 7.5.6.4)

Note : *Pour les poutres avec un ou plusieurs point(s) d'inflexion (c.-à-d., les poutres en portées continues et les poutres en porte-à-faux), le coefficient de dimensions est calculé pour chaque segment de poutre. La résistance au moment pour chaque segment de poutre, corrigée par le coefficient de dimensions approprié, est ensuite comparée au moment pondéré maximal de ce segment.*

7.5.6.5.2 Coefficient de cintrage, K_X

La résistance prévue en flexion pour la partie cintrée seulement des éléments en bois lamellé-collé doit être multipliée par le coefficient de cintrage, K_X, calculé comme suit :

$$K_X = 1 - 2000\left(\frac{t}{R}\right)^2$$

où

t = épaisseur des lamelles, mm

R = rayon de courbure de la lamelle interne, mm

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Le rayon de courbure minimal autorisé pour une épaisseur donnée de lamelle doit être conforme aux exigences de CAN/CSA-O122 (voir le tableau A.7).

Note : *K_X = 1,0 pour les éléments droits et la partie droite des éléments cintrés.*

7.5.6.5.3 Éléments cintrés symétriques à section variable

Au sommet d'éléments cintrés symétriques à section variable (poutres inclinées cambrées), la résistance pondérée au moment de flexion, M_r, doit être déterminée comme la valeur obtenue à partir de la formule précisée à l'article 7.5.6.5.1, divisée par le coefficient [1 + 2,7 tanα], où α *est* la pente de la face supérieure de l'élément (pente du toit), en degrés.

7.5.6.6 Résistance radiale

Notes :

1) *Les éléments en bois lamellé-collé cintrés et/ou symétriques à section variable sont soumis à des contraintes radiales qui risquent d'en limiter la résistance pondérée au moment de flexion.*
2) *Si le moment de flexion tend à diminuer le cintrage (donc à augmenter son rayon), la contrainte radiale qui en résulte correspond à la traction perpendiculaire au fil. Si le moment de flexion tend à augmenter le cintrage (donc à diminuer son rayon), la contrainte radiale correspondante est la compression perpendiculaire au fil.*

7.5.6.6.1 Généralités

La résistance pondérée au moment de flexion régie par la traction perpendiculaire au fil, M_r, doit être calculée à l'aide de la formule suivante, mais ne doit pas être supérieure à la valeur déterminée selon les articles 7.5.6.5.1 et 7.5.6.5.3. Pour les éléments symétriques à section variable, l'exigence supplémentaire précisée à l'article 7.5.6.6.2 doit également être satisfaite.

$$M_r = \phi F_{tp} \frac{2A}{3} R K_{Ztp}$$

où

ϕ = 0,9

F_{tp} = f_{tp} (K_D K_H K_{Stp} K_T)

où

f_{tp} = résistance prévue en traction perpendiculaire au fil, MPa (voir le tableau 7.2)

R = rayon de courbure à l'axe central de l'élément, mm

K_{Ztp} = coefficient de dimensions pour la traction perpendiculaire au fil (voir le tableau 7.5)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Δ

Tableau 7.5
Coefficient de dimensions, K_{Ztp}, pour la traction perpendiculaire au fil*
(Voir les articles 7.5.6.6.1 et 7.5.6.6.2.)

	Chargement	
Élément	**Uniformément réparti**	**Autre**
Hauteur constante, cintré	$\frac{24}{(AR\beta)^{0,2}}$	$\frac{20}{(AR\beta)^{0,2}}$
Symétrique à section variable, cintré	$\frac{35}{(AR\beta)^{0,2}}$	$\frac{22}{(AR\beta)^{0,2}}$
Symétrique à section variable, droit	$\frac{36}{(Ad)^{0,2}}$	$\frac{23}{(Ad)^{0,2}}$

* *où*

A = *aire de section transversale maximale de l'élément, mm²*

R = *rayon de courbure à l'axe central de l'élément, mm*

β = *angle interne en radians (1 radian = 57,3°)*

Notes :

1) *Pour les éléments cintrés symétriques à section variable, β est mesuré entre les points de tangence.*
2) *Pour les éléments cintrés à section constante, β est mesuré entre les points où le moment de flexion pondéré est égal à 85 % du moment de flexion pondéré maximal.*

7.5.6.6.2 Éléments symétriques à section variable

Pour les éléments symétriques à section variable soumis à une traction radiale perpendiculaire au fil, l'exigence supplémentaire suivante doit être satisfaite :

$M_r = \phi\, F_{tp}\, S K_{Ztp}\, K_R$

où

ϕ = 0,9

F_{tp} = $f_{tp}\,(K_D\, K_H\, K_{Stp}\, K_T)$

où

f_{tp} = résistance prévue en traction perpendiculaire au fil, MPa (voir le tableau 7.2)

S = module de section au sommet, mm³

K_{Ztp} = coefficient de dimensions pour la traction perpendiculaire au fil (voir le tableau 7.5)

K_R = coefficient de contrainte radiale (voir l'article 7.5.6.6.3)

7.5.6.6.3 Coefficient de contrainte radiale, K_R

Le coefficient de contrainte radiale, K_R,, doit être calculé comme suit :

$$K_R = \left[A + B\left(\frac{d}{R}\right) + C\left(\frac{d}{R}\right)^2\right]^{-1}$$

où

A, B, C = constantes précisées au tableau 7.6

d = hauteur maximale au sommet, mm

R = rayon de courbure à l'axe central de l'élément, mm

© 2020 Association canadienne de normalisation

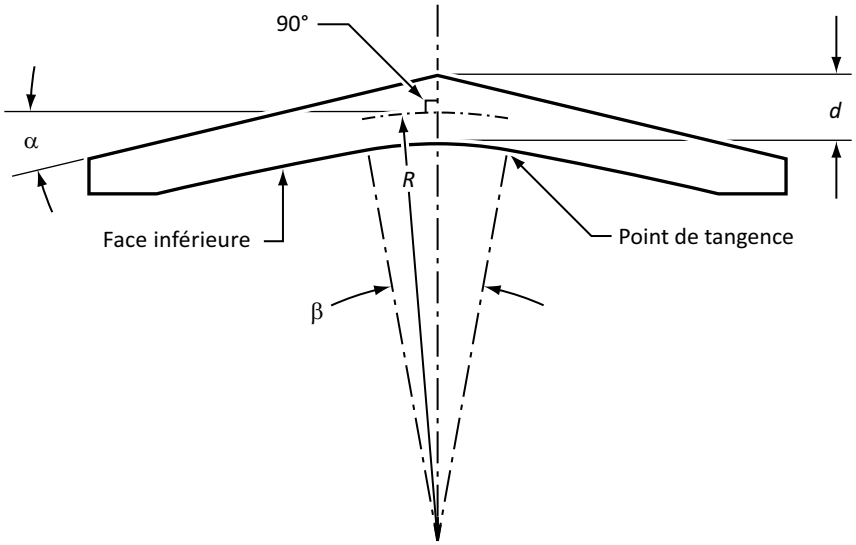
Tableau 7.6
Valeurs des constantes servant à déterminer la contrainte radiale dans les éléments cintrés symétriques à section variable
(Voir l'article 7.5.6.6.3.)

Angle α*	***A***	***B***	***C***
2°30'	0,01	0,17	0,13
5°	0,02	0,13	0,19
7°30'	0,03	0,09	0,22
10°	0,04	0,08	0,21
15°	0,06	0,06	0,17
20°	0,09	0,06	0,14
25°	0,12	0,06	0,12
30°	0,16	0,06	0,11

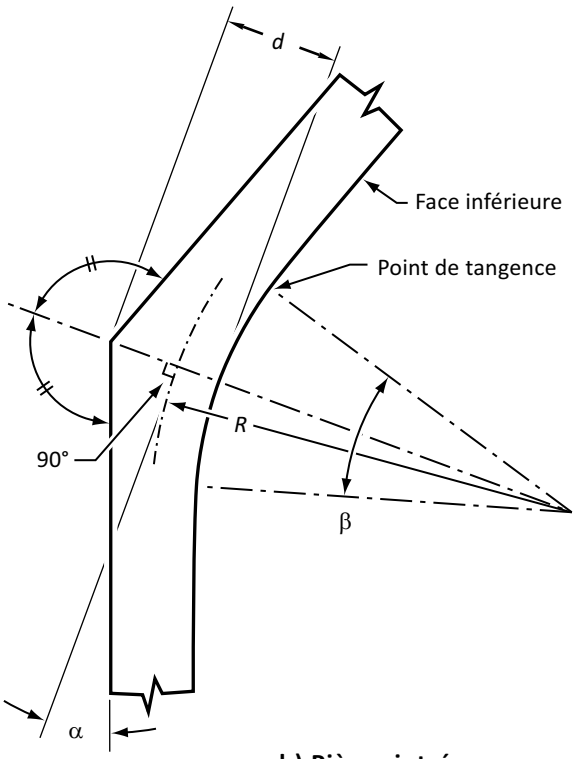
* *Voir la figure 7.1.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 7.1
Élément symétrique à section variable
(Voir le tableau 7.6.)



a) Poutre cambrée inclinée



b) Pièce cintrée

Légende :

R = rayon de cintrage à l'axe central de l'élément

d = hauteur maximale au sommet

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 7.1 (fin)

α = pente de la face supérieure de l'élément

β = angle interne en radians

7.5.7 Résistance au cisaillement

7.5.7.1 Généralités

La résistance au cisaillement des éléments sans entailles doit être vérifiée conformément à l'article 7.5.7.3. La résistance au cisaillement des éléments avec des entailles sur la rive en compression doit être vérifiée conformément à l'article 7.5.7.4. La résistance au cisaillement des éléments avec des entailles sur la rive en traction doit également être vérifiée, ailleurs qu'aux entailles d'extrémité, conformément à l'article 7.5.7.5.1, de même que la résistance au cisaillement par fissuration à l'entaille doit être vérifiée conformément à l'article 7.5.7.5.2.

7.5.7.2 Charges près des appuis

7.5.7.2.1 Charges relatives à la résistance au cisaillement

À l'alinéa b) de l'article 7.5.7.3 et aux articles 7.5.7.4 et 7.5.7.5.1, l'effet des charges agissant sur une distance de l'appui égale à la hauteur de l'élément peut ne pas être pris en considération.

7.5.7.2.2 Charges relatives à la résistance au cisaillement par fissuration à l'entaille

Aux articles 7.5.7.3 a) et 7.5.7.5.2, l'effet de toutes les charges agissant sur l'élément doit être pris en considération, y compris les charges agissant sur une distance de l'appui égale à la hauteur de l'élément.

7.5.7.3 Résistance au cisaillement ailleurs qu'aux entailles d'extrémité

La résistance pondérée au cisaillement des éléments en bois lamellé-collé doit être déterminée comme suit :

a) Pour les poutres de tout volume, la charge pondérée totale, W_f, agissant perpendiculairement à l'élément ne doit pas être supérieure à la résistance totale pondérée au cisaillement, W_r, calculée comme suit :

$$W_r = \phi F_v\, 0{,}48 A_g C_V Z^{-0{,}18} \geq W_f$$

Note : *Pour les poutres dont le volume est inférieur à 2,0 m³, la résistance pondérée au cisaillement peut aussi être calculée au moyen de l'équation de l'alinéa b).*

b) Pour les éléments autres que les poutres, la résistance pondérée au cisaillement, V_r, ne doit pas être inférieure à l'effort tranchant pondéré maximal, V_f, et doit être calculée comme suit :

$$V_r = \phi F_v \frac{2A_g}{3}$$

où

ϕ = 0,9

F_v = $f_v\,(K_D\, K_H\, K_{Sv}\, K_T)$

où

f_v = résistance prévue en cisaillement, MPa (voir le tableau 7.2)

A_g = $b \times d$ = aire de la section transversale brute de l'élément, mm²

C_V = coefficient de charge de cisaillement (voir l'article 7.5.7.6)

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Z = volume de la poutre, m³

Note : *Les exigences relatives à la résistance au cisaillement énoncées dans cet article s'ajoutent à celles applicables aux éléments entaillés (voir les articles 7.5.7.4 et 7.5.7.5).*

7.5.7.4 Résistance au cisaillement aux endroits avec entailles de la rive en compression

La résistance pondérée au cisaillement, V_r, ne doit pas être inférieure à l'effort tranchant pondéré maximal, V_f, et elle doit être calculée comme suit :

a) pour $e_c > (d-d_n)$: $V_r = \phi F_v \frac{2A_n}{3}$

b) pour $e_c < (d-d_n)$: $V_r = \phi F_v \frac{2A_g}{3}\left(1 - \frac{d_n e_c}{d(d-d_n)}\right)$

où

ϕ = 0,9

F_v = $f_v\,(K_D\,K_H\,K_{Sv}\,K_T)$

où

f_v = résistance prévue en cisaillement, MPa (voir le tableau 7.2)

A_n = $b(d - d_n)$ = aire de la section transversale nette de l'élément, mm² (voir l'article 7.5.4)

A_g = $b \times d$ = aire de la section transversale brute de l'élément, mm²

b = largeur de l'élément, mm

d = hauteur de l'élément, mm

d_n = profondeur de l'entaille, mm (qui ne doit pas dépasser 0,25d)

e_c = longueur de l'entaille, mm, mesurée entre le bord intérieur de l'appui le plus proche et le bord le plus éloigné de l'entaille

7.5.7.5 Résistance au cisaillement aux endroits avec entailles d'extrémité de la rive en traction

7.5.7.5.1 Résistance au cisaillement de l'élément résiduel au-dessus de l'entaille

Les entailles de la rive en traction ne dépassant pas 0,25d peuvent se trouver à une distance 'd' mesurée entre le bord intérieur de l'appui le plus proche et le bord le plus éloigné de l'entaille sans réduction de la résistance au cisaillement calculée conformément à l'article 7.5.7.3 en utilisant l'aire de la section brute de l'élément, A_g. Les éléments avec des entailles de la rive en traction qui se trouvent au-delà d'une distance 'd' mesurée entre le bord intérieur de l'appui le plus proche et le bord le plus éloigné de l'entaille doivent être calculés au moyen de la section nette, A_n, conformément à l'article 5.3.8.1.

Δ #### 7.5.7.5.2 Résistance au cisaillement par fissuration à l'entaille

La résistance pondérée au cisaillement par fissuration à une entaille sur la rive en traction à l'appui, F_r, ne doit pas être inférieure à l'effort tranchant pondéré maximal, V_f, et doit être calculée comme suit :

$F_r = \phi\, F_f A_g\, K_N$

où

ϕ = 0,9

F_f = $f_f\,(K_D\,K_H\,K_{Sf}\,K_T)$

où

f_f = résistance prévue en cisaillement par fissuration à une entaille, MPa

 © 2020 Association canadienne de normalisation

= 2,5 $b_{eff}^{-0,2}$ ou 0,9 MPa, selon la valeur la plus élevée

où

b_{eff} = largeur effective de la lamelle (mm)

= largeur de la poutre (pour les lamelles constituées d'une seule pièce) ou largeur de la pièce la plus large (pour les lamelles constituées de plusieurs pièces)

A_g = $b \times d$ = aire brute de la section transversale, mm²

K_N = coefficient d'entaille

$$= \left[0{,}006d\left(1{,}6\left(\frac{1}{\alpha}-1\right)+\eta^2\left(\frac{1}{\alpha^3}-1\right)\right)\right]^{-\frac{1}{2}}$$

où

d = hauteur de l'élément (non réduite), mm

α = $1 - (d_n/d)$

où

d_n = profondeur de l'entaille, mm (voir la figure 6.1, qui ne doit pas dépasser 0,25d)

η = e/d

où

e = longueur de l'entaille, mm (voir la figure 6.1)

7.5.7.6 Coefficient de charge de cisaillement, C_V

Pour les conditions de charge qui ne figurent pas aux tableaux 7.7 à 7.12, le coefficient de la charge de cisaillement, C_V, des poutres de hauteur constante à portée simple, continues ou en porte-à-faux peut être déterminé selon la procédure suivante (le principe de superposition des charges ne s'applique pas) :

a) Tracer le diagramme des efforts tranchants de la poutre. Si celle-ci supporte des charges mobiles concentrées, tracer le diagramme des efforts tranchants maximaux sur toute la longueur de la poutre, sans tenir compte de la convention de signe (les efforts tranchants maximaux positifs et négatifs sont tous les deux positifs).

b) Diviser la longueur totale de la poutre, L, en un nombre n de segments de longueur variable, ℓ_a, de manière qu'il n'y ait ni changements brusques ni changements de signe d'effort tranchant (de négatif à positif) à l'intérieur d'un même segment.

c) Pour chaque segment, déterminer :

i) V_A = l'effort tranchant pondéré au début du segment, N;

ii) V_B = l'effort tranchant pondéré à la fin du segment, N; et

iii) V_C = l'effort tranchant pondéré au milieu du segment, N

et calculer le coefficient G comme suit :

$$G = \ell_a\,[V_A^5 + V_B^5 + 4V_C^5]$$

d) Déterminer le coefficient, C_V, comme suit :

i) pour les charges fixes :

$$C_V = 1{,}825W_f\left(\frac{L}{\Sigma G}\right)^{0,2}$$

où

W_f = somme de toutes les charges pondérées agissant sur la poutre, N

ii) pour les charges mobiles :

© 2020 Association canadienne de normalisation

$$C_V = 1{,}825 W_f \left(\frac{L}{\Sigma G} \right)^{0,2}$$

où

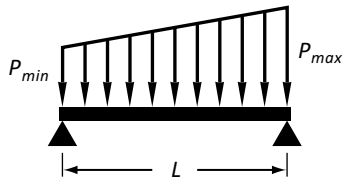
W_f = somme de toutes les charges mobiles pondérées et de toutes les charges réparties pondérées agissant sur la poutre, N

Tableau 7.7
Coefficient de charge de cisaillement, C_V : poutres à portée simple
(Voir l'article 7.5.7.6.)

Nombre de charges égales et symétriquement équidistantes	r*			
	0,0	**0,5**	**2,0**	**10,0 et plus**
1	3,69	3,34	2,92	2,46
2	3,69	3,37	3,01	2,67
3	3,69	3,41	3,12	2,84
4	3,69	3,45	3,21	2,97
5	3,69	3,48	3,28	3,08
6	3,69	3,51	3,34	3,16

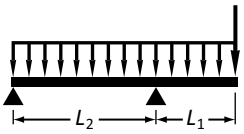
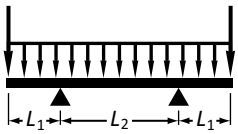
$$^*r = \frac{\text{somme des charges concentrées}}{\text{somme des charges uniformes}}$$

Tableau 7.8
Coefficient de charge de cisaillement, C_V : charges réparties
(Voir l'article 7.5.7.6.)

Type de chargement	P_{min}/P_{max}					
	0,0	**0,2**	**0,4**	**0,6**	**0,8**	**1,0**
	3,40	3,55	3,63	3,67	3,69	3,69

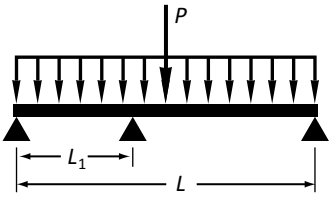
 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 7.9
Coefficient de charge de cisaillement, C_V : poutres en porte-à-faux
(Voir l'article 7.5.7.6.)

Type de poutre et de chargement	L_1/L_2	r* 0,00	0,50	2,00	10,0 et plus
 $L = L_1 + L_2$	0,05	3,91	5,64	4,06	2,73
	0,10	4,13	5,19	3,07	2,08
	0,20	4,55	4,36	2,53	1,75
	0,30	4,88	3,83	2,31	1,62
 $L = L_2 + 2L_1$	0,05	4,13	6,19	7,13	4,86
	0,10	4,58	6,72	5,42	3,72
	0,20	5,50	6,90	4,49	3,17
	0,30	6,40	6,31	4,10	2,97

$$^{*}r = \frac{\text{somme des charges concentrées}}{\text{somme des charges uniformes}}$$

Tableau 7.10
Coefficient de charge de cisaillement, C_V : poutres continues sur deux travées
(Voir l'article 7.5.7.6.)

Chargement†	L_1/L	r* 0,00	0,50	2,00	10,0 et plus
	0,2	4,09	3,04	2,35	2,01
	0,3	5,10	3,48	2,57	2,15
	0,4	6,09	3,96	2,82	2,32
	0,5	6,66	4,42	3,07	2,50

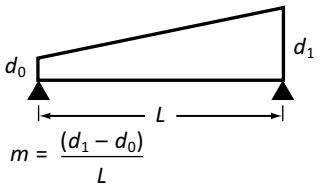
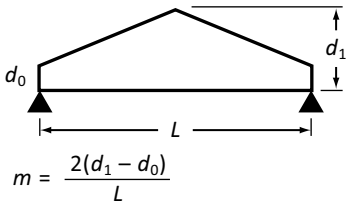
$$^{*}r = \frac{\text{somme des charges concentrées}}{\text{somme des charges uniformes}}$$

† *Les valeurs précisées correspondent à la position la plus défavorable des charges concentrées.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 7.11
Coefficient de charge de cisaillement, C_V : poutres à section variable (charges uniformément réparties)

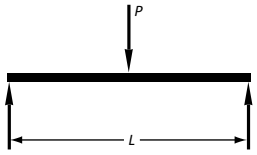
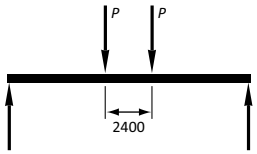
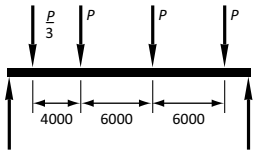
(Voir l'article 7.5.7.6.)

Poutre (géométrie)	L/d_0*	m					
		0,20	0,10	0,05	0,00	–0,04	–0,08
	10	4,95	4,99	4,68	3,97	—	—
	20	4,46	4,63	4,54	3,69	—	—
	30	4,33	4,44	4,47	3,58	—	—
	10	4,40	4,49	4,32	3,97	3,58	2,42
	15	4,09	4,26	4,16	3,77	3,13	0,93
	20	3,95	4,11	4,08	3,69	2,40	0,23
	30	3,83	3,93	3,99	3,58	0,91	—

* *Pour calculer le rapport L/d_0, L et d_0 doivent être exprimés dans les mêmes unités.*

Tableau 7.12
Coefficient de charge de cisaillement, C_V : charges mobiles

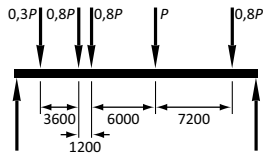
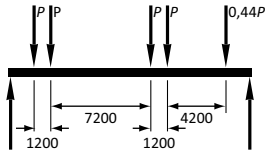
(Voir l'article 7.5.7.6.)

Type de charges concentrées	Portée, L, mm	r*				
		0,5	1,5	3,0	10,0	100,0
	10 000	2,65	2,12	1,90	1,71	1,62
	20 000	2,65	2,12	1,90	1,71	1,62
	30 000	2,65	2,12	1,90	1,71	1,62
	40 000	2,65	2,12	1,90	1,71	1,62
	10 000	2,87	2,38	2,17	1,98	1,90
	20 000	2,76	2,24	2,03	1,83	1,75
	30 000	2,72	2,20	1,98	1,79	1,70
	40 000	2,70	2,18	1,96	1,77	1,68
	10 000	3,93	4,05	4,11	4,17	4,20
	20 000	3,39	3,13	2,99	2,86	2,80
	30 000	3,14	2,75	2,57	2,40	2,32
	40 000	3,03	2,59	2,40	2,21	2,13

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 7.12 (fin)

Type de charges concentrées	Portée, *L*, mm	*r**				
		0,5	1,5	3,0	10,0	100,0
	10 000	3,78	3,76	3,74	3,72	3,70
	20 000	3,40	3,13	3,00	2,86	2,79
	30 000	3,20	2,84	2,67	2,50	2,42
	40 000	3,08	2,66	2,47	2,29	2,21
	10 000	3,78	3,76	3,73	3,70	3,67
	20 000	3,24	2,90	2,73	2,58	2,50
	30 000	3,05	2,63	2,43	2,25	2,17
	40 000	2,96	2,51	2,31	2,12	2,03

$$^{*}r = \frac{\text{somme des charges concentrées}}{\text{somme des charges uniformes}}$$

7.5.8 Résistance à la compression parallèle au fil

7.5.8.1 Longueur effective, L_e

Sauf indication contraire dans cette norme, l'élancement des éléments en compression doit être déterminé à l'aide de la longueur effective, $L_e = K_eL$.

Note : *Les coefficients de longueur effective, K_e, recommandés pour les éléments en compression sont précisés au tableau A.4.*

Δ

7.5.8.2 Élancement, C_C

L'élancement, C_C, d'éléments simples en compression de section rectangulaire constante doit être la plus grande des valeurs suivantes, mais sans dépasser 50 :

$$C_C = \frac{\text{longueur effective associée à la grande face}}{\text{grande face de l'élément}}$$

ou

$$C_C = \frac{\text{longueur effective associée à la face étroite}}{\text{face étroite de l'élément}}$$

7.5.8.3 Section transversale rectangulaire variable

Les éléments en compression de section rectangulaire variable doivent être calculés pour une largeur ou une hauteur effective correspondant à la largeur ou la hauteur minimale majorée de 0,45 fois la différence entre les largeurs ou hauteurs maximales et minimales. La résistance pondérée à la compression ainsi déterminée ne doit pas être supérieure à la résistance pondérée établie en fonction des dimensions minimales et d'un coefficient d'élancement K_C = 1,00.

7.5.8.4 Charges excentriques

Les moments de flexion dus aux charges axiales excentriques doivent être pris en considération conformément à l'article 7.5.12.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

7.5.8.5 Résistance pondérée à la compression sous charge axiale

La résistance pondérée à la compression parallèle au fil, P_r, doit être calculée comme suit :

$P_r = \phi\ F_c\ A\ K_{Zcg}\ K_C$

où

ϕ = 0,8

F_c = $f_c\ (K_D\ K_H\ K_{Sc}\ K_T)$

où

f_c = résistance prévue en compression parallèle au fil, MPa (voir le tableau 7.2)

A = aire de la section transversale, mm²

K_{Zcg} = $0{,}68(Z)^{-0{,}13} \leq 1{,}0$

où

Z = volume de l'élément, m³

K_C = coefficient d'élancement (voir l'article 7.5.8.6)

Δ

7.5.8.6 Coefficient d'élancement, K_C

Le coefficient d'élancement, K_C, doit être calculé comme suit :

$$K_c = \left[1{,}0 + \frac{F_c K_{Zcg} C_c^3}{35 E_{05} K_{SE} K_T}\right]^{-1}$$

où

E_{05} = $0{,}87E$

où

E = module d'élasticité prévu, MPA (voir le tableau 7.2)

7.5.8.7 Éléments en compression assemblés avec cales d'espacement

Les éléments en compression assemblés avec cales d'espacement doivent être calculés en utilisant les résistances prévues et les coefficients de correction appropriés pour le bois lamellé-collé.

Note : *Les éléments en compression assemblés avec cales d'espacement peuvent être calculés conformément à l'article A.6.5.5.3.*

7.5.8.8 Éléments composés en compression

Les éléments composés en compression doivent être calculés selon l'article 6.5.5.4 en utilisant les résistances prévues et les coefficients de correction appropriés pour le bois lamellé-collé.

7.5.9 Résistance à la compression perpendiculaire au fil (appui)

7.5.9.1 Généralités

Les efforts pondérés à l'appui ne doivent pas dépasser la résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil déterminée conformément aux articles 7.5.9.2 et 7.5.9.3.

Note : *Voir la figure 6.2.*

7.5.9.2 Effet de toutes les charges appliquées

La résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil, Q_r, sous l'effet de toutes les charges appliquées doit être calculée comme suit :

© 2020 Association canadienne de normalisation

$Q_r = \phi\ F_{cp}\ A_b\ K_B\ K_{Zcp}$

où

ϕ = 0,8

F_{cp} = f_{cp} ($K_D\ K_{Scp}\ K_T$)

où

f_{cp} = résistance prévue en compression perpendiculaire au fil, MPa (voir le tableau 7.2)

A_b = surface d'appui, mm²

K_B = coefficient de longueur d'appui (voir l'article 6.5.6.5)

K_{Zcp} = coefficient de dimensions pour l'appui, où la hauteur correspond à l'épaisseur de la lamelle (voir l'article 6.5.6.4)

7.5.9.3 Effet des charges appliquées près d'un appui

7.5.9.3.1 Résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil

La résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil, Q_r' sous l'effet des seules charges appliquées sur une distance partant du centre de l'appui et égale à la hauteur de l'élément doit être calculée comme suit :

$Q_r' = (2/3)\ \phi\ F_{cp}\ A'_b\ K_B\ K_{Zcp}$

où

ϕ = 0,8

F_{cp} = f_{cp} ($K_D\ K_{Scp}\ K_T$)

où

f_{cp} = valeur de classe f-E tirée du tableau 7.2 pour la résistance à l'appui de la face en compression, MPa

A_b' = surface d'appui moyenne, mm² (voir l'article 7.5.9.3.2)

Note : *Voir la figure 6.2.*

7.5.9.3.2 Surfaces d'appui inégales sur les faces opposées d'un élément

Lorsque les surfaces d'appui sur les faces opposées d'un élément (au-dessus et en-dessous) sont inégales, la surface d'appui moyenne, A'_b, doit être calculée comme suit :

$$A_b' = b\left(\frac{L_{b1} + L_{b2}}{2}\right) \leq 1{,}5b(L_{b1})$$

où

b = largeur d'appui moyenne (perpendiculaire au fil), mm

L_{b1} = longueur d'appui la plus petite, mm

L_{b2} = longueur d'appui la plus grande, mm

7.5.10 Résistance à la compression oblique par rapport au fil

La résistance pondérée à la compression oblique par rapport au fil doit être calculée conformément à l'article 6.5.7 en utilisant les résistances prévues et les coefficients de correction appropriés pour le bois lamellé-collé.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

7.5.11 Résistance à la traction parallèle au fil

La résistance pondérée à la traction parallèle au fil, T_r, ne doit pas être inférieure à la charge de traction pondérée maximale, T_f, et doit être calculée comme la plus faible des valeurs suivantes :

$T_r = \phi\ F_{tn}\ A_n$

ou

$T_r = \phi\ F_{tg}\ A_g$

où

ϕ = 0,9

F_{tn} = f_{tn} ($K_D\ K_H\ K_{St}\ K_T$)

où

f_{tn} = résistance prévue en traction parallèle au fil de la section nette, MPa (voir le tableau 7.2)

A_n = aire de la section transversale nette, mm²

F_{tg} = f_{tg} ($K_D\ K_H\ K_{St}\ K_T$)

où

f_{tg} = résistance prévue en traction parallèle au fil de la section brute, MPa (voir le tableau 7.2)

A_g = aire de la section transversale brute, mm²

Δ

7.5.12 Résistance à la flexion et à la charge axiale combinées

Les éléments sollicités à la fois en flexion et à des charges axiales en compression ou en traction doivent être calculés de manière à satisfaire l'équation d'interaction appropriée :

$$\left(\frac{P_f}{P_r}\right)^2 + \frac{M_f}{M_r}\left[\frac{1}{1 - \frac{P_f}{p_E}}\right] \leq 1$$

ou

$$\frac{T_f}{T_r} + \frac{M_f}{M_r} \leq 1$$

où

P_f = charge axiale pondérée en compression

P_r = résistance pondérée à la compression parallèle au fil calculée selon l'article 7.5.8.5 en utilisant $F_{cb} = f_{cb}$ ($K_D\ K_H\ K_{Sc}\ K_T$)

M_f = moment de flexion pondéré

M_r = résistance pondérée au moment de flexion calculée selon l'article 7.5.6.5.1

T_f = charge axiale pondérée en traction

T_r = résistance pondérée à la traction parallèle au fil calculée selon l'article 7.5.11

P_E = charge critique (de flambage) d'Euler dans le plan du moment appliqué

= $\frac{\pi^2 E_{05} K_{SE} K_T I}{L_e^2}$

où

E_{05} = module d'élasticité pour le calcul des éléments en compression

E_{05} = 0,87E, MPa

© 2020 Association canadienne de normalisation

où

E_{05} = module d'élasticité prévu, MPa

I = moment d'inertie dans le plan du moment appliqué, mm^4

L_e = longueur effective dans le plan du moment appliqué

= K_eL

où

K_e = coefficient de longueur effective précisé à l'article A.6.5.5.1

Note : *L'article A.6.5.9 présente une équation d'interaction plus détaillée pour la flexion et la compression combinées.*

7.6 États limites de tenue en service

Le calcul des états limites de tenue en service des éléments en bois lamellé-collé doit être conforme aux articles 5.1.3 et 5.4.

8 Bois lamellé-croisé

8.1 Domaine d'application

Les données et les méthodes de calcul présentées à l'article 8 s'appliquent uniquement aux panneaux en bois lamellé-croisé appartenant aux classes primaires et sur mesure des compositions définies à l'article 8.2, fabriqués et certifiés conformément à ANSI/APA PRG 320. Les panneaux réalisés selon d'autres compositions doivent être conçus conformément à l'article 4.3.2.

Note : *L'article 8 s'applique au bois lamellé-croisé utilisé en compression et en flexion à plat.*

8.2 Matériaux

8.2.1 Généralités

La conception des panneaux en bois lamellé-croisé conformément à cette norme repose sur l'utilisation de bois lamellé-croisé appartenant aux classes primaires ou sur mesure et les compositions approuvées par l'organisme de certification.

Note : *Les concepteurs devraient s'assurer de la disponibilité des classes et des compositions avant de les spécifier. Il est possible d'obtenir une liste des fabricants certifiés auprès de l'organisme de certification.*

8.2.2 Compositions du bois lamellé-croisé

Dans cette norme, la composition du bois lamellé-croisé doit être une disposition équilibrée de couches orthogonales dont toutes les lamelles orientées dans la même direction sont faites de bois de sciage d'une même classe et d'un même groupe d'essences.

Note : *Les panneaux en bois lamellé-croisé peuvent être conçus de manière que des couches adjacentes soient orientées dans la même direction en faisant appel aux propriétés fournies par le fabricant du produit (voir l'article 8.4.3.2).*

8.2.3 Classes primaires du bois lamellé-croisé

Les classes primaires du bois lamellé-croisé doivent être conformes au tableau 8.1. Les classes sur mesure du bois lamellé-croisé doivent être spécifiées par le fabricant.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 8.1
Classes primaires du bois lamellé-croisé
(Voir l'article 8.2.3.)

Classe de contraintes	Groupes d'essences et classes de lamelles
E1	Bois MSR 1950 F_b-1.7E d'épinette-pin-sapin dans toutes les couches longitudinales et bois de charpente d'épinette-pin-sapin nº 3/Stud dans toutes les couches transversales
E2	Bois MSR 1650 F_b-1.5E de sapin de Douglas-mélèze dans toutes les couches longitudinales et bois de charpente de sapin de Douglas-mélèze nº 3/Stud dans toutes les couches transversales
E3	Bois MSR 1200 F_b-1.2E d'essences nordiques dans toutes les couches longitudinales et bois de charpente d'essences nordiques nº 3/Stud dans toutes les couches transversales
V1	Bois de charpente de sapin de Douglas-mélèze nº 1/ nº 2 dans toutes les couches longitudinales et bois de charpente de sapin de Douglas-mélèze nº 3/Stud dans toutes les couches transversales
V2	Bois de charpente d'épinette-pin-sapin nº 1/ nº 2 dans toutes les couches longitudinales et bois de charpente d'épinette-pin-sapin nº 3/Stud dans toutes les couches transversales

8.2.4 Résistances prévues et modules d'élasticité des lamelles

Les résistances prévues et les modules d'élasticité applicables aux lamelles dans les couches longitudinales et transversales des classes primaires du bois lamellé-croisé sont présentées au tableau 8.2. En ce qui a trait aux classes sur mesure du bois lamellé-croisé, ces propriétés doivent être celles qui sont précisées par le fabricant du produit.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 8.2
Résistances prévues et modules d'élasticité des lamelles des classes primaires du bois lamellé-croisé, MPa
(Voir l'article 8.2.4.)

Classe de contraintes	Couches longitudinales						Couches transversales					
	f_b	E	f_t	f_c	f_s	f_{cp}	f_b	E	f_t	f_c	f_s	f_{cp}
E1	28,2	11 700	15,4	19,3	0,50	5,3	7,0	9000	3,2	9,0	0,50	5,3
E2	23,9	10 300	11,4	18,1	0,63	7,0	4,6	10 000	2,1	7,3	0,63	7,0
E3	17,4	8300	6,7	15,1	0,43	3,5	4,5	6500	2,0	5,2	0,43	3,5
V1	10,0	11 000	5,8	14,0	0,63	7,0	4,6	10 000	2,1	7,3	0,63	7,0
V2	11,8	9500	5,5	11,5	0,50	5,3	7,0	9000	3,2	9,0	0,50	5,3

Notes :

1) *Les valeurs du tableau sont basées sur les conditions normales suivantes :*
   a) *conditions d'utilisation en milieu sec; et*
   b) *durée d'application normale de la charge.*
2) *Les valeurs spécifiées proviennent du tableau 6.8 pour le bois MSR et du tableau 6.4 pour le bois de charpente classé visuellement. La résistance prévue en cisaillement roulant, f_s, est établie à environ un tiers de la résistance prévue en cisaillement, f_v, pour le groupe d'essences correspondante. Voir à la figure 8.1 la clarification du cisaillement roulant.*
3) *Le module d'élasticité transversal, $E_\perp$, peut être estimé à E/30.*
4) *Le module de cisaillement, G, peut être estimé à E/16.*
5) *Le module en cisaillement roulant, $G_\perp$, peut être estimé à G/10. Voir à la figure 8.1 la clarification du cisaillement roulant.*
6) *Le module d'élasticité pour les calculs des éléments en compression, E_{05}, doit être tiré du tableau 6.4 pour le bois de charpente classé visuellement et établi à 0,82E pour le bois de charpente des classes MSR.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 8.1
Cisaillement roulant du bois lamellé-croisé
(Voir le tableau 8.2.)

8.2.5 Classes d'aspect

Les classes d'aspect définies dans ANSI/APA PRG 320 n'influent pas sur les performances structurales des panneaux en bois lamellé-croisé.

8.3 Coefficients de correction

8.3.1 Coefficient de durée d'application de la charge, K_D

La résistance prévue du bois lamellé-croisé doit être multipliée par un coefficient de durée d'application de la charge, K_D, conformément à l'article 5.3.2.

8.3.2 Coefficients de conditions d'utilisation, K_S

Le bois lamellé-croisé doit être utilisé uniquement en milieu sec pour tous les cas où le coefficient de conditions d'utilisation, K_S = 1,0.

Note : *Les structures en bois lamellé-croisé peuvent être utilisées en milieu humide seulement si cet usage est autorisé par le fabricant du produit sur la base de données d'essais documentées conformément à l'article 4.3.2 et approuvé par l'organisme de certification.*

8.3.3 Coefficient de traitement, K_T

Pour le bois lamellé-croisé ayant reçu un traitement d'ignifugation ou traité avec un autre produit chimique qui en réduit la résistance, les valeurs de résistance et de rigidité doivent être basées sur les résultats d'essais documentés qui doivent tenir compte des effets du temps, de la température et de la teneur en humidité, conformément à l'article 5.3.4; sinon, K_T doit être égal à 1,0. Le bois lamellé-croisé ne doit pas être traité avec des produits chimiques à base d'eau après le collage.

8.3.4 Coefficient de système, K_H

K_H doit être égal à 1,0 pour toutes les propriétés de résistance du bois lamellé-croisé.

8.4 Calcul des résistances

8.4.1 Domaine d'application

L'article 8.4 contient des formules et des renseignements relatifs aux panneaux en bois lamellé-croisé de largeur uniforme. Les résistances pondérées des panneaux en bois lamellé-croisé doivent être calculées conformément à l'article 8.4 à l'aide des valeurs prévues de résistance et de module

 © 2020 Association canadienne de normalisation

d'élasticité pour les lamelles (voir l'article 8.2.4), des coefficients de correction (voir l'article 8.3), et des propriétés de section déterminées conformément à l'article 8.4.3.2 ou fournies par le fabricant du produit.

8.4.2 Dimensions

Les calculs doivent tenir compte des dimensions réelles de l'élément sec arrondies au millimètre près (dimensions nettes). Selon la composition, les dimensions réelles des panneaux en bois lamellé-croisé et les tolérances peuvent être différentes de celles spécifiées dans ANSI/APA PRG 320 et doivent être prises en compte dans les calculs.

8.4.3 Résistance au moment de flexion à plat

8.4.3.1 Généralités

La résistance pondérée au moment de flexion à plat, $M_{r,f}$, des panneaux en bois lamellé-croisé doit être calculée comme suit :

a) dans la direction de résistance principale [voir la figure 8.2 a)] :

$M_{r,f,0} = \phi\ F_b\ S_{eff,f,0}\ K_{rb,0}$

où

ϕ = 0,9

F_b = $f_b\ (K_D\ K_H\ K_{Sb}\ K_T)$

où

f_b = résistance prévue en flexion des lamelles dans les couches longitudinales, MPa (voir l'article 8.2.4)

$$S_{\mathrm{eff},f,0} = \frac{(EI)_{\mathrm{eff},f,0}}{E}\ \frac{2}{h}$$

où

$(EI)_{eff,f,0}$ = rigidité effective en flexion à plat du panneau dans la direction de résistance principale, N•mm² (voir l'article 8.4.3.2)

E = module d'élasticité prévu des lamelles dans les couches longitudinales, MPa [voir l'article 8.2.4 et la figure 8.2 a)]

h = épaisseur du panneau, mm [voir la figure 8.2 a)]

$K_{rb,0}$ = 0,85

b) dans la direction de résistance secondaire [voir la figure 8.2 b)] :

$M_{r,f,90} = \phi\ F_b\ S_{eff,f,90}\ K_{rb,90}$

où

ϕ = 0,9

F_b = $f_b\ (K_D\ K_H\ K_{Sb}\ K_T)$

où

f_b = résistance prévue en flexion des lamelles dans les couches transversales, MPa (voir l'article 8.2.4)

$$S_{\mathrm{eff},f,90} = \frac{(EI)_{\mathrm{eff},f,90}}{E}\ \frac{2}{h_{90}}$$

où

$(EI)_{eff,f,90}$ = rigidité effective en flexion à plat du panneau dans la direction de résistance secondaire, N•mm² (voir l'article 8.4.3.2)

© 2020 Association canadienne de normalisation

E = module d'élasticité prévu des lamelles dans les couches transversales, MPa [voir l'article 8.2.4 et la figure 8.2 b)]

h_{90} = épaisseur du panneau sans les couches longitudinales extérieures, mm [voir la figure 8.2 b)]

$K_{rb,90}$ = 1,0

Δ 8.4.3.2 Rigidités effectives en flexion à plat

Les formules utilisées dans cet article doivent s'appliquer aux propriétés de section des panneaux en bois lamellé-croisé à couches orthogonales alternées uniquement. Les propriétés de section des panneaux en bois lamellé-croisé dont les couches adjacentes sont orientées dans la même direction doivent être fournies par le fabricant du produit.

La rigidité effective en flexion à plat, $(EI)_{eff,f}$, et la rigidité effective en cisaillement à plat, $(GA)_{eff,f}$, d'un panneau en bois lamellé-croisé à couches orthogonales alternées doivent être calculées comme suit :

a) dans la direction de résistance principale [voir la figure 8.2 a)] :

$$(EI)_{eff,f,0} = \sum_{i=1}^{n} E_i\, b_0 \frac{t_i^3}{12} + \sum_{i=1}^{n} E_i\, b_0\, t_i\, z_i^2$$

$$(GA)_{eff,f,0} = \frac{\left(h - \frac{t_1}{2} - \frac{t_n}{2}\right)^2}{\left[\left(\frac{t_1}{2G_1\, b_0}\right) + \left(\sum_{i=2}^{n-1} \frac{t_i}{G_i\, b_0}\right) + \left(\frac{t_n}{2G_n\, b_0}\right)\right]}$$

où

n = nombre de couches dans le panneau

E_i = module d'élasticité des lamelles dans la ie couche, MPa

= E, pour les lamelles dans les couches longitudinales, MPa

= $E\perp$, pour les lamelles dans les couches transversales, MPa

b_0 = largeur du panneau mesurée perpendiculairement à la direction de résistance principale [voir la figure 8.2 a)], mm

t_i = épaisseur des lamelles dans la ie couche, mm

z_i = distance entre le centre de la ie couche et l'axe neutre, mm [voir la figure 8.2 a)]

h = épaisseur du panneau, mm [voir la figure 8.2 a)]

G_i = module de cisaillement des lamelles dans la ie couche, MPa

= G, pour les lamelles dans les couches longitudinales, MPa

= $G\perp$, pour les lamelles dans les couches transversales, MPa

b) dans la direction de résistance secondaire [voir la figure 8.2 b)] :

$$(EI)_{eff,f,90} = \sum_{i-1}^{n} E_i\; b_{90} \frac{t_i^3}{12} + \sum_{i=1}^{n-1} E_i\; b_{90}\, t_i z_i^2$$

$$(GA)_{eff,f,90} = \frac{\left(h - \frac{t_1}{2} - \frac{t_n}{2}\right)^2}{\left[\left(\frac{t_1}{2G_1\, b_{90}}\right) + \left(\sum_{i=2}^{n-1} \frac{t_i}{G_i\, b_{90}}\right) + \left(\frac{t_n}{2G_n\, b_{90}}\right)\right]}$$

où

© 2020 Association canadienne de normalisation

n = nombre de couches dans le panneau

E_i = module d'élasticité des lamelles dans la *i*e couche, MPa

= E, pour les lamelles dans les couches transversales, MPa

= $E\perp$, pour les lamelles dans les couches longitudinales, MPa

b_{90} = largeur du panneau mesurée perpendiculairement à la direction de résistance secondaire, mm [voir la figure 8.2 b)]

t_i = épaisseur des lamelles dans la *i*e couche, mm

z_i = distance entre le centre de la *i*e couche et l'axe neutre, mm [voir la figure 8.2 a)]

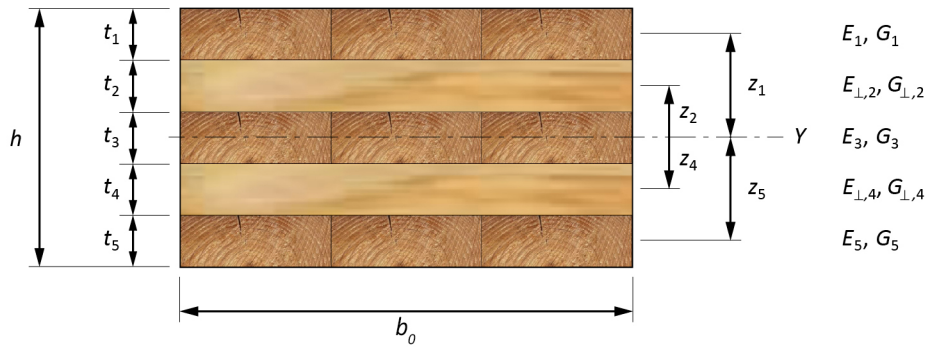
h = épaisseur du panneau, mm [voir la figure 8.2 b)]

G_i = module de cisaillement des lamelles dans la *i*e couche, MPa

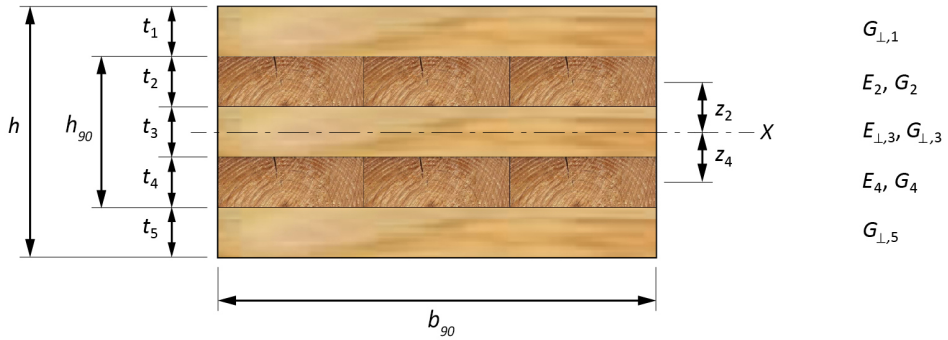
= G, pour les lamelles dans les couches transversales, MPa

= $G\perp$, pour les lamelles dans les couches longitudinales, MPa

Figure 8.2
Propriétés d'un panneau principal en bois lamellé-croisé à cinq couches
(Voir les articles 8.4.3.1, 8.4.3.2 et 8.4.4.2.)



Propriétés dans la direction de résistance principale



Propriétés dans la direction de résistance secondaire

© 2020 Association canadienne de normalisation

8.4.4 Résistance au cisaillement à plat

8.4.4.1 Charges près des appuis

À l'article 8.4.4.2, l'effet des charges agissant sur une distance de l'appui égale à l'épaisseur du panneau peut ne pas être pris en considération.

8.4.4.2 Résistance pondérée au cisaillement à plat

La résistance pondérée au cisaillement à plat, $V_{r,f}$, des panneaux en bois lamellé-croisé doit être calculée comme suit :

a) dans la direction de résistance principale :

$$V_{r,f,0} = \phi F_s \frac{2A_{g,0}}{3}$$

où

ϕ = 0,9

F_s = f_s (K_D K_H K_{Sv} K_T)

où

f_s = résistance prévue en cisaillement roulant des lamelles dans les couches transversales, MPa (voir l'article 8.2.4)

$A_{g,0}$ = aire brute de la section transversale du panneau dans la direction de résistance principale, mm² [voir la figure 8.2 a)]

= b_0h

b) dans la direction de résistance secondaire :

$$V_{r,f,90} = \phi F_s \frac{2A_{g,90}}{3}$$

où

ϕ = 0,9

F_s = f_s (K_D K_H K_{Sv} K_T)

où

f_s = résistance prévue en cisaillement roulant des lamelles dans les couches longitudinales, MPa (voir l'article 8.2.4)

$A_{g,90}$ = aire brute de la section transversale du panneau dans la direction de résistance secondaire, mm², en excluant les couches longitudinales extérieures [voir la figure 8.2 b)]

= $b_{90}h_{90}$

Note : *Dans le cas des panneaux en bois lamellé-croisé dotés de plusieurs couches longitudinales extérieures, ces dernières sont exclues du calcul de l'aire brute de la section transversale, $A_{g,90}$.*

8.4.5 Résistance à la compression sous charge axiale

8.4.5.1 Généralités

Seules les couches avec des lamelles orientées parallèlement à la charge axiale appliquée doivent être considérées dans le calcul de résistance.

© 2020 Association canadienne de normalisation

8.4.5.2 Longueur effective, L_e

La longueur effective, $L_e = K_e L$, doit être utilisée pour déterminer l'élancement des panneaux en bois lamellé-croisé. Les coefficients de longueur effective, K_e, recommandés pour les éléments en compression sont précisés au tableau A.4.

Δ

8.4.5.3 Élancement, C_C

L'élancement, C_C, des panneaux en bois lamellé-croisé de section transversale rectangulaire constante ne doit pas dépasser 43 (c.-à-d., $L_e/r_{eff} \leq 150$) et il doit être calculé comme suit :

$$C_C = \frac{L_e}{\sqrt{12}\, r_{\text{eff}}}$$

où

$$r_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{I_{\text{eff}}}{A_{\text{eff}}}}$$

où

I_{eff} = moment d'inertie effectif hors plan du panneau qui tient compte uniquement des couches contenant des lamelles orientées parallèlement à la charge axiale appliquée, mm^4

A_{eff} = aire de la section transversale du panneau qui tient compte uniquement des couches contenant des lamelles orientées parallèlement à la charge axiale appliquée, mm^2

8.4.5.4 Charges excentriques

Les moments de flexion dus aux charges axiales excentriques doivent être pris en considération conformément à l'article 8.4.6.

8.4.5.5 Résistance pondérée à la compression sous charge axiale

La résistance pondérée à la compression des panneaux en bois lamellé-croisé sous une charge axiale doit être calculée comme suit :

$$P_r = \phi\, F_c\, A_{eff}\, K_{Zc}\, K_C$$

où

ϕ = 0,8

F_c = $f_c\,(K_D\, K_H\, K_{Sc}\, K_T)$

où

f_c = résistance prévue en compression parallèle au fil des lamelles orientées parallèlement à la charge axiale, MPa (voir l'article 8.2.4)

$$K_{Zc} = 6{,}3(\sqrt{12}\, r_{\text{eff}}\, L)^{-0{,}13} \leq 1{,}3$$

où

L = hauteur du panneau, mm

$$K_C = \left[1{,}0 + \frac{F_c\, K_{Zc}\, C_c^3}{35 E_{05}(K_{SE}\, K_T)}\right]^{-1}$$

où

E_{05} = module d'élasticité pour le calcul des éléments en compression, uniquement pour les lamelles orientées parallèlement à la charge axiale appliquée, MPa (voir l'article 8.2.4)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Δ 8.4.6 Résistance à la flexion et à la compression axiale combinées

Les panneaux en bois lamellé-croisé sollicités à la fois en flexion à plat et en compression axiale doivent être calculés de manière à satisfaire l'équation d'interaction suivante :

$$\frac{P_f}{P_r} + \frac{M_f}{M_{r,f}}\left[\frac{1}{1 - \frac{P_f}{P_{E,v}}}\right] \leq 1$$

où

P_f = charge axiale pondérée en compression

P_r = résistance pondérée à la compression sous une charge axiale, calculée selon l'article 8.4.5.5

M_f = moment de flexion pondéré

$M_{r,f}$ = résistance pondérée au moment de flexion à plat, calculée selon l'article 8.4.3

$P_{E,v}$ = charge critique (de flambage) d'Euler dans le plan du moment de flexion appliqué, ajustée pour tenir compte de la déformation due au cisaillement

$= \frac{P_E}{1 + \frac{P_E}{(GA)_{eff,f}}}$

où

P_E = charge critique (de flambage) d'Euler dans le plan du moment de flexion appliqué conformément à l'article 7.5.12 où E_{05} et I_{eff} sont déterminés en tenant compte uniquement des couches dont les lamelles sont orientées parallèlement à la charge axiale (voir les articles 8.2.4 et 8.4.5.3)

$(GA)_{eff,f}$ = rigidité effective en flexion à plat en tenant compte de toutes les couches, N (voir l'article 8.4.3.2)

8.4.7 Résistance à la compression perpendiculaire à la face du panneau (appui)

8.4.7.1 Généralités

Les efforts pondérés à l'appui ne doivent pas dépasser la résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil des panneaux en bois lamellé-croisé déterminée conformément aux articles 8.4.7.2 et 8.4.7.3.

8.4.7.2 Effet de toutes les charges appliquées

La résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil, Q_r, des panneaux en bois lamellé-croisé sous l'effet de toutes les charges appliquées doit être calculée comme suit :

$Q_r = \phi\ F_{cp}\ A_b\ K_B\ K_{Zcp}$

où

ϕ = 0,8

F_{cp} = $f_{cp}\ (K_D\ K_{Scp}\ K_T)$

où

f_{cp} = résistance prévue en compression perpendiculaire au fil des lamelles dans les couches extérieures (voir l'article 8.2.4), MPa

A_b = surface d'appui, mm²

K_B = coefficient de longueur d'appui (voir l'article 6.5.6.5)

K_{Zcp} = coefficient de dimensions pour l'appui

= 1,0

 © 2020 Association canadienne de normalisation

8.4.7.3 Effet des charges appliquées près d'un appui

Δ **8.4.7.3.1 Résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil**

La résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil, Q_r', des panneaux en bois lamellé-croisé sous l'effet des seules charges appliquées sur une distance du centre de l'appui et égale à l'épaisseur du panneau doit être calculée comme suit :

$Q_r' = (2/3)\phi\ F_{cp} A_b'\ K_B\ K_{Zcp}$

où

ϕ = 0,8

F_{cp} = f_{cp} ($K_D\ K_{Scp}\ K_T$)

où

f_{cp} = résistance prévue en compression perpendiculaire au fil des lamelles dans les couches extérieures (voir l'article 8.2.4), MPa

A_b' = surface d'appui moyenne, mm² (voir l'article 8.4.7.3.2)

Note : *Voir la figure 6.2.*

8.4.7.3.2 Surfaces d'appui inégales sur les faces opposées d'un panneau

Lorsque les surfaces d'appui sur les faces opposées (au-dessus et en dessous) d'un panneau sont inégales, la surface d'appui moyenne, A_b', doit être calculée comme suit :

$$A_b' = b\left(\frac{L_{b1} + L_{b2}}{2}\right) \leq 1{,}5b(L_{b1})$$

où

b = largeur d'appui moyenne, mm

L_{b1} = longueur d'appui la plus petite, mm

L_{b2} = longueur d'appui la plus grande, mm

8.4.8 Résistance à la compression oblique par rapport à la face d'un panneau

La résistance pondérée à la compression oblique par rapport à la face d'un panneau de bois lamellé-croisé doit être calculée conformément à l'article 6.5.7 en utilisant les résistances pondérées calculées à l'article 8.4.5 avec $K_{Zc} = K_C = 1{,}0$ et l'article 8.4.7.

8.5 États limites de tenue en service

8.5.1 Généralités

Le calcul des états limites de tenue en service pour les panneaux en bois lamellé-croisé doit être conforme aux articles 5.1.3 et 5.4.

8.5.2 Flèche des panneaux en bois lamellé-croisé

La flèche maximale sous une charge spécifiée qui s'exerce perpendiculairement au plan du panneau doit être calculée comme la somme des flèches dues au moment et au cisaillement en utilisant la rigidité effective en flexion $(EI)_{eff,f}$, et la rigidité effective en flexion à plat, $(GA)_{eff,f}$, définies à l'article 8.4.3.2, en tenant compte des effets du fluage.

Note : *L'article A.8.5.2 présente une méthode de calcul de la flèche sous une charge statique uniforme ou concentrée.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

8.5.3 Tenue aux vibrations des planchers faits de bois lamellé-croisé

L'article A.8.5.3 présente une méthode de calcul des portées pour le contrôle des vibrations des planchers faits de bois lamellé-croisé.

9 Panneaux structuraux

9.1 Domaine d'application

Les données et les méthodes de calcul ainsi que les exigences de construction énoncées à l'article 9 visent les matériaux précisés à l'article 9.2.

Les méthodes et exigences de construction relatives aux éléments de charpente assemblés par collage à partir de panneaux structuraux sont présentées à l'article 10.

9.2 Matériaux

9.2.1 Contreplaqué

Les articles 9.3 à 9.5 visent les constructions standard de contreplaqué de classe non poncé ordinaire :

a) en sapin de Douglas fabriqué et identifié conformément à CSA O121; et
b) de résineux canadiens fabriqué et identifié conformément à CSA O151.

9.2.2 OSB

Les articles 9.3 à 9.5 visent également les panneaux OSB certifiés et identifiés selon CSA O325, qui vise les panneaux à base de bois conçus et fabriqués pour les utilisations comme revêtement de toit, revêtement de mur ou sous-plancher dans les constructions protégées à ossature légère. Dans les applications où l'élément porteur est constitué de panneaux OSB, le recours à d'autres essais et critères doit être envisagé.

Note : *Les panneaux OSB revêtement de construction se distinguent des autres panneaux de copeaux par un marquage montrant l'orientation des copeaux. L'article A.9.2.2 fournit des renseignements supplémentaires.*

9.2.3 Adhésifs pour joints transmetteurs de contraintes

Les adhésifs destinés aux joints transmetteurs de contraintes pour les panneaux structuraux doivent être conformes à CSA O112.7.

9.3 Résistances prévues

9.3.1 Contreplaqué

Les résistances prévues relatives au nombre minimal de plis pour chaque épaisseur de contreplaqué sont données au tableau 9.1 pour le contreplaqué en sapin de Douglas et au tableau 9.2 pour le contreplaqué de résineux canadiens.

9.3.2 OSB

Les résistances prévues des panneaux OSB revêtement de construction conformes à CSA O325 sont données au tableau 9.3.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 9.1
Résistances et rigidités prévues des constructions standard de contreplaqué de classe non poncé ordinaire en sapin de Douglas

(Voir les articles 9.3.1, 9.5.2, 9.5.3, 9.5.4.1, 9.5.4.2, 9.5.5.1, 9.5.5.2, 9.5.6 à 9.5.8, 10.5.2, 10.5.4 à 10.5.6, 10.6.2, 10.6.3.1, 10.6.3.6, 10.6.3.7, 11.6.2.2, 11.6.3.2, 11.7.1.2, 11.7.2, 16.2.5 et A.11.7.1. Voir également le tableau A.1 et la figure A.4.)

Épaisseur nominale, mm	Nombre de plis	Flexion, m_p, N•mm/mm		Traction axiale, t_p, N/mm		Compression axiale, p_p, N/mm		Cisaillement en épaisseur, V_p,, N/mm	Cisaillement dans le plan des plis: Flexion, v_{psb}, N/mm		Cisaillement dans le plan des plis: Cisaillement dans le plan, V_{pf}, MPa	
		Orientation de l'effort relativement au fil extérieur										
		0°	90°	0°	90°	0°	90°	0° et 90°	0°	90°	0°	90°
7,5	3	180	38	97	23	130	40	20	3,7	1,2	0,72	0,72
9,5	3	270	51	97	27	130	46	24	3,9	1,3	0,55	0,72
12,5	3	520	110	170	38	210	66	34	6,3	1,9	0,72	0,72
	4*	420	130	97	55	130	96	30	5,5	2,8	0,55	0,72
	5	560	200	130	71	170	79	30	7,3	3,7	0,72	0,72
15,5	4	610	230	110	72	140	130	37	6,6	3,6	0,55	0,72
	5*	770	280	130	71	170	79	36	9,4	4,9	0,72	0,72
	6	730	310	130	71	170	79	36	6,9	4,1	0,55	0,55
18,5	5	980	460	150	100	190	120	43	9,0	5,0	0,55	0,55
	6*	930	430	130	71	170	79	43	8,5	5,1	0,55	0,55
	7	1100	450	160	110	210	120	43	9,7	7,1	0,72	0,72
20,5	5	1200	740	180	130	230	150	47	10,0	5,7	0,55	0,55
	6	1100	550	130	71	170	79	47	9,5	5,8	0,55	0,55
	7	1200	560	160	110	210	120	47	11,0	8,5	0,72	0,72

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 9.1 (suite)

Épaisseur nominale, mm	Nombre de plis	Flexion, m_p, N•mm/mm		Traction axiale, t_p, N/mm		Compression axiale, p_p, N/mm		Cisaillement en épaisseur, V_p,, N/mm	Cisaillement dans le plan des plis: Flexion, v_{psb}, N/mm		Cisaillement dans le plan des plis: Cisaillement dans le plan, V_{pf}, MPa	
		Orientation de l'effort relativement au fil extérieur										
		0°	90°	0°	90°	0°	90°	0° et 90°	0°	90°	0°	90°
	8	1100	560	160	110	210	120	47	8,3	6,4	0,55	0,55
22,5	6	1500	790	230	110	300	130	52	15,0	7,0	0,72	0,55
	7*	1300	640	170	110	210	130	51	12,0	9,8	0,72	0,72
	8	1400	580	160	110	210	120	51	9,3	7,2	0,55	0,55
	9	1500	730	200	140	250	160	51	12,0	8,8	0,72	0,72
25,5	7	1700	950	210	160	270	180	57	13,0	11,0	0,72	0,72
	8*	1600	730	160	110	210	120	57	11,0	8,8	0,55	0,55
	9	1700	860	200	140	250	160	57	14,0	10,0	0,72	0,72
	10	1700	800	200	140	250	160	57	11,0	7,8	0,55	0,55
28,5	8	2000	1100	190	140	250	160	63	11,0	10,0	0,55	0,55
	9*	2000	1000	200	140	250	160	63	16,0	12,0	0,72	0,72
	10	2000	940	200	140	250	160	63	12,0	9,2	0,55	0,55
	11	2100	1200	230	180	300	200	63	15,0	12,0	0,72	0,72
31,5	8	2700	1600	240	190	320	210	71	13,0	11,0	0,55	0,55
	9	2400	1500	230	190	300	210	69	17,0	13,0	0,72	0,72
	10*	2200	1100	200	140	250	160	69	13,0	10,0	0,55	0,55
	11	2400	1400	230	180	300	200	69	16,0	14,0	0,72	0,72
	12	2400	1200	230	180	300	200	69	13,0	10,0	0,55	0,55

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 9.1 (suite)

Épaisseur nominale, mm	Nombre de plis	Rigidité en flexion, $B_b = EI$, N•mm²/mm		Rigidité axiale en traction ou en compression, $B_a = EA$, N/mm		Rigidité en cisaillement en épaisseur, B_v, N/mm
		Orientation de l'effort relativement au fil extérieur				
		0°	90°	0°	90°	0° et 90°
7,5	3	440 000	17 000	70 000	24 000	4600
9,5	3*	840 000	27 000	70 000	28 000	5500
12,5	3	2 100 000	79 000	120 000	39 000	7800
	4*	1 700 000	190 000	70 000	57 000	6900
	5	1 700 000	350 000	94 000	47 000	6900
15,5	4	3 100 000	430 000	77 000	75 000	8500
	5*	3 000 000	630 000	94 000	47 000	8400
	6	3 000 000	760 000	94 000	47 000	8400
18,5	5	4 600 000	1 300 000	110 000	69 000	9800
	6*	4 600 000	1 300 000	94 000	47 000	9800
	7	4 900 000	1 400 000	120 000	71 000	9800
20,5	5	6 300 000	2 600 000	130 000	89 000	11 000
	6	5 800 000	1 900 000	94 000	47 000	11 000
	7	6 200 000	2 000 000	120 000	71 000	11 000
	8	6 100 000	2 100 000	120 000	71 000	11 000
22,5	6	8 400 000	3 200 000	160 000	75 000	12 000
	7*	7 600 000	2 500 000	120 000	75 000	12 000
	8	8 000 000	2 500 000	120 000	71 000	12 000
	9	8 300 000	3 100 000	140 000	95 000	12 000
25,5	7	11 000 000	4 300 000	150 000	110 000	13 000

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 9.1 (fin)

Épaisseur nominale, mm	Nombre de plis	Rigidité en flexion, $B_b = EI$, N•mm²/mm		Rigidité axiale en traction ou en compression, $B_a = EA$, N/mm		Rigidité en cisaillement en épaisseur, B_v, N/mm
		Orientation de l'effort relativement au fil extérieur				
		0°	90°	0°	90°	0° et 90°
	8*	11 000 000	3 700 000	120 000	71 000	13 000
	9	11 000 000	4 100 000	140 000	95 000	13 000
	10	11 000 000	4 100 000	140 000	95 000	13 000
28,5	8	15 000 000	6 500 000	140 000	95 000	15 000
	9*	14 000 000	5 700 000	140 000	95 000	15 000
	10	15 000 000	5 600 000	140 000	95 000	15 000
	11	15 000 000	6 400 000	160 000	120 000	15 000
31,5	8	22 000 000	10 000 000	180 000	120 000	16 000
	9	19 000 000	9 400 000	170 000	120 000	16 000
	10*	18 000 000	7 400 000	140 000	95 000	16 000
	11	19 000 000	8 500 000	160 000	120 000	16 000
	12	20 000 000	8 200 000	160 000	120 000	16 000

* *Indique le produit le plus courant.*

Notes :

1) *Utiliser les valeurs de rigidité axiale pour la rigidité prévue en flexion sur le chant.*
2) *Les valeurs précisées au tableau sont basées sur des conditions d'utilisation en milieu sec et sur une durée d'application normale de la charge.*
3) *Résistance prévue à l'appui (perpendiculairement au plan du panneau), qp : 4,5 MPa.*
4) *La figure 9.1 clarifie l'orientation du cisaillement.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 9.2
Résistances et rigidités prévues des constructions standard de contreplaqué de classe non poncé ordinaire de résineux canadiens

(Voir les articles 9.3.1, 9.5.2, 9.5.3, 9.5.4.1, 9.5.4.2, 9.5.5.1, 9.5.5.2, 9.5.6 à 9.5.8, 10.5.2, 10.5.4 à 10.5.6, 10.6.2, 10.6.3.1, 10.6.3.6, 10.6.3.7, 11.6.2.2, 11.6.3.2, 11.7.1.2, 11.7.2, 16.2.5 et A.11.7.1. Voir également le tableau A.1 et la figure A.4.)

Épaisseur nominale, mm	Nombre de plis	Flexion, m_p, N•mm/mm		Traction axiale, t_p, N/mm		Compression axiale, p_p, N/mm		Cisaillement en épaisseur, v_p, N/mm	Cisaillement dans le plan des plis: Flexion, v_{psb}, N/mm		Cisaillement dans le plan des plis: Cisaillement dans le plan, v_{pf}, MPa	
		Orientation de l'effort relativement au fil extérieur										
		0°	90°	0°	90°	0°	90°	0° et 90°	0°	90°	0°	90°
7,5	3	190	38	83	23	93	40	18	3,7	1,2	0,72	0,72
9,5	3*	270	51	83	27	93	46	23	3,9	1,3	0,55	0,72
12,5	3	470	110	120	38	140	66	30	6,3	1,9	0,72	0,72
	4*	420	130	83	55	93	96	30	5,3	2,8	0,55	0,72
	5	450	200	120	71	130	79	30	7,3	3,7	0,72	0,72
15,5	4	600	230	89	72	99	130	38	6,6	3,6	0,55	0,72
	5*	600	280	120	71	130	79	38	9,1	4,9	0,72	0,72
	6	580	310	120	71	130	79	38	6,9	4,1	0,55	0,55
18,5	5	770	460	120	100	140	120	46	8,7	5,0	0,55	0,55
	6*	740	430	120	71	130	79	46	8,3	5,1	0,55	0,55
	7	840	450	150	110	170	120	46	9,7	7,1	0,72	0,72
20,5	5	900	740	150	130	170	150	51	9,9	5,7	0,55	0,55
	6	840	550	120	71	130	79	51	9,3	5,8	0,55	0,55

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 9.2 (suite)

Épaisseur nominale, mm	Nombre de plis	Flexion, m_p, N•mm/mm		Traction axiale, t_p, N/mm		Compression axiale, p_p, N/mm		Cisaillement en épaisseur, v_p, N/mm	Cisaillement dans le plan des plis: Flexion, v_{psb}, N/mm		Cisaillement dans le plan des plis: Cisaillement dans le plan, v_{pf}, MPa	
		Orientation de l'effort relativement au fil extérieur										
		0°	90°	0°	90°	0°	90°	0° et 90°	0°	90°	0°	90°
	7	960	560	150	110	170	120	51	11,0	8,5	0,72	0,72
	8	900	560	150	110	170	120	51	8,3	6,4	0,55	0,55
22,5	6	1000	720	200	100	220	120	54	14,0	6,8	0,72	0,55
	7*	1000	580	150	110	170	120	54	12,0	9,5	0,72	0,72
	8	1100	560	150	110	170	120	54	9,0	6,9	0,55	0,55
	9	1200	730	190	140	210	160	54	12,0	8,8	0,72	0,72
25,5	7	1300	880	180	150	200	160	61	13,0	10,0	0,72	0,72
	8*	1300	690	150	110	170	120	61	10,0	8,4	0,55	0,55
	9	1400	810	190	140	210	160	61	13,0	9,7	0,72	0,72
	10	1400	920	190	140	210	160	61	10,0	7,8	0,55	0,55
28,5	8	1500	950	160	130	180	140	68	11,0	9,7	0,55	0,55
	9*	1500	970	190	140	210	160	68	15,0	11,0	0,72	0,72
	10	1600	890	190	140	210	160	68	12,0	8,7	0,55	0,55
	11	1700	1100	230	180	250	200	68	14,0	12,0	0,72	0,72
31,5	8	1800	1400	200	170	230	190	76	12,0	11,0	0,55	0,55
	9	1800	1300	200	170	230	190	76	17,0	13,0	0,72	0,72

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 9.2 (suite)

Épaisseur nominale, mm	Nombre de plis	Flexion, m_p, N•mm/mm		Traction axiale, t_p, N/mm		Compression axiale, p_p, N/mm		Cisaillement en épaisseur, v_p, N/mm	Cisaillement dans le plan des plis: Flexion, v_{psb}, N/mm		Cisaillement dans le plan des plis: Cisaillement dans le plan, v_{pf}, MPa	
		Orientation de l'effort relativement au fil extérieur										
		0°	90°	0°	90°	0°	90°	0° et 90°	0°	90°	0°	90°
	10*	1800	1000	190	140	210	160	76	13,0	10,0	0,55	0,55
	11	1900	1300	230	180	250	200	76	16,0	13,0	0,72	0,72
	12	1900	1200	230	180	250	200	76	12,0	9,9	0,55	0,55

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 9.2 (suite)

Épaisseur nominale, mm	Nombre de plis	Rigidité en flexion, $B_b = EI$, N•mm²/mm		Rigidité axiale en traction ou en compression, $B_a = EA$, N/mm		Rigidité en cisaillement en épaisseur, B_v, N/mm
		Orientation de l'effort relativement au fil extérieur				
		0°	90°	0°	90°	0° et 90°
7,5	3	340 000	17 000	55 000	24 000	3400
9,5	3*	610 000	27 000	55 000	28 000	4300
12,5	3	1 400 000	79 000	81 000	39 000	5700
	4*	1 300 000	190 000	55 000	57 000	5700
	5	1 400 000	350 000	79 000	47 000	5700
15.5	4	2 300 000	430 000	59 000	75 000	7100
	5*	2 300 000	630 000	79 000	47 000	7100
	6	2 400 000	760 000	79 000	47 000	7100
18,5	5	3 600 000	1 300 000	83 000	69 000	8600
	6*	3 600 000	1 300 000	79 000	47 000	8600
	7	3 900 000	1 400 000	100 000	71 000	8600
20.5	5	4 600 000	2 600 000	100 000	89 000	9500
	6	4 600 000	1 900 000	79 000	47 000	9500
	7	4 900 000	2 000 000	100 000	71 000	9500
	8	4 800 000	2 100 000	100 000	71 000	9500
22,5	6	5 600 000	2 800 000	130 000	69 000	10 000
	7*	5 700 000	2 200 000	100 000	71 000	10 000
	8	6 000 000	2 300 000	100 000	71 000	10 000
	9	6 400 000	3 100 000	130 000	95 000	10 000

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 9.2 (fin)

Épaisseur nominale, mm	Nombre de plis	Rigidité en flexion, $B_b = EI$, N•mm²/mm		Rigidité axiale en traction ou en compression, $B_a = EA$, N/mm		Rigidité en cisaillement en épaisseur, B_v, N/mm
		Orientation de l'effort relativement au fil extérieur				
		0°	90°	0°	90°	0° et 90°
25,5	7	7 900 000	3 900 000	120 000	98 000	12 000
	8*	8 000 000	3 400 000	100 000	71 000	12 000
	9	8 400 000	3 700 000	130 000	95 000	12 000
	10	8 800 000	4 400 000	130 000	95 000	12 000
28,5	8	10 000 000	5 400 000	110 000	85 000	13 000
	9*	11 000 000	5 200 000	130 000	95 000	13 000
	10	11 000 000	5 100 000	130 000	95 000	13 000
	11	12 000 000	6 100 000	150 000	120 000	13 000
31,5	8	14 000 000	8 800 000	140 000	110 000	14 000
	9	14 000 000	7 900 000	140 000	110 000	14 000
	10*	14 000 000	6 700 000	130 000	95 000	14 000
	11	15 000 000	7 700 000	150 000	120 000	14 000
	12	15 000 000	7 500 000	150 000	120 000	14 000

* *Indique le produit le plus courant.*

Notes :

1) *Utiliser les valeurs de rigidité axiale pour la rigidité prévue en flexion sur le chant.*
2) *Les valeurs précisées au tableau sont basées sur des conditions d'utilisation en milieu sec et sur une durée d'application normale de la charge.*
3) *Résistance prévue à l'appui (perpendiculairement au plan du panneau), q_p : 4,5 MPa.*
4) *La figure 9.1 clarifie l'orientation du cisaillement.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 9.3
Résistances et rigidités prévues des panneaux OSB revêtement de construction
(Voir les articles 9.3.2, 9.5.2, 9.5.3, 9.5.4.1, 9.5.4.2, 9.5.5.1, 9.5.5.2, 9.5.6 à 9.5.8, 10.5.2, 10.5.4 à 10.5.6, 10.6.2, 10.6.3.1, 10.6.3.6, 10.6.3.7, 11.6.2.2, 11.6.3.2, 11.7.1.2, 11.7.2, 16.2.5, A.9.2.2 et A.11.7.1. Voir également le tableau A.1 et la figure A.4.)

Marque du panneau (CSA O325)	Épaisseur nominale minimale, mm	Flexion, m_p, N•mm/mm		Traction axiale, t_p, N/mm		Compression axiale, p_p, N/mm		Cisaillement en épaisseur, v_p, N/mm	Cisaillement dans le plan des plis: Flexion, v_{psb}, N/mm		Cisaillement dans le plan des plis: Cisaillement dans le plan, v_{pf}, MPa	
		Résistances relatives à l'axe principal*										
		0°	90°	0°	90°	0°	90°	0° et 90°	0°	90°	0°	90°
W24	9,5	s. o.	s. o.	s. o.	s. o.	62	50	42	s. o.	s. o.	s. o.	s. o.
2R24	9,5	180	57	53	18	62	54	42	3,8	2,4	0,60	0,38
W24	11,0	s. o.	s. o.	s. o.	s. o.	71	54	46	s. o.	s. o.	s. o.	s. o.
1R24/ 2F16	11,0	240	68	60	30	71	54	46	4,4	2,4	0,60	0,33
2R32/ 2F16	12,0	270	100	65	38	77	67	50	4,8	3,0	0,60	0,38
2R40/ 2F20	15,0	460	160	67	48	92	87	55	6,1	3,8	0,61	0,38
2R48/ 2F24	18,0	630	240	92	59	110	94	60	7,8	4,4	0,65	0,37
1F16	15,0	310	100	60	43	87	78	47	5,2	3,3	0,52	0,33
1F20	15,0	360	150	67	48	92	87	54	6,1	3,9	0,61	0,39
1F24	18,0	480	230	77	59	110	94	59	7,8	4,5	0,65	0,37
1F32	22,0	640	400	92	75	140	130	64	9,2	6,4	0,63	0,44
1F48	28,5	1200	720	130	110	180	150	85	14,0	10,0	0,73	0,55

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 9.3 (fin)

Marque du panneau (CSA O325)	Épaisseur nominale minimale, mm	Rigidité en flexion, $B_b = EI$, N•mm²/mm		Rigidité axiale en traction ou en compression, $B_a = EA$, N/mm		Rigidité en cisaillement en épaisseur, B_v, N/mm
		Résistances relatives à l'axe principal*				
		0°	90°	0°	90°	0° et 90°
W24	9,5	s. o.	s. o.	44 000	27 000	9000
2R24	9,5	560 000	100 000	44 000	33 000	10 000
W24	11,0	s. o.	s. o.	48 000	35 000	11 000
1R24/2F16	11,0	730 000	140 000	48 000	36 000	11 000
2R32/2F16	12,0	1 100 000	220 000	55 000	36 000	11 000
2R40/2F20	15,0	2 100 000	500 000	66 000	38 000	12 000
2R48/2F24	18,0	3 800 000	820 000	77 000	44 000	13 000
1F16	15,0	1 400 000	300 000	56 000	36 000	11 000
1F20	15,0	2 000 000	360 000	56 000	38 000	11 000
1F24	18,0	2 800 000	720 000	12 400	44 000	12 000
1F32	22,0	6 100 000	2 100 000	99 000	55 000	15 000
1F48	28,5	11 000 000	4 400 000	108 000	61 000	20 000

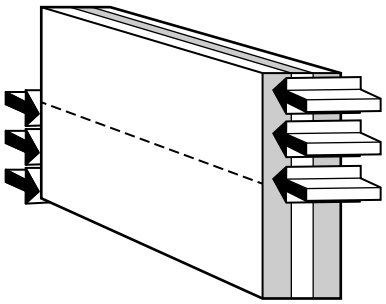
* *Orientation de l'effort relativement à la direction de résistance principale du panneau.*

Notes :

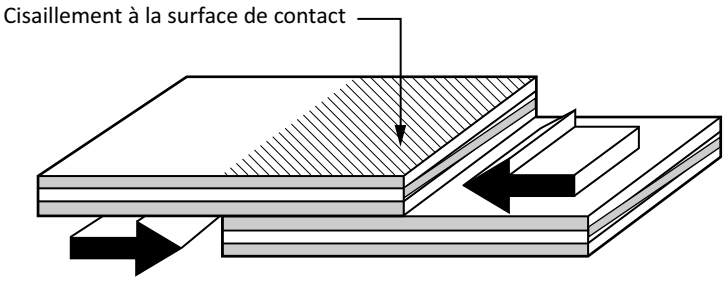
1) *Utiliser les valeurs de rigidité axiale pour la rigidité prévue en flexion sur le chant.*
2) *Les valeurs précisées au tableau sont basées sur des conditions d'utilisation en milieu sec et sur une durée d'application normale de la charge.*
3) *Résistance prévue à l'appui (perpendiculairement au plan du panneau), q_p : 4,2 MPa.*
4) *La figure 9.1 clarifie l'orientation du cisaillement.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

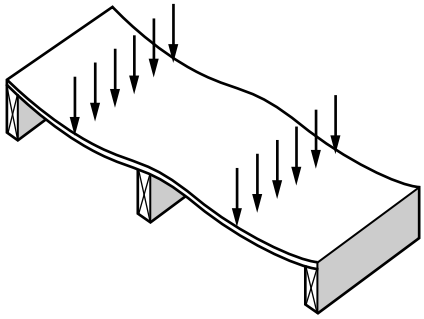
Figure 9.1
Orientation du cisaillement dans les panneaux
(Voir les tableaux 9.1, 9.2 et 9.3.)



Cisaillement en épaisseur, v_p, N/mm



Cisaillement dans le plan des plis dû à des efforts exercés dans le plan dans un gousset ou un couvre-joint, v_{pf}, MPa



Cisaillement dans le plan des plis dû à la flexion, v_{psb}, N/mm

9.4 Coefficients de correction

9.4.1 Coefficient de durée d'application de la charge, K_D

9.4.1.1 Généralités

Sauf indication contraire à l'article 9.4.1.2, la résistance prévue des panneaux structuraux doit être multipliée par un coefficient de durée d'application de la charge, K_D, précisé au tableau 5.1.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

9.4.1.2 Charges continues

Dans le cas des panneaux OSB utilisés dans des structures soumises à des charges continues supérieures à 50 % de la résistance de calcul et qui sont protégées contre l'exposition directe à l'humidité, mais exposées de façon intermittente à des températures et/ou à des taux d'humidité élevés, le coefficient de durée d'application de la charge doit être 0,45.

9.4.2 Coefficient de conditions d'utilisation, K_S

Les résistances prévues des panneaux structuraux doivent être multipliées par un coefficient de conditions d'utilisation, K_S, précisé au tableau 9.4.

Note : *Les panneaux OSB sont utilisés en milieu sec seulement.*

Tableau 9.4
Coefficients de conditions d'utilisation, K_S
(Voir les articles 9.4.2, 10.5.2, 11.6.2.2 et 11.6.3.2.)

	Contreplaqué		OSB
	Conditions d'utilisation		
Propriété à corriger	**Milieu sec**	**Milieu humide**	**Milieu sec**
Résistance prévue	1,0	0,80	1,0
Rigidité prévue	1,0	0,85	1,0

9.4.3 Coefficient de traitement, K_T

Pour le contreplaqué traité, le coefficient de traitement K_T, doit être 1,0. Pour les autres panneaux structuraux traités et les panneaux structuraux traités par ignifugation ou avec un autre produit chimique qui en réduit potentiellement la résistance, la rigidité et la résistance doivent être basées sur des résultats d'essais documentés qui tiennent compte de l'effet du temps, de la température et de la teneur en humidité, conformément à l'article 4.3.2.

9.4.4 Coefficient de correction pour joints, X_J

9.4.4.1 Joints en biseau

Lorsque les forces entre panneaux sont transmises par des joints en biseau, la résistance prévue doit être multipliée par un coefficient de correction pour joints, X_J, précisé au tableau 9.5. Les exigences de construction, pour ce type de joint, sont présentées à l'article 10.3.3.

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 9.5
Coefficients de correction, X_J, pour joints en biseau
(Voir les articles 9.4.4.1 et 10.4.2.)

Type de panneau	Pente du biseau	Traction, flexion	Compression	Cisaillement
Contreplaqué	1 sur 12	0,85	1,00	1,00
	1 sur 10	0,80	1,00	1,00
	1 sur 8	0,75	1,00	1,00
	1 sur 5	0,60	1,00	—
OSB	1 sur 6	0,80	0,80	0,80
	1 sur 5	0,70	0,70	0,70
	1 sur 4	0,60	0,60	0,60

9.4.4.2 Joints d'about

Lorsque des panneaux structuraux sont utilisés comme couvre-joints collés de joints d'about pour transmettre des efforts d'un panneau à un autre ou d'une pièce de bois à une autre, la résistance prévue de ces couvre-joints doit être multipliée par un coefficient de correction pour joints, X_J, précisé au tableau 9.6. Les exigences de construction, pour ce type de joint, sont présentées à l'article 10.3.4.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 9.6
Coefficients de correction, X_J, pour joints d'about
(Voir les articles 9.4.4.2, 10.3.4.4, 10.3.4.5, 10.4.3.1 et 10.4.3.2.)

Élément principal/ élément latéral	Épaisseur nominale du couvre-joint en panneau, mm	Un côté			Deux côtés		
		Longueur minimale du couvre-joint, mm	Traction	Compression, cisaillement	Longueur minimale du couvre-joint, mm	Traction	Compression, cisaillement
Contreplaqué/ contreplaqué	7,5	200	0,67	1,00	200	0,85	1,00
	9,5	300	0,67	1,00	300	0,85	1,00
	12,5	350	0,67	1,00	350	0,85	1,00
	15,5 à 20,5	400	0,50	1,00	400	0,85	1,00
OSB/OSB	9,5 à 11,0	200	0,40	0,40	200	0,90	0,90
		650*	0,70	0,70	—	—	—
	12,5 à 18,5	200	0,30	0,30	200	0,85	0,85
		800*	0,50	0,50	—	—	—
Bois d'œuvre/ OSB	9,5 à 11,0	200	0,60	0,60	200	0,90	0,90
		250*	0,75	0,75	—	—	—
	12,5 à 18,5	200	0,40	0,40	200	0,85	0,85
		300*	0,55	0,55	—	—	—

* *Pour les longueurs intermédiaires de couvre-joints en OSB, le coefficient de correction pour joints doit être calculé par interpolation linéaire.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

9.4.5 Coefficient d'utilisation, K_F, pour les fondations permanentes en bois

Pour le contreplaqué utilisé dans les fondations permanentes en bois appuyé à intervalles ne dépassant pas 815 mm, le coefficient d'utilisation pour la flexion des panneaux et pour le cisaillement dans le plan, K_F, doit être 1,15. Pour toutes les autres propriétés, K_F doit être 1,0.

9.5 Calcul des résistances

9.5.1 Orientation des contraintes

Les panneaux structuraux sont des matériaux orthotropes. Les résistances prévues à utiliser dans les calculs doivent être celles qui correspondent à l'orientation de l'axe principal du panneau prévue pour le matériau en cause.

9.5.2 Flexion à plat

La résistance pondérée au moment de flexion à plat, M_r, d'un panneau structural doit être calculée comme suit :

$M_r = \phi\ M_p\ b_p$

où

ϕ = 0,95

M_p = $m_p\ (K_D\ K_S\ K_T\ K_F)$ pour le contreplaqué

= $m_p\ (K_D\ K_S\ K_T)$ pour les panneaux OSB

où

m_p = résistance prévue à la flexion, N•mm/mm (voir les tableaux 9.1 et 9.2 pour le contreplaqué et le tableau 9.3 pour les panneaux OSB)

b_p = largeur du panneau, mm

9.5.3 Flexion sur le chant

La résistance pondérée au moment de flexion sur le chant, M_r, des panneaux structuraux convenablement étayés afin d'empêcher le flambage latéral, doit être calculée comme suit :

$$M_r = \phi T_p \frac{d_p^2}{6}$$

où

ϕ = 0,95

T_p = $t_p\ (K_D\ K_S\ K_T)$

où

t_p = résistance prévue à la traction, N/mm (voir les tableaux 9.1 et 9.2 pour le contreplaqué et le tableau 9.3 pour les panneaux OSB)

d_p = hauteur du panneau dans le plan de flexion, mm

9.5.4 Cisaillement dans le plan des plis

9.5.4.1 Cisaillement dans le plan des plis dû à la flexion

La résistance pondérée au cisaillement dans le plan des plis, V_{rp}, des panneaux structuraux soumis à des efforts de flexion doit être calculée comme suit :

$V_{rp} = \phi\ V_{psb}\ b_p$

 © 2020 Association canadienne de normalisation

où

ϕ = 0,95

V_{psb} = v_{psb} (K_D K_S K_T K_F) pour le contreplaqué

= v_{psb} (K_D K_S K_T) pour les panneaux OSB

où

v_{psb} = résistance prévue en cisaillement dans le plan des plis (dû à la flexion), N/mm (voir les tableaux 9.1 et 9.2 pour le contreplaqué et le tableau 9.3 pour les panneaux OSB)

9.5.4.2 Cisaillement dans le plan des plis dans un couvre-joint ou un gousset en panneau structural

La résistance pondérée au cisaillement dans le plan des plis, V_{rp}, d'un couvre-joint ou d'un gousset en panneau structural collé, ou des couvre-joints d'un joint d'about de panneaux structuraux, doit être calculée comme suit :

$V_{rp} = \phi\ V_{pf}\ A_c$

où

ϕ = 0,95

V_{pf} = v_{pf} (K_D K_S K_T)

où

v_{pf} = résistance prévue en cisaillement dans le plan des plis (dû aux efforts qui s'exercent dans le plan des plis), MPa (voir les tableaux 9.1 et 9.2 pour le contreplaqué et le tableau 9.3 pour les panneaux OSB)

A_c = aire de contact couverte par le couvre-joint ou le gousset sur un côté du joint, mm²

9.5.5 Cisaillement en épaisseur d'un panneau structural

9.5.5.1 Cisaillement dû à la flexion d'un panneau structural exercée sur le chant

La résistance pondérée au cisaillement en épaisseur, V_r, d'un panneau structural, dû à la flexion exercée sur le chant du panneau, doit être calculée comme suit :

$$V_r = \phi\ V_p\ \frac{2d_p}{3}$$

où

ϕ = 0,95

V_p = v_p (K_D K_S K_T)

où

v_p = résistance prévue en cisaillement en épaisseur, N/mm (voir les tableaux 9.1 et 9.2 pour le contreplaqué et le tableau 9.3 pour les panneaux OSB)

9.5.5.2 Cisaillement en épaisseur d'un couvre-joint ou d'un gousset en panneau structural

La résistance pondérée au cisaillement en épaisseur, V_r, d'un couvre-joint ou d'un gousset en panneau structural doit être calculée comme suit :

$V_r = \phi\ V_p\ L_G$

où

ϕ = 0,95

V_p = v_p (K_D K_S K_T)

 © 2020 Association canadienne de normalisation

où

v_p = résistance prévue en cisaillement en épaisseur, N/mm (voir les tableaux 9.1 et 9.2 pour le contreplaqué et le tableau 9.3 pour les panneaux OSB)

L_G = longueur du couvre-joint ou du gousset soumis à un effort de cisaillement, mm

9.5.6 Compression parallèle à la rive d'un panneau

La résistance pondérée à la compression, P_r, parallèle à la rive d'un panneau soutenu latéralement doit être calculée comme suit :

$P_r = \phi\ P_p\ b_p$

où

ϕ = 0,95

P_p = $p_p\ (K_D\ K_S\ K_T)$

où

p_p = résistance prévue à la compression axiale, N/mm (voir les tableaux 9.1 et 9.2 pour le contreplaqué et le tableau 9.3 pour les panneaux OSB)

9.5.7 Traction parallèle à la rive d'un panneau

La résistance pondérée à la traction, T_r, parallèle à la rive d'un panneau doit être calculée comme suit :

$T_r = \phi\ T_p\ b_n$

où

ϕ = 0,95 pour toutes les épaisseurs de contreplaqué et nombres de plis, sauf pour les contreplaqués à trois ou quatre plis sollicités perpendiculairement au fil extérieur

= 0,60 pour les contreplaqués à trois ou quatre plis sollicités perpendiculairement au fil extérieur

= 0,95 pour les panneaux OSB

T_p = $t_p\ (K_D\ K_S\ K_T)$

où

t_p = résistance prévue à la traction axiale, N/mm (voir les tableaux 9.1 et 9.2 pour le contreplaqué et le tableau 9.3 pour les panneaux OSB)

b_n = largeur nette du panneau après perçage des trous, etc., mm

9.5.8 Résistance à la compression d'appui (perpendiculaire à la face extérieure)

La résistance pondérée à la compression d'appui, Q_r, perpendiculaire au plan du panneau doit être calculée comme suit :

$Q_r = \phi\ Q_p\ A_b$

où

ϕ = 0,95

Q_p = $q_p\ (K_D\ K_S\ K_T)$

où

q_p = résistance prévue à la compression d'appui perpendiculaire au plan du panneau, MPa (voir les tableaux 9.1 et 9.2 pour le contreplaqué et le tableau 9.3 pour les panneaux OSB)

A_b = surface d'appui, mm²

© 2020 Association canadienne de normalisation

10 Éléments de charpente composites

10.1 Domaine d'application

Les données et les méthodes de calcul ainsi que les exigences de construction énoncées à l'article 10 visent les éléments de charpente composites assemblés par collage à partir de contreplaqué ou de panneaux OSB et de bois d'œuvre ou de bois lamellé-collé dont il est fait mention dans cette norme. Les exigences de calcul précisées à l'article 10 ne s'appliquent qu'aux assemblages collés, strictement réalisés conformément aux exigences du fabricant de l'adhésif utilisé dans la construction de ces éléments composés.

Note : *L'article 10 ne s'applique pas aux éléments de charpente en bois propriétaires.*

10.2 Matériaux

10.2.1 Généralités

Les articles 10.3 à 10.6 visent les matériaux prescrits à l'article 6 pour le bois d'œuvre, à l'article 7 pour le bois lamellé-collé, à l'article 9 pour le contreplaqué et les panneaux OSB et à l'article 10.2.2 pour les adhésifs.

10.2.2 Adhésifs pour éléments de charpente

Les adhésifs d'assemblage des éléments de charpente doivent être conformes à CSA O112.7, à CSA O112.9 ou à CSA O112.10.

10.3 Exigences relatives aux joints transmetteurs de contraintes

10.3.1 Types de joints transmetteurs de contraintes

Les joints qui transmettent des efforts d'un panneau à un autre peuvent être des joints en biseau ou des joints d'about.

10.3.2 Adhésifs pour joints transmetteurs de contraintes

Les adhésifs d'assemblage des joints transmetteurs de contraintes doivent être conformes à l'article 10.2.2.

10.3.3 Joints en biseau

10.3.3.1 Joints en biseau en cisaillement

La pente du biseau ne doit pas dépasser 1:8 pour le contreplaqué et 1:4 pour les panneaux OSB.

10.3.3.2 Joints en biseau en traction, en compression ou en flexion

La pente du biseau ne doit pas dépasser 1:5 pour le contreplaqué et 1:4 pour les panneaux OSB.

10.3.4 Joints d'about

10.3.4.1 Couvre-joints pour joints d'about

Les joints d'about doivent être recouverts sur un côté ou sur les deux côtés des panneaux, au moyen d'un couvre-joint en panneau de classe et de type au moins équivalents à ceux des panneaux aboutés. Le couvre-joint doit être centré sur le joint, collé aux deux panneaux aboutés et orienté pour que son axe principal soit perpendiculaire au joint.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

10.3.4.2 Épaisseur du couvre-joint

Les couvre-joints doivent avoir une épaisseur minimale égale à celle des panneaux aboutés.

10.3.4.3 Joints d'about en cisaillement

Les couvre-joints en cisaillement doivent avoir, perpendiculairement au joint, une longueur égale à 12 fois l'épaisseur des panneaux aboutés et une largeur égale à la pleine profondeur ou à la pleine largeur du panneau entre les éléments d'ossature.

10.3.4.4 Joints d'about en traction

La longueur minimale des couvre-joints en traction doit être conforme aux valeurs énoncées au tableau 9.6.

10.3.4.5 Joints d'about en compression

Les couvre-joints en compression peuvent avoir la longueur précisée au tableau 9.6. Dans le cas des joints de contreplaqué, la résistance attribuée à l'assemblage doit être réduite comme précisé à l'article 10.4.3.2, si des couvre-joints de longueur inférieure sont utilisés.

10.4 Coefficient de correction pour joints, X_J

10.4.1 Exigences d'assemblage

Les coefficients de correction, X_J, spécifiés dans les articles 10.4.2 et 10.4.3, s'appliquent aux joints transmetteurs de contraintes collés en contreplaqué ou en panneaux OSB, réalisés conformément à l'article 10.3.

10.4.2 Joints en biseau

Le coefficient de correction pour les joints en biseau qui sont perpendiculaires à l'axe principal du contreplaqué ou des panneaux OSB qui sont soumis à des efforts de traction, de compression ou de cisaillement en épaisseur, doit être conforme au tableau 9.5.

10.4.3 Joints d'about

10.4.3.1 Généralités

Le coefficient de correction pour les joints d'about qui sont perpendiculaires à l'axe principal du contreplaqué ou des panneaux OSB qui sont soumis à des efforts de traction, de compression ou de cisaillement en épaisseur, doit être conforme au tableau 9.6 pour la longueur des couvre-joints perpendiculaires au joint.

10.4.3.2 Joints d'about en compression à couvre-joints courts en contreplaqué

Dans le cas des joints d'about de contreplaqué à couvre-joints plus courts que la longueur minimale précisée au tableau 9.6, le coefficient de correction pour joints en compression doit être réduit en proportion directe de la diminution de longueur correspondante.

10.5 Poutres à âme(s) en contreplaqué et en panneaux OSB

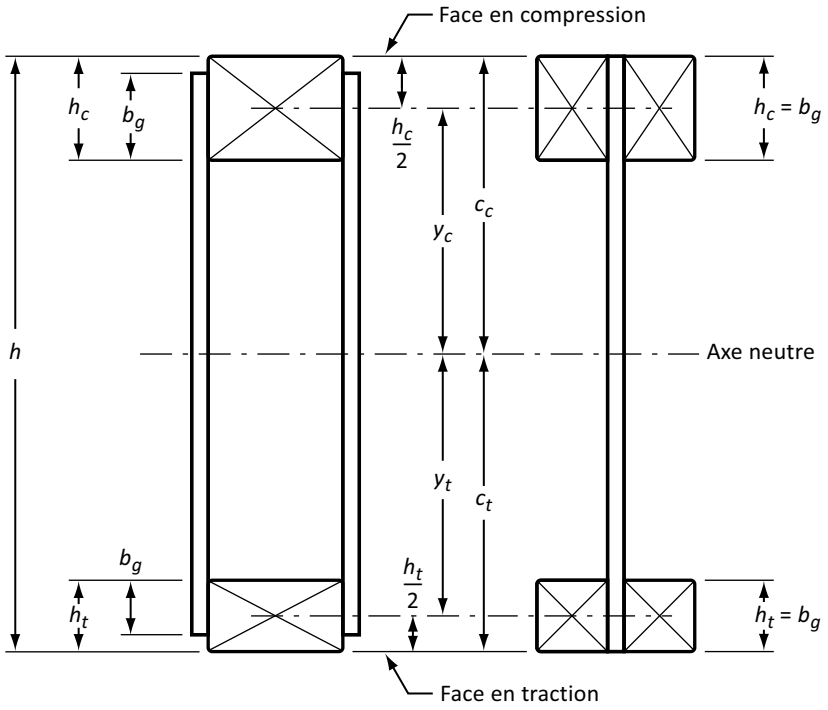
10.5.1 Généralités

Une poutre à âme en panneaux doit être constituée d'une ou de plusieurs âmes en contreplaqué ou en panneaux OSB, collées ou clouées à leurs parties supérieure et inférieure à des semelles en bois de

 © 2020 Association canadienne de normalisation

sciage ou bois lamellé-collé, et doit comporter des raidisseurs en bois d'œuvre placés à intervalles le long de l'âme pour empêcher le flambage (voir la figure 10.1).

Figure 10.1
Dimensions des poutres à âme(s) en panneaux, mm
(Voir les articles 10.5.1, 10.5.3 et 10.5.6.)



10.5.2 Rigidité effective

La rigidité effective d'une poutre à âme en panneaux, $(EI)_e$, doit être calculée comme suit :

$$(EI)_e = \left(\sum B_a\right) K_S \frac{(c_t^3 + c_c^3)}{3} + (EI)_f K_{SE}$$

où

(ΣB_a) = somme des rigidités axiales des âmes en panneaux, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

K_S = coefficient de conditions d'utilisation pour le matériau de l'âme (voir le tableau 9.4)

$(EI)_f$ = rigidité des semelles par rapport à l'axe neutre de la section composée, N•mm²

K_{SE} = coefficient de conditions d'utilisation pour le module d'élasticité des semelles (voir le tableau 6.10 pour le bois de sciage et le tableau 7.3 pour le bois lamellé-collé)

Δ 10.5.3 Résistance au moment de flexion

La résistance pondérée au moment de flexion, M_r, d'une poutre à âme en panneaux doit être la moindre des valeurs de la résistance pondérée des semelles en traction ou des semelles en compression, calculées comme suit :

a) semelle en compression :

© 2020 Association canadienne de normalisation

$$M_r = \phi F_c K_{Zc} \frac{(EI)_e}{EK_{SE}c_c}$$

où

ϕ = 0,8 pour le bois de sciage

= 0,9 pour le bois lamellé-collé

F_c = f_c (K_D K_{Sc} K_T K_H)

où

f_c = résistance prévue de la semelle en compression, MPa (voir les tableaux 6.4 à 6.9 pour le bois de sciage et le tableau 7.2 pour le bois lamellé-collé)

K_H = coefficient de système (voir l'article 6.4.4 pour le bois de sciage et l'article 7.4.4 pour le bois lamellé-collé)

K_{Zc} = coefficient de dimensions pour la compression du bois de sciage (voir l'article 6.5.5.2.4)

E = module d'élasticité de la semelle, MPa (voir les tableaux 6.4 à 6.9 pour le bois de sciage et le tableau 7.2 pour le bois lamellé-collé)

K_{SE} = coefficient de conditions d'utilisation pour le module d'élasticité des semelles (voir le tableau 6.10 pour le bois de sciage et le tableau 7.3 pour le bois lamellé-collé)

c_c = distance entre l'axe neutre et la face en compression (voir la figure 10.1)

b) semelle en traction :

$$M_r = \phi F_t K_{Zt} \frac{(EI)_e}{EK_{SE}C_t}$$

où

ϕ = 0,9

F_t = f_t (K_D K_{St} K_T K_H)

où

f_t = résistance prévue de la semelle en traction, MPa (voir les tableaux 6.4 à 6.9 pour le bois de sciage et le tableau 7.2 pour le bois lamellé-collé)

K_{Zt} = coefficient de dimensions en traction pour le bois de sciage (voir le tableau 6.13)

E = module d'élasticité de la semelle, MPa (voir les tableaux 6.4 à 6.9 pour le bois de sciage et le tableau 7.2 pour le bois lamellé-collé)

c_t = distance entre l'axe neutre et la face en traction (voir la figure 10.1)

Δ 10.5.4 Cisaillement en épaisseur de l'âme

La résistance pondérée au cisaillement, V_r, de l'âme d'une poutre à âme en panneaux, à son axe neutre, doit être calculée comme suit :

$$V_r = \phi V_p X_J \frac{(EI)_e}{EK_{SE}Q_f + 0{,}5(\Sigma B_a)K_s c_w^2}$$

où

ϕ = 0,95

V_p = (Σv_p) (K_D K_S K_T)

où

Σv_p = somme des résistances prévues en cisaillement en épaisseur de toutes les âmes en panneaux, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

X_J = coefficient de correction pour joints (voir l'article 10.4)

 © 2020 Association canadienne de normalisation

E = module d'élasticité de la semelle, MPa (voir les tableaux 6.4 à 6.9 pour le bois de sciage et le tableau 7.2 pour le bois lamellé-collé)

Q_f = moment statique de la semelle par rapport à l'axe neutre, mm³

ΣB_a = somme des rigidités axiales prévues de toutes les âmes en panneaux, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

c_w = distance maximale entre l'axe neutre et la rive extérieure de l'âme, mm

10.5.5 Cisaillement semelle-âme

La résistance pondérée au cisaillement, V_{rp},, de la surface collée entre la semelle et l'âme d'une poutre à âme en panneaux doit être la résistance au cisaillement la plus faible, de l'âme ou de la semelle, calculée comme suit :

$$V_{rp} = \phi V_g \left(\Sigma b_g X_v \right) \frac{(EI)_e}{E K_{SE} Q_f}$$

où

Σb_g = somme des largeurs de contact entre la semelle et l'âme

E = module d'élasticité de la semelle, MPa (voir les tableaux 6.4 à 6.9 pour le bois de sciage et le tableau 7.2 pour le bois lamellé-collé)

Q_f = moment statique de la semelle par rapport à l'axe neutre, mm³

a) résistance au cisaillement de l'âme :

ϕ = 0,95

V_g = v_{pf} (K_D K_S K_T)

où

v_{pf} = résistance prévue en cisaillement dans le plan des plis, MPa (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

X_v = coefficient de correction pour le cisaillement (voir la figure 10.2)

b) résistance au cisaillement de la semelle :

ϕ = 0,9

V_g = f_v (K_D K_{Sv} K_T)

où

f_v = résistance prévue en cisaillement, MPa (voir les articles 6.3.1 et 6.3.2 pour le bois de sciage et le tableau 7.2 pour le bois lamellé-collé)

X_v = 2,00

10.5.6 Calcul de la flèche

La flèche doit être calculée en faisant la somme des flèches dues au moment, à l'aide de la rigidité effective, $(EI)e$, déterminée selon l'article 10.5.2, et celles dues au cisaillement, Δ_s, calculée comme suit :

$$\Delta_s = \frac{B_a M h^2 X_s}{B_v (EI)_e}$$

où

B_a = rigidité axiale prévue de l'âme, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

M = moment de flexion maximal dû aux charges spécifiées, N•mm

h = hauteur de la poutre à âme, mm (voir la figure 10.1)

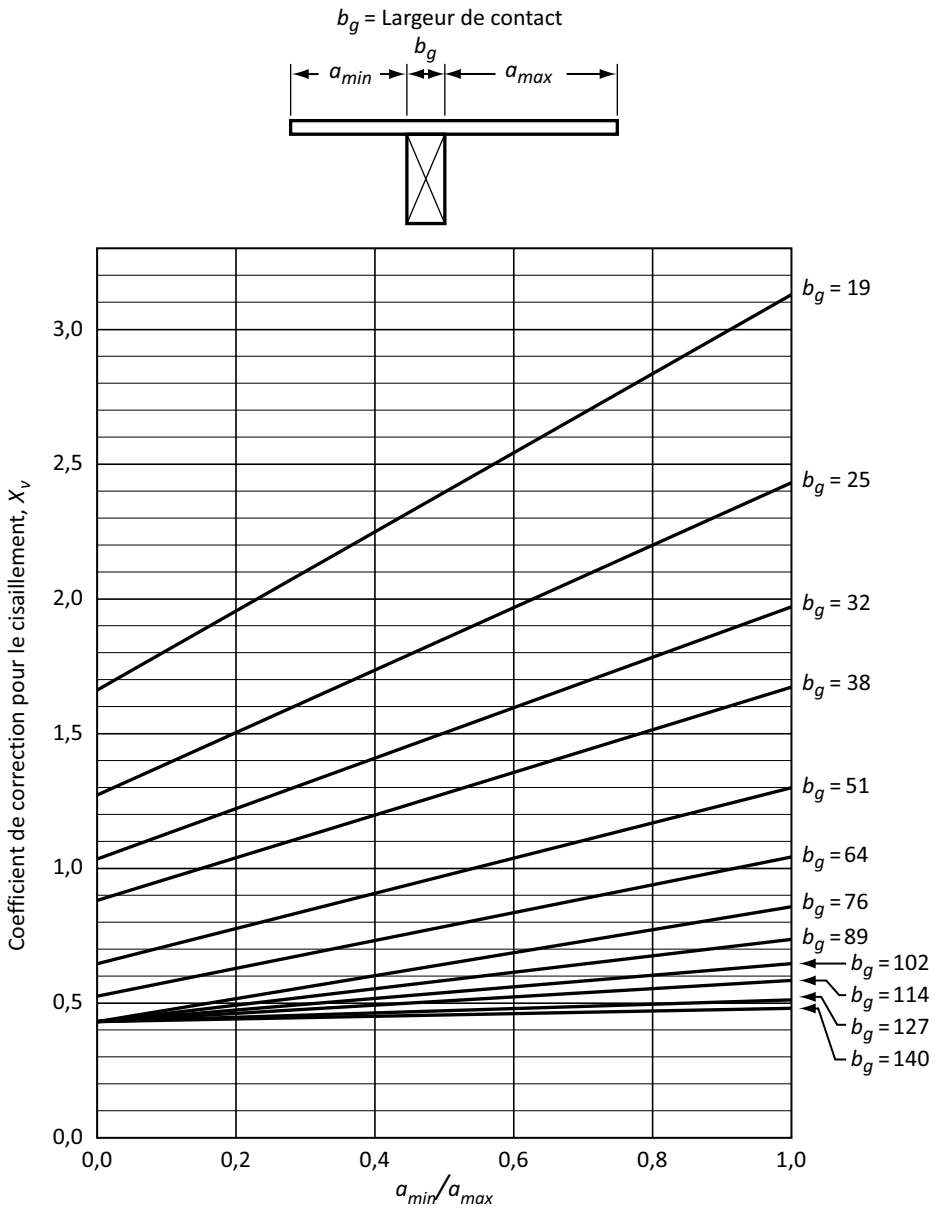
 © 2020 Association canadienne de normalisation

X_s = constante de cisaillement de la section (voir la figure 10.3)

B_v = rigidité prévue en cisaillement en épaisseur de l'âme, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

Δ

Figure 10.2
Coefficient de correction pour le cisaillement, X_v
(Voir les articles 10.5.5 et 10.6.3.7.)



Notes :

1) *b_g, a_{min} et a_{max} sont exprimés en millimètres.*
2) *Les exigences suivantes doivent être appliquées pour déterminer X_v :*
   a) *panneaux à revêtement travaillant :*
      i) *pour une âme intérieure, $a_{min} = a_{max}$; et*
      ii) *pour une âme extérieure :*
         i) *a_{min} = le surplomb à l'extrémité;*
         ii) *a_{max} = la moitié de l'espacement libre entre l'âme extérieure et l'âme adjacente;*

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 10.2 (fin)

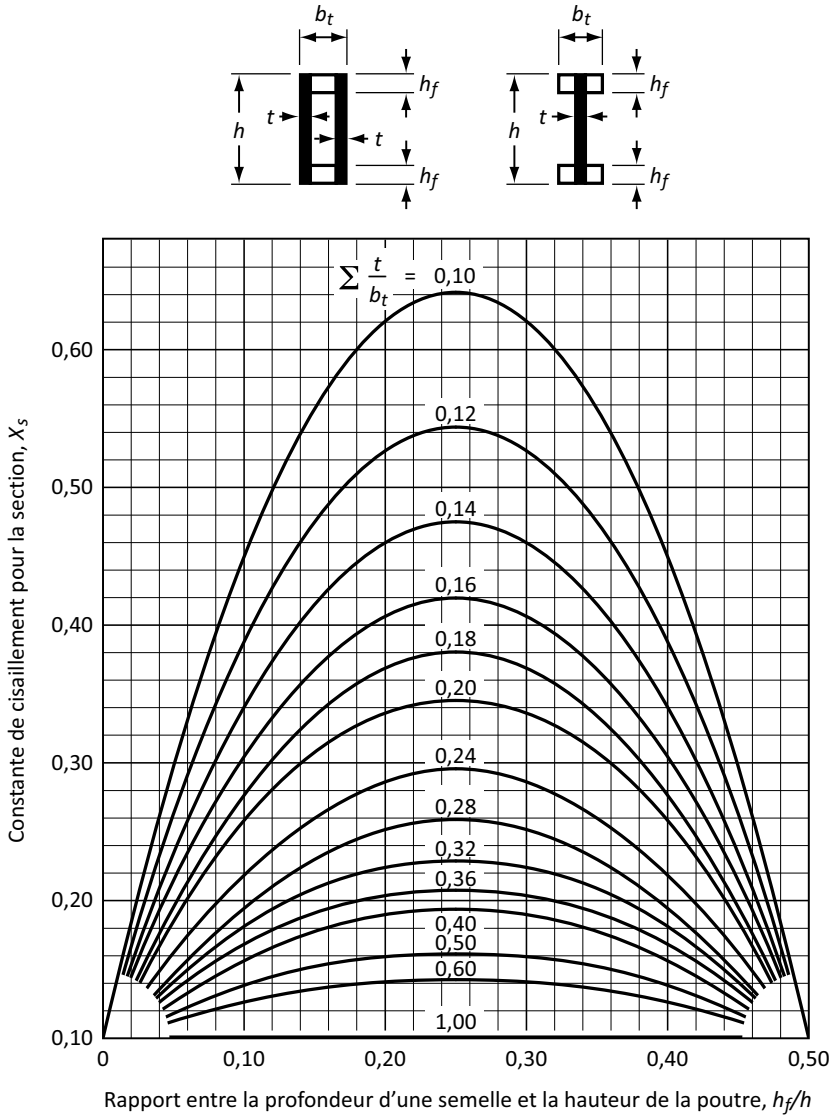
b) *poutres à âmes en panneaux : a_{min} = 0; et*

c) *tous les autres cas (couvre-joints, etc.) : la résistance prévue en cisaillement dans le plan des plis non corrigée doit être utilisée.*

Δ

Figure 10.3
Constante de cisaillement de la section, X_s

(Voir l'article 10.5.6.)



Notes :

1) *La constante de cisaillement de la section, X_s, est une propriété géométrique d'une section de poutre qui est fonction de la forme de la section et qui résulte de la répartition non uniforme des contraintes de cisaillement dans la section. Il est possible de tirer cette constante des théories fondamentales de calcul en ingénierie, et de la calculer pour n'importe quelle forme de poutre au moyen de la formule suivante :*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 10.3 (fin)

$$X_s = \frac{1}{Ih^2}\int_{y=0}^{y=h}\frac{Q^2 dy}{b_x}$$

où

I = moment d'inertie, mm^4

h = hauteur hors tout de la poutre, mm

Q = moment statique de la poutre, mm^3

b_x = largeur de la poutre soumise à l'effort de cisaillement lié à Q, mm

2) *Cette figure ne vaut que pour les poutres caissons et en I symétriques par rapport à deux axes.*

10.5.7 Stabilité latérale des poutres à âmes en panneaux

La stabilité latérale d'une poutre à âmes en panneaux doit être déterminée soit en considérant la semelle comme un poteau qui tend à se déplacer latéralement entre deux points d'appui, soit en appliquant l'une des règles suivantes :

a) Si le rapport entre le moment d'inertie de la section autour de l'axe neutre et le moment d'inertie autour de l'axe perpendiculaire à l'axe neutre ne dépasse pas 5:1, l'utilisation d'un support latéral ne doit pas constituer une exigence.
b) Si ce rapport est supérieur à 5:1, mais sans dépasser 10:1, les extrémités de la poutre doivent être maintenues en place par la semelle inférieure aux points d'appui.
c) Si ce rapport est supérieur à 10:1, mais sans dépasser 20:1, l'alignement de la poutre doit être maintenu à ses extrémités.
d) Si ce rapport est supérieur à 20:1, mais sans dépasser 30:1, l'alignement d'une des rives doit être maintenu.
e) Si ce rapport est supérieur à 30:1, mais sans dépasser 40:1, la poutre doit être retenue par des entretoises ou d'autres supports latéraux fixés à intervalles maximums de 2400 mm.
f) Si ce rapport est supérieur à 40:1, les semelles en compression doivent être entièrement retenues.

10.5.8 Raidisseurs

Des raidisseurs doivent être prévus aux points d'appui ainsi qu'aux endroits où des charges concentrées importantes sont appliquées. Les raidisseurs doivent être solidement fixés aux âmes; ils doivent prendre appui sur les surfaces intérieures des semelles inférieure et supérieure et être aussi larges que les semelles. Leurs dimensions, parallèlement à la portée, doivent être suffisantes pour leur permettre de supporter les charges concentrées et les réactions d'appui. L'aire de la section transversale des raidisseurs qui portent des charges doit être telle que la résistance pondérée perpendiculaire au fil du matériau de semelle ne soit pas inférieure aux charges concentrées ou aux réactions dues aux charges pondérées.

10.5.9 Stabilisateurs d'âme

Il doit y avoir un nombre suffisant de raidisseurs stabilisateurs d'âme pour empêcher le flambage des âmes.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

10.6 Panneaux à revêtement travaillant

10.6.1 Généralités

Un panneau à revêtement travaillant doit comporter une âme constituée de pièces longitudinales continues ou entées, et des semelles en panneaux continues ou entées collées à l'âme sur l'une ou sur les deux faces du panneau à revêtement travaillant (voir la figure 10.4).

10.6.2 Rigidité effective

La rigidité effective, $(EI)_e$, d'un panneau à revêtement travaillant doit être calculée comme suit :

$$(EI)_e = (EI)_w K_{SE} + b_f (B_{at} y_t^2 + B_{ac} y_c^2) K_S$$

où

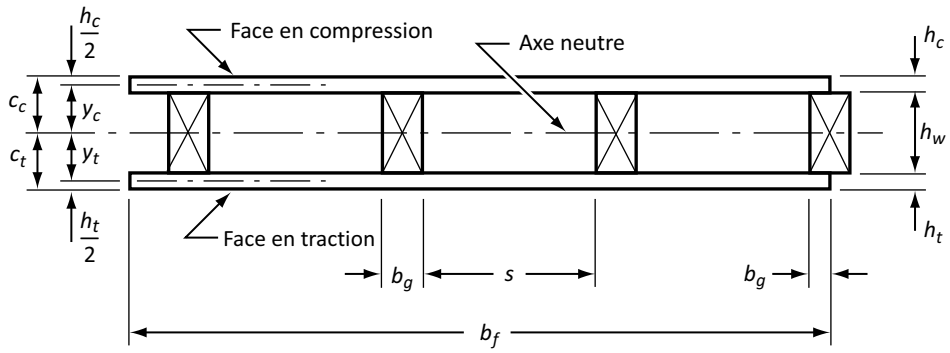
$(EI)_w$ = rigidité des âmes en bois d'œuvre, N•mm²

B_{at} = rigidité axiale prévue de la semelle en traction, N/mm (B_a correspondant à l'épaisseur de panneau appropriée aux tableaux 9.1 à 9.3)

B_{ac} = rigidité axiale prévue de la semelle en compresion, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

b_f, y_t, y_c = dimensions des panneaux, mm, selon la figure 10.4

Figure 10.4
Dimensions d'un panneau à revêtement travaillant
(Voir les articles 10.6.1, 10.6.2, 10.6.3.4 et 10.6.3.6.)



10.6.3 Résistance au moment de flexion

Δ **10.6.3.1 Flexion le long de la portée d'un panneau à revêtement travaillant**

La résistance pondérée au moment de flexion le long de l'âme d'un panneau à revêtement travaillant doit être la valeur la plus faible parmi la résistance pondérée de la semelle en traction, celle de la semelle en compression ou celle de l'âme, calculées comme suit :

a) semelle en traction :

$$M_r = \phi T_p X_J X_G \frac{(EI)_e}{B_a K_S c_t}$$

où

ϕ = 0,95

T_p = $t_p (K_D K_S K_T)$

où

t_p = résistance prévue de la semelle en traction axiale, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

© 2020 Association canadienne de normalisation

X_J = coefficient de correction pour joints (voir l'article 10.4)

X_G = coefficient de réduction relatif à la géométrie du panneau (voir l'article 10.6.3.2)

B_a = rigidité axiale prévue de la semelle, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

b) semelle en compression :

$$M_r = \phi P_p X_J X_G \frac{(EI)_e}{B_a K_S c_c}$$

où

ϕ = 0,95

P_p = p_p (K_D K_S K_T)

où

p_p = résistance prévue de la semelle en compression axiale, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

c) âme :

$$M_r = \phi F_b K_{Zb} K_L X_G \frac{(EI)_e}{E K_{SE} c_w}$$

où

ϕ = 0,9

F_b = f_b (K_D K_{Sb} K_T K_H)

où

f_b = résistance prévue en flexion de l'âme, MPa (voir les tableaux 6.4 à 6.9 pour le bois de sciage et le tableau 7.2 pour le bois lamellé-collé)

E = module d'élasticité de l'âme, MPa (voir les tableaux 6.4 à 6.9 pour le bois de sciage et le tableau 7.2 pour le bois lamellé-collé)

c_w = distance maximale entre l'axe neutre et la rive extérieure de l'âme, mm

10.6.3.2 Coefficient de réduction relatif à la géométrie des panneaux

Le coefficient de réduction relatif à la géométrie d'un panneau, X_G, doit être caclulé comme suit :

$$X_G = 1 - 4{,}8\left(\frac{s}{\ell_p}\right)^2$$

où

s = espacement libre entre les pièces longitudinales de l'âme, mm

ℓ_p = portée du panneau à revêtement travaillant, mm

Note : *Cette formule tient compte du décalage en cisaillement et est valable pour des valeurs de s/ℓ_p de 0,05 à 0,25.*

10.6.3.3 Flexion perpendiculaire à la portée du panneau

La résistance pondérée à la flexion de la semelle en compression entre les éléments de l'âme doit être calculée conformément à l'article 9.5.2.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

10.6.3.4 Flambage de la semelle en compression

La semelle en compression d'un panneau à revêtement travaillant doit être calculée selon des principes admis en mécanique en vue d'empêcher la rupture par flambage élastique. À défaut d'effectuer une analyse détaillée, il doit être présumé que cette condition est respectée si :

a) $s \leq 50h_c$ dans le cas des panneaux dont l'axe principal est parallèle à la portée (ℓ_p); ou

b) $s \leq 40h_c$ dans le cas des panneaux dont l'axe principal est perpendiculaire à la portée (ℓ_p)
où s et h_c sont précisés à la figure 10.4.

Note : *L'article A.10.6.3.4 donne des informations additionnelles sur le flambage des semelles en compression et présente une analyse détaillée des panneaux à revêtement travaillant avec semelle de contreplaqué en compression.*

10.6.3.5 Cisaillement dans le plan des plis

La résistance pondérée au cisaillement dans le plan des plis de la semelle en compression d'un panneau à revêtement travaillant doit être calculée conformément à l'article 9.5.4.1.

10.6.3.6 Résistance au cisaillement

La résistance pondérée au cisaillement dans le plan de l'axe neutre d'un panneau à revêtement travaillant, V_r, doit être calculée comme suit :

$$V_r = \phi F_v K_{Zv} \frac{(EI)_e \Sigma b_g}{EK_{SE} \Sigma Q_w + B_a K_S b_f y}$$

où

ϕ = 0,9

F_v = f_v (K_D K_{Sv} K_T K_H)

où

f_v = résistance prévue en cisaillement des âmes, MPa (voir les articles 6.3.1 et 6.3.2 pour le bois de sciage et le tableau 7.2 pour le bois lamellé-collé)

K_{Zv} = coefficient de dimensions en cisaillement (voir l'article 6.4.5)

b_g = largeur de contact entre la semelle et l'âme (voir la figure 10.4)

E = module d'élasticité de l'âme, MPa (voir les tableaux 6.4 à 6.9 pour le bois de sciage et le tableau 7.2 pour le bois lamellé-collé)

ΣQ_w = somme des moments statiques de toutes les âmes par rapport au plan de l'axe neutre, mm³

B_a = rigidité axiale prévue de la semelle, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

b_f = largeur de la semelle, mm

y = valeur la plus grande entre y_t et y_c, mm

10.6.3.7 Cisaillement semelle-âme

La résistance pondérée au cisaillement, V_{rp}, de la surface collée entre la semelle et l'âme d'un panneau à revêtement travaillant doit être la valeur la plus faible entre la résistance au cisaillement des éléments de la semelle et celle de l'âme, calculées comme suit :

$$V_{rp} = \phi V_g \frac{(EI)_e \Sigma\left(b_g X_v\right)}{B_a K_S b_p\, y}$$

où

B_a = rigidité axiale prévue de l'âme, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

© 2020 Association canadienne de normalisation

y = valeur la plus grande entre y_t et y_c, mm

a) pour la semelle :

ϕ = 0,95

V_g = v_{pf} (K_D K_S K_T)

où

v_{pf} = résistance prévue en cisaillement dans le plan des plis de l'âme, MPa (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

X_v = coefficient de correction pour le cisaillement (voir la figure 10.2)

b) pour l'âme :

ϕ = 0,9

V_g = f_v (K_D K_S K_T)

où

f_v = résistance prévue en cisaillement, MPa (voir les articles 6.3.1 et 6.3.2 pour le bois de sciage et le tableau 7.2 pour le bois lamellé-collé)

X_v = 2,00

10.6.3.8 Flèche

La flèche des panneaux à revêtement travaillant doit être calculée en utilisant la rigidité effective, $(EI)_e$, déterminée selon l'article 10.6.2, multipliée par le coefficient de réduction relatif à la géométrie des panneaux, X_G, déterminé selon l'article 10.6.3.2.

11 Structures résistantes aux charges latérales

11.1 Domaine d'application

L'article 11 traite du calcul des charpentes et éléments de construction sollicités par des charges latérales (p. ex., les charges dues au vent, aux secousses sismiques et à la pression du sol).

11.2 Matériaux

11.2.1 Généralités

L'article 11 s'applique aux bâtiments construits à l'aide des matériaux prescrits à l'article 6 visant le bois d'œuvre, à l'article 7 visant le bois lamellé-collé, à l'article 8 visant le bois lamellé-croisé, à l'article 9 visant les panneaux structuraux, à l'article 12 visant les assemblages, et à l'article 15.3 visant les produits propriétaires en bois de charpente composite qualifiés pour une utilisation dans des murs de refend ayant été soumis à des essais cycliques à échelle réelle.

11.2.2 Matériaux supplémentaires

Les articles 11.3 à 11.8 s'appliquent également aux plaques de plâtre conformes au Type X (résistants au feu) d'ASTM C1396/C1396M.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

11.3 Calcul des murs de refend et des diaphragmes à ossature légère

11.3.1 Généralités

Les murs de refend et les diaphragmes construits conformément aux exigences de l'article 11.3 peuvent être utilisés pour résister aux efforts latéraux s'ils satisfont aux exigences de calcul suivantes :

a) La résistance pondérée au cisaillement calculée selon les articles 11.4 et 11.6.2 dans le cas des murs de refend et selon l'article 11.6.3 dans le cas des diaphragmes doit être supérieure aux efforts latéraux pondérés appliqués.
b) Les murs de refend et les diaphragmes doivent être calculés de manière à ce qu'ils puissent résister aux moments de flexion dans le plan découlant des efforts latéraux appliqués conformément à l'article 11.6.4.
c) Les éléments périphériques doivent être calculés de manière à ce qu'ils puissent résister aux efforts axiaux découlant des efforts latéraux appliqués. Les éléments périphériques des murs de refend et des diaphragmes à revêtement en diagonale d'une seule couche doivent être calculés conformément à l'article 11.6.
d) Les éléments périphériques tels que les membrures et les étrésillons des murs de refend et des diaphragmes doivent être conçus pour transmettre les efforts axiaux auxquels ils sont soumis.
e) Les assemblages et les ancrages qui relient les éléments constitutifs des diaphragmes et des murs de refend doivent pouvoir résister aux efforts auxquels ils sont soumis et être calculés conformément à l'article 12.
f) Le cas échéant, les exigences en matière de calculs parasismiques doivent être prises en considération conformément à l'article 11.8.

11.3.2 Murs de refend et diaphragmes constitués de panneaux structuraux en bois

11.3.2.1 Ossature

Les éléments d'ossature doivent avoir au moins 38 mm d'épaisseur dans les murs de refend et les diaphragmes. Dans le cas des diaphragmes à plusieurs files d'attaches, les éléments d'ossature doivent avoir au moins 64 mm d'épaisseur et 64 mm de largeur aux extrémités et aux rives des panneaux adjacents. Les éléments périphériques doivent être adéquatement assemblés aux coins et les entures sur les éléments doivent être réalisées de façon adéquate.

11.3.2.2 Revêtement

Les murs de refend ou les diaphragmes réalisés avec des panneaux de contreplaqué ou des panneaux OSB doivent avoir au moins 7,5 mm d'épaisseur et mesurer 1200 × 2400 mm, sauf près des extrémités et des changements dans l'ossature, où un ou deux panneaux plus courts ou plus étroits peuvent être utilisés. Dans le cas des panneaux OSB, les spécifications doivent aussi exiger un marquage indiquant la classe d'utilisation. Le tableau A.9 fournit une équivalence entre les épaisseurs nominales des panneaux OSB et les classes précisées. Dans le cas des panneaux utilisés aussi comme parement extérieur, l'épaisseur minimale doit être de 9,5 mm.

Les panneaux des murs de refend et des diaphragmes avec entremises doivent être agencés selon les figures 11.1 et 11.2, respectivement. Les rives des panneaux doivent être fixées aux éléments d'ossature ou aux entremises sauf dans le cas des assemblages où les entremises entre les éléments d'ossature ont été omises comme illustré aux figures 11.5 et 11.6. Il doit y avoir un espace d'au moins 2 mm entre les rives des panneaux adjacents. Les panneaux de moins de 300 mm de largeur doivent être pourvus d'entremises.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 11.1
Configurations de murs de refend avec entremises
(Voir l'article 11.3.2.2.)

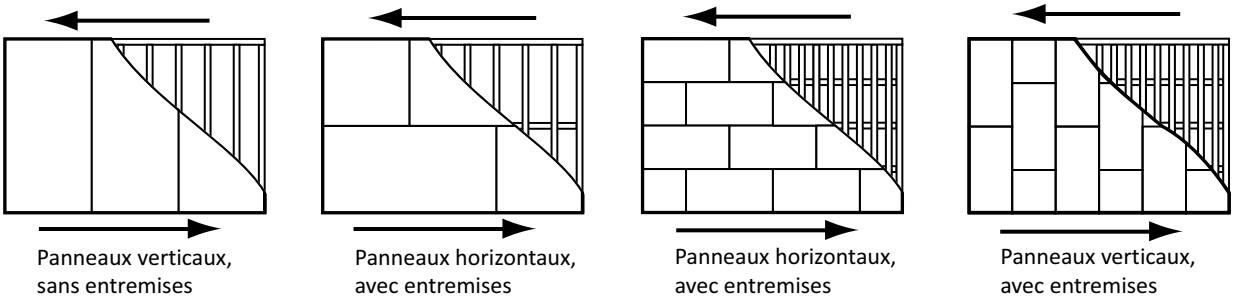
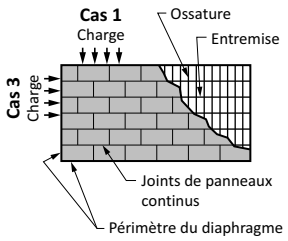
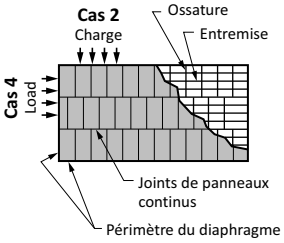
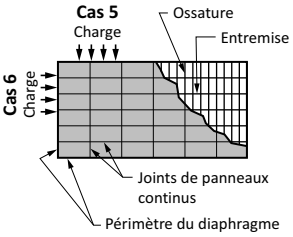
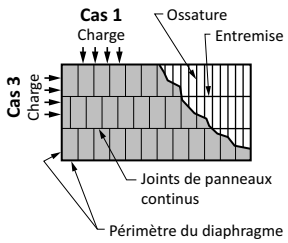
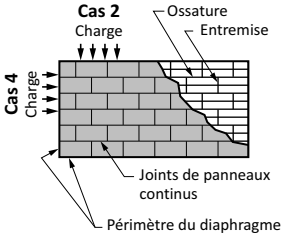
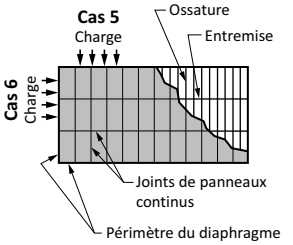


Figure 11.2
Configurations de diaphragmes avec entremises
(Voir l'article 11.3.2.2.)

	Cas 1 et 3 : Joints de panneaux continus perpendiculaires à l'ossature	**Cas 2 et 4 : Joints de panneaux continus parallèles à l'ossature**	**Cas 5 et 6 : Joints de panneaux continus perpendiculaires et parallèles à l'ossature**
Longueur du panneau perpendiculaire aux appuis			
Longueur du panneau parallèle aux appuis			

Source : *Tableau 4.2A du document SDPWS de l'ANSI/AWC.*

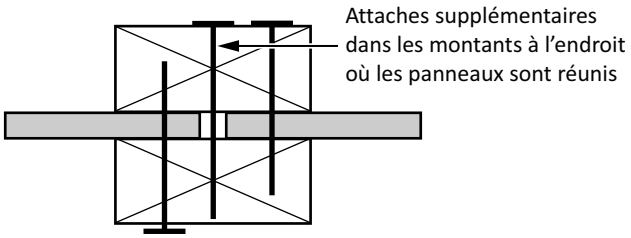
11.3.2.3 Fixation du revêtement

Des attaches doivent être disposées sur le pourtour de chaque panneau, à au moins 9 mm de la rive de l'ossature et de la rive du panneau. Ces attaches doivent être espacées d'au moins 50 mm et d'au plus 150 mm. Les attaches le long des éléments d'ossature intermédiaires doivent être espacées d'au plus 300 mm. Les attaches doivent être enfoncées fermement dans les éléments d'ossature mais ne doivent pas perforer le revêtement de plus de 15 % de l'épaisseur du panneau.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Dans un mur de refend où les assemblages sont sollicités en double cisaillement avec le panneau placé entre les éléments d'ossature, tous les éléments d'ossature et le panneau central doivent être assemblés à l'aide d'attaches ayant une pénétration conforme aux longueurs prescrites et illustrées à la figure 12.17 et toujours espacées de la même distance. Il doit y avoir un espacement minimal de 3 mm entre les panneaux adjacents. Aux joints entre les panneaux, des attaches supplémentaires, non soumises au cisaillement double, doivent être ajoutées pour empêcher les montants de se détacher (voir la figure 11.3).

Figure 11.3
Attaches des panneaux centraux des murs de refend
(Voir l'article 11.3.2.3.)



Dans le cas des diaphragmes à plusieurs files d'attache, les attaches des files voisines doivent être décalées les unes par rapport aux autres : Les attaches, le long des rives de chaque panneau, doivent être espacées d'au moins 64 mm dans une même rangée et d'au moins 9 mm entre les rangées.

11.3.2.4 Exigences supplémentaires visant la construction

Les exigences suivantes visent les murs de refend et les diaphragmes constitués de panneaux structuraux en bois :

a) Si l'espacement des attaches aux rives des panneaux est de 50 mm, les éléments d'ossature aux rives des panneaux adjacents doivent avoir au moins 64 mm d'épaisseur (ou deux éléments d'ossature de 38 mm d'épaisseur assemblés de manière à pouvoir résister à la force de cisaillement pondérée) et les attaches doivent être en quinconce.
b) Si des attaches de 3,66 mm de diamètre pénètrent de plus de 41 mm dans les éléments d'ossature et sont espacées d'au plus 75 mm, les éléments d'ossature aux rives des panneaux adjacents doivent avoir au moins 64 mm d'épaisseur (ou deux éléments d'ossature de 38 mm d'épaisseur assemblés de manière à pouvoir résister à la force de cisaillement pondérée) et les attaches doivent être en quinconce.
c) Dans le cas des murs de refend où les panneaux sont appliqués des deux côtés d'un mur et où les attaches des deux côtés sont espacées de moins de 150 mm, les éléments d'ossature doivent avoir au moins 64 mm d'épaisseur (ou deux éléments d'ossature de 38 mm d'épaisseur assemblés de manière à pouvoir résister à la force de cisaillement pondérée) et les attaches doivent être en quinconce.

11.3.3 Murs de refend revêtus de plaques de plâtre

11.3.3.1 Revêtement

Les murs de refend revêtus de plaques de plâtre doivent être faits de panneaux mesurant au moins 1200 × 2400 mm, sauf près des extrémités et des changements dans l'ossature, où un ou deux panneaux plus courts ou plus étroits peuvent être utilisés. Les plaques de plâtre doivent être utilisées

 © 2020 Association canadienne de normalisation

uniquement pour les constructions à ossature à plateforme où la distance entre les étages n'est pas supérieure à 3,6 m.

Notes :

1) *Une répartition spatialement équilibrée des plaques de plâtre et des panneaux structuraux en bois résistant au cisaillement devrait être assurée dans chaque direction d'un étage.*
2) *Voir à l'article 11.8.8 les exigences de calcul parasismique applicables aux murs de refend revêtus de plaques de plâtre.*
3) *Voir à l'article 11.8.9 les exigences de calcul parasismique applicables aux murs porteurs construits de plaques de plâtre uniquement.*

11.3.3.2 Fixation du revêtement

Les clous ou les vis utilisés pour fixer les plaques de plâtre doivent être placés à au moins 9 mm de la rive des panneaux.

11.3.4 Murs de refend et diaphragmes à revêtement en bois d'œuvre en diagonale

11.3.4.1 Généralités

Les murs de refend et les diaphragmes visés par les articles 11.3.4.2 et 11.3.4.3 doivent être constitués d'un revêtement en bois en diagonale d'une seule couche (voir l'article 11.3.4.2) ou d'un revêtement en bois en diagonale de deux couches (voir l'article 11.3.4.3). Il ne doit pas y avoir plus de deux couches de revêtement en bois en diagonale.

11.3.4.2 Revêtement en diagonale d'une seule couche

Le revêtement en diagonale d'une seule couche doit être constitué de planches de 19 mm ou de 38 mm posées à un angle d'environ 45° par rapport aux appuis. Le revêtement doivent être clouées à chaque élément d'ossature intermédiaire à l'aide d'au moins deux clous ordinaires (d_F = 3,25 mm ou d_F = 3,33 mm) pour les planches de 19 × 140 mm et trois clous ordinaires (d_F = 3,25 mm ou d_F = 3,33 mm) pour celles de 19 × 184 mm ou plus de largeur. Un clou supplémentaire par planche doit être utilisé aux rives des éléments d'ossature. Les joints à entures multiples dans les files adjacentes de planches doivent être décalés d'au moins un montant ou une solive. Les joints sur un même appui doivent être séparés par au moins deux files de planches. Les murs de refend et les diaphragmes construits d'un revêtement en diagonale de 38 mm d'épaisseur fixé à l'aide de clous ordinaires (d_F = 4,06 mm) peuvent être utilisés avec les mêmes valeurs de résistance au cisaillement et aux mêmes endroits que pour les panneaux à planches de 19 mm fixés à l'aide de clous ordinaires (d_F = 3,25 mm ou d_F = 3,33 mm), pourvu qu'il n'y ait pas d'enture dans les planches adjacentes sur un même appui et que les appuis aient au moins 89 mm de hauteur ou 64 mm de largeur.

11.3.4.3 Revêtement en diagonale de deux couches

Le revêtement en diagonale de deux couches doit respecter l'article 11.3.4.2 et être constitué de deux couches de planches posées en diagonale dont chaque couche mesure 19 mm d'épaisseur, à un angle de 90° l'une par rapport à l'autre du même côté des appuis. Les clous utilisés pour fixer la couche extérieure doivent avoir une pénétration minimale de $8d_F$ dans les éléments d'ossature. Les clous utilisés dans les couches intérieure et extérieure doivent être décalés le long des éléments d'ossature.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

11.4 Considérations relatives au calcul des murs de refend à ossature légère

11.4.1 Murs de refend avec ouvertures

11.4.1.1 Généralités

Seuls les segments complètement revêtus qui satisfont aux exigences de l'article 11.4.1.2 en matière de rapport géométrique doivent être pris en considération dans l'analyse des murs de refend avec ouvertures. Toutefois, la surface de revêtement qui se trouve au-dessus et au-dessous des ouvertures ne doit pas être prise en compte dans le calcul de la résistance du mur de refend.

11.4.1.2 Rapport géométrique d'un segment de mur de refend

Le rapport géométrique (entre la hauteur et la longueur) d'un segment de mur de refend avec entremises ne doit pas dépasser 3,5:1. Le rapport géométrique d'un segment de mur de refend sans entremises ne doit pas dépasser 2:1. La hauteur est mesurée depuis le dessous de la lisse basse et le dessus de la sablière du mur de refend d'un étage donné.

11.4.2 Murs de refend faits de matériaux différents

11.4.2.1 Méthode visée par la norme

Sauf dans le cas permis à l'article 11.4.2.2, les murs de refend faits de matériaux différents, d'épaisseurs différentes ou attachés à intervalles non uniformes sur toute leur longueur doivent être analysés comme la somme de leurs segments distincts.

11.4.2.2 Autre méthode

Les murs de refend faits de matériaux différents, d'épaisseurs différentes ou attachés à intervalles non uniformes sur toute leur longueur peuvent aussi être analysés comme des murs de construction uniforme, pourvu que la moindre des valeurs de résistance des segments du mur de refend, calculée conformément à l'article 11.6.2, soit appliquée à l'ensemble du mur de refend.

11.4.3 Murs de refend avec revêtement multicouches

11.4.3.1 Murs de refend comportant deux couches de panneaux de revêtement du même côté

La résistance pondérée au cisaillement d'un mur de refend ayant deux couches de panneaux de revêtement identiques ou différents installés d'un même côté du mur doit être calculée en fonction de la première couche (panneau intérieur). Si la première couche est constituée de plaques de plâtre d'une épaisseur maximale de 15,9 mm, et si la deuxième couche est constituée d'un panneau structural, la résistance prévue en cisaillement du mur de refend peut être calculée en considérant la deuxième couche fixée directement à l'ossature, avec la longueur de pénétration réelle des attaches, pourvu que la longueur minimale de pénétration des attaches soit respectée.

11.4.3.2 Murs de refend comportant des panneaux de revêtement des deux côtés

Il doit être considéré que la résistance pondérée au cisaillement d'un mur de refend est cumulative quand le mur comporte des panneaux faits de matériaux identiques ou différents sur chacun des deux côtés.

Notes :

1) *Voir au tableau 11.5 les coefficients de calcul parasismique pour les murs de refend faits de matériaux différents.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

2) *Voir à l'article 11.8.8 les exigences de calcul parasismique applicables aux murs de refend revêtus de plaques de plâtre.*

11.4.4 Retenue contre le renversement

11.4.4.1 Segments de murs de refend avec ancrage de retenue

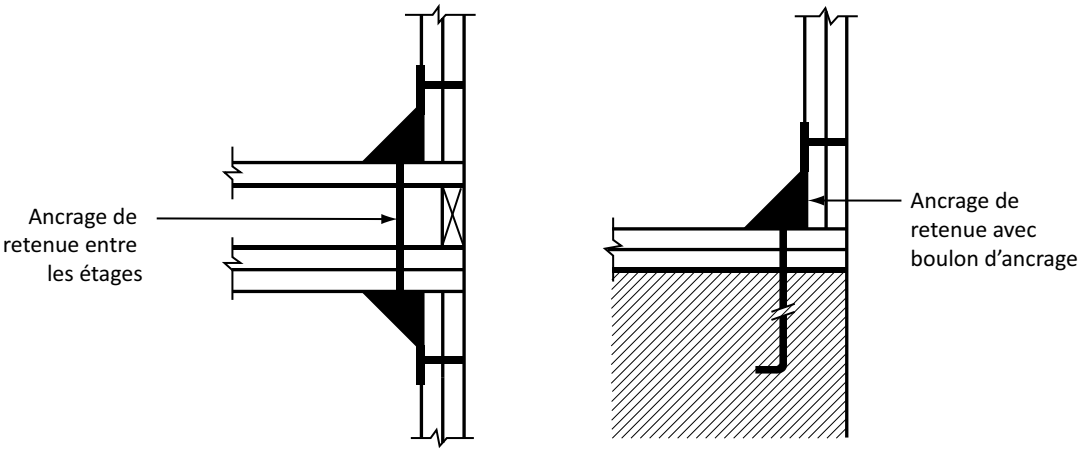
Lorsque les charges permanentes pondérées ne sont pas en mesure d'empêcher le renversement, des dispositifs de retenue [voir la figure 11.4 a)] doivent être prévus pour résister aux forces de soulèvement pondérées et transférer ces forces, en suivant un parcours ininterrompu, jusqu'à la fondation.

11.4.4.2 Segments de mur de refend sans ancrages de retenue

Lorsque les charges permanentes pondérées ne sont pas en mesure d'empêcher le renversement et qu'aucun ancrage de retenue n'est utilisé, des ancrages [voir la figure 11.4 b)] doivent être prévus sur la lisse basse, à une distance maximale de 300 mm de chaque extrémité du segment, pour transférer la force de soulèvement, R_{ij} (voir la figure 11.7), à la structure d'appui (c.-à-d., à la sablière du mur de refend de l'étage inférieur ou à la fondation).

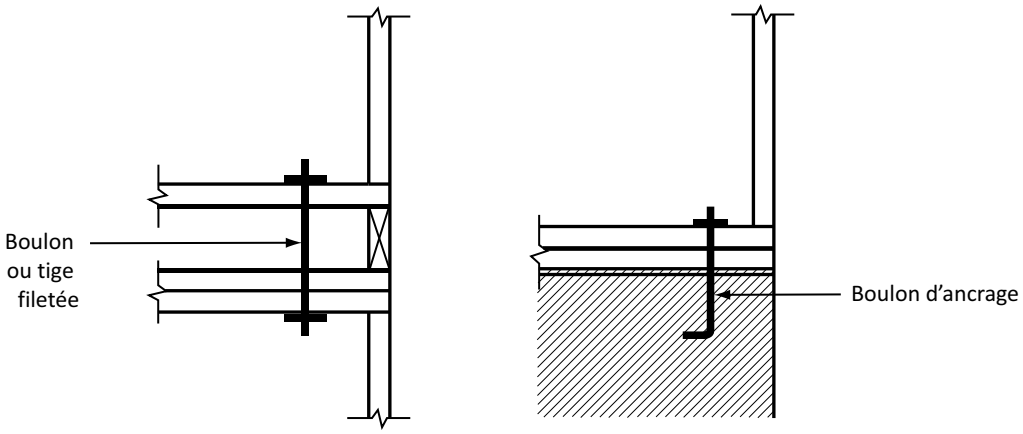
 © 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 11.4
Exemples d'ancrages de retenue et d'ancrages
(Voir les articles 11.4.4.1 et 11.4.4.2.)



Mur de refend à mur de refend Mur de refend à fondation

a) Ancrages de retenue



Mur de refend à mur de refend Mur de refend à fondation

b) Ancrages

Notes :

1) *Il s'agit d'exemples seulement. D'autres types d'ancrages de retenue et d'ancrages peuvent être utilisés.*
2) *Les ancrages de retenue de l'article 11.4.4.1 permettent le transfert direct et continu des charges entre les membrures du mur de refend de l'étage supérieur et les membrures, poutres ou fondations de l'étage inférieur.*
3) *Les ancrages de l'article 11.4.4.2 permettent de transférer les charges de la lisse basse du segment du mur de refend de l'étage supérieur aux sablières, poutres ou fondations de l'étage inférieur.*

11.4.5 Ancrage du mur de refend

Les boulons d'ancrage utilisés pour résister aux efforts latéraux doivent être calculés conformément à l'article 12.

© 2020 Association canadienne de normalisation

11.4.6 Ancrage aux murs de béton ou de maçonnerie

11.4.6.1 Calcul des ancrages

Les toits et les planchers en bois qui servent d'appuis latéraux aux murs de béton ou de maçonnerie doivent être ancrés à ces murs. L'ancrage doit être conçu pour assurer, entre les murs et le toit ou le plancher, un assemblage direct et capable de résister aux efforts latéraux induits par le mur ou, au minimum, à des efforts induits d'au moins 3 kN par mètre de longueur du mur.

11.4.6.2 Détails des ancrages

L'ancrage aux murs de béton ou de maçonnerie ne doit pas être réalisé à l'aide de clous, y compris de clous plantés en biais, susceptibles de s'arracher, et les lambourdes ne doivent pas être soumises à des contraintes de traction perpendiculaire au fil.

11.5 Coefficients de correction de résistance pour les murs de refend et les diaphragmes à ossature légère

Δ

11.5.1 Coefficient d'espacement des attaches, J_s

La résistance au cisaillement des murs de refend et des diaphragmes faits de panneaux structuraux en bois et d'une ossature en bois doit être multipliée par le coefficient d'espacement des attaches, J_s, comme suit :

J_s = 1,0 pour $s \geq 150$ mm

= $1 - \left(\frac{150 - s}{150}\right)^{4,2}$ pour 50 mm $\leq s <$ 150 mm

où

s = espacement des attaches le long des rives des panneaux, mm

Note : *Pour les matériaux d'ossature propriétaires, il est possible d'obtenir les coefficients de correction du fabricant du produit (c.-à-d., dans les documents techniques propriétaires préparés par le fabricant et le rapport d'évaluation de produit publié dans le* Recueil d'évaluations de produits *du CCMC).*

11.5.2 Coefficient de files d'attaches pour les diaphragmes, J_f

La résistance au cisaillement des diaphragmes revêtus de panneaux structuraux en bois doit être multipliée par le coefficient de files d'attaches, J_f, précisé au tableau 11.1, pour tenir compte du nombre de files d'attaches retenant le revêtement à l'ossature pour les diaphragmes avec entremises.

Tableau 11.1
Coefficients de files d'attaches, J_f, pour les diaphragmes
(Voir l'article 11.5.2.)

Nombre de files	Épaisseur minimale de l'élément d'ossature, mm	J_f
1	38	0,89
	64*	1,00

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 11.1 (fin)

Nombre de files	Épaisseur minimale de l'élément d'ossature, mm	J_f
2	64*	1,78
	89†	2,00
3	89†	2,67

* *Ou deux éléments de 38 mm d'épaisseur assemblés pour pouvoir transférer la force de cisaillement pondérée.*
† *Ou trois éléments de 38 mm d'épaisseur assemblés pour pouvoir transférer la force de cisaillement pondérée.*

11.5.3 Coefficient pour les diaphragmes sans entremise, J_{ud}

La résistance au cisaillement des diaphragmes sans entremise revêtus de panneaux structuraux en bois doit être calculée en multipliant la résistance au cisaillement prévue d'un diaphragme avec entremises doté d'une file d'attaches espacées de 150 mm aux rives des panneaux et de 300 mm le long des éléments intermédiaires de l'ossature par le coefficient, J_{ud}, donné au tableau 11.2.

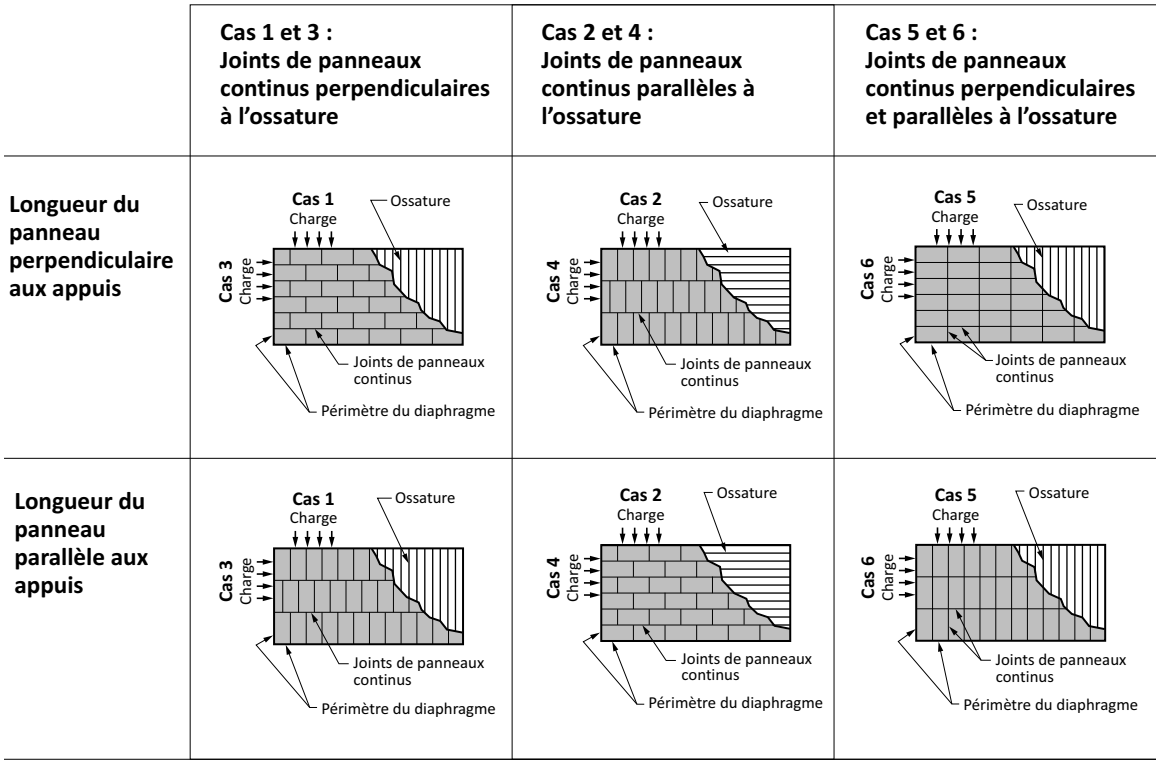
Tableau 11.2
Coefficient, J_{ud}, pour les diaphragmes sans entremise
(Voir l'article 11.5.3.)

Configuration*	J_{ud}
1	0,89
2, 3, 4, 5 et 6	0,67

* *Les configurations des diaphragmes sans entremise sont données à la figure 11.5.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 11.5
Configurations des diaphragmes sans entremise
(Voir la figure 11.2 et le tableau 11.2.)



Source : *Tableau 4.2C du document SDPWS de l'ANSI/AWC.*

11.5.4 Coefficient pour murs de refend sans entremise, J_{us}

La résistance au cisaillement des murs de refend sans entremise revêtus de panneaux structuraux en bois doit être calculée en multipliant la résistance au cisaillement prévue d'un mur de refend avec entremises doté d'une file d'attaches espacées de 150 mm aux rives des panneaux et de 300 mm le long des éléments intermédiaires de l'ossature par le coefficient, J_{us}, donné au tableau 11.3. La hauteur maximale, H, des murs de refend sans entremise doit être de 4,88 m.

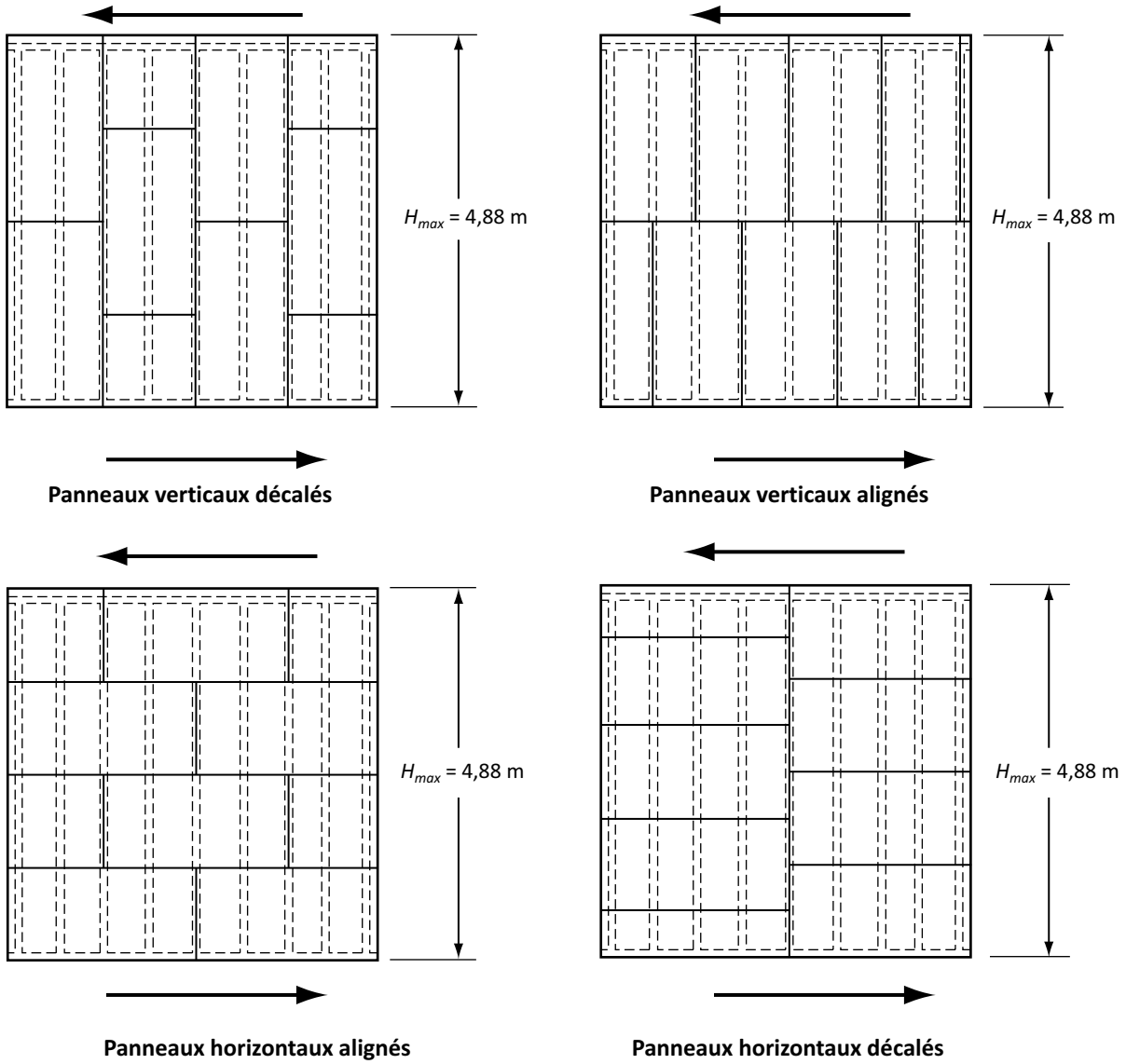
Tableau 11.3
Coefficients, J_{us}, des murs de refend sans entremise
(Voir les articles 11.5.4 et 11.7.1.3.)

Espacement des attaches aux rives supportées, mm	Espacement des attaches aux montants intermédiaires, mm	Espacement des montants, mm			
		300	400	500	600
150	150	1,0	0,8	0,6	0,5
150	300	0,8	0,6	0,5	0,4

Note : *Les configurations des murs de refend sans entremise sont données à la figure 11.6.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 11.6
Configurations des murs de refend sans entremise
(Voir le tableau 11.3.)



11.5.5 Coefficient relatif à l'effet des ancrages de retenue pour les segments de mur de refend, J_{hd}

11.5.5.1 Segments de murs de refend avec ancrages de retenue

Dans le cas des segments de murs de refend munis d'ancrages de retenue conçus pour résister à toutes les forces de soulèvement pondérées dues au renversement, J_{hd} doit être égal à 1,0.

11.5.5.2 Conditions relatives aux segments de mur de refend pour lesquels J_{hd} < 1,0

Les conditions nécessaires au calcul de J_{hd}, aux articles 11.5.5.3 à 11.5.5.5, doivent être les suivantes :

a) le diamètre maximal des attaches doit être de 3,33 mm et l'espacement minimal doit être de 100 mm;

 © 2020 Association canadienne de normalisation

b) la résistance prévue au cisaillement maximale, y compris, s'il y a lieu, pour les deux côtés du mur de refend, doit être de 10,3 kN/m; et
c) la hauteur maximale du segment du mur de refend doit être inférieure à 3,6 m.

Δ 11.5.5.3 Segments de mur de refend sans ancrages de retenue

Dans le cas des segments de mur de refend :
a) sans ancrage de retenue aux extrémités;
b) conformes aux articles 11.4.4.2 et 11.5.5.2; et
c) pour lesquels P_{ij} n'est pas inférieur à zéro,
J_{hd} doit être calculé comme suit :

$$J_{hd} = \sqrt{1 + 2\frac{P_{ij}}{V_{hd}} + \left(\frac{H_s}{L_s}\right)^2} - \frac{H_s}{L_s} \leq 1{,}0$$

où

P_{ij} = force de retenue pondérée contre le soulèvement pour l'étage *i* exercée au bas du montant d'extrémité d'un segment *j* de mur de refend, kN

V_{hd} = résistance pondérée au cisaillement du segment de mur de refend calculée avec J_{hd} égal à 1,0, kN

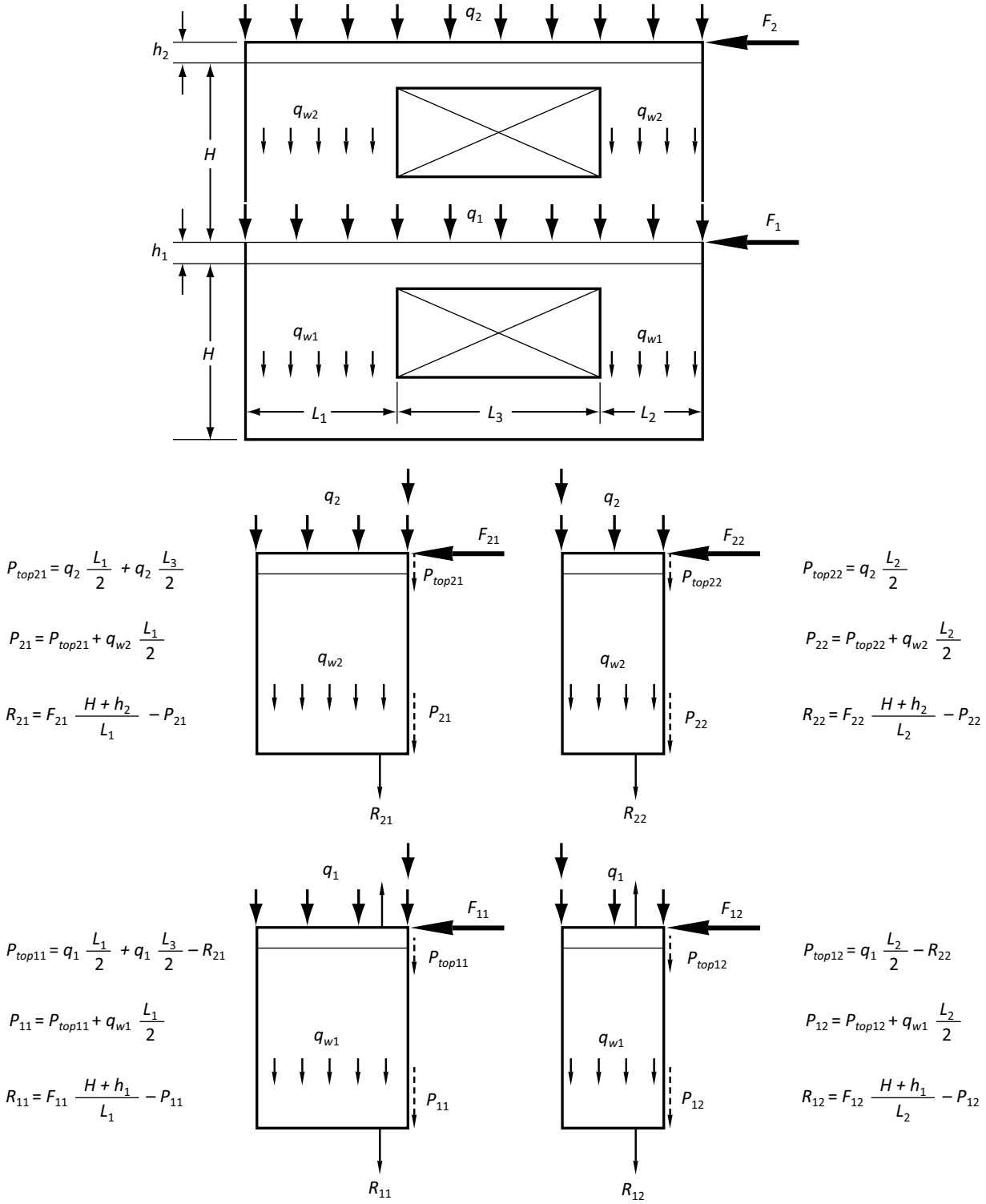
H_s = hauteur du segment de mur de refend, m

L_s = longueur du segment de mur de refend, m

Note : *Voir la figure 11.7.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 11.7
Schémas des forces qui sollicitent les murs de refend de plusieurs étages
(Voir les articles 11.4.4.2 et 11.5.5.3.)



© 2020 Association canadienne de normalisation

Légende :

q_i = charge permanente pondérée de l'étage *i* qui résiste au renversement (comprend seulement le poids propre à partir de la lisse basse de cet étage jusqu'au plancher ou toit de l'étage suivant), kN/m

P_{ij} = force de retenue pondérée contre le soulèvement à l'étage *i* et au segment *j*, kN

R_{ij} = force de soulèvement pondérée à l'étage *i* et au segment *j*, kN

F_{ij} = charge pondérée de cisaillement qui s'exerce sur le segment *j* de mur de refend à l'étage *i*, kN

$= F_i \frac{V_{rs}}{\Sigma V_{rs}}$

où

F_i = charge de cisaillement pondérée totale qui s'exerce sur le mur de refend à l'étage *i*, kN

V_{rs} = résistance pondérée au cisaillement du segment de mur de refend calculée selon l'article 11.6.1, kN

ΣV_{rs} = somme des résistances pondérées au cisaillement, kN, de tous les segments d'un mur de refend, kN

11.5.5.4 Segments de mur de refend avec ancrages de retenue à la base seulement

Dans le cas d'un segment de mur de refend d'un étage inférieur dont la base est munie d'ancrages de retenue mais non au sommet et pour lequel *P* est inférieur à zéro,

$$J_{hd} = \frac{V_{hd} + P}{V_{hd}} \leq 1{,}0$$

où

V_{hd} = résistance pondérée au cisaillement du segment de mur de refend calculée avec J_{hd} égal à 1,0, kN

P = force de retenue pondérée contre le soulèvement exercée au sommet du montant d'extrémité d'un segment de mur de refend, kN

11.5.5.5 Segments de mur de refend avec ancrages de retenue d'un seul côté

Dans le cas d'un segment de mur de refend muni d'ancrages de retenue d'un seul côté du segment, les prescriptions suivantes doivent être respectées :

a) J_{hd} doit être calculé conformément à l'article 11.5.5.1 si les ancrages de retenue sont conçus pour résister à toutes les forces de soulèvement dues au renversement;

b) J_{hd} doit être calculé conformément à l'article 11.5.5.3 s'il n'y a pas d'ancrage de retenue à l'extrémité du segment en traction; et

c) J_{hd} doit être calculé conformément à l'article 11.5.5.4 s'il y a des ancrages de retenue seulement à la base de l'extrémité en traction d'un segment d'étage inférieur.

11.6 Résistance des murs de refend et des diaphragmes à ossature légère

11.6.1 Généralités

11.6.1.1 Méthodes visées par la norme

Les articles 11.6 à 11.8 visent les murs de refend et les diaphragmes à ossature légère composés de panneaux de cisaillement constitués de panneaux structuraux en bois, de plaques de plâtre et de revêtement en bois d'oeuvre en diagonale, attachés aux éléments d'ossature avec des clous d'au plus 3,76 mm de diamètre, à moins d'indication contraire indiquée aux articles qui suivent.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

11.6.1.2 Autres méthodes

La résistance pondérée au cisaillement des murs de refend et des diaphragmes à ossature légère peut être déterminée au moyen d'essais à échelle réelle, si ceux-ci sont effectués conformément aux normes reconnues.

11.6.2 Résistance au cisaillement des murs de refend

11.6.2.1 Généralités

La résistance pondérée au cisaillement, V_r, des murs de refend construits de panneaux structuraux en bois, de plaques de plâtre ou de revêtement en bois d'œuvre en diagonale et construits selon les articles 11.3.2, 11.3.3 ou 11.3.4 respectivement, doit être calculée comme suit :

$V_r = \Sigma V_{rs}$

où

V_{rs} = résistance pondérée au cisaillement de chaque segment de mur le long du mur de refend, kN, conformément à l'article 11.6.2.2, 11.6.2.3 ou 11.6.2.4 respectivement.

Δ **11.6.2.2 Segments de mur de refend revêtus de panneaux structuraux en bois**

La résistance pondérée au cisaillement, V_{rs}, d'un segment de mur de refend revêtu de panneaux structuraux en bois doit être la plus petite des valeurs de résistance au cisaillement déterminée selon les alinéas a) et b), comme suit :

a) résistance au cisaillement déterminée par la résistance de l'assemblage du revêtement à l'ossature :

$V_{rs} = \phi\ v_d\ J_D\ n_s\ J_{us}\ J_s\ J_{hd}\ L_s$

où

ϕ = 0,8

v_d = N_u/s, kN/m

où

N_u = résistance latérale de l'assemblage entre le revêtement et l'ossature le long des rives du panneau, par attache (voir l'article 12.9.3.2)
Dans le cas des murs de refend dotés d'attaches en cisaillement simple (murs de refend constitués de contreplaqué ou de panneaux OSB fixés à l'ossature au moyen d'un assemblage sollicités en simple cisaillement), la résistance à l'enfoncement du panneau structural de l'article 12.9.4.2, f_1, peut être calculée au moyen de l'expression :
$f_1 = 51(1 - 0{,}1d_F)$, MPa

s = espacement des attaches le long des rives du panneau, mm (voir l'article 11.3.4)

J_D = coefficient relatif à la construction de diaphragme et de mur de refend (voir l'article 12.9.3.1)

n_S = nombre de plans de cisaillement dans l'assemblage entre le revêtement et l'ossature (voir l'article 11.3.2.3)

J_{us} = coefficient pour murs de refend sans entremise (voir l'article 11.5.4)

J_s = coefficient de correction de l'espacement des attaches (voir l'article 11.5.1)

J_{hd} = coefficient relatif à l'effet des ancrages de retenue pour un segment de mur de refend (voir l'article 11.5.5)

L_s = longueur du segment de mur de refend parallèle au sens d'application de la charge, m

b) résistance au cisaillement déterminée par le flambage des panneaux de revêtement :

$V_{rs} = \phi\ v_{pb}\ K_D\ K_S\ K_T\ L_s$

© 2020 Association canadienne de normalisation

où

ϕ = 0,8

v_{pb} = résistance au flambage du panneau le plus critique du segment, kN/m

$$= K_{pb}\frac{\pi^2 t^2}{3000b}\left(B_{a,0}B_{a,90}{}^3\right)^{\frac{1}{4}}$$

où

K_{pb} = coefficient de flambage du panneau

$$= 1{,}7\left(\eta + 1\right)\exp\left(\frac{-\alpha}{0{,}05\eta + 0{,}75}\right) + (0{,}5\eta + 0{,}8)$$

où

$$\alpha = \frac{a}{b}\left(\frac{B_{a,90}}{B_{a,0}}\right)^{\frac{1}{4}}$$

$$\eta = \frac{2B_v}{\sqrt{B_{a,0}B_{a,90}}}$$

où

a = la plus grande dimension du panneau, mm

b = la plus petite dimension du panneau, mm

$B_{a,0}$ = rigidité axiale du panneau à 0°, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

$B_{a,90}$ = rigidité axiale du panneau à 90°, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

B_v = rigidité en cisaillement en épaisseur, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

t = épaisseur du panneau, mm

K_S = coefficient de conditions d'utilisation (voir le tableau 9.4)

11.6.2.3 Segments de mur de refend revêtus de plaques de plâtre

La résistance pondérée au cisaillement, V_{rs}, d'un segment de mur de refend revêtu de plaques de plâtre doit être calculée comme suit :

$$V_{rs} = \phi v_d J_{hd} L_s$$

où

ϕ = 0,7

v_d = résistance prévue en cisaillement d'un segment d'un mur de refend revêtu de plaques de plâtre, kN/m (voir le tableau 11.4)

J_{hd} = coefficient relatif à l'effet des ancrages de retenue pour un segment de mur de refend (voir l'article 11.5.5)

L_s = longueur du segment de mur de refend parallèle au sens d'application de la charge, m

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 11.4
Résistances prévues en cisaillement, v_d, pour les murs de refend revêtus de plaques de plâtre, kN/m
(Voir l'article 11.6.2.3.)

Épaisseur nominale minimale du panneau, mm	Pénétration minimale des clous ou des vis dans l'ossature, mm	Construction du mur	Panneaux posés directement sur l'ossature		
			Espacement des clous ou des vis aux rives des panneaux, mm		
			200	150	100
12,5	19	Sans entremise	1,2	1,4	1,6
12,5	19	Avec entremises	1,4	1,7	2,1
15,9	19	Sans entremise	1,5	1,7	2,1
15,9	19	Avec entremises	1,7	2,2	2,5

Notes :

1) *Les valeurs du tableau sont basées sur une utilisation en milieu sec et s'appliquent aux ossatures en bois de n'importe quelle essence. Les valeurs données pour les murs sans entremise supposent un espacement de 400 mm entre montants; elles doivent être réduites de 20 % pour un espacement de 500 mm et de 40 % pour un espacement de 600 mm. Les valeurs données pour les murs avec entremises s'appliquent aux espacements de 400 à 600 mm entre montants.*
2) *Il doit être supposé qu'une plaque de plâtre ne résiste qu'aux charges de durée d'application courte seulement. Elle ne doit pas être utilisée en milieu humide.*
3) *Les valeurs du tableau s'appliquent aux plaques de plâtre fixées à l'ossature avec des clous conformes à CSA B111 (clous à filet annelé pour plaque de plâtre) et à ASTM F1667.*
4) *Les valeurs du tableau s'appliquent aux plaques de plâtre fixées à l'ossature avec des vis pour plaque de plâtre conformes à ASTM C1002, type W.*
5) *Les clous et les vis ne doivent pas être espacés de plus de 300 mm le long des éléments intermédiaires de l'ossature.*

Δ **11.6.2.4 Segments de mur de refend à revêtement en bois d'œuvre en diagonale**

La résistance pondérée au cisaillement, V_{rs}, d'un segment de mur de refend à revêtement en bois d'œuvre en diagonale doit être calculée comme suit :

$V_{rs} = \phi\, v_d\, J_D\, n_L\, L_s$

où

ϕ = 0,8

$v_d = \frac{2}{3}\frac{N_u}{\sqrt{2s}}$

où

N_u = résistance latérale, par attache, de l'assemblage entre le revêtement et l'ossature le long des éléments périphériques de l'ossature d'une seule couche de revêtement ou de la couche intérieure de revêtement de deux couches N (voir les articles 11.4.3.2 et 12.9.3)

s = espacement des attaches le long des éléments périphériques de l'ossature, pas moins que 65 mm (voir l'article 11.3.4.2)

J_D = coefficient relatif à la construction de diaphragme et de mur de refend (voir l'article 12.9.3.1)

n_L = nombre de couches de revêtement

 © 2020 Association canadienne de normalisation

= 1 pour le revêtement en bois d'œuvre d'une seule couche

= 2 pour le revêtement en bois d'œuvre de deux couches

L_s = longueur du segment de mur de refend parallèle au sens d'application de la charge, m

11.6.3 Résistance au cisaillement des diaphragmes

11.6.3.1 Généralités

La résistance pondérée au cisaillement des diaphragmes revêtus de panneaux structuraux en bois conformément à l'article 11.3.2, doit être calculée conformément à l'article 11.6.3.2. La résistance pondérée au cisaillement des diaphragmes à revêtement en bois d'œuvre en diagonale conformément à l'article 11.3.4 doit être calculée conformément à l'article 11.6.3.3.

Δ #### 11.6.3.2 Diaphragmes revêtus de panneaux structuraux en bois

La résistance pondérée au cisaillement, V_{rs}, d'un diaphragme revêtu de panneaux structuraux en bois doit être la plus faible des valeurs déterminées comme suit :

a) résistance au cisaillement déterminée par la résistance de l'assemblage du revêtement à l'ossature :

$V_{rs} = \phi\, v_d\, J_D\, J_s\, J_f\, J_{ud}\, L_D$

où

ϕ = 0,8

v_d = N_u/s, kN/m

où

N_u = résistance latérale de l'assemblage entre le revêtement et l'ossature le long des rives du panneau, par attache, N (voir l'article 12.9.3.2 pour les clous)
Dans le cas des diaphragmes constitués de contreplaqué ou de panneaux OSB fixés à l'ossature, la résistance à l'enfoncement du panneau structural de l'article 12.9.3.2, f_1, peut être calculée au moyen de l'expression :
$f_1 = 51(1 - 0{,}1d_F)$, MPa

s = espacement des attaches le long des rives du panneau, mm

J_D = coefficient relatif aux constructions en diaphragme et en mur de refend (voir l'article 12.9.3.1)

J_s = coefficient d'espacement des attaches (voir l'article 11.5.1)

J_f = coefficient de files des attaches pour les diaphragmes avec entremises (voir l'article 11.5.2)

J_{ud} = coefficient pour les diaphragmes sans entremise (voir l'article 11.5.3)

L_D = dimension du diaphragme parallèle à la direction de la charge, m

b) résistance au cisaillement déterminée par le flambage des panneaux de revêtement :

$V_{rs} = \phi\, v_{pb}\, K_D\, K_s\, K_T\, L_D$

où

ϕ = 0,8

v_{pb} = résistance au flambage du panneau le plus critique du segment, kN/m

$$= K_{pb}\frac{\pi^2 t^2}{3000b}\left(B_{a,0}B_{a,90}{}^3\right)^{\frac{1}{4}}$$

où

K_{pb} = coefficient de flambage du panneau

$$= 1{,}7\left(\eta + 1\right)\exp\left(\frac{-\alpha}{0{,}05\eta + 0{,}75}\right) + (0{,}5\eta + 0{,}8)$$

© 2020 Association canadienne de normalisation

où

$$\eta = \frac{2B_v}{\sqrt{B_{a,0}B_{a,90}}}$$

$$\alpha = \frac{a}{b}\left(\frac{B_{a,90}}{B_{a,0}}\right)^{\frac{1}{4}}$$

où

a = la plus grande dimension du panneau, mm

b = la plus petite dimension du panneau, mm

$B_{a,0}$ = rigidité axiale du panneau à 0°, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

$B_{a,90}$ = rigidité axiale du panneau à 90°, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

B_v = rigidité en cisaillement en épaisseur, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

t = épaisseur du panneau, mm

K_S = coefficient de conditions d'utilisation (voir le tableau 9.4)

Δ **11.6.3.3 Diaphragmes à revêtement en bois d'œuvre en diagonale**

La résistance pondérée au cisaillement, V_{rs}, d'un diaphragme à revêtement en bois d'œuvre en diagonale doit être calculée comme suit :

$V_{rs} = \phi\, v_d\, J_D\, n_L\, L_D$

où

ϕ = 0,8

$v_d = \frac{2}{3}\frac{N_u}{\sqrt{2s}}$

où

N_u = résistance latérale, par attache, de l'assemblage entre le revêtement et l'ossature le long des éléments périphériques de l'ossature d'une seule couche de revêtement ou de la couche intérieure de revêtement de deux couches N (voir les articles 11.3.4.2, 11.3.4.3 et 12.9.3)

s = espacement des attaches le long des éléments périphériques de l'ossature, pas moins que 65 mm (voir l'article 11.4.3.2)

J_D = coefficient relatif à la construction de diaphragme et de mur de refend (voir l'article 12.9.3.1)

n_L = nombre de couches de revêtement

= 1 pour le revêtement en bois d'œuvre d'une seule couche

= 2 pour le revêtement en bois d'œuvre de deux couches

L_D = dimension du diaphragme parallèle à la direction de la charge, m

11.6.4 Résistance au moment des murs de refend et des diaphragmes

11.6.4.1 Généralités

Sous réserve de l'article 11.6.4.2, la résistance au moment des murs de refend et des diaphragmes doit être calculée comme suit :

$M_r = P_r\, h$

où

© 2020 Association canadienne de normalisation

P_r = résistance axiale pondérée à la traction et à la compression des éléments résistant aux efforts des membrures (en tenant aussi compte des effets aux joints), N

h = espacement centre à centre des éléments sollicités par le moment, mm

= espacement centre à centre des membrures de diaphragmes, dans le calcul des diaphragmes, mm

= espacement centre à centre des membrures de segments de mur de refend avec ancrages de retenue aux deux extrémités, mm

= longueur de segment de mur de refend moins 300 mm, dans le cas des segments sans ancrage de retenue aux deux extrémités, mm

11.6.4.2 Résistance au moment des segments de mur de refend sans ancrage de retenue

Dans le cas des segments de mur de refend sans ancrage de retenue, il ne doit pas être nécessaire de déterminer expressément la résistance au moment de flexion pour calculer les membrures en traction.

11.6.5 Éléments périphériques des murs de refend et des diaphragmes à revêtement en diagonale d'une seule couche

Note : *Voir le* Commentaire du CCB sur CSA O86.

11.6.5.1 Généralités

Le revêtement en diagonale d'une seule couche induit une composante de charge qui s'exerce perpendiculairement aux éléments périphériques, dans le plan de panneau de cisaillement. Les éléments périphériques des murs de refend et des diaphragmes à revêtement en diagonale d'une seule couche doivent être calculés pour résister :

a) au moment de flexion pondéré, M_f, qui découle de cette composante de charge normale, combinée aux forces axiales des éléments périphériques; et

b) à l'effort pondéré de séparation mutuelle, P_c, aux intersections d'angle.

11.6.5.2 Murs de refend

M_f et P_c, pour les segments de mur de refend, doivent être calculés comme suit :

$$M_f = \frac{F_{ij} H_s^2}{8L_s}$$

$$P_c = \frac{F_{ij} H_s}{2L_s}$$

où

F_{ij} = force de cisaillement pondérée qui sollicite le segment de mur de refend

H_s = hauteur du segment de mur de refend

L_s = longueur du segment de mur de refend

11.6.5.3 Diaphragmes

M_f et P_c, pour les diaphragmes, doivent être calculés comme suit :

$$M_f = \frac{F_d L_D}{8}$$

$$P_c = \frac{F_d}{2}$$

 © 2020 Association canadienne de normalisation

où

F_d = force de cisaillement pondérée du diaphragme à l'appui périphérique

L_D = dimension du diaphragme parallèle au sens d'application de la charge pondérée

11.7 Flèche des murs de refend et des diaphragmes à ossature légère

11.7.1 Flèche des murs de refend

11.7.1.1 Généralités

La flèche des segments de mur de refend d'un seul étage, avec et sans entremises, peut être calculée conformément aux articles 11.7.1.2 et 11.7.1.3 respectivement.

Pour le calcul de la flèche des murs de refend à plusieurs étages, les effets des étages multiples doivent être pris en compte.

Note : *Voir l'article A.11.7.1 pour des informations additionnelles sur les effets des étages multiples.*

Δ **11.7.1.2 Segments de murs de refend avec entremises**

La flèche statique au haut du mur, Δ_{sw}, mm, d'un segment de mur de refend avec entremises revêtu de panneaux structuraux en bois et de plaques de plâtre et construit selon les articles 11.3.2 à 11.3.3 respectivement peut être calculée comme suit :

$$\Delta_{sw} = \frac{2vH_s^3}{3EAL_s} + \frac{vH_s}{B_v} + 0{,}0025H_s e_n + \frac{H_s}{L_s} d_a$$

où

v = cisaillement maximal dû aux charges spécifiées au haut du mur, N/mm

H_s = hauteur du segment de mur de refend, mm

E = module d'élasticité des éléments périphériques verticaux, N/mm²

A = aire de la section transversale de l'élément périphérique, mm²

L_s = longueur du segment de mur de refend, mm

B_v = rigidité en cisaillement en épaisseur des panneaux de revêtement, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3 pour les panneaux structuraux en bois. Pour les plaques de plâtre, B_v peut être égal à 7000 N/mm)

e_n = Déformation de l'assemblage entre le revêtement et l'ossature, mm (voir l'article A.11.7)

d_a = élongation verticale totale du système de retenue contre le renversement (y compris le glissement des attaches, l'élongation du dispositif, l'élongation de l'ancrage ou de la tige, etc.) sous la charge de cisaillement induite

Dans le cas des segments de mur de refend sans ancrage de retenue, l'élongation verticale totale, d_a, peut être calculée comme suit :

$$d_a = 2{,}5 d_F K_m \left[\frac{\left(vH_s - P_{ij}\right)\frac{S_n}{L_s}}{n_u} \right]^{1,7}$$

Note : *Cette équation est une approximation.*

où

d_F = diamètre de l'attache du revêtement, mm

K_m = coefficient de fluage relatif à la tenue en service (voir le tableau A.23)

 © 2020 Association canadienne de normalisation

v = cisaillement maximal dû aux charges spécifiées au haut du mur, N/mm

H_s = hauteur du segment de mur de refend, mm

P_{ij} = force de retenue prévue contre le soulèvement pour l'étage *i* exercée au bas du montant d'extrémité d'un segment *j* de mur de refend , N

s_n = espacement des attaches du revêtement le long des rives du panneau, mm

L_s = longueur du segment de mur de refend, mm

n_u = résistance latérale unitaire de l'assemblage entre le revêtement et l'ossature, par plan de cisaillement, N (voir l'article 12.9.3.1)

11.7.1.3 Segments de mur de refend sans entremise

La flèche des segments de mur de refend sans entremise revêtus de panneaux structuraux en bois, Δ_{ub}, peut être calculée comme suit :

$$\Delta_{ub} = \frac{\Delta_{sw}}{J_{us}}$$

où

Δ_{sw} = flèche d'un segment de mur de refend avec entremises, avec attaches espacées de 150 mm le long des rives des panneaux et de 300 mm sur les éléments d'ossature intermédiaires, calculée selon l'article 11.7.1.2

J_{us} = coefficient de correction pour les murs de refend sans entremise (voir le tableau 11.3)

Δ 11.7.2 Flèche des diaphragmes

La flèche statique latérale à mi-portée, Δ_d, mm, d'un diaphragme en appui simple avec entremises, revêtu de panneaux structuraux en bois et construit selon l'article 11.3.2, peut être calculée comme suit :

$$\Delta_d = \frac{5vL^3}{96EAL_D} + \frac{vL}{4B_v} + 0{,}00061Le_n + \frac{\Sigma(\Delta_c x)}{2L_D}$$

où

v = cisaillement maximal dû aux charges spécifiées dans la direction considérée, N/mm

L = dimension du diaphragme perpendiculaire à la direction de la charge, mm

E = module d'élasticité de la membrure, N/mm²

A = aire de la section transversale de la membrure, mm²

L_D = dimension du diaphragme parallèle à la direction de la charge, mm

B_v = rigidité en cisaillement en épaisseur des panneaux de revêtement, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3)

e_n = Déformation de l'assemblage entre le revêtement et l'ossature, mm (voir l'article A.11.7)

$\Sigma(\Delta_c x)$ = somme des valeurs individuelles de glissement aux épissures de la membrure, Δ_c, des deux côtés du diaphragme, chacune multipliée par sa distance *x* du point d'appui le plus proche

11.8 Considérations relatives au calcul parasismique des murs de refend et des diaphragmes à ossature légère

Δ 11.8.1 Généralités

Les forces relatives au calcul parasismique des murs de refend et des diaphragmes doivent être déterminées sur la base des méthodes prescrites dans le *Code national du bâtiment — Canada*. Le coefficient de modification de la force sismique lié à la ductilité, R_d, et le coefficient de modification lié à

 © 2020 Association canadienne de normalisation

la sur-résistance du système, R_o, correspondants aux murs de refend sont précisés au tableau 11.5. L'assemblage revêtement-ossature doit être conçu pour plastifier selon le mode c), d), e) ou g) visé par l'article 12.9.3.2 dans le cas de clous pour assurer une ductilité suffisante dans le mur de refend et le diaphragme.

Tableau 11.5
Coefficients de calcul parasismique des murs de refend
(Voir les articles 11.4.3.2 et 11.8.1.)

Construction	R_d	R_o
Murs de refend revêtus de panneaux structuraux en bois cloués	3	1,7
Murs de refend : combinaison de panneaux structuraux en bois et de plaques de plâtre	2	1,7

Les articles 11.8.2 à 11.8.6 visent les bâtiments de catégorie sismique SC3 ou SC4. L'article 11.8.7 vise les bâtiments de catégorie sismique SC1 ou SC2.

Note : *La catégorie sismique des bâtiments est déterminée conformément à l'article 4.1.8.5 du* Code national du bâtiment — Canada*, en se fondant sur $I_E S$ (0,2) et $I_E S$ (1,0), quelle que soit la période latérale fondamentale du bâtiment T_a.*

11.8.2 Ancrages de retenue et assemblages de transfert du cisaillement dans les murs de refend

Les boulons d'ancrage et les assemblages inter-étages résistants aux forces sismiques de cisaillement et les ancrages de retenue résistants aux forces sismiques de soulèvement d'un mur de refend ou d'un segment de mur de refend doivent être calculés en fonction de forces qui sont 20 % plus élevées que les effets des charges sismiques.

11.8.3 Surcapacité des systèmes à ossature légère en bois résistant aux forces sismiques (SRFS)

11.8.3.1 Coefficient de surcapacité d'étage, C_i

Le coefficient de surcapacité, C_i, pour chaque étage *i* doit être égal ou supérieur à 1,0 dans chaque direction horizontale et être calculé comme suit :

$$C_i = \frac{V_{ri}}{V_{fi}}$$

où

V_{ri} = résistance pondérée des SRFS à ossature légère en bois à chaque étage *i*

V_{fi} = charge sismique de cisaillement pondérée pour l'étage *i* calculée au moyen des coefficients $R_d R_o$ relatifs aux SRFS à ossature légère en bois, conformément au *Code national du bâtiment — Canada*

11.8.3.2 Rapport entre les coefficients de surcapacité de l'étage et du rez-de-chaussée

Dans le cas des bâtiments de trois étages et plus, les SRFS verticaux doivent être calculés de manière à maintenir le rapport suivant entre le coefficient de surcapacité de l'étage, C_2 et celui du rez-de-chaussée, C_1 :

 © 2020 Association canadienne de normalisation

$$0{,}9 < \frac{C_2}{C_1} \leq 1{,}2$$

11.8.4 Diaphragmes à ossature légère supportés par des murs de refend à ossature légère

11.8.4.1 Généralités

Les diaphragmes à ossature légère doivent être calculés pour être en mesure de résister aux forces sismiques déterminées conformément à l'article 11.8.4.2.

11.8.4.2 Charges de calcul parasismique relatives aux diaphragmes

La force de calcul sismique d'un diaphragme à chaque étage *i* et dans chaque direction horizontale, doit être calculée comme suit :

$V_{Di} = C_{Di} F_i$

où

V_{Di} = force de calcul sismique pour un diaphragme à chaque étage *i*

C_{Di} = coefficient de surcapacité à l'étage *i*, dans toute direction horizontale

= le moindre entre C_i ou 1,2

F_i = force sismique pondérée à l'étage, *i*, calculée au moyen de $R_d R_o$ pour les murs de refend à ossature légère

11.8.5 Diaphragmes à ossature légère dans les bâtiments dotés de SRFS autres que des murs de refend à ossature légère

11.8.5.1 Généralités

L'article 11.8.5 vise les bâtiments :

a) dans lesquels les SRFS verticaux sont supportés par des structures en béton armé, en maçonnerie, en acier ou en bois autres que des murs de refend à ossature légère; et
b) dotés de diaphragmes à ossature légère.

Les SRFS verticaux de ces bâtiments doivent être calculés conformément aux normes CSA pertinentes sur les matériaux.

11.8.5.2 Charges de calcul parasismique relatives aux diaphragmes

11.8.5.2.1 Diaphragmes conçus pour céder

Les diaphragmes à ossature légère conçus pour avoir un comportement ductile et céder avant les SRFS qui les supportent doivent être calculés pour être en mesure de résister aux forces sismiques déterminées en utilisant les coefficients $R_d R_o$ pour les SRFS verticaux. Néanmoins, ces forces sismiques de calcul ne doivent pas être inférieures aux forces déterminées en prenant $R_d R_o = 2{,}0$.

11.8.5.2.2 Diaphragmes conçus pour ne pas céder

Les diaphragmes à ossature légère conçus pour ne pas céder avant les SRFS qui les supportent doivent être calculés pour résister à des forces sismiques, V_{Di}, calculées comme suit :

V_{Di} = $1{,}2\ C_i F_i$ (pour les SRFS en bois autre que les murs de refend revêtu de panneaux structuraux en bois)

V_{Di} = $\gamma_i F_i$ (pour les SRFS constitués d'un matériau autre que le bois)

 © 2020 Association canadienne de normalisation

où

V_{Di} = force de calcul sismique qui s'exerce sur le diaphragme à l'étage *i*

C_i = coefficient de surcapacité à l'étage *i* égal à la valeur de C_i déterminée selon l'article 11.8.3.1

F_i = force sismique pondérée à l'étage *i* calculée sur la base de R_d R_o pour les SRFS

γ_i = coefficient de surcapacité appliqué à l'étage *i* pour le SRFS vertical, déterminé selon les principes de calcul basé sur la capacité conformément aux normes CSA pertinentes sur les matériaux

Note : *V_{Di} peut ne pas être supérieure à F_i déterminé compte tenu d'une valeur R_d R_o = 1,3.*

11.8.6 Calcul des éléments de transfert des charges

Les membrures des diaphragmes, les couvre-joints des éléments d'ossature et les assemblages des diaphragmes autour des ouvertures et autres éléments de transfert des forces doivent être calculés en fonction de charges sismiques qui dépassent d'au moins 20 % la force de calcul parasismique V_{Di} qui agit sur le diaphragme.

Les assemblages et les tirants qui transfèrent les forces de cisaillement entre les segments du SRFS vertical et le diaphragme doivent être calculés en fonction de forces sismiques qui dépassent d'au moins 20 % les forces de cisaillement à transférer.

Les parties du diaphragme situées autour des murs décalés doivent être calculées en fonction de charges sismiques qui dépassent d'au moins 20 % les forces de calcul parasismique du SRFS décalé.

Note : *Les forces qui servent au calcul des éléments de renvoi des charges peuvent ne pas être supérieures à celles déterminées en prenant R_d R_o = 1,3.*

11.8.7 Ouvrages construits dans les zones de faible activité sismique

11.8.7.1 Généralités

Les articles 11.8.7.2 et 11.8.7.3 visent les bâtiments de catégorie sismique SC1 ou SC2 déterminée conformément à l'article 4.1.8.5 du *Code national du bâtiment — Canada*.

11.8.7.2 Charges de calcul parasismique relatives aux diaphragmes

Les charges de calcul parasismique relatives aux diaphragmes doivent être déterminées selon les articles 11.8.4 et 11.8.5, en utilisant un coefficient de surcapacité, C_i, de 1,0.

11.8.7.3 Calcul des éléments de transfert des charges

Les éléments de transfert des charges doivent être calculés conformément à l'article 11.8.6.

11.8.8 Exigences relatives aux murs de refend revêtus de plaques de plâtre

En ce qui a trait au calcul parasismique, les plaques de plâtre doivent être combinées à des panneaux structuraux en bois. La force de cisaillement à laquelle résistent les plaques de plâtre doit être égale ou inférieure au pourcentage des forces de cisaillement pour bâtiment prescrit au tableau 11.6. Si le pourcentage maximal est dépassé, R_d doit être égal à 1,0 et R_o doit être égal à 1,0. Il ne doit pas être supposé que les plaques de plâtre assurent la résistance voulue aux forces latérales si le rapport de déplacement inter-étages est supérieur à 1 %. Pour les bâtiments de plus de 4 étages, la contribution des plaques de plâtre ne doit pas être prise en compte dans le calcul de la résistance sismique.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 11.6
Pourcentages maximaux des forces sismiques de cisaillement totales auxquelles résistent les plaques de plâtre, par étage
(Voir l'article 11.8.8.)

	Pourcentage des forces de cisaillement pour bâtiment			
Étage	**de 4 étages**	**de 3 étages**	**de 2 étages**	**de 1 étage**
4e	80	—	—	—
3e	60	80	—	—
2e	40	60	80	—
1er	40	40	60	80

11.8.9 Murs porteurs construits exclusivement de plaques de plâtre

Si le rapport de déplacement inter-étages dû aux charges sismiques est supérieur à 1 % pour un étage, tous les murs porteurs de l'étage qui dépendent de plaques de plâtre pour empêcher le flambage selon l'axe faible doivent être conçus pour résister aux combinaisons de charges axiales pondérées et de charges sismiques, conformément au code du bâtiment pertinent et considérant que les plaques de plâtre n'offrent pas de support latéral. Sinon, un deuxième système d'entremises doit être utilisé pour assurer le support latéral des montants.

11.9 Calcul des murs de refend et des diaphragmes en bois lamellé-croisé

11.9.1 Domaine d'application

11.9.1.1 Systèmes visés par la norme

L'article 11.9 doit s'appliquer aux constructions en bois lamellé-croisé de type plateforme pour lesquelles :

a) la structure résistant aux charges latérales est constituée de murs de refend en bois lamellé-croisé; et
b) les murs de refend en bois lamellé-croisé reposent sur :
   i) une plateforme constituée de panneaux en bois lamellé-croisé; ou
   ii) un appui ou une fondation en béton au niveau le plus bas.

11.9.1.2 Autres systèmes

Les autres systèmes doivent être conçus conformément à l'article 4.3.2 de cette norme et à l'article 4.1.8 du *Code national du bâtiment — Canada*.

11.9.2 Calcul de la résistance

11.9.2.1 Résistance latérale des murs de refend en bois lamellé-croisé

La résistance latérale des murs de refend en bois lamellé-croisé doit être en fonction de la résistance des assemblages entre les murs de refend et les fondations ou les planchers, et des assemblages entre les panneaux, et être calculée à l'aide des méthodes de mécanique.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

11.9.2.2 Résistance latérale des diaphragmes en bois lamellé-croisé

La résistance latérale des diaphragmes en bois lamellé-croisé doit être en fonction de la résistance des assemblages entre les diaphragmes et les structures d'appui, et des assemblages entre les panneaux, et être calculée à l'aide des méthodes de mécanique.

11.9.2.3 Résistance des murs de refend au renversement

Lorsque les charges permanentes pondérées ne sont pas en mesure d'empêcher le renversement, des ancrages de retenue doivent être utilisés pour assurer le transfert des forces, en suivant un parcours ininterrompu.

11.9.2.4 Résistance à la compression aux extrémités des murs de refend en bois lamellé-croisé

La résistance à la compression aux extrémités des murs de refend doit être calculée conformément aux articles 8.4.5 et 8.4.6 et doit être supérieure ou égale aux forces de renversement, calculées selon les méthodes de mécanique.

11.9.3 Considérations relatives au calcul parasismique des constructions en bois lamellé-croisé

11.9.3.1 Généralités

Sous réserve de l'article 11.9.3.2.2, les SRFS constitués de murs de refend à ductilité modérée en bois lamellé-croisé, dans une construction de type plateforme, tels que définis au *Code national du bâtiment — Canada*, doivent être conçus pour résister aux forces calculées compte tenu des valeurs R_d = 2,0 et R_o = 1,5, où l'énergie est dissipée dans le mouvement du basculement des segments de mur de refend par l'intermédiare des assemblages désignés conformément à l'article 11.9.3.3.1 en appliquant les principes de conception par capacité décrits à l'article 11.9.3.4. Le rapport géométrique des segments de mur de refend doit être conforme à l'article 11.9.3.5.2.

11.9.3.2 Restrictions et limites

11.9.3.2.1 Restrictions relatives aux irrégularités

Les SRFS de type plateforme en bois lamellé-croisé de plus de 4 étages, dans les bâtiments de catégorie sismique SC3 ou SC4 doivent être calculés conformément à l'article 4.1.8.7 du *Code national du bâtiment — Canada* et ne doivent comporter aucune des irrégularités interdites à l'article 4.1.8.10 du *Code national du bâtiment — Canada*.

Note : *La catégorie sismique des bâtiments est déterminée conformément à l'article 4.1.8.5 du* Code national du bâtiment — Canada*, compte tenu de $I_E S(0,2)$ et $I_E S(1,0)$, quelle que soit la période latérale fondamentale du bâtiment T_a.*

11.9.3.2.2 Segments de mur de refend dont le rapport géométrique est inférieur à 2:1

Les SRFS constitués de segments de mur de refend en bois lamellé-croisé dont le rapport géométrique est inférieur à 2:1, préscrit à l'article 11.9.3.5.2, et qui font partie intégrante du SRFS doivent être considérés comme des murs de refend à ductilité limitée en bois lamellé-croisé, dans une construction de type plateforme, tels que définis au *Code national du bâtiment — Canada*, et doivent être calculés pour résister à des forces déterminées selon une valeur de $R_d R_o \leq 1,3$, à condition que l'énergie soit dissipée par l'intermédiare des assemblages

 © 2020 Association canadienne de normalisation

désignés conformément à l'article 11.9.3.3.1 en appliquant les principes de conception par capacité décrits à l'article 11.9.3.4.

11.9.3.2.3 Limites de hauteur

11.9.3.2.3.1 Limite de hauteur pour les catégories sismiques SC1, SC2 et SC3

La hauteur des SRFS en bois lamellé-croisé ne doit pas être supérieure à 30 m si la catégorie sismique déterminée conformément au *Code national du bâtiment — Canada* est SC1, SC2 ou SC3.

11.9.3.2.3.2 Limite de hauteur pour la catégorie sismique SC4

La hauteur des SRFS en bois lamellé-croisé ne doit pas être supérieure à 20 m si la catégorie sismique déterminée conformément au *Code national du bâtiment — Canada* est SC4.

11.9.3.3 Assemblages des murs de refend en bois lamellé-croisé

11.9.3.3.1 Assemblages dissipateur d'énergie

Les assemblages dissipateur d'énergie doivent être conformes à toutes les exigences qui suivent :

a) Les assemblages doivent être conçus de sorte que la résistance provienne d'un mode ductile.
b) Les assemblages doivent être au moins modérément ductiles dans la direction du basculement en corps rigide des panneaux en bois lamellé-croisé.
c) Les assemblages doivent pouvoir se déformer suffisamment sous les forces et les déplacements imposés pour permettre aux panneaux en bois lamellé-croisé de se basculer.

11.9.3.3.2 Assemblages non dissipateur d'énergie

Les assemblages non dissipateur d'énergie doivent être conçus pour être protégés et conserver leur élasticité sous les efforts et déplacements qui se produisent lorsque les assemblages dissipateur d'énergie atteignent le 95e percentile de leur résistance ultime ou de leur déplacement cible, conformément aux principes d'équilibre et de compatibilité au déplacement. La force de calcul parasismique peut également être déterminée compte tenu d'une valeur de $R_d R_o$ = 1,3.

11.9.3.3.3 Dispositifs de retenue contre le renversement

11.9.3.3.3.1 Généralités

Lorsqu'il est nécessaire de recourir à des dispositifs de retenue contre le renversement, des ancrages de retenue ponctuels ou des tiges en acier continues doivent être calculés pour assurer le transfert des forces conformément à l'article 11.9.3.3.3.2 ou 11.9.3.3.3.3, respectivement.

11.9.3.3.3.2 Ancrages de retenue ponctuels

La résistance pondérée des ancrages de retenue ponctuels doit être d'au moins 20 % supérieure aux forces exercées sur eux lorsque les assemblages entre les segments en bois lamellé-croisé atteignent leur résistance nominale.

11.9.3.3.3.3 Tiges en acier continues

Les tiges en acier continues qui sont utilisées comme ancrage de retenue doivent être fixées à chaque étage et conçues conformément à CSA S16 pour conserver leur élasticité tout en permettant le soulèvement prévu pouvant découler du renversement des murs de refend.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

11.9.3.4 Principes du calcul basé sur la capacité

11.9.3.4.1 Assemblages dissipateur d'énergie

Les assemblages dissipateur d'énergie doivent être calculés conformément à l'article 11.9.3.3.1 pour veiller à ce que toutes les principales déformations inélastiques et la dissipation principale d'énergie se produisent :

a) dans les assemblages entre les joints verticaux des segments adjacents de mur de refend; et
b) dans les assemblages de cisaillement entre les murs de refend et la fondation et entre les murs de refend et les planchers sur lesquels ils reposent, en situation de soulèvement seulement.

11.9.3.4.2 Panneaux en bois lamellé-croisé

Les panneaux en bois lamellé-croisé qui font partie des SRFS doivent être conçus pour être protégés et pour résister aux forces sismiques qui s'exercent lorsque les assemblages dissipateur d'énergie des murs de refend atteignent le 95e percentile de leur résistance ultime. La force de calcul parasismique peut également être déterminée compte tenu d'une valeur de $R_d R_o \leq 1{,}3$.

Note : *La résistance au cisaillement dans le plan des panneaux en bois lamellé-croisé est fournie par le fabricant du produit.*

11.9.3.5 Murs de refend en bois lamellé-croisé

11.9.3.5.1 Épaisseur minimale des murs de refend

Les murs de refend en bois lamellé-croisé doivent être d'au moins 87 mm d'épaisseur

11.9.3.5.2 Rapport géométrique autorisé des segments de mur de refend

Sauf indication contraire à l'article 11.9.3.2.2, tous les segments de mur de refend en bois lamellé-croisé qui font partie du SRFS doivent avoir un rapport géométrique d'au moins 2:1 et d'au plus 4:1.

11.9.3.5.3 Panneau dont le rapport géométrique est inférieur à 2:1

Sauf indication contraire à l'article 11.9.3.2.2, les panneaux en bois lamellé-croisé dont le rapport géométrique est inférieur à 2:1 peuvent être séparés et joints de nouveau au moyen d'un assemblage dissipateur d'énergie conformément à l'article 11.9.3.3.1 pour former des segments de mur de refend conformes à l'article 11.9.3.5.2.

11.9.3.5.4 Ouvertures dans les murs de refend

Les parties de murs de refend qui comportent des ouvertures ne doivent pas être considérées comme faisant partie du SRFS.

11.9.3.6 Déformation des murs de refend en bois lamellé-croisé

11.9.3.6.1 Généralités

La déformation des murs de refend doit être déterminée au moyen des méthodes de mécanique établies. Les calculs doivent tenir compte des sources principales des déformations des murs de refend, comme le basculement des panneaux, la rigidité des assemblages et la déformation des appuis.

Note : *Les flèches déterminées conformément à cet article servent à confirmer la compatibilité en matière de déplacement des assemblages dissipateur d'énergie et non dissipateur d'énergie de l'article 11.9.3.3.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

11.9.3.6.2 Limites des déformations dues à la flexion

Les murs de refend en bois lamellé-croisé doivent être calculés de manière à ce que la déformation latérale découlant des déformations dues à la flexion ne dépasse pas 30 % de la déformation latérale totale au sommet du bâtiment.

11.9.3.7 Diaphragmes en bois lamellé-croisé

11.9.3.7.1 Panneaux et assemblages en bois lamellé-croisé

La capacité des panneaux en bois lamellé-croisé des diaphragmes doit être protégée conformément à l'article 11.9.3.4.2. Les assemblages de cisaillement qui relient les diaphragmes aux murs sous-jacents et les assemblages entre les panneaux adjacents des diaphragmes ne doivent pas dissiper de l'énergie et doivent être conçus conformément à l'article 11.9.3.3.2.

11.9.3.7.2 Résistance à la compression perpendiculaire à la face des panneaux en bois lamellé-croisé (appui)

La résistance à la compression perpendiculaire à la face du diaphragme, aux endroits où les murs transferent les forces de renversement verticales, doit être calculée conformément à l'article 8.4.7 et doit être supérieure ou égale aux forces de renversement calculées au moyen des méthodes de mécanique.

Note : *Voir aussi le* Commentaire du CCB sur CSA O86*.*

11.9.3.7.3 Éléments de transfert des charges

Les membrures de diaphragmes, les étrésillons et les autres éléments de renvoi des charges, dont ceux qui se trouvent autour des ouvertures, doivent être protégés en matière de capacité. Ils doivent conserver leur élasticité lorsqu'ils sont soumis aux efforts et aux déplacements qui se produisent quand la résistance des assemblages dissipateur d'énergie qui les relient aux systèmes résistant aux forces sismiques atteint le 95e percentile de leur résistance à la rupture ou du déplacement de calcul cible.

Note : *Il est permis d'envisager une force de calcul parasismique qui ne dépasse pas la force déterminée lorsque* $R_d R_o = 1,3$.

11.9.4 Éléments ne faisant pas partie d'un SRFS

11.9.4.1 Généralités

L'article 11.9.4 vise tous les éléments de la charpente qui ne font pas partie d'un SRFS à moins que le bâtiment soit situé à un endroit où la catégorie sismique est SC1 ou SC2.

11.9.4.2 Éléments non structuraux

Les éléments qui n'ont pas besoin de résister à la gravité ou aux charges latérales doivent être considérés comme n'étant pas de type structural; dans ce cas, il n'est pas nécessaire de tenir compte des effets des charges sismiques dans le calcul de ces éléments pourvu que :

a) les effets causés par les éléments non structuraux soient pris en considération dans le calcul des éléments structuraux s'ils risquent d'accentuer la déformation des éléments structuraux ou les forces qu'ils subissent durant un séisme; et
b) les éléments non structuraux soient fixés au bâtiment conformément à l'article 4.1.8.18 du *Code national du bâtiment — Canada*.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

11.9.4.3 Structures résistant aux charges dues à la gravité

Tous les éléments structuraux qui ne sont pas considérés comme faisant partie d'un SRFS doivent avoir la résistance et la capacité de déplacement nécessaires pour résister aux charges dues à la gravité lorsqu'ils subissent les déformations imposées par un séisme qui sont calculées conformément à l'article 4.1.8.13 du *Code national du bâtiment — Canada*.

Note : *Les éléments résistant aux charges dues à la gravité qui ne font pas partie d'un système résistant aux forces sismiques peuvent être conçus pour se comporter de façon linéaire ou non linéaire.*

12 Assemblages

12.1 Domaine d'application

L'article 12 précise les critères de calcul et d'évaluation des assemblages réalisés au moyen d'anneaux fendus, de disques de cisaillement, de boulons, de goujons, de goujons forcés, de tire-fond, de vis à bois, de rivets pour bois, de connecteurs métalliques, de clous, de pointes et d'étriers à solives.

Note : *Les valeurs de résistance latérale pour les boulons, les goujons, les goujons forcés, les tire-fond, les clous, les points et les vis à bois sont fonction de la densité relative du bois, dont les valeurs sont données au tableau A.11.*

12.2 Exigences générales

12.2.1 Assemblages de tout type

12.2.1.1 Généralités

Les exigences de l'article 12 ayant trait aux attaches installées dans la face des éléments doivent s'appliquer également aux attaches installées dans la face des panneaux en bois lamellé-croisé, à moins d'indication contraire. L'angle d'application de la charge doit être mesuré par rapport au fil dans les éléments en bois ou dans les lamelles extérieures de la face des panneaux en bois lamellé-croisé. Des exigences particulières doivent s'appliquer aux assemblages installés en bout et dans le rive (face étroite) des panneaux en bois lamellé-croisé.

Note : *Les assemblages devraient être détaillés pour éviter les cas où le retrait du bois risque d'entraîner des contraintes excessives de traction perpendiculaire au fil.*

12.2.1.2 Réalisation des assemblages

Les assemblages doivent être réalisés de manière à assurer un contact étroit entre les faces jointes.

12.2.1.3 Distance minimale d'extrémité

Les tableaux de l'article 12 supposent que l'exigence selon laquelle l'extrémité en saillie d'un élément ne doit pas être rognée ou autrement modifiée de manière à diminuer la distance minimale d'extrémité prescrite.

12.2.1.4 Conditions propices à la corrosion

Des moyens de protection contre la corrosion doivent être prévus lors de la conception des assemblages utilisés dans des conditions qui favorisent la corrosion.

12.2.1.5 Assemblages réalisés à l'aide de bois franc

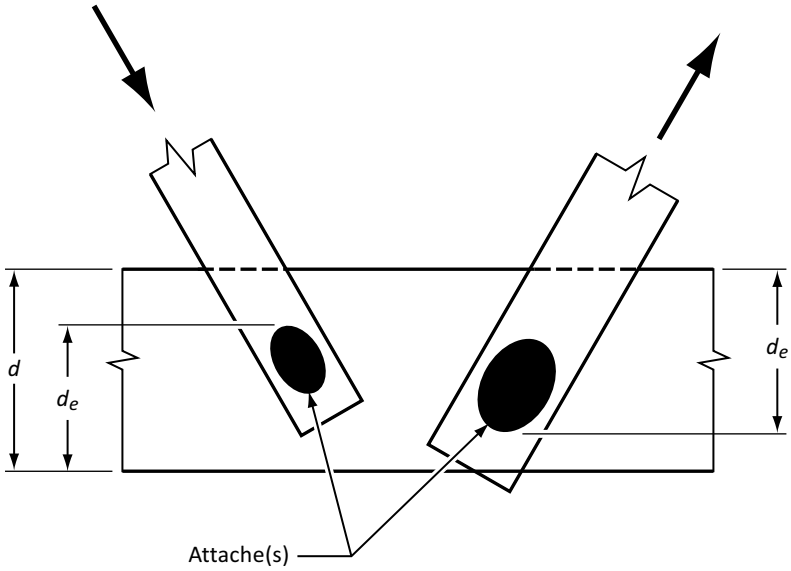
Les assemblages réalisés à l'aide de bois d'érable à sucre, d'érable rouge, d'orme, de hêtre américain, de chêne noir, de chêne blanc ou de bouleau peuvent être considérés comme ayant la même résistance que celle du groupe d'essences sapin de Douglas-mélèze.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

12.2.1.6 Hauteur de cisaillement aux points d'assemblage

Lorsqu'une attache ou un groupe d'attaches exerce un effort tranchant sur un élément, la résistance pondérée au cisaillement de l'élément, calculée selon les articles 6.5.4 pour le bois de sciage et l'article 7.5.7 pour le bois lamellé-collé, doit être basée sur la hauteur de cisaillement d_e illustrée à la figure 12.1, au lieu de la pleine hauteur d. La hauteur de cisaillement d_e représente la distance, mesurée perpendiculairement à l'axe de l'élément, entre l'extrémité de l'attache ou du groupe d'attaches et la rive chargée de l'élément.

Figure 12.1
Hauteur de cisaillement
(Voir l'article 12.2.1.6.)



12.2.1.7 Coefficients de correction

12.2.1.7.1 Coefficient de durée d'application de la charge, K_D

Le coefficient de durée d'application de la charge, K_D, pour les attaches doit être tiré du tableau 5.3.2.

12.2.1.7.2 Coefficients de conditions d'utilisation, K_{SF}

Les coefficients de conditions d'utilisation, K_{SF}, pour les assemblages, doivent être tirés du tableau 12.1.

12.2.1.7.3 Coefficient de traitement, K_T

Dans le cas des assemblages constitués d'éléments traités par ignifugation ou avec d'autres produits chimiques qui réduisent la résistance, la résistance des assemblages doit être basée sur des résultats d'essais documentés qui doivent tenir compte de l'effet du temps, de la température et de la teneur en humidité, conformément à l'article 4.3.2.

Note : *Les effets des traitements ignifugeants varient selon les matériaux et les procédés.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.1
Coefficients de conditions d'utilisation, K_{SF}, pour les assemblages
(Voir les articles 12.2.1.7.2, 12.3.2 et A.12.6.5.4.)

Conditions d'utilisation	Teneur en humidité du bois à la fabrication de l'assemblage: Milieu sec (≤ 19 %) – Milieu sec	Milieu sec (≤ 19 %) – Milieu humide	Vert (> 19 %) – Milieu sec	Vert (> 19 %) – Milieu humide	Détail de l'assemblage	Angle de la charge par rapport au fil
Rivets pour bois						
Charges latérales	1,00	0,80	0,90	0,80	Toutes	Toutes
Charges d'arrachement	1,00	*	0,60	*	—	—
Anneaux fendus et disques de cisaillement, connecteurs métalliques	1,00	0,67	0,80	0,67	Tous	Tous
Boulons, goujons, goujons forcés, tire-fond†	1,00	0,67	1,00	0,67	A	Tous
	1,00	0,67	1,00	0,67	B	0°
	1,00	0,67	0,40	0,27	B	90°
	1,00	0,67	0,40	0,27	C	Tous
Clous, pointes et vis à bois						
Charges latérales	1,00	0,67	0,80	0,67	Toutes	Toutes
Charges d'arrachement	1,00	0,67	0,40	0,40	Toutes	90°

Légende :

A = une seule attache ou une seule file d'attaches parallèle au fil avec plaques de jonction en acier

B = une seule file d'attaches parallèle au fil avec plaques de jonction en bois, deux files d'attaches parallèles au fil avec plaque de jonction commune en bois et espacées de 127 mm au maximum, ou plusieurs files avec plaques de jonction distincte en bois ou en acier pour chaque file

C = tout autre agencement

* *Conditions pour lesquelles aucune donnée n'est disponible.*

† *Pour le calcul de la résistance latérale des boulons et des goujons, K_{SF} doit être appliqué aux modes de rupture ductile (voir l'article 12.4.4.3) et en fendage perpendiculaire au fil (voir l'article 12.4.4.7). Pour les modes de rupture impliquant le cisaillement et la traction parallèle au fil, les coefficients de conditions d'utilisation correspondants, K_{Sv} et K_{St}, doivent être appliqués (voir les articles 12.4.4.4 à 12.4.4.6).*

Note : *Pour des informations additionnelles sur les configurations d'assemblage, voir le* Commentaire du CCB sur CSA O86.

12.2.2 Anneaux fendus, disques de cisaillement, boulons, goujons et tire-fond

Note : *L'article 12.2.2 énonce des exigences générales visant les assemblages réalisés au moyen d'anneaux fendus et de disques de cisaillement, de boulons, de goujons et de tire-fond. Des exigences particulières sont énoncées à l'article 12.3 pour les assemblages réalisés au moyen d'anneaux fendus et de disques de cisaillement, à*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

l'article 12.4 pour les assemblages réalisés au moyen de boulons et de goujons, et à l'article 12.6 pour les assemblages réalisés au moyen de tire-fond.

12.2.2.1 Inspection et serrage

Les charpentes réalisées d'éléments en bois non séché ou partiellement séché doivent être inspectées à intervalles réguliers ne dépassant pas six mois, jusqu'à ce qu'il soit évident qu'il n'y a plus de retrait appréciable du bois. Lors de chaque inspection, les attaches doivent être resserrées pour ramener les faces jointes en contact étroit, sans déformer les éléments.

12.2.2.2 Rainures, embrèvements et trous

12.2.2.2.1 Rainures, embrèvements et trous dans les éléments en bois

Les rainures, embrèvements et trous dans les éléments en bois doivent être ouvrés et orientés avec précision dans les faces en contact. Les trous de boulons dans les éléments en bois doivent être alignés avec précision et percés de façon à ne pas mesurer moins de 1,0 mm ou plus de 2,0 mm de plus que le diamètre des boulons. Les trous de goujons percés dans les assemblages ne doivent pas avoir un diamètre supérieur à celui des goujons. Les trous de tire-fond doivent être percés conformément à l'article 12.6.2.5.

12.2.2.2.2 Trous dans les plaques en acier

Les trous dans les plaques en acier doivent être alignés avec précision sur ceux des éléments de bois correspondants et leur diamètre ne doit pas avoir plus de 2 mm de plus que celui de l'attache.

12.2.2.3 Groupes d'attaches

12.2.2.3.1 Généralités

Un groupe d'attaches consiste en une ou plusieurs files d'attaches d'un même type et d'un même diamètre disposées de façon symétrique par rapport à l'axe de la charge (voir les articles 12.3.3, 12.4.3 et 12.6.2).

12.2.2.3.2 File d'attaches

Une file d'attaches consiste en une ou plusieurs attaches d'un même type et d'un même diamètre alignées dans la direction de la charge.

12.2.2.3.3 Plusieurs files d'attache

Si les attaches des files voisines sont décalées et que l'espacement entre les files voisines est inférieur au quart de l'espacement entre les attaches les plus rapprochées de files voisines, mesuré parallèlement à l'axe de ces files, les deux files voisines doivent être traitées comme formant une seule file aux fins du calcul de la résistance du groupe. Dans le cas d'un groupe d'attaches ayant un nombre pair de files, ce principe doit être appliqué pour chaque paire. Lorsqu'un groupe comporte un nombre impair de files, c'est l'interprétation la plus prudente qui doit s'imposer.

12.2.2.3.4 Coefficient d'action de groupe, J_G

Le coefficient d'action de groupe, J_G, pour les assemblages réalisés au moyen d'anneaux fendus, de disques de cisaillement et de tire-fond doit être tiré des tableaux 12.2 et 12.3.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

12.2.2.4 Rondelles

12.2.2.4.1 Généralités

Une rondelle plate ordinaire, une pièce équivalente (voir le tableau 12.4) ou une bande métallique de l'épaisseur d'une rondelle doit être insérée entre le bois et la tête de l'attache et entre le bois et l'écrou.

12.2.2.4.2 Plaques d'acier

Lorsque la tête d'un boulon ou d'un tire-fond, ou un écrou est directement appuyé sur une plaque d'acier, les rondelles peuvent être omises.

12.2.2.4.3 Rondelles pour les attaches soumises à une charge axiale

Les boulons et les tire-fond en traction axiale ou ayant une composante de traction calculée doivent comporter, sous la tête et sous l'écrou, une rondelle en tôle acier, une rondelle galbée standard ou une rondelle en fonte malléable. La grosseur des rondelles doit être telle que la contrainte de compression d'appui qui s'exerce sur le bois, sous la rondelle, ne dépasse pas la résistance pondérée en compression perpendiculaire au fil. Si les rondelles utilisées sont en acier, leur épaisseur ne doit pas être inférieure au dixième de leur diamètre ou de leur côté le plus long.

12.2.2.5 Section nette

12.2.2.5.1 Généralités

La section nette des éléments en bois des assemblages réalisés à l'aide de boulons, de goujons, de tire-fond et d'anneaux fendus et disques de cisaillement doit être vérifiée conformément à l'article 5.3.8.

12.2.2.5.2 Boulons, goujons et tire-fond décalés

Dans le cas des assemblages soumis à des charges parallèles au fil, les boulons, les goujons ou les tire-fond voisins décalés doivent être considérés comme étant placés à la section critique à moins que leur espacement, mesuré parallèlement au fil, ne soit supérieur à $8d_F$.

12.2.2.5.3 Anneaux fendus et disques de cisaillement

Dans le cas des assemblages réalisés à l'aide d'anneaux fendus et disques de cisaillement pour bois, l'aire soustraite de la section brute doit comprendre l'aire projetée de la partie des connecteurs qui se trouve dans l'élément et la partie du trou de boulon qui n'est pas comprise dans l'aire projetée du connecteur, dans le plan critique. Si les connecteurs sont décalés, les connecteurs voisins doivent être considérés comme occupant le même plan transversal critique, sauf si leur espacement, mesuré parallèlement au fil, est supérieur à deux diamètres de connecteur.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.2
Coefficient d'action de groupe, J_G, pour les assemblages réalisés au moyen d'anneaux fendus, de disques de cisaillement et de tire-fond avec plaques de jonction en bois

(Voir les articles 12.2.2.3.4, 12.3.6, 12.6.5.1.1 et A.12.6.5.4.)

Rapport des aires*	Le moindre de A_m† ou A_s‡	Nombre d'attaches dans la file										
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0,5	< 8000	1,00	0,92	0,84	0,76	0,68	0,61	0,55	0,49	0,43	0,38	0,34
	8001 à 12 000	1,00	0,95	0,88	0,82	0,75	0,68	0,62	0,57	0,52	0,48	0,43
	12 001 à 18 000	1,00	0,97	0,93	0,88	0,82	0,77	0,71	0,67	0,63	0,59	0,55
	18 001 à 26 000	1,00	0,98	0,96	0,92	0,87	0,83	0,79	0,75	0,71	0,69	0,66
	26 001 à 42 000	1,00	1,00	0,97	0,94	0,90	0,86	0,83	0,79	0,76	0,74	0,72
	> 42 000	1,00	1,00	0,98	0,95	0,91	0,88	0,85	0,82	0,80	0,78	0,76
1,0	< 8000	1,00	0,97	0,92	0,85	0,78	0,71	0,65	0,59	0,54	0,49	0,44
	8001 à 12 000	1,00	0,98	0,94	0,89	0,84	0,78	0,72	0,66	0,61	0,56	0,51
	12 001 à 18 000	1,00	1,00	0,97	0,93	0,89	0,85	0,80	0,76	0,72	0,68	0,64
	18 001 à 26 000	1,00	1,00	0,99	0,96	0,92	0,89	0,85	0,83	0,80	0,78	0,75
	26 001 à 42 000	1,00	1,00	1,00	0,97	0,94	0,91	0,88	0,85	0,84	0,82	0,80
	> 42 000	1,00	1,00	1,00	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,87	0,86	0,85

* *Rapport des aires = valeur moindre entre A_m/A_s et A_s/A_m*

† *A_m aire de la section transversale brute de l'élément principal, mm²*

‡ *A_s = somme des aires des sections transversales brutes des plaques de jonction, mm²*

Note : *Interpoler les valeurs du tableau pour les rapports d'aire entre 0,5 et 1,0; les extrapoler pour les rapports d'aire inférieurs à 0,5.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.3
Coefficient d'action de groupe, J_G, pour les assemblages réalisés au moyen d'anneaux fendus, de disques de cisaillement et de tire-fond avec plaques de jonction en acier
(Voir les articles 12.2.2.3.4, 12.3.6, 12.6.5.1.1 et A.12.6.5.4.)

Rapport des aires*	A_m	Nombre d'attaches dans la file										
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2 à 12	16 000 à 26 000	1,00	0,94	0,87	0,80	0,73	0,67	0,61	0,56	0,51	0,46	0,42
	26 001 à 42 000	1,00	0,96	0,92	0,87	0,81	0,75	0,70	0,66	0,62	0,58	0,55
	42 001 à 76 000	1,00	0,98	0,95	0,91	0,87	0,82	0,78	0,75	0,72	0,69	0,66
	76 001 à 130 000	1,00	0,99	0,97	0,95	0,92	0,89	0,86	0,84	0,81	0,79	0,78
12 à 18	26 001 à 42 000	1,00	0,98	0,94	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70	0,67	0,62	0,58
	42 001 à 76 000	1,00	0,99	0,96	0,93	0,90	0,86	0,82	0,79	0,75	0,72	0,69
	76 001 à 130 000	1,00	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,89	0,86	0,83	0,80	0,78
	> 130 000	1,00	1,00	1,00	0,98	0,97	0,95	0,93	0,91	0,90	0,88	0,87
18 à 24	26 001 à 42 000	1,00	1,00	0,96	0,93	0,89	0,84	0,79	0,74	0,69	0,64	0,59
	42 001 à 76 000	1,00	1,00	0,97	0,94	0,92	0,89	0,86	0,83	0,80	0,76	0,73
	76 001 à 130 000	1,00	1,00	0,99	0,98	0,96	0,94	0,92	0,90	0,88	0,86	0,85
	> 130 000	1,00	1,00	1,00	1,00	0,98	0,96	0,95	0,93	0,92	0,92	0,91
24 à 30	26 001 à 42 000	1,00	0,98	0,94	0,90	0,85	0,80	0,74	0,69	0,65	0,61	0,58
	42 001 à 76 000	1,00	0,99	0,97	0,93	0,90	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,71
	76 001 à 130 000	1,00	1,00	0,98	0,96	0,94	0,92	0,89	0,87	0,85	0,83	0,81
	> 130 000	1,00	1,00	0,99	0,98	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,89	0,89
30 à 35	26 001 à 42 000	1,00	0,96	0,92	0,86	0,80	0,74	0,68	0,64	0,60	0,57	0,55
	42 001 à 76 000	1,00	0,98	0,95	0,90	0,86	0,81	0,76	0,72	0,68	0,65	0,62
	76 001 à 130 000	1,00	0,99	0,97	0,95	0,92	0,88	0,85	0,82	0,80	0,78	0,77

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.3 (fin)

Rapport des aires*	A_m	Nombre d'attaches dans la file										
		2	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**
	> 130 000	1,00	1,00	0,98	0,97	0,95	0,93	0,90	0,89	0,87	0,86	0,85
35 à 42	26 001 à 42 000	1,00	0,95	0,89	0,82	0,75	0,69	0,63	0,58	0,53	0,49	0,46
	42 001 à 76 000	1,00	0,97	0,93	0,88	0,82	0,77	0,71	0,67	0,63	0,59	0,56
	76 001 à 130 000	1,00	0,98	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,78	0,76	0,73	0,71
	> 130 000	1,00	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,87	0,84	0,82	0,80	0,78

* *Rapport des aires* = A_m/A_s

où

A_m = *aire de la section transversale brute de l'élément principal, mm²*

A_s = *somme des aires des sections transversales brutes des plaques de jonction en acier, mm²*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Δ

Tableau 12.4
Dimensions minimales des rondelles pour les assemblages à boulons, tire-fond ou connecteurs à anneaux fendus et disques de cisaillement

(Voir l'article 12.2.2.4.1.)

		Assemblages à boulons ou tire-fond			Anneaux fendus et disques de cisaillement					
					Anneau fendu 2 1/2 po et boulon 1/2 po		Anneau fendu 4 po et boulon 3/4 po		Un disque de cisaillement 2 5/8 po et un de 4 po et boulon 3/4 po*	
Type de rondelle	**Emploi**	**Diamètre de l'attache, d_F, mm**	**Dimension extérieure, d_o, mm**	**Épaisseur, t, mm**	**t, mm**	**d_o, mm**	**t, mm**	**d_o, mm**	**t, mm**	**d_o, mm**
Modèle fendu ordinaire (acier)	Pour boulons et tire-fond seulement; trop mince pour résister aux charges de traction	12,7	35	3	Les rondelles fendues ne doivent pas être utilisées avec les connecteurs pour bois d'œuvre.	—	—	—	—	—
		15,9	45	4	—	—	—	—	—	—
		19,1	50	4	—	—	—	—	—	—
		22,2	60	4	—	—	—	—	—	—
		25,4	65	4	—	—	—	—	—	—
Plaquette carrée (acier)	Pour connecteurs pour gros bois ou charge de traction	12,7	65	5	3,2	50	4,8	75	6,4	75
		15,9	70	6	—	—	—	—	—	—
		19,1	75	6	—	—	—	—	—	—
		22,2	85	9	—	—	—	—	—	—
		25,4	90	8	—	—	—	—	—	—

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.4 (fin)

Type de rondelle	Emploi	Assemblages à boulons ou tire-fond: Diamètre de l'attache, d_F, mm	Dimension extérieure, d_o, mm	Épaisseur, t, mm	Anneaux fendus et disques de cisaillement: Anneau fendu 2 1/2 po et boulon 1/2 po: t, mm	d_o, mm	Anneau fendu 4 po et boulon 3/4 po: t, mm	d_o, mm	Un disque de cisaillement 2 5/8 po et un de 4 po et boulon 3/4 po*: t, mm	d_o, mm
Plaquette ronde (acier)	Pour tout usage, sauf si les contraintes dues aux efforts de traction sont assez fortes pour écraser le bois	12,7	65	5	3,2	50	4,8	75	6,4	75
		19,1	75	6	—	—	—	—	—	—
		22,2	85	8	—	—	—	—	—	—
Rondelle galbée (fonte)	Plus épaisse et plus large que les rondelles ordinaires en fonte malléable (d'où rigidité et force d'appui accrues)	12,7	65	13	3,2	55	4,8	75	6,4	75
		15,9	75	16	—	—	—	—	—	—
		19,1	90	19	—	—	—	—	—	—
		22,2	100	22	—	—	—	—	—	—
		25,4	100	25	—	—	—	—	—	—
Fonte malléable	Plus large que les rondelles ordinaires (d'où force d'appui accrue)	12,7	65	6	3,2	55	4,8	75	6,4	75
		15,9	70	8	—	—	—	—	—	—
		19,1	75	11	—	—	—	—	—	—
		22,2	90	11	—	—	—	—	—	—
		25,4	100	13	—	—	—	—	—	—

* *Pour les disques de cisaillement de 4 po avec boulons de 7/8 po, d_o = 90 mm.*

Note : *Des plaquettes carrées ou des rondelles chanfreinées sont parfois nécessaires si les boulons dépassent du bois à l'angle.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

12.3 Anneaux fendus et disques de cisaillement

12.3.1 Généralités

12.3.1.1 Connecteur pour gros bois

Aux fins du calcul de la résistance des assemblages visés dans cette norme, un connecteur pour gros bois utilisé dans tout assemblage d'un nombre quelconque d'éléments doit se composer de l'un des éléments suivants :

a) un anneau fendu avec un boulon ou un tire-fond;
b) un disque de cisaillement avec un boulon ou un tire-fond, utilisé avec une bande ou une plaque d'acier pour former un assemblage mixte bois-métal; ou
c) deux disques de cisaillement placés dos à dos sur les surfaces de contact d'un assemblage qui relie deux éléments de bois, avec un boulon ou un tire-fond.

12.3.1.2 Anneaux fendus

Les résistances et les méthodes de calcul pour les anneaux fendus précisées à l'article 12.3 visent les anneaux fendus de dimensions conformes au tableau 12.5A et fabriqués en acier au carbone laminé à chaud SAE 1010 conformément au *SAE Handbook.* Chaque anneau doit former un cercle parfait fermé dont l'axe principal de la section de l'anneau est parallèle à son axe géométrique. Il doit être chanfreiné du centre vers les bords, jusqu'à une épaisseur inférieure à l'épaisseur à mi-section, de manière à bien s'introduire dans la rainure prévue; une autre méthode qui donne un rendement équivalent peut aussi être utilisée. L'anneau doit être coupé en épaisseur en un point donné de sa circonférence pour former une languette-rainure.

12.3.1.3 Disques de cisaillement

Les résistances et les méthodes de calcul précisées à l'article 12.3 visent les disques de cisaillement de dimensions conformes au tableau 12.5B et qui répondent à l'alinéa a) ou b) ci-dessous :

a) Type en acier embouti : disque de cisaillement en acier embouti fait d'acier au carbone laminé à chaud SAE 1010, conformément au *SAE Handbook.* Chaque disque doit former un cercle parfait comportant, sur son pourtour, un rebord perpendiculaire à une seule face du disque. La face du disque doit être percée au centre et présenter deux petits trous supplémentaires, diamétralement opposés l'un à l'autre et situés à mi-chemin entre l'axe et la circonférence du disque.
b) Type en fonte malléable : disque de cisaillement en fonte malléable fabriqué, conforme à ASTM A47, nuance 32510 (ou ASTM A47M, nuance 22010). Chaque pièce moulée doit consister en un disque perforé comportant un rebord perpendiculaire à une seule face du disque. La face du disque doit être percée, au centre, d'un trou de boulon alésé à la dimension voulue s'il y a lieu et comportant un moyeu solidaire concentrique au trou de boulon et qui se prolonge sur la même face que le rebord.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.5A
Dimensions des anneaux fendus, mm
(Voir les articles 12.3.1.2 et 12.3.1.3.)

Dimensions	2 1/2 po	4 po
Diamètre intérieur au centre de l'anneau fermé	63,5	101,6
Épaisseur de l'acier au centre	4,1	4,9
Hauteur de l'acier	19,0	25,4

Tableau 12.5B
Dimensions du disque de cisaillement, mm
(Voir les articles 12.3.1.2 et 12.3.1.3.)

	2 5/8 po	4 po	
Dimensions		**Boulon 3/4 po**	**Boulon 7/8 po**
Diamètre du disque	66,5	102,1	102,1
Diamètre du trou de boulon	20,6	20,6	23,9
Épaisseur du disque	4,3	5,1	5,1
Hauteur du rebord	10,7	15,7	15,7

12.3.1.4 Rainures de logement des connecteurs

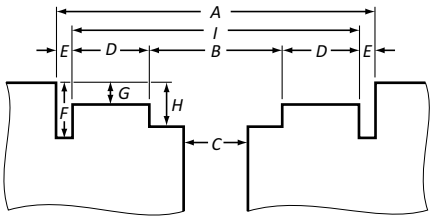
Les rainures de logement des connecteurs doivent avoir les dimensions précisées aux tableaux 12.6A et 12.6B pour les anneaux fendus et les disques de cisaillement respectivement.

Tableau 12.6A
Dimensions des rainures de logement pour les anneaux fendus, mm
(Voir l'article 12.3.1.4.)

Dimensions	Anneau fendu de 2 1/2 po	Anneau fendu de 4 po
Diamètre du trou de boulon	14,3	20,6
Diamètre intérieur	65,0	103,6
Largeur	4,6	5,3
Profondeur	9,8	13,1

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.6B
Dimensions des rainures de logement pour les disques de cisaillement, mm
(Voir l'article 12.3.1.4.)

Dimensions	Disque de cisaillement 2 5/8 po	Disque de cisaillement 4 po	
		Boulon 3/4 po	Boulon 7/8 po
	*A* = 66,8	102,4	102,4
	B = sans objet	39,4	39,4
	C = 20,6	20,6	23,8
	D = sans objet	24,6	24,6
	E = 4,5	5,3	5,3
	F = 11,4	16,3	16,3
	G = 6,4	5,6	5,6
	H = sans objet	12,7	12,7
	I = 57,2	88,6	88,6

12.3.2 Coefficients de conditions d'utilisation, K_{SF}

Les coefficients de conditions d'utilisation, K_{SF}, précisés au tableau 12.1 sont établis en fonction de la teneur en humidité jusqu'à une profondeur de 20 mm de la surface d'assemblage.

12.3.3 Coefficients relatifs à la configuration, J_C

Les connecteurs installés à une distance de rive, à une distance d'extrémité ou à un espacement inférieur à la distance minimale correspondant à une valeur précisée dans la colonne appropriée des tableaux 12.7 à 12.9 ne doivent pas être considérés comme assurant la résistance. Les coefficients relatifs à la configuration, J_C, pour la distance de rive, la distance d'extrémité et l'espacement doivent être déterminés séparément et le coefficient le moins élevé ainsi déterminé pour un connecteur quelconque doit être appliqué à tous les connecteurs résistant à une force commune dans un assemblage (voir les figures 12.2 et 12.3).

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.7
Coefficients J_C pour la distance de rive des connecteurs
(Voir les articles 12.3.3 et 12.3.6.)

	Anneau fendu de 2 1/2 po ou disque de cisaillement de 2-5/8 po			Anneau fendu ou disque de cisaille-ment de 4 po		
Distance de rive, mm	**θ = 15°**	**θ = 30°**	**θ = 45° à 90°**	**θ = 15°**	**θ = 30°**	**θ = 45° à 90°**
45	0,94	0,88	0,83	—	—	—
50	0,97	0,91	0,87	—	—	—
55	1,00	0,94	0,90	—	—	—
60	1,00	0,98	0,93	—	—	—
65	1,00	1,00	0,97	—	—	—
70	1,00	1,00	1,00	0,93	0,88	0,83
75	1,00	1,00	1,00	0,97	0,91	0,86
80	1,00	1,00	1,00	1,00	0,94	0,89
85	1,00	1,00	1,00	1,00	0,97	0,93
90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,96
95	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Notes :

1) *À l'angle d'application de la charge par rapport au fil, θ = 0°, la distance de rive minimale pour le diamètre d'un connecteur permet d'obtenir la valeur J_C = 1,00. Pour les valeurs intermédiaires de θ, l'interpolation linéaire peut être utilisée.*
2) *Les valeurs de J_C ne s'appliquent qu'aux distances de rives chargées. Dans le cas d'une rive chargée ou non chargée, la distance de rive minimale est de 40 mm pour les anneaux fendus de 2 1/2 po et pour les disques de cisaillement de 2 5/8 po et de 65 mm pour les connecteurs de 4 po.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.8
Coefficients J_C pour la distance d'extrémité des connecteurs
(Voir les articles 12.3.3 et 12.3.6.)

Distance d'extrémité, mm		Traction	
Éléments ≥ 130 mm d'épaisseur	Éléments < 130 mm d'épaisseur	Anneau fendu de 2 1/2 po ou disque de cisaillement de 2 5/8 po	Anneau fendu ou disque de cisaillement de 4 po
		θ = 0° à 90°	θ = 0° à 90°
70	105	0,62	—
75	115	0,65	—
80	120	0,68	—
85	130	0,70	—
90	135	0,73	0,63
95	145	0,76	0,65
100	150	0,78	0,67
105	160	0,81	0,69
110	165	0,84	0,71
115	175	0,86	0,73
120	180	0,89	0,75
125	190	0,92	0,77
130	195	0,94	0,79
135	205	0,97	0,82
140	210	1,00	0,84
145	220	1,00	0,86
150	225	1,00	0,88
155	235	1,00	0,90
160	240	1,00	0,92
165	250	1,00	0,94
170	255	1,00	0,96
175	265	1,00	0,98
180	270	1,00	1,00

Notes :

1) *Les valeurs de θ correspondent à l'angle de charge par rapport au fil.*
2) *Pour les connecteurs en compression, J_C = 1,00. Les distances minimales d'extrémité pour les connecteurs en compression sont celles précisées au tableau pour les connecteurs en traction.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.9
Espacements des connecteurs, mm, pour les valeurs de J_C comprises entre 0,75 et 1,0
(Voir les articles 12.3.3 et 12.3.6.)

Angle de charge par rapport au fil, θ°	Angle de la file de connecteurs par rapport au fil, β°	Espacement minimal des connecteurs, mm			
		Anneaux fendus de 2 1/2 po et disques de cisaillement de 2 5/8 po		Anneaux fendus de 4 po et disques de cisaillement de 4 po	
		J_C = 0,75	J_C = 1,00	J_C = 0,75	J_C = 1,00
0	0	90	170	125	230
	15	90	160	125	215
	30	90	135	125	185
	45	90	110	125	155
	60	90	100	125	140
	75	90	90	125	130
	90	90	90	125	125
15	0	90	150	125	205
	15	90	145	125	195
	30	90	130	125	180
	45	90	115	125	160
	60	90	105	125	145
	75	90	100	125	135
	90	90	95	125	135
30	0	90	130	125	180
	15	90	125	125	175
	30	90	120	125	165
	45	90	110	125	155
	60	90	105	125	145
	75	90	100	125	145
	90	90	100	125	140
45	0	90	110	125	150
	15	90	110	125	150
	30	90	110	125	150
	45	90	110	125	150
	60	90	105	125	145
	75	90	105	125	145
	90	90	105	125	145
60 à 90	0	90	90	125	125
	15	90	90	125	125

(à suivre)

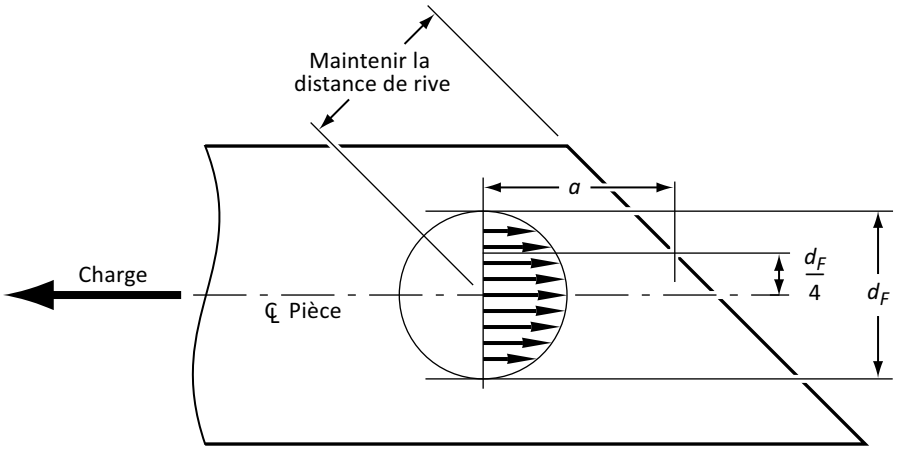
© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.9 (fin)

Angle de charge par rapport au fil, θ°	Angle de la file de connecteurs par rapport au fil, β°	Espacement minimal des connecteurs, mm			
		Anneaux fendus de 2 1/2 po et disques de cisaillement de 2 5/8 po		Anneaux fendus de 4 po et disques de cisaillement de 4 po	
		J_C = 0,75	J_C = 1,00	J_C = 0,75	J_C = 1,00
	30	90	90	125	125
	45	90	100	125	135
	60	90	100	125	145
	75	90	105	125	150
	90	90	110	125	150

Note : *Les valeurs de J_C comprises entre 0,75 et 1,00, pour les espacements intermédiaires de connecteurs, peuvent être calculées par interpolation linéaire.*

Figure 12.2
Distance d'extrémité pour un élément à extrémité en biseau
(Voir les articles 3.1 et 12.3.3.)



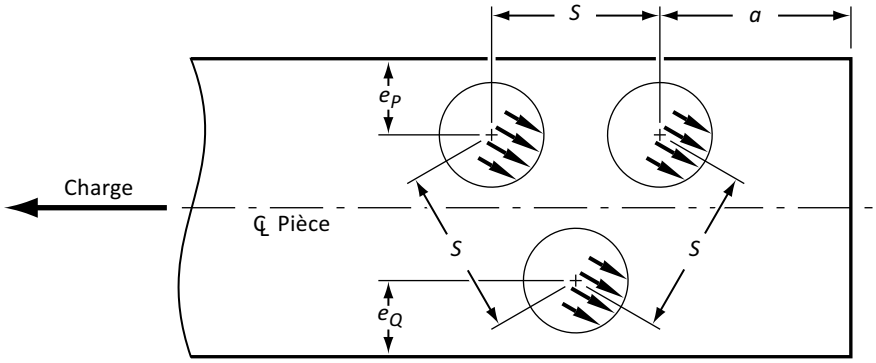
Légende :

a = distance d'extrémité

d_F = diamètre de l'anneau fendu ou du disque de cisaillement

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 12.3
Distance d'extrémité, distance de rive et espacement des connecteurs
(Voir les articles 3.1 et 12.3.3.)



Légende :

a = distance d'extrémité

e_p = distance de rive non chargée

e_Q = distance de rive chargée

S = espacement

12.3.4 Coefficient d'épaisseur, J_T

Dans le cas des connecteurs installés dans le bois de dimension, le coefficient d'épaisseur, J_T, précisé au tableau 12.10 doit être appliqué. Les connecteurs installés dans le bois d'œuvre d'épaisseur inférieure aux valeurs minimales précisées au tableau 12.10 pour ce type de connecteur et en fonction de l'usage prévu ne doivent pas être considérés comme assurant la résistance.

Tableau 12.10
Coefficients d'épaisseur pour connecteurs, J_T
(Voir les articles 12.3.4 et 12.3.6.)

Type et diamètre de connecteur	Nombre de faces de l'élément avec connecteurs, par boulon	Épaisseur de l'élément, mm	J_T
Anneau fendu de 2 1/2 po	1	38	1,00
		25	0,85
	2	51	1,00
		38	0,80
Anneau fendu de 4 po	1	38	1,00
		25	0,65
	2	76	1,00
		64	0,95
		51	0,80

(à suivre)

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.10 (fin)

Type et diamètre de connecteur	Nombre de faces de l'élément avec connecteurs, par boulon	Épaisseur de l'élément, mm	J_T
		38	0,65
Disque de cisaillement 2 5/8 po	1	64	1,00
		51	0,95
		38	0,95
	2	64	1,00
		51	0,95
		38	0,75
Disque de cisaillement 4 po	1	44	1,00
		38	0,85
	2	89	1,00
		76	0,95
		64	0,85
		51	0,75
		44	0,65

12.3.5 Connecteurs avec tire-fond

Lorsque les connecteurs pour bois sont utilisés avec des tire-fond au lieu de boulons, la résistance doit varier de façon uniforme en fonction de la profondeur de pénétration dans l'élément côté pointe des vis, entre la résistance maximale d'un connecteur avec boulon pour la pénétration normale et 0,75 fois cette résistance maximale pour la pénétration minimale. La profondeur de pénétration doit être telle que précisée au tableau 12.11 et ne doit pas être inférieure à la valeur minimale.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.11
Coefficients de pénétration, J_P, pour les anneaux fendus et les disques de cisaillement utilisés avec des tire-fond
(Voir les articles 12.3.5 et 12.3.6.)

		Profondeur de pénétration des tire-fond dans l'élément côté pointe des vis (nombre de fois le diamètre du tire-fond)				
		Groupe d'essences				
Connecteur	**Pénétration**	**Sapin de Douglas-mélèze**	**Pruche-sapin**	**Épinette-pin-sapin**	**Essences nordiques**	J_P
Anneau fendu de 2 1/2 po	Normale	8	10	10	11	1,00
Anneau fendu 4 po ou disque de cisaillement 4 po*	Minimale	3,5	4	4	4,5	0,75
Disque de cisaillement 2 5/8 po*	Normale	5	7	7	8	1,00
	Minimale	3,5	4	4	8	0,75

* *Si les plaques de jonction en acier sont utilisées avec des disques de cisaillement, utiliser J_P = 1,0.*

Note : *Les valeurs de J_P comprises entre 0,75 et 1,00 peuvent être calculées par interpolation linéaire pour les profondeurs de pénétration intermédiaires.*

12.3.6 Résistance latérale

La résistance latérale pondérée d'un assemblage par anneau fendu ou disque de cisaillement, P_r, Q_r ou N_r, déterminée à l'aide des équations précisées dans cet article, doit être égale ou supérieure à l'effet des charges pondérées. La résistance pondérée, par connecteur à disque de cisaillement, ne doit pas dépasser les valeurs précisées au tableau 12.14.

a) pour les charges parallèles au fil :
$P_r = \phi\ P_u\ n_F\ J_F$

b) pour les charges perpendiculaires au fil :
$Q_r = \phi\ Q_u\ n_F\ J_F$

c) pour les charges à un angle θ par rapport au fil :

$$N_r = \frac{P_r Q_r}{P_r \sin^2\theta + Q_r \cos^2\theta}$$

où

ϕ = 0,6

P_u = $p_u\ (K_D\ K_{SF}\ K_T)$

où

p_u = limite de résistance latérale parallèle au fil, kN (voir le tableau 12.12)

n_F = nombre de connecteurs dans l'assemblage

$J_F = J_G\ J_C\ J_T\ J_O\ J_P$

 © 2020 Association canadienne de normalisation

où

J_G = coefficient d'action de groupe (voir l'article 12.2.2.3.4)

J_C = coefficient minimal relatif à la configuration (voir l'article 12.3.3)

J_T = coefficient d'épaisseur (voir le tableau 12.10)

J_O = coefficient d'orientation du connecteur par rapport au fil

= 1,00 pour installation en face d'élément

= 0,67 pour installation en bout et toutes les autres installations

J_P = coefficient de pénétration pour tire-fond (voir l'article 12.3.5)

$Q_u = q_u (K_D K_{SF} K_T)$

où

q_u = résistance latérale perpendiculaire au fil, kN (voir le tableau 12.13)

Tableau 12.12
Limites de résistance latérale parallèle au fil, p_u, par connecteur, kN
(Voir l'article 12.3.6.)

	Anneau fendu		Disque de cisaillement	
Groupe d'essences	**2 1/2 po**	**4 po**	**2 5/8 po**	**4 po**
Sapin de Douglas-mélèze	31	55	27	49
Pruche-sapin	27	49	24	44
Épinette-pin-sapin	23	45	23	42
Essences nordiques	21	42	22	40

Notes :

1) *Les résistances, pour les disques de 4 po, sont pour les boulons de 3/4 po. Pour les disques avec boulons de 7/8 po, les résistances peuvent être majorées de 25 %.*

2) *Si des plaques de jonction en bois sont utilisées avec les disques de 4 po, les résistances sont ramenées à 90 % des valeurs précisées au tableau.*

Tableau 12.13
Limites de résistance latérale perpendiculaire au fil, q_u, par connecteur, kN
(Voir l'article 12.3.6.)

	Anneau fendu		Disque de cisaillement	
Groupe d'essences	**2 1/2 po**	**4 po**	**2 5/8 po**	**4 po**
Sapin de Douglas-mélèze	22	42	23	35
Pruche-sapin	18	35	19	28
Épinette-pin-sapin	17	31	17	26
Essences nordiques	15	28	15	24

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.14
Résistance pondérée maximale par connecteur à disque de cisaillement, kN
(Voir l'article 12.3.6.)

Type de charge	Disque de cisaillement 2 5/8 po	Disque de cisaillement 4 po	
		Boulon 3/4 po	Boulon 7/8 po
Avec rondelles : aucune force portante sur la partie filetée du boulon	18	32	43
Force portante possible sur la partie filetée du boulon	16	28	38

12.4 Boulons et goujons

12.4.1 Généralités

Les règles de calcul précisées à l'article 12.4 visent les boulons ou les goujons métalliques dont les propriétés sont spécifiées dans une norme canadienne sur le calcul des matériaux.

12.4.2 Matériaux

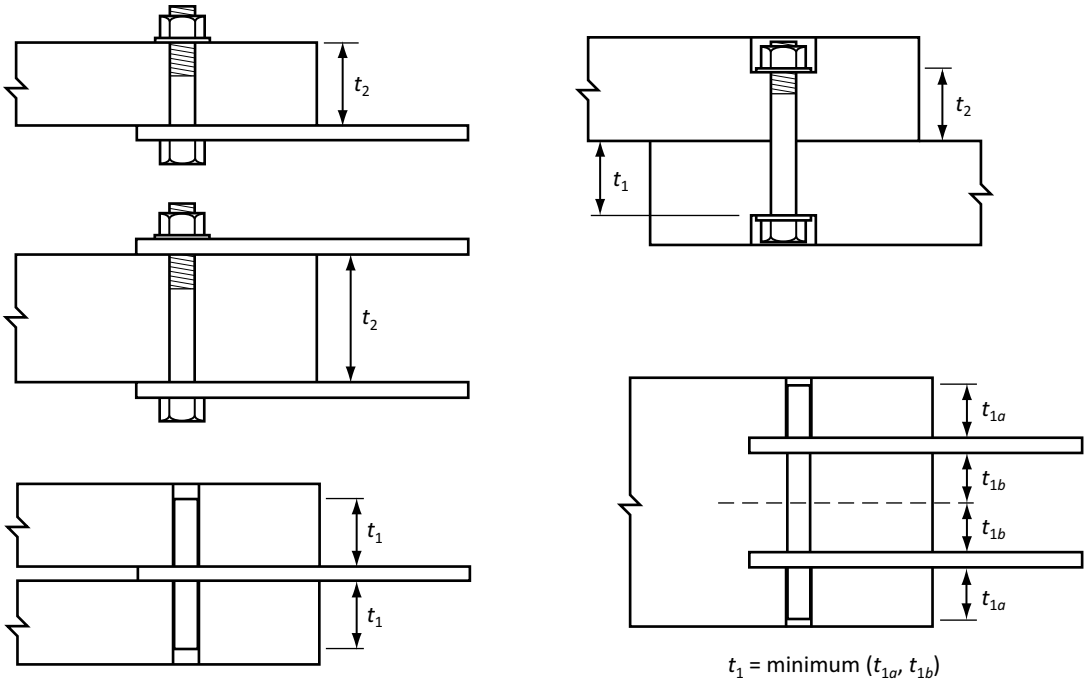
12.4.2.1 Éléments en bois

La résistance des éléments en bois d'un assemblage doit être déterminée conformément à l'article 12.4.4. La longueur d'appui des attaches dans les éléments en bois, t_i, doit être égale soit à celle de l'élément le plus mince, soit à celle de l'élément ayant la plus courte longueur d'appui, si cette derniere est plus petite, comme le montre la figure 12.4.

Note : *Les éléments latéraux devraient tous avoir la même épaisseur, afin d'éviter tout phénomène d'excentricité des charges.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 12.4
Longueur d'appui des attaches dans les éléments en bois
(Voir l'article 12.4.2.1.)



12.4.2.2 Plaques métalliques

Dans les assemblages constitués d'éléments en bois et de plaques métalliques, seules des plaques métalliques dont les caractéristiques techniques sont conformes à une norme canadienne sur le calcul des structures ou sur un matériau doivent être utilisées.

12.4.2.3 Béton ou maçonnerie

Un assemblage constitué d'un élément en bois fixé au béton ou à la maçonnerie doit être calculé comme assemblage à deux éléments au moyen des équations de l'article 12.4.4. L'élément en bois doit être considéré comme élément latéral. L'élément en béton ou en maçonnerie doit être considéré comme ayant une épaisseur égale à la profondeur de pénétration du boulon dans le béton ou la maçonnerie. Le béton ou la maçonnerie doivent avoir la résistance voulue pour résister aux charges appliquées.

12.4.3 Disposition des boulons et des goujons dans les assemblages

12.4.3.1 Composante de charge parallèle au fil

Dans un groupe d'attaches où la charge s'exerce parallèlement au fil, y compris les assemblages dans la face du panneau en bois lamellé-croisé, les espacements minimaux des attaches doivent être conformes aux valeurs précisées au tableau 12.15 (voir la figure 12.5).

 © 2020 Association canadienne de normalisation

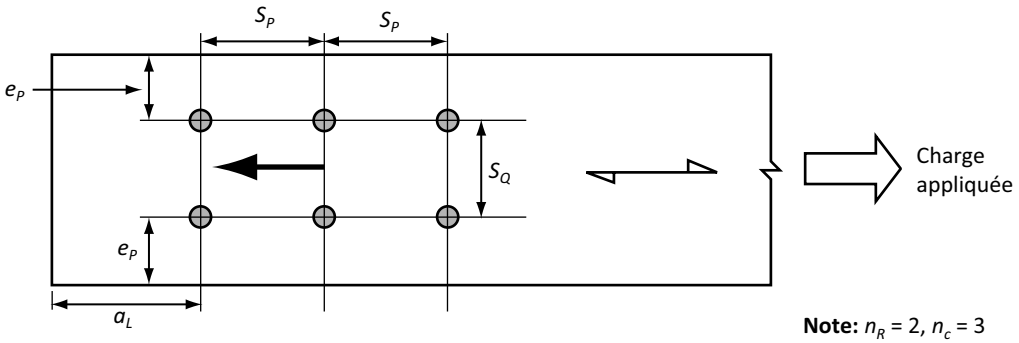
Tableau 12.15
Disposition des boulons ou des goujons dans un assemblage chargé parallèlement au fil
(Voir l'article 12.4.3.1.)

Notation	Dimension*	Espacement minimum
S_P	Espacement parallèle au fil	$4d_F$
S_Q	Espacement perpendiculaire au fil	$3d_F$
a	Distance de l'extrémité non chargée parallèle au fil	Maximum {$4d_F$, 50 mm}
a_L	Distance de l'extrémité chargée parallèle au fil	Maximum {$5d_F$, 50 mm}
e_P	Distance de l'extrémité non chargée perpendiculaire au fil	Maximum {$1{,}5d_F$, 1/2 S_Q}

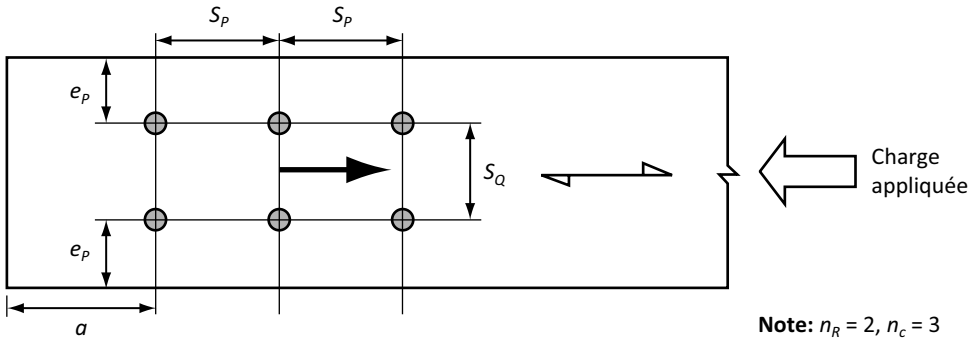
* *d_F = diamètre nominal de l'attache*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 12.5
Disposition des boulons ou des goujons dans un assemblage chargé parallèlement au fil
(Voir les articles 12.4.3.1 et 12.4.4.4.)



a) Élément en traction



b) Élément en compression

12.4.3.2 Composante de charge perpendiculaire au fil

Dans un groupe d'attaches où la charge s'exerce perpendiculairement au fil, y compris les assemblages dans la face du panneau en bois lamellé-croisé, les espacements minimaux des attaches doivent être conformes aux valeurs précisées au tableau 12.16 (voir la figure 12.6).

Δ **Tableau 12.16**
Disposition des boulons ou des goujons dans un assemblage chargé perpendiculairement au fil
(Voir l'article 12.4.3.2.)

Notation	Dimension*	Espacement minimum
S_P	Espacement parallèle au fil	$3d_F$
S_Q	Espacement perpendiculaire au fil	$3d_F$

(à suivre)

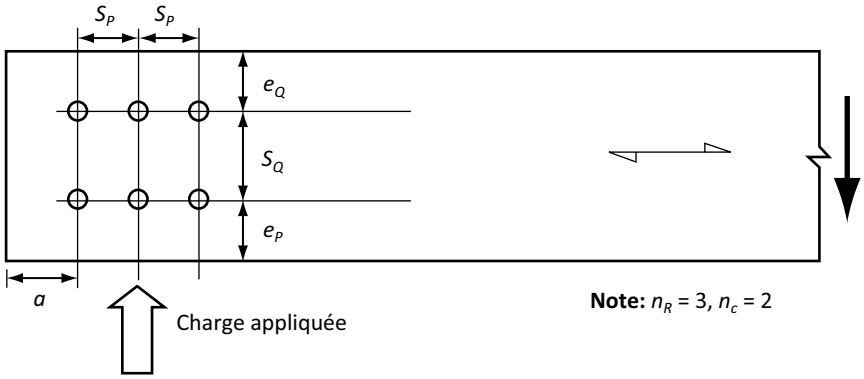
 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.16 (fin)

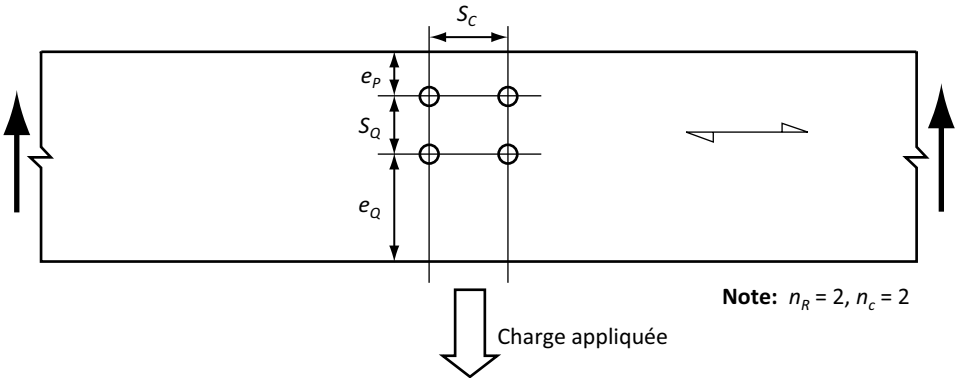
Notation	Dimension*	Espacement minimum
a	Distance d'extrémité parallèle au fil	Maximum {$4d_F$ ou 50 mm}
e_P	Distance de l'extrémité non chargée perpendiculaire au fil	$1{,}5d_F$
e_Q	Distance de l'extrémité chargée perpendiculaire au fil	$4d_F$

* d_F = *diamètre nominal de l'attache*

Figure 12.6
Disposition des boulons ou des goujons dans un assemblage chargé perpendiculairement au fil
(Voir l'article 12.4.3.2.)



a) Assemblage à l'extrémité de l'élément



b) Assemblage éloigné de l'extrémité de l'élément

12.4.3.3 Disposition des boulons ou des goujons dans la rive d'un panneau en bois lamellé-croisé

Dans un groupe d'attaches installées dans la rive d'un panneau en bois lamellé-croisé, les espacements minimaux des attaches doivent être conformes aux valeurs précisées au tableau 12.17 (voir la figure 12.7).

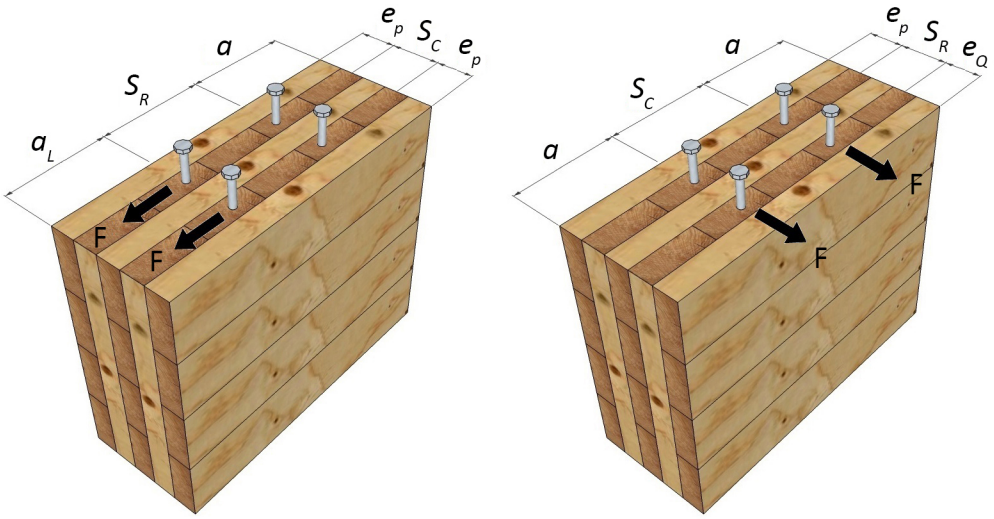
 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.17
Disposition des boulons ou des goujons dans la rive d'un panneau en bois lamellé-croisé
(Voir l'article 12.4.3.3.)

Notation	Dimension*	Espacement minimum
S_R	Espacement parallèle à la direction de la charge	$4d_F$
S_C	Espacement perpendiculaire à la direction de la charge	$3d_F$
a	Distance de l'extrémité non chargée	Maximum {$4d_F$, 50 mm}
a_L	Distance de l'extrémité chargée	Maximum {$5d_F$, 50 mm}
e_P	Distance de rive non chargée	$1{,}5d_F$
e_Q	Distance de rive chargée	$5d_F$

* d_F = *diamètre nominal de l'attache*

Figure 12.7
Disposition des attaches dans la rive des panneaux en bois lamellé-croisé
(Voir l'article 12.4.3.3.)



12.4.3.4 Distance maximale perpendiculaire au fil

À l'exception des assemblages dans les panneaux en bois lamellé-croisé, les files de boulons ou de goujons ne doivent pas être posées dans une même plaque de jonction en acier lorsque l'espacement des deux files extérieures dépasse 125 mm.

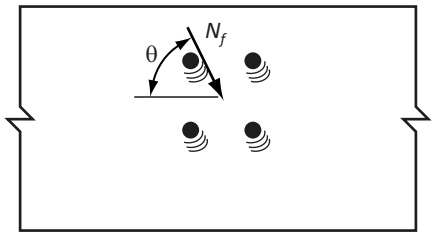
12.4.4 Résistance latérale

12.4.4.1 Modes de rupture possibles

Les assemblages doivent être calculés pour résister à tous les modes de rupture possibles de type ductile ou de type fragile des attaches et du matériau en cause comme illustré à la figure 12.8.

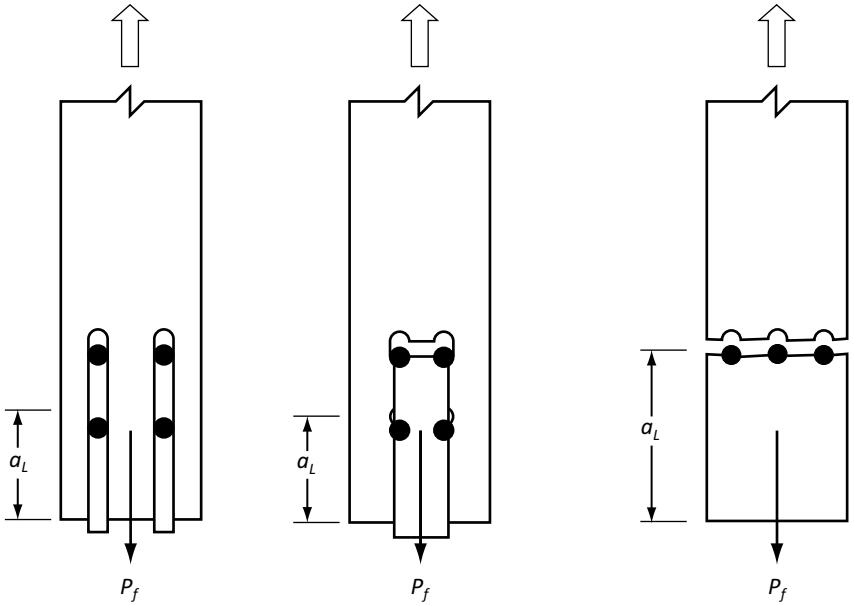
 © 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 12.8
Modes de rupture possibles
(Voir les articles 12.4.4.1 et 12.4.4.5.)



Rupture ductile

a) Toutes directions de charge

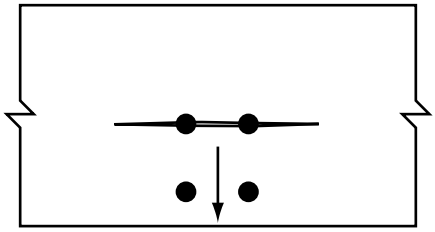


b) Parallèle au fil

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 12.8 (fin)



Q_f

Fendage

c) Perpendiculaire au fil

Note : *Il est possible qu'une rupture ductile découle d'un effort parallèle au fil, perpendiculaire au fil ou oblique par rapport au fil.*

Δ **12.4.4.2 Exigences**

Les assemblages doivent être calculés pour satisfaire aux exigences suivantes :

a) $N_f \leq N_r$

où

N_f = charge pondérée sur l'assemblage

N_r = résistance latérale ductile pondérée (voir l'article 12.4.4.3.1)

b) $P_f \leq P_r$

où

P_f = charge pondérée parallèle au fil

P_r = résistance pondérée parallèle au fil

= moindre des valeurs entre PR_{rT}, PG_{rT} et TN_{rT}

où

PR_{rT} = résistance pondérée au cisaillement de file (voir l'article 12.4.4.4)

PG_{rT} = résistance pondérée au déchirement de groupe (voir l'article 12.4.4.5)

TN_{rT} = résistance pondérée à la traction nette (voir l'article 12.4.4.6.1)

c) $Q_f \leq Q_r$

où

Q_f = charge pondérée perpendiculaire au fil

Q_r = QS_{rT}

où

QS_{rT} = résistance pondérée au fendage (voir l'article 12.4.4.7)

d) chargement à un angle θ par rapport au fil :

$$N_f \leq \frac{P_r\, Q_r}{P_r \sin^2\theta + Q_r \cos^2\theta}$$

où

© 2020 Association canadienne de normalisation

θ = angle entre la charge appliquée et la direction du fil

12.4.4.3 Résistance à la rupture ductile

12.4.4.3.1 Généralités

La résistance latérale ductile pondérée, N_r, d'un groupe d'attaches dans un assemblage est fonction du nombre de plans de cisaillement et doit être calculée comme suit :

$N_r = \phi_y \, n_u \, n_s \, n_F$

où

ϕ_y = coefficient de résistance à la rupture ductile

= 0,8

n_u = résistance latérale ductile unitaire, par plan de cisaillement, N (voir l'article 12.4.4.3.2)

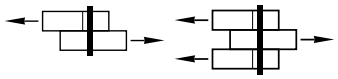
n_s = nombre de plans de cisaillement dans l'assemblage

n_F = nombre d'attaches dans l'assemblage

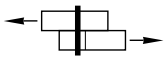
Δ **12.4.4.3.2 Résistance latérale ductile unitaire**

La résistance latérale ductile unitaire par plan de cisaillement, n_u, doit être la moindre des valeurs calculées à l'aide des formules a) à g). Pour les assemblages à deux éléments, seuls les alinéas a), b) et d) à g) doivent être considérés. Pour les assemblages à trois éléments, seules les formules a), c), d) et g) doivent être considérées. Dans le cas des assemblages à quatre éléments et plus, la résistance doit être déterminée en supposant que chaque élément fait partie d'une série d'assemblages à trois éléments.

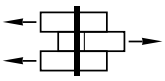
a) $f_1 d_F t_1$



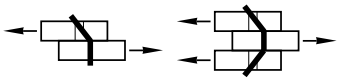
b) $f_2 d_F t_2$



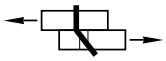
c) $\frac{1}{2} f_2 d_F t_2$



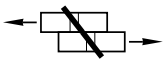
d) $f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_2}{(f_1 + f_2)} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{1}{5} \frac{t_1}{d_F} \right)$



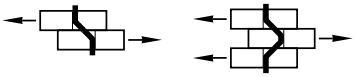
e) $f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_2}{(f_1 + f_2)} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{1}{5} \frac{t_2}{d_F} \right)$



f) $f_1 d_F^2 \frac{1}{5} \left(\frac{t_1}{d_F} + \frac{f_2}{f_1} \frac{t_2}{d_F} \right)$



g) $f_1 d_F^2 \sqrt{\frac{2}{3} \frac{f_2}{(f_1 + f_2)} \frac{f_y}{f_1}}$



où

d_F = diamètre nominal de l'attache, mm

t_1, t_2 = longueur d'appui des attaches dans les éléments 1 et 2, conformément à l'article 12.4.2.1, mm

f_1, f_2 = résistance à l'enfoncement des éléments 1 et 2 calculée selon l'article 12.4.4.3.3, l'élément 1 étant l'élément latéral, MPa

 © 2020 Association canadienne de normalisation

f_y = limite d'élasticité de l'attache en flexion, selon l'article 12.4.4.3.3.3, MPa

12.4.4.3.3 Résistance à l'enfoncement

Δ **12.4.4.3.3.1 Éléments en bois**

Dans le cas des attaches posées dans la face des éléments, la résistance à l'enfoncement $f_{i\theta}$, exprimée en MPa, doit être calculée comme suit :

$$f_{i\theta} = \frac{f_{ip} f_{iQ}}{f_{ip} \sin^2 \theta + f_{iQ} \cos^2 \theta} (K_D K_{SF} K_T)$$

où

$f_{i\theta}$ = résistance à l'enfoncement de l'élément i pour une tige orientée à un angle θ par rapport au fil

f_{iP} = résistance à l'enfoncement parallèle au fil (θ = 0°)

= $50\ G\ (1–0{,}01 d_F)\ J_X$

où

G = densité relative moyenne (voir le tableau A.11)

J_X = coefficient de correction pour les assemblages en bois lamellé-croisé

= 0,9 pour le bois lamellé-croisé

= 1,0 pour tous les autres cas

f_{iQ} = résistance à l'enfoncement perpendiculaire au fil (θ = 90°)

= $22\ G\ (1– 0{,}01 d_F)$

θ = angle d'effort par rapport au fil

K_D = coefficient de durée d'application de la charge, selon l'article 5.3.2

K_{SF} = coefficient de conditions d'utilisation, selon l'article 12.2.1.7.2

K_T = coefficient de traitement, selon l'article 12.2.1.7.3

Dans le cas des attaches posées dans la rive d'un panneau en bois lamellé-croisé, la résistance à l'enfoncement dans toutes les directions d'application de la charge, $f_{i\theta}$, ne doit pas être supérieure à $0{,}6\ f_{iQ}\ (K_D\ K_S\ K_T)$ des attaches posées perpendiculairement à la face du panneau.

Note : *Les valeurs de $f_{i\theta}$ s'appliquent à la totalité de la longueur d'appui de l'attache.*

12.4.4.3.3.2 Matériaux autres que le bois

La résistance à l'enfoncement, f_i, de matériaux autres que le bois doit être calculée comme suit :

a) acier :

$f_i = K_{sp}\ (\phi_{acier}/\phi_y)\ f_u$

où

K_{sp} = 3,0 pour l'acier doux visé par CSA S16

= 2,25 pour l'acier de faible épaisseur formé à froid visé par CSA S136

f_u = résistance ultime en traction de l'acier, MPa

Note : *La résistance en traction minimale prévue de l'acier, f_u, est précisée dans les normes pertinentes, p. ex.,*

a) *f_u = 400 MPa pour l'acier ASTM A36/A36M;*

b) *f_u = 450 MPa pour l'acier de nuances 300W et 350W de CSA G40.21; et*

c) *f_u = 310 MPa pour l'acier de faible épaisseur formé à froid de nuance SS 230.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

ϕ_{acier} = coefficient de résistance pour des plaques en acier utilisées dans des assemblages à l'aide de boulons et de goujons

= 0,8 pour l'acier doux visé par CSA S16

= 0,5 pour l'acier de faible épaisseur formé à froid visé par CSA S136

ϕ_y = coefficient de résistance à la rupture ductile dans le bois dans des assemblages à l'aide de boulons et de goujons

= 0,8

b) béton ou maçonnerie :
f_i = 125 MPa

12.4.4.3.3.3 Limite d'élasticité des goujons et des boulons

La limite d'élasticité d'un goujon ou d'un boulon, f_y, doit être calculée comme suit :

a) pour les attaches ASTM A307 et SAE J429, nuance 2 :
f_y = 310 MPa; ou

b) pour les autres attaches conformes à une norme CSA ou ASTM :

$$f_y = \frac{f_{ym} + f_{um}}{2}$$

où

f_{ym} = limite d'élasticité tirée des normes pertinentes sur les matériaux, MPa

f_{um} = contrainte de rupture tirée des normes pertinentes sur les matériaux, MPa

12.4.4.4 Résistance au cisaillement de file

La résistance totale pondérée au cisaillement, PR_{rT}, d'un assemblage doit être calculée comme la somme des résistances pondérées au cisaillement de file des éléments en bois qui résistent à la charge, comme suit :

$$PR_{rT} = \Sigma\ (PR_{r\,i})$$

La résistance totale pondérée au cisaillement des files d'attaches dans un élément en bois *i* doit être calculée comme suit :

$$PR_{ri} = \phi_w\ PR_{ij\,min}\ n_R$$

où

ϕ_w = coefficient de résistance à la rupture fragile

= 0,7

$PR_{ij\,min}$ = résistance minimale au cisaillement d'une file quelconque de l'assemblage, de PR_{i1} à PR_{inR}

n_R = nombre de files d'attaches

PR_{ij} = résistance au cisaillement de la file d'attaches *j* dans l'élément *i*, N

= $1{,}2\ f_v\ (K_D\ K_{Sv}\ K_T)\ K_{ls}\ t\ n_c\ a_{cr\,i}$

où

f_v = résistance en cisaillement longitudinal prévue de l'élément *i*, MPa

= valeur précisée aux tableaux 6.4, 6.6, 6.7 ou 7.2

= 0,6 × la valeur précisée au tableau 6.5

K_{ls} = coefficient relatif aux faces chargées de l'élément (voir la figure 12.9)

 © 2020 Association canadienne de normalisation

= 0,65 pour l'élément latéral

= 1,0 pour l'élément intérieur

t = épaisseur de l'élément i, mm

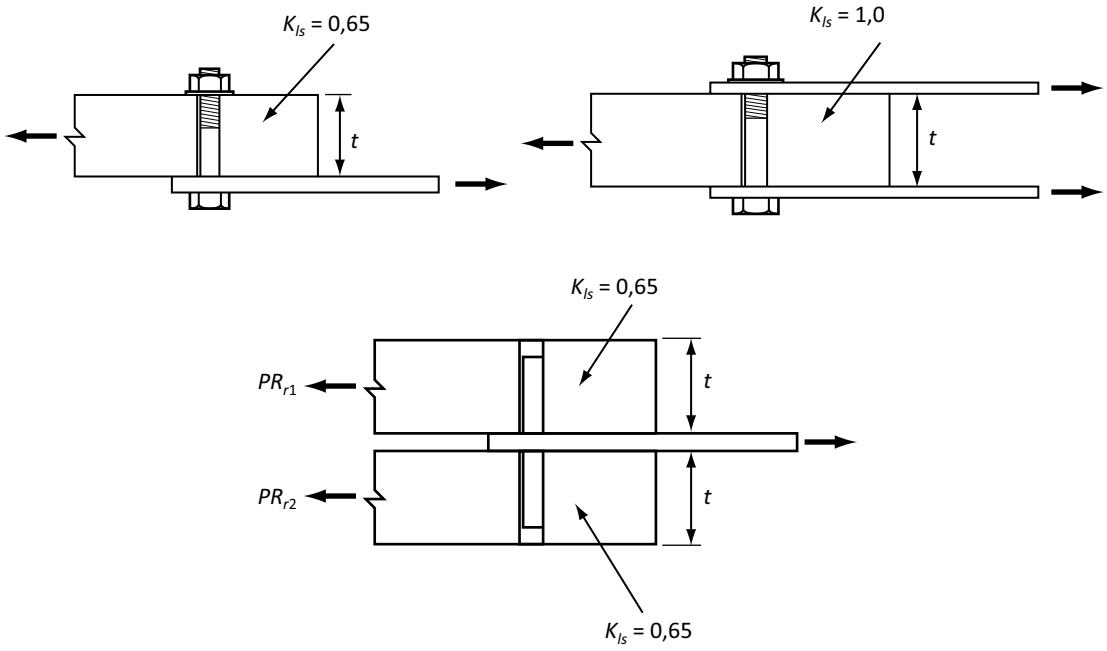
n_c = nombre d'attaches dans la file j de l'élément i

$a_{cr\,i}$ = moindre des valeurs de a_L et de S_P pour la file j de l'élément i, mm (voir la figure 12.5)

K_{Sv} = coefficient de conditions d'utilisation pour le cisaillement longitudinal (voir les tableaux 6.10 et 7.3)

La résistance au cisaillement de file de chaque élément doit être vérifiée individuellement. Pour le bois lamellé-croisé, il n'est pas nécessaire de tenir compte de la résistance au cisaillement de file.

Figure 12.9
Coefficient relatif aux faces chargées des éléments, K_{ls}
(Voir l'article 12.4.4.4.)



Δ 12.4.4.5 Résistance au déchirement de groupe

La résistance totale pondérée au déchirement de groupe, PG_{rT}, d'un assemblage doit être calculée comme la somme des résistances pondérées au déchirement de groupe des éléments en bois qui résistent à la charge, comme suit :

$$PG_{rT} = \Sigma\,(PG_{ri})$$

La résistance pondérée au déchirement de groupe de l'élément i, en bois, N, doit être calculée comme suit :

$$PG_{ri} = \phi_w[(PR_{i\,1} + PR_{inR})/2 + f_{ti}(K_D\,K_{St}\,K_T)\,A_{PGi}]$$

où

ϕ_w = coefficient de résistance à la rupture fragile

= 0,7

 © 2020 Association canadienne de normalisation

$PR_{i\,1}$ = résistance au cisaillement de l'élément *i* le long de la file 1 bordant le groupe d'attaches, N

= $1{,}2\, f_{vi}\, (K_D\, K_{Sv}\, K_T)\, K_{ls}\, tn_{c1}\, a_{cr1}$

PR_{inR} = résistance au cisaillement de l'élément *i* le long de la file n_R bordant le groupe d'attaches, N

= $1{,}2\, f_{vi}\, (K_D\, K_{Sv}\, K_T)\, K_{ls}\, tn_{cnR}\, a_{crnR}$

f_{ti} = résistance prévue en traction parallèle au fil de l'élément *i*, MPa

= valeur précisée au tableau 6.4, 6.6, ou 6.7

= valeur pour la section nette précisée au tableau 7.2

= 0,65 × les valeurs précisées au tableau 6.5

K_{St} = coefficient de conditions d'utilisation pour la traction parallèle au fil (voir les tableaux 6.10 et 7.3)

K_{Sv} = coefficient de conditions d'utilisation pour le cisaillement longitudinal (voir les tableaux 6.10 et 7.3)

A_{PGi} = aire nette critique perpendiculaire entre les files 1 et n_R de l'élément *i*, mm²

La résistance totale pondérée au déchirement de groupe de chaque élément en traction doit être vérifiée individuellement. Pour le bois lamellé-croisé, il n'est pas nécessaire de tenir compte de la résistance au déchirement de groupe. Il n'est pas nécessaire de tenir compte de la résistance au déchirement de groupe si la charge est appliquée de sorte que l'élément soit en compression (voir la figure 12.8).

Δ 12.4.4.6 Résistance à la traction nette

Δ 12.4.4.6.1 Généralités

La résistance totale pondérée à la traction nette, T_{NrT}, d'éléments en bois chargés parallèlement au fil, dans la zone d'un groupe d'attaches, doit être calculée comme suit :

$$T_{Nr\,T} = \Sigma T_{Nr\,i}$$

Le terme $T_{Nr\,i}$ de l'élément *i* dans la zone d'un groupe d'attaches doit être déterminé selon l'article 6.5.8 pour le bois de sciage et selon l'article 7.5.11 pour le bois lamellé-collé.

12.4.4.6.2 Section nette des éléments en bois au point d'assemblage

L'aire de la section déduite de la section brute ne doit pas dépasser 25 % de la section brute de l'élément conformément à l'article 5.3.8.

Δ 12.4.4.7 Résistance au fendage

La résistance totale pondérée au fendage, $QS_{r\,T}$, d'un assemblage doit être calculée comme la somme des résistances au fendage des éléments en bois qui résistent à la charge, comme suit :

$$QS_{r\,T} = \Sigma QS_{r\,I}$$

La résistance pondérée au fendage de l'élément *i*, en bois, N, doit être calculée comme suit :

$$QS_{ri} = \phi_w QS_i\, (K_D\, K_{SF}\, K_T)$$

où

ϕ_w = coefficient de résistance à la rupture fragile

= 0,7

© 2020 Association canadienne de normalisation

$$QS_i = 14t\sqrt{\frac{d_e}{1-\frac{d_e}{d}}}$$

où

t = épaisseur de l'élément, mm

d_e = hauteur effective de l'élément, mm

= $d–e_p$

où

d = hauteur de l'élément, mm

e_p = distance de la rive non chargée, mm

Il n'est pas nécessaire de tenir compte de la résistance au fendage dans le cas des attaches posées dans la face d'un panneau en bois lamellé-croisé et soumises à une charge perpendiculaire à la face du panneau, mais elle doit être vérifiée si les attaches sont posées dans la rive d'un panneau en bois lamellé-croisé.

Note : *Voir à l'article 12.2.1.6, le calcul de la résistance au cisaillement d'un élément en fonction de sa hauteur effective.*

12.4.5 Résistance axiale

Les boulons doivent être conçus pour résister à la composante de charge parallèle à leur axe. Les rondelles ou les plaques doivent être conçues pour résister à la composante de charge pondérée parallèle à l'axe des boulons. Les goujons ne doivent pas être conçus pour résister aux charges axiales.

12.4.6 Résistance latérale-axiale combinée

La résistance des boulons soumis à des charges latérale et axiale doit être vérifiée conformément à la norme canadienne pertinente de calcul des matériaux.

12.5 Goujons forcés

12.5.1 Généralités

Les exigences de calcul précisées à l'article 12.5 visent les ouvrages à claire-voie avec goujons forcés dont le diamètre est de 16 à 25 mm qui sont conformes à CSA G40.21 ou à ASTM A307.

12.5.2 Avant-trous

Le diamètre des avant-trous dans le bois doit être d'au moins 0,8 mm et d'au plus 1 mm plus petit que le diamètre des goujons forcés.

12.5.3 Pointes des goujons forcés

Le bout d'attaque des goujons forcés doit être taillé en biseau, effilé et de forme hémisphérique ou être autrement façonné pour pouvoir être enfoncé dans les avant-trous en causant le moins de dommage possible au bois.

12.5.4 Traction axiale

Les assemblages à goujons forcés ne doivent être utilisés que dans les cas où le poids de l'ouvrage ou un moyen d'ancrage empêche les goujons de subir des contraintes de traction axiales.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

12.5.5 Dimenions et disposition des goujons forcés dans les assemblages

12.5.5.1 Longueur des goujons forcés

La longueur des goujons forcés doit être égale à la somme des hauteurs des deux éléments juxtaposés, moins 15 mm. Chaque goujon doit être considéré comme n'ayant qu'un seul plan de cisaillement. La figure 12.10 montre un assemblage type à goujons forcés dans un ouvrage à claire-voie en bois.

12.5.5.2 Diamètre des goujons forcés

Le diamètre des goujons forcés ne doit pas dépasser un dixième de la largeur des éléments de bois dans l'assemblage.

12.5.5.3 Distances d'extrémité et de rive

Les distances d'extrémité et de rive doivent être d'au moins 2,5 fois le diamètre des tiges.

12.5.5.4 Espacement

L'espacement des goujons parallèle et perpendiculaire au fil doit être d'au moins quatre fois le diamètre des tiges.

Δ

12.5.6 Résistance latérale

La résistance latérale pondérée, P_r, Q_r, ou N_r, d'un assemblage à goujons forcés doit être égale ou supérieure à l'effet des charges pondérées et doit être calculée comme suit :

a) pour les charges parallèles au fil, P_r doit être égale à la moindre des valeurs entre 0,6 $PR_{r\,T}$, 0,6 $PG_{r\,T}$ et 0,6 $T_{Nr\,T}$;

b) pour les charges perpendiculaires au fil, Q_r doit être égal à 0,6 $QS_{r\,T}$; et

c) pour les charges à un angle θ par rapport au fil, N_r doit être calculée comme suit :

$$N_r = \frac{P_r\,Q_r}{P_r \sin^2\theta + Q_r \cos^2\theta}$$

où

$PR_{r\,T}$ = résistance pondérée au cisaillement de file (voir l'article 12.4.4.4)

$PG_{r\,T}$ = résistance pondérée au déchirement de groupe (voir l'article 12.4.4.5)

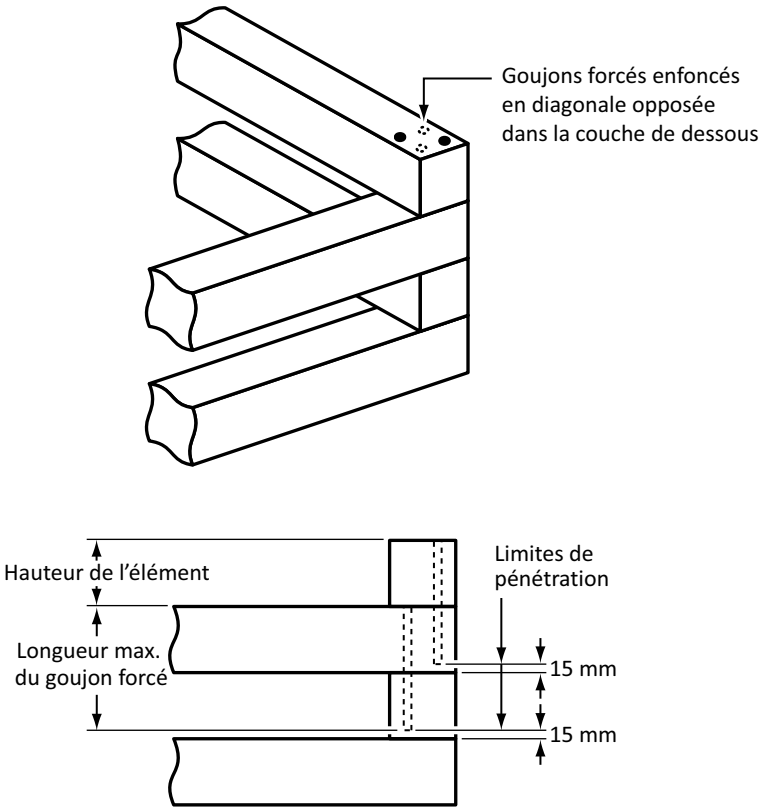
$T_{Nr\,T}$ = résistance pondérée à la traction nette (voir l'article 12.4.4.6)

$QS_{r\,T}$ = résistance pondérée au fendage (voir l'article 12.4.4.7)

Pour tout plan de cisaillement entre deux éléments en bois chevauchants, comme le montre la figure 12.10, il doit être considéré que seuls deux goujons résistent à l'effort tranchant.

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 12.10
Disposition des goujons forcés
(Voir les articles 12.5.5.1 et 12.5.6.)



12.6 Tire-fond

12.6.1 Généralités

12.6.1.1 Matériaux

Les exigences de calcul précisées à l'article 12.6 visent les assemblages de deux éléments réalisés au moyen de tire-fond conformes à ASME B18.2.1 et fait d'acier conforme ou supérieur aux propriétés énoncées dans ASTM A307 pour la nuance A ou dans SAE J429 pour la nuance 1.

Note : *Pour des informations sur l'utilisation d'autres attaches auto perçantes du type goujon, voir le* Commentaire du CCB sur CSA O86*.*

12.6.1.2 Réalisation des assemblages

Lors de l'insertion, la partie filetée des tire-fond doit être vissée à l'aide d'une clé ou d'un autre outil semblable et non plantée comme un clou. Les tire-fond ne doivent pas être trop serrés au moment de l'installation.

Note : *S'il est trop serré, le tire-fond n'offrira pas la résistance à l'arrachement prescrite dans cette norme.*

12.6.1.3 Lubrifiant d'assemblage

Le tire-fond ou l'avant-trou peut être lubrifié avec du savon ou un autre produit lubrifiant non à base de pétrole pour faciliter l'insertion et pour éviter d'endommager le tire-fond.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

12.6.1.4 Section nette des éléments en bois au point d'assemblage

L'aire de la section déduite de la section brute ne doit pas dépasser 25 % de la section brute de l'élément conformément à l'article 5.3.8.

12.6.2 Disposition des tire-fond dans les assemblages

12.6.2.1 Composante de charge parallèle au fil

Dans un groupe d'attaches où la charge s'exerce parallèlement au fil, y compris les assemblages dans la face du panneau en bois lamellé-croisé, les espacements minimaux des attaches doivent être conformes aux valeurs précisées au tableau 12.18 [voir la figure 12.11 a)].

Δ

Tableau 12.18
Disposition des tire-fond dans les assemblages chargés parallèlement au fil
(Voir l'article 12.6.2.1.)

Notation	Dimension*	Espacement minimum
S_P	Espacement parallèle au fil	$4d_F$
S_Q	Espacement perpendiculaire au fil	$2d_F$
a	Distance de l'extrémité non chargée parallèle au fil	Maximum {$4d_F$, 50 mm}
a_L	Distance de l'extrémité chargée parallèle au fil	Maximum {$7d_F$, 50 mm}
e	Distance de l'extrémité non chargée perpendiculaire au fil	Maximum {$1{,}5d_F$ ou 1/2 S_Q}

Note : *d_F = diamètre nominal du tire-fond.*

12.6.2.2 Composante de charge perpendiculaire au fil

Dans un groupe d'attaches où la charge s'exerce perpendiculairement au fil, y compris les assemblages dans la face du panneau en bois lamellé-croisé, les espacements minimaux des attaches doivent être conformes aux valeurs précisées au tableau 12.19 [voir la figure 12.11 b)].

Tableau 12.19
Disposition des tire-fond dans les assemblages chargés perpendiculairement au fil
(Voir l'article 12.6.2.2.)

Notation	Dimension*	Espacement minimum
S_P	Espacement parallèle au fil	
	si $t = 2d_F$	$2{,}5d_F$
	si $t \geq 6d_F$	$5d_F$
	si $2d_F < t < 6d_F$	par interpolation linéaire
S_Q	Espacement perpendiculaire au fil	$\max\begin{cases} 3d_F \\ S_P \text{ de l'élément attaché} \end{cases}$

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.19 (fin)

Notation	Dimension*	Espacement minimum
a	Distance de l'extrémité non chargée parallèle au fil	Maximum {$4d_F$, 50 mm}
e_P	Distance de l'extrémité non chargée perpendiculaire au fil	$1{,}5d_F$
e_Q	Distance de l'extrémité chargée perpendiculaire au fil	$4d_F$

Note : *d_F = diamètre nominal du tire-fond*

12.6.2.3 Disposition des tire-fond dans la rive d'un panneau en bois lamellé-croisé

Dans le cas des tire-fond dans la rive d'un panneau en bois lamellé-croisé, l'espacement minimum entre les attaches prescrit à l'article 12.4.3.3 doit être respecté.

12.6.2.4 Distance maximale perpendiculaire au fil

À l'exception des assemblages dans les panneaux en bois lamellé-croisé, les files de tire-fond ne doivent pas être posées dans une même plaque en acier d'un couvre-joint lorsque l'espacement des deux files extérieures dépasse 125 mm.

12.6.2.5 Avant-trous des tire-fond

Les trous des tire-fond percés dans les éléments en bois doivent être constitués d'un trou de dégagement et d'un avant-trou qui satisfont aux exigences suivantes :

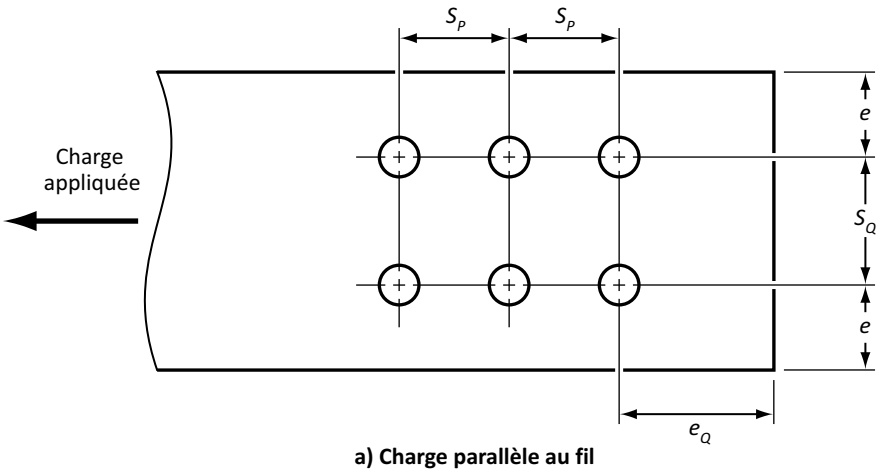
a) Le trou de dégagement pour la partie non filetée de la tige doit avoir le même diamètre, d_F, et la même profondeur que la longueur de pénétration de la partie non filetée de la tige.

b) L'avant-trou pour la partie filetée de la tige doit avoir un diamètre de $0{,}65d_F$ à $0{,}85d_F$ pour les bois de feuillus denses, de $0{,}60d_F$ à $0{,}75d_F$ pour le bois de sapin de Douglas-mélèze, et de $0{,}40d_F$ à $0{,}70d_F$ pour le bois des essences moins denses. Le plus grand diamètre d'avant-trou de chaque plage doit s'appliquer aux tire-fond de plus grand diamètre. La longueur de l'avant-trou doit correspondre à la portion filetée du tire-fond.

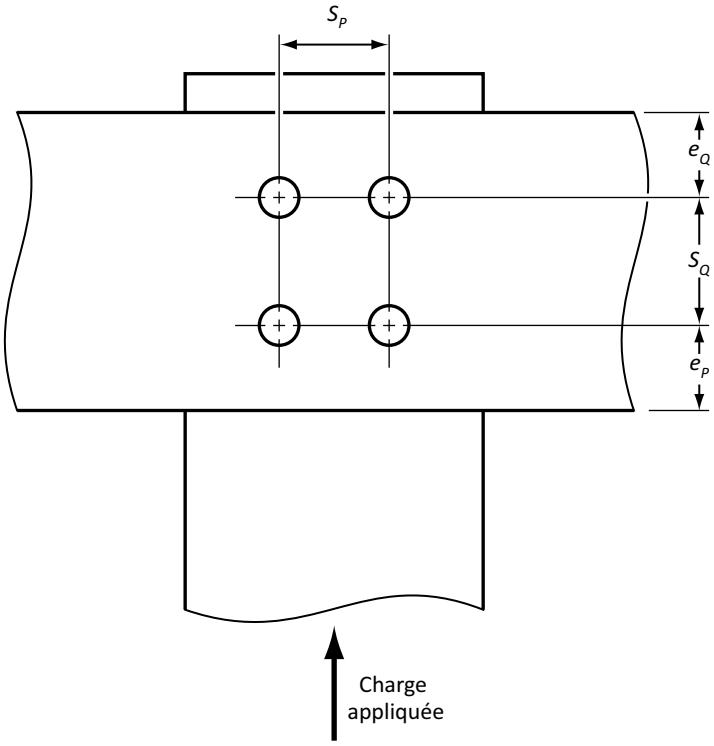
Note : *Les avant-trous pour la partie filetée ne sont pas obligatoires dans le cas de tire-fond d'au plus 10 mm de diamètre soumis à l'arrachement dans du bois dont la densité relative est $G \leq 0{,}5$, si les attaches sont disposées de manière à prévenir le fendage inhabituel.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 12.11
Disposition des tire-fond dans les assemblages
(Voir les articles 12.6.2.1 et 12.6.2.2.)



a) Charge parallèle au fil



b) Charge perpendiculaire au fil

12.6.3 Profondeur de pénétration des tire-fond

12.6.3.1 Profondeur de pénétration

Pour déterminer la profondeur de pénétration des tire-fond dans un élément, la longueur de la pointe effilée de la tige filetée ne doit pas être prise en compte.

© 2020 Association canadienne de normalisation

12.6.3.2 Profondeur maximale de pénétration

À moins de vérifier la résistance à la traction du tire-fond à la section nette (voir l'article 12.6.6.2), la profondeur maximale de pénétration de la tige filetée dans l'élément côté pointe (L_t à l'article 12.6.6.1) utilisée pour déterminer la résistance à l'arrachement ne doit pas être supérieure aux valeurs suivantes :

a) Sapin de Douglas-mélèze : $9d_F$;
b) Pruche-sapin $10d_F$;
c) Épinette-pin-sapin et essences nordiques : $11d_F$; et
d) Essences plus denses : en se basant sur la résistance à la traction des attaches (voir l'article 12.6.6.2).

Note : *Dans le cas des tire-fond soumis à une charge latérale, les mêmes limites de profondeur de pénétration peuvent être utilisées dans l'élément principal (t_2 à l'article 12.6.5.1.2), car accroître la longueur d'un tire-fond n'augmente ni la résistance ni la rigidité de l'assemblage.*

12.6.3.3 Profondeur minimale de pénétration

Dans le cas des tire-fond soumis à une charge latérale, la profondeur minimale de pénétration dans l'élément côté pointe (t_2 à l'article 12.6.5.1.2) ne doit pas être inférieure à $5d_F$.

12.6.4 Éléments latéraux

12.6.4.1 Éléments latéraux en bois

L'épaisseur des éléments latéraux en bois doit être au moins égale à $2d_F$.

12.6.4.2 Plaques de jonction en acier

Les contraintes induites dans la plaque de jonction en acier et aux points d'appui des attaches dans la plaque ne doivent pas être supérieures à la résistance de l'acier utilisé.

12.6.5 Résistance latérale

12.6.5.1 Face

12.6.5.1.1 Généralités

La résistance latérale pondérée, P_r, Q_r ou N_r, d'un assemblage de deux éléments réalisés au moyen de tire-fond doit être égale ou supérieure à l'effet des charges pondérées et doit être calculée comme suit :

a) pour les charges parallèles au fil :
$P_r = \phi\, P_u\, n_F\, J_G\, J_{PL}$
b) pour les charges perpendiculaires au fil :
$Q_r = \phi\, Q_u\, n_F\, J_G\, J_{PL}$
c) pour les charges à un angle θ par rapport au fil :

$$N_r = \frac{P_r Q_r}{P_r \sin^2\theta + Q_r \cos^2\theta}$$

où

ϕ = 0,6

P_u = $p_u\,(K_D\, K_{SF}\, K_T)$

p_u = résistance latérale unitaire aux charges parallèles au fil, N (voir l'article 12.6.5.1.2)

n_F = nombre d'attaches dans l'assemblage

 © 2020 Association canadienne de normalisation

J_G = coefficient d'action de groupe (voir les tableaux 12.2 et 12.3)

J_{PL} = coefficient de pénétration réduite

= 0,625 pour pénétration de $5d_F$ et 1,0 pour pénétration de $8d_F$ (pour obtenir les valeurs intermédiaires, procéder par interpolation linéaire)

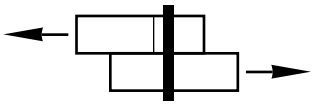
Q_u = q_u (K_D K_{SF} K_T)

q_u = résistance latérale unitaire aux charges perpendiculaires au fil, N (voir l'article 12.6.5.1.2)

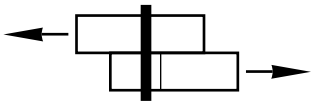
Δ 12.6.5.1.2 Résistance latérale unitaire

La résistance latérale unitaire, p_u ou q_u, doit être la valeur la plus faible parmi les suivantes :

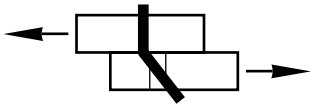
a) $f_1 d_F t_1$



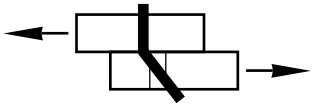
b) $f_2 d_F t_2$



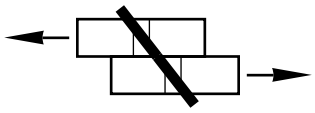
c) $f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_2}{(f_1 + f_2)} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{1}{5} \frac{t_1}{d_F} \right)$



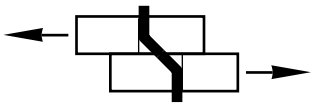
d) $f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_2}{(f_1 + f_2)} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{1}{5} \frac{t_2}{d_F} \right)$



e) $f_1 d_F^2 \frac{1}{5} \left(\frac{t_1}{d_F} + \frac{f_2}{f_1} \frac{t_2}{d_F} \right)$



f) $f_1 d_F^2 \sqrt{\frac{2}{3} \frac{f_2}{(f_1 + f_2)} \frac{f_y}{f_1}}$



où

d_F = diamètre nominal du tire-fond, mm

t_1 = épaisseur de l'élément latéral, mm (voir l'article 12.6.4)

t_2 = profondeur de pénétration dans l'élément principal, mm (voir l'article 12.6.3)

f_1 = résistance à l'enfoncement de l'élément latéral, MPa

f_2 = résistance à l'enfoncement de l'élément principal en bois, MPa

Pour les éléments latéraux en bois :

f_1 = $f_2 = 50G\ (1–0{,}01d_F)\ J_x$ lorsque les charges sont parallèles au fil

= $f_2 = 22G\ (1–0{,}01d_F)$ lorsque les charges sont perpendiculaires au fil

où

© 2020 Association canadienne de normalisation

G = densité relative moyenne (voir le tableau A.11)

J_x = 0,90 pour le bois lamellé-croisé

= 1,0 pour tous les autres cas

Pour les plaques de jonction en acier :

$f_1 = K_{sp}\,(\phi_{acier}/\phi_{bois})f_u$

où

K_{sp} = 3,0 pour l'acier doux visé par CSA S16

= 2,25 pour l'acier de faible épaisseur formé à froid visé par CSA S136

f_u = résistance ultime en traction de l'acier

Note : *La résistance en traction minimale prévue de l'acier, f_u, est précisée dans les normes pertinentes, p. ex., pour*

a) *f_u = 400 MPa pour l'acier ASTM A36/A36M;*
b) *f_u = 450 MPa pour l'acier de nuances 300W et 350W de CSA G40.21; et*
c) *f_u = 310 MPa pour l'acier de faible épaisseur formé à froid de nuance SS 230.*

ϕ_{acier} = coefficient de résistance pour l'élément en acier de l'assemblage à tire-fond

= 0,8 pour l'acier doux visé par CSA S16

= 0,5 pour l'acier de faible épaisseur formé à froid visé par CSA S136

ϕ_{bois} = coefficient de résistance pour l'élément en bois de l'assemblage à tire-fond

= 0,6

f_y = limite d'élasticité de l'attache en flexion, MPa

= 310 MPa pour les tire-fond conformes à la SAE J429 pour la nuance 1

12.6.5.2 Bout

La résistance latérale des tire-fond installés parallèlement au fil en bout de l'élément principal ne doit pas être supérieure aux deux tiers de la résistance latérale des tire-fond installés dans la face pour résister aux charges perpendiculaires au fil si l'assemblage est réalisé avec des plaques de jonction en bois. S'il est réalisé avec des plaques de jonction en acier, la résistance latérale ne doit pas être supérieure à la moitié de la résistance latérale des tire-fond installés sur la face pour résister aux charges perpendiculaires au fil de l'élément principal.

12.6.5.3 Rive d'un panneau en bois lamellé-croisé

La résistance latérale des tire-fond installés dans la rive d'un panneau en bois lamellé-croisé ne doit pas être supérieure aux deux tiers de la résistance latérale des tire-fond chargés perpendiculairement au fil des lamelles constituant la face du panneau, si l'assemblage est réalisé avec des plaques de jonction en bois, ou à la moitié si l'assemblage est réalisé avec des plaques de jonction en acier.

12.6.5.4 Déformation des assemblages

Quand il est nécessaire, lors du calcul, d'estimer la déformation latérale d'un assemblage à tire-fond, elle peut être evaluée conformément à l'article A.12.6.5.4.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

12.6.6 Résistance à l'arrachement

Δ **12.6.6.1 Généralités**

La résistance pondérée à l'arrachement, P_{rw}, d'un assemblage réalisé au moyen de tire-fond, doit être égale ou supérieure à l'effet des charges pondérées et doit être calculée comme suit :

$P_{rw} = \phi\ Y_w\ L_t\ n_F\ J_E$

où

ϕ = 0,6

Y_w = $y_w\ (K_D\ K_{SF}\ K_T)$

où

y_w = résistance prévue à l'arrachement, par millimètre de pénétration de la tige filetée dans l'élément principal, N/mm

= $59 d_F^{0,82} G^{1,77}\ J_X$

où

d_F = diamètre nominal du tire-fond, mm

G = densité relative moyenne de l'élément principal (voir le tableau A.11)

J_X = 0,9 pour le bois lamellé-croisé

= 1,0 pour tous les autres cas

L_t = profondeur de pénétration de la partie filetée de la tige dans l'élément principal, mm (voir l'article 12.6.3)

n_F = nombre d'attaches dans l'assemblage

J_E = coefficient relatif aux tire-fond dans le bois de bout

= 0,75 pour le bois de bout

= 0,67 pour la rive d'un panneau en bois lamellé-croisé

= 1,00 pour tous les autres cas

Note : *L'utilisation des tire-fond dans le bois de bout devrait être évitée.*

12.6.6.2 Résistance à la traction du tire-fond

La résistance à la traction du tire-fond à la section nette ne doit pas être dépassée. La résistance à la traction prescrite du tire-fond, f_u, doit être d'au moins 410 MPa.

12.7 Rivets pour bois

Note : *Les rivets pour bois sont aussi appelés « rivets pour bois lamellé-collé » ou « rivets » dans les articles suivants.*

12.7.1 Généralités

12.7.1.1 Rivets pour bois avec plaques de jonction en acier

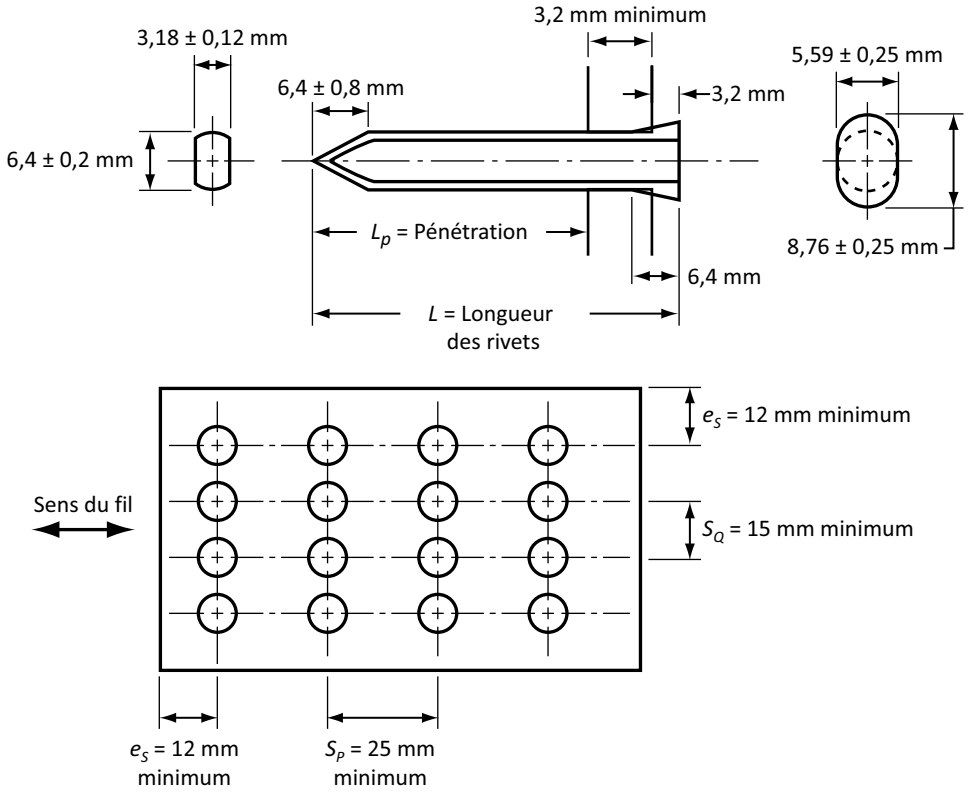
Les méthodes de calcul et les résistances énoncées à l'article 12.7 supposent l'utilisation de rivets et de plaques de jonction en acier conformes aux exigences suivantes :

a) les rivets sont fabriqués pour obtenir les propriétés suivantes :
   i) dureté : Rockwell C32-39;
   ii) résistance ultime en traction : minimum 1000 MPa; et
   iii) fini : galvanisation à chaud; et

 © 2020 Association canadienne de normalisation

b) plaques de jonction en acier conformes à CSA G40.21 ou à ASTM A36/A36M; et
c) dimensions des rivets et des plaques de jonction en acier conformes aux valeurs données à la figure 12.12.

Figure 12.12
Plaques de jonction en acier pour rivets pour bois
(Voir les articles 12.7.1.1, 12.7.3.3 et A.12.7.3.3.1 et le tableau 12.21.)



Notes :
1) *Diamètre des trous : minimum 6,4 mm, maximum 7,0 mm*
2) *Tolérance de positionnement des trous : maximum 3 mm dans n'importe quelle direction.*
3) *Grand axe de la tête des rivets orienté parallèlement au fil, peu importe l'orientation de la plaque.*
4) *Dimensions mesurées avant galvanisation, mm.*

12.7.1.2 Plaques de jonction en acier en milieu humide

Les plaques de jonction en acier utilisées en milieu humide doivent être galvanisées par immersion à chaud.

12.7.1.3 Éléments en bois

Les critères de calcul des assemblages à rivets pour bois décrits à l'article 12.7 doivent viser uniquement les rivets conformes à l'article 12.7.1.1, chargés en cisaillement simple ou en arrachement, et utilisés avec des plaques de jonction en acier sur des éléments en bois lamellé-collé des groupes sapin de Douglas-mélèze ou épinette-pin tordu-pin gris fabriqués conformément à CAN/CSA-O122 ou sur des éléments en bois d'œuvre d'au moins 64 mm d'épaisseur.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

12.7.1.4 Section des plaques de jonction en acier

La section des plaques de jonction en acier doit être calculée pour résister aux efforts de traction et de compression ainsi qu'au flambage aux sections critiques, mais ne doit pas être inférieure à 3,2 mm d'épaisseur.

12.7.1.5 Installation des rivets pour bois

Les rivets doivent être placés de façon que l'axe principal de leur section soit parallèle au fil. Les critères de calcul de l'article 12.7 supposent que les rivets sont introduits dans des trous ronds pratiqués dans les plaques de jonction, de manière que la tête conique des rivets soit bien assise; toutefois, les rivets ne doivent pas affleurer la surface de la plaque.

Note : *Les rivets périphériques devraient être introduits en premier; les autres rivets devraient ensuite être posés en spirale, en allant de l'extérieur vers le centre du groupe.*

12.7.2 Disposition des rivets pour bois dans les assemblages

12.7.2.1 Espacement minimal

L'espacement minimal des rivets pour bois perpendiculaire au fil doit être de 15 mm et l'espacement minimal parallèle au fil, de 25 mm.

12.7.2.2 Distances minimales d'extrémité et de rive

Les distances minimales de rive et d'extrémité (voir figure 12.13) doivent être conformes au tableau 12.20.

Tableau 12.20
Distances minimales de rive et d'extrémité des assemblages à rivets pour bois
(Voir l'article 12.7.2.2 et la figure 12.13.)

	Distance minimale d'extrémité, mm		Distance minimale de rive, mm	
Nombre de files de rivets, n_R	**Charge parallèle au fil, a_L**	**Charge perpendiculaire au fil, a**	**Rive non chargée, e_P**	**Rive chargée, e_Q**
1 à 2	75	50	25	50
3 à 8	75	75	25	50
9 à 10	100	80	25	50
11 à 12	125	100	25	50
13 à 14	150	120	25	50
15 à 16	175	140	25	50
17 et plus	200	160	25	50

12.7.2.3 Pénétration des rivets pour bois

La profondeur de pénétration maximale des rivets ne doit pas dépasser 70 % de l'épaisseur de l'élément en bois, même si une seule de ses faces est rivetée. Sauf dans les cas prévus à l'article 12.7.2.4

 © 2020 Association canadienne de normalisation

concernant les assemblages à rivets introduits depuis les faces opposées d'un élément en bois, la longueur des rivets doit être telle que les pointes des faces opposées ne se chevauchent pas.

12.7.2.4 Chevauchement des rivets pour bois

Dans les assemblages où les pointes des rivets des faces opposées d'un élément en bois se chevauchent, les exigences concernant l'espacement minimal prévu à l'article 12.7.2.1 doivent être appliquées à la distance entre les pointes des rivets. La résistance latérale totale de l'assemblage doit être calculée conformément à l'article 12.7.3, en supposant qu'il s'agit d'un assemblage à rivets pour une seule face et que

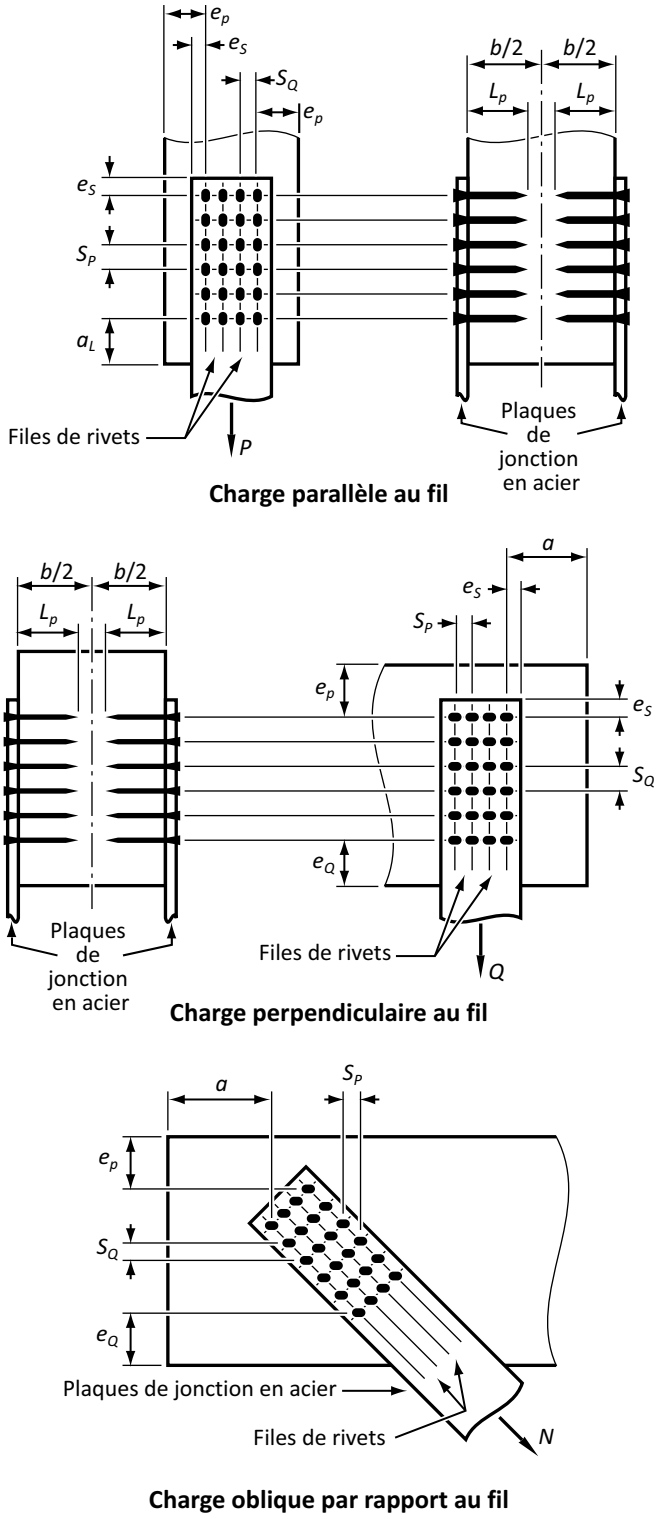
a) le nombre de rivets dans une plaque égale le nombre total de rivets de l'assemblage; et
b) S_p et S_Q sont les distances entre les pointes des rivets.

12.7.2.5 Distance maximale perpendiculaire au fil

Dans le cas d'assemblages de bois d'œuvre en milieu humide, la dimension maximale d'un groupe de rivets, perpendiculairement au fil, ne doit pas dépasser 200 mm.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 12.13
Distances de rive et d'extrémité des assemblages à rivets pour bois
(Voir les articles 12.7.2.2 et A.12.7.3.3.)



© 2020 Association canadienne de normalisation

12.7.3 Résistance latérale

12.7.3.1 Généralités

Un joint à rivets pour bois (une plaque de jonction en acier avec les rivets correspondants) introduits sur la face doit être calculé pour que sa résistance latérale pondérée soit égale ou supérieure à l'effet des charges pondérées sur l'assemblage.

Note : *La résistance de ces rivets pour les charges latérales est régie soit par la rupture ductile des rivets, soit par rupture fragile du bois.*

12.7.3.2 Résistance latérale pondérée, parallèle au fil

Pour les charges parallèles au fil, la résistance latérale pondérée, P_r, du joint à rivets pour bois doit être calculée comme suit :

$P_r = \phi P_u H$

où

ϕ = 0,6

P_u = résistance latérale unitaire parallèle au fil, kN (voir l'article 12.7.3.3)

H = coefficient relatif au matériau

= 1,00 pour le bois lamellé-collé en sapin de Douglas-mélèze

= 0,80 pour le bois lamellé-collé en épinette-pin tordu-pin gris

= 0,50 pour le bois d'œuvre en sapin de Douglas-mélèze

= 0,45 pour le bois d'œuvre en pruche-sapin

= 0,40 pour le bois d'œuvre en épinette-pin-sapin

= 0,35 pour le bois d'œuvre d'essences nordiques

12.7.3.3 Résistance latérale unitaire, parallèle au fil

La résistance latérale unitaire parallèle au fil, P_u, par joint, doit être la plus faible des valeurs entre P_y et P_w, calculées comme suit :

$P_y = (1{,}09 L_p^{0{,}32} n_R n_C) J_Y (K_{SF} K_T)$ pour la résistance des rivets

$P_w = p_w (K_D K_{SF} K_T)$ pour la résistance du bois

où

L_p = profondeur de pénétration, mm (voir la figure 12.12)

= (longueur totale du rivet) – (épaisseur de la plaque) – 3,2

n_R = nombre de files de rivets parallèles au sens de la charge

n_C = nombre de rivets par file

J_Y = coefficient relatif à la plaque de jonction

= 1,00 pour une plaque de jonction de 6,4 mm et plus d'épaisseur

= 0,90 pour une plaque de jonction de 4,7 mm et plus, mais moins de 6,4 mm d'épaisseur

= 0,80 pour une plaque de jonction de 3,2 mm et plus, mais moins de 4,7 mm d'épaisseur

 © 2020 Association canadienne de normalisation

p_w = résistance latérale unitaire prévue par joint, parallèle au fil, kN (voir le tableau 12.21), en utilisant l'épaisseur de l'élément de bois comme dimension d'élément précisée au tableau 12.21 pour les assemblages à plaques de jonction en acier sur les faces opposées, ou deux fois cette épaisseur pour les assemblages à une seule plaque de jonction

Note : *La valeur de p_w peut également être calculée conformément à l'article A.12.7.3.3.1.*

12.7.3.4 Résistance latérale pondérée, perpendiculaire au fil

Pour les charges perpendiculaires au fil, la résistance latérale pondérée, Q_r, du joint à rivets pour bois doit être calculée comme suit :

$Q_r = \phi\ Q_u\ H$

où

ϕ = 0,6

Q_u = résistance latérale unitaire perpendiculaire au fil, kN (voir l'article 12.7.3.5)

H = coefficient relatif au matériau (voir l'article 12.7.3.2)

12.7.3.5 Résistance latérale unitaire, perpendiculaire au fil

La résistance latérale unitaire perpendiculaire au fil, Q_u, par joint, doit être la plus faible des valeurs entre Q_y et Q_w, calculées comme suit :

$Q_y = (0{,}62 L_p^{0{,}32}\ n_R\ n_C)\ J_Y\ (K_{SF}\ K_T)$ pour la résistance des rivets

$Q_w = (q_w\ L_p^{0{,}8} C_t)(K_D\ K_{SF}\ K_T)$ pour la résistance du bois

où L_p, n_R, n_C, J_Y sont conformes aux valeurs précisées à l'article 12.7.3.3

q_w = résistance latérale unitaire prévue par joint, perpendiculaire au fil, kN (voir le tableau 12.22)

C_t = coefficient relatif à la configuration des joints à rivets pour bois (voir le tableau 12.23)

Note : *Les valeurs de q_w et de C_t peuvent également être calculées conformément à l'article A.12.7.3.3.2.*

12.7.3.6 Résistance latérale pondérée, à un angle par rapport au fil

Pour les charges qui s'exercent à un angle, θ, par rapport au fil, la résistance latérale pondérée, N_r, du joint à rivets pour bois doit être calculée comme suit :

$$N_r = \frac{P_r Q_r}{P_r \sin^2\theta + Q_r \cos^2\theta}$$

où

P_r = résistance latérale pondérée parallèle au fil (voir l'article 12.7.3.2)

Q_r = résistance latérale pondérée perpendiculaire au fil (voir l'article 12.7.3.4)

12.7.3.7 Bois de bout

Lorsque des rivets pour bois sont installés en bout d'un élément parallèlement au fil, la résistance latérale pondérée du joint doit être limitée à 50 % de celle des rivets installés dans la face soumis à une charge perpendiculaire au fil. Lorsque les rivets pour bois sont installés à un angle intermédiaire par rapport au fil en bout d'un élément, la résistance latérale pondérée peut être augmentée linéairement, depuis la valeur calculée pour la résistance des rivets parallèles au fil en bout d'un élément, jusqu'à 100 % de la valeur de résistance parallèle ou perpendiculaire au fil d'un joint à rivets installés dans la face de l'élément.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

12.7.4 Résistance à l'arrachement

12.7.4.1 Durée d'application de charge

L'emploi de rivets pour bois chargés en arrachement ne doit être permis que dans des conditions d'utilisation en milieu sec et pour des durées d'application courte et normale de la charge.

12.7.4.2 Résistance à l'arrachement de la face d'un élément

La résistance pondérée à l'arrachement, de la face d'un élément, P_{rw}, d'un assemblage réalisé au moyen de rivets pour bois, doit être égale ou supérieure à l'effet des charges pondérées et doit être calculée comme suit :

$P_{rw} = \phi\ Y_w\ L_p\ n_R\ n_C$

où

ϕ = 0,6

Y_w = $y_w\ (K_{SF}\ K_T)$

où

y_w = résistance prévue à l'arrachement, par millimètre de pénétration du rivet, N/mm

= 13 pour le bois lamellé-collé

= 7 pour le bois de sciage

L_p, n_R et n_C sont conformes à l'article 12.7.3.3.

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21
Valeurs de $p_{w,}$, kN, parallèle au fil pour des joints à rivets pour bois
Rivets de 40 mm — espacements : S_p = 25 mm; S_Q = 25 mm

(Voir les articles 12.7.3.3 et A.12.7.3.3.1.)

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
80	2	24	56	88	125	160	195	225	260	290	330
	4	35	74	110	155	200	240	270	310	350	390
	6	46	92	135	185	240	280	320	360	410	460
	8	58	108	160	215	270	320	370	410	460	520
	10	68	125	180	245	310	370	410	460	510	580
	12	76	140	205	270	340	400	450	510	570	640
	14	84	155	220	300	370	440	490	560	630	710
	16	88	170	245	320	410	480	530	600	680	770
	18	98	185	270	350	430	510	570	640	730	810
	20	104	205	280	370	460	540	600	680	770	850
130	2	31	62	72	88	112	130	150	180	235	290
	4	44	80	92	108	135	160	180	215	260	310
	6	60	98	112	130	165	190	215	250	310	360
	8	76	116	130	150	190	215	245	280	340	390
	10	88	135	150	175	215	245	270	310	370	440
	12	100	150	170	195	240	270	300	350	410	480
	14	108	170	185	215	260	300	330	380	450	520
	16	114	185	205	235	290	330	360	410	500	580
	18	125	200	225	250	310	350	390	450	540	610
	20	135	220	240	270	330	380	420	490	590	660
175	2	34	58	66	80	104	120	140	170	215	270

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21 (fin)

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
		2	**4**	**6**	**8**	**10**	**12**	**14**	**16**	**18**	**20**
	4	50	74	84	100	125	150	170	200	245	290
	6	66	90	102	120	150	175	200	235	280	330
	8	84	108	120	140	175	200	225	260	310	360
	10	98	125	140	160	200	225	250	290	350	410
	12	110	140	155	180	220	250	280	330	390	450
	14	120	155	175	200	245	280	310	360	420	490
	16	125	170	190	215	270	300	330	390	460	540
	18	140	185	205	235	290	330	360	420	510	570
	20	150	205	225	250	310	350	390	460	550	620
215 et plus	2	34	56	66	80	102	118	135	165	215	270
	4	50	72	84	98	125	145	165	195	240	290
	6	66	90	100	118	150	170	195	230	280	320
	8	84	106	118	140	170	195	225	260	310	350
	10	98	120	135	155	195	225	250	290	340	400
	12	110	135	155	175	215	250	270	320	380	440
	14	120	155	170	195	240	270	300	350	410	480
	16	125	170	185	210	260	300	330	380	460	530
	18	140	185	200	230	280	320	360	410	500	560
	20	150	200	220	245	300	350	390	450	540	610

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21A
Rivets de 40 mm — espacements : S_p = 40 mm; S_Q = 25 mm

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
80	2	27	64	100	140	185	225	260	300	340	380
	4	40	86	125	175	225	280	320	360	400	450
	6	52	106	155	215	270	330	370	410	470	530
	8	66	125	185	245	310	370	430	470	520	590
	10	76	145	210	280	350	420	480	530	590	660
	12	86	160	235	310	390	460	530	590	650	730
	14	94	180	250	340	420	510	580	640	720	810
	16	100	195	280	370	460	550	620	700	780	880
	18	110	215	310	400	490	590	670	740	830	930
	20	118	235	330	420	520	620	710	790	870	970
130	2	35	66	82	106	145	180	225	290	390	490
	4	50	94	118	150	205	250	310	380	500	590
	6	68	120	150	185	250	310	380	470	610	690
	8	86	150	180	225	300	370	450	540	680	770
	10	100	175	210	260	350	420	510	610	760	860
	12	112	200	240	290	390	480	560	690	840	950
	14	125	225	270	320	430	530	620	760	930	1050
	16	130	250	300	360	430	580	680	830	1010	1140
	18	145	270	320	390	520	630	750	910	1090	1210
	20	150	290	350	420	560	680	810	990	1140	1270
175	2	39	60	76	98	135	170	205	260	360	480
	4	56	88	110	135	190	235	280	350	470	590
	6	76	114	140	175	235	290	350	440	570	710

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21A (fin)

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
	8	96	140	170	205	280	340	410	500	650	790
	10	110	160	195	240	320	390	470	570	730	910
	12	125	185	225	270	360	440	520	640	810	1010
	14	135	210	250	300	400	490	580	710	900	1110
	16	145	230	280	330	440	540	630	770	990	1230
	18	160	250	300	360	480	580	700	850	1090	1310
	20	170	270	330	390	520	630	760	920	1190	1400
215 et plus	2	39	60	74	96	130	165	205	260	360	480
	4	56	86	108	135	185	230	280	350	460	580
	6	76	112	135	170	235	290	350	430	560	700
	8	96	135	165	205	280	340	410	500	640	780
	10	110	160	190	235	320	380	470	560	710	890
	12	125	180	220	260	360	440	510	630	800	1000
	14	135	205	245	300	400	480	570	700	880	1090
	16	145	225	270	320	430	530	620	760	980	1210
	18	160	250	290	360	470	570	680	830	1080	1290
	20	170	270	320	380	510	620	740	910	1170	1410

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21B
Rivets de 40 mm — espacements : S_p = 25 mm; S_Q = 15 mm

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R				
		2	**4**	**6**	**8**	**10**
80	2	21	34	48	68	92
	4	31	44	60	86	114
	6	39	54	74	104	140
	8	46	64	88	120	160
	10	54	74	102	140	180
	12	62	84	116	155	205
	14	70	94	130	170	225
	16	78	104	140	190	245
	18	86	114	155	205	260
	20	92	125	165	220	290
130	2	24	34	46	66	86
	4	31	42	60	82	106
	6	39	54	74	98	130
	8	46	64	88	116	150
	10	54	74	100	130	170
	12	62	84	114	145	186
	14	70	94	125	165	205
	16	78	104	140	180	225
	18	86	114	150	195	245
	20	94	125	165	210	260
175 et plus	2	24	34	46	64	84
	4	31	42	60	80	104
	6	39	54	74	96	125

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21B (fin)

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R				
		2	**4**	**6**	**8**	**10**
	8	46	64	86	114	145
	10	54	74	100	130	165
	12	62	84	112	145	180
	14	70	94	125	160	200
	16	78	104	140	175	220
	18	86	114	150	190	235
	20	94	125	160	205	250

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21C
Rivets de 65 mm — espacements : S_p = 25 mm; S_Q = 25 mm

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
130	2	27	64	98	140	180	220	250	290	330	370
	4	39	84	125	175	225	270	310	350	390	440
	6	52	104	150	210	270	320	360	410	460	520
	8	66	120	180	245	310	360	410	460	520	580
	10	76	140	205	280	350	410	460	520	580	650
	12	86	155	230	310	390	450	510	570	640	720
	14	94	175	250	340	420	500	560	630	710	800
	16	98	195	280	360	460	540	600	680	770	860
	18	110	210	300	390	490	570	650	720	820	920
	20	116	230	320	420	520	610	680	770	860	960
175	2	31	74	114	160	210	250	300	340	380	430
	4	44	96	145	200	260	310	350	400	460	520
	6	60	120	175	240	300	340	390	440	530	600
	8	76	140	210	270	330	370	420	480	560	640
	10	88	165	240	300	360	410	450	510	600	690
	12	100	180	270	320	390	440	480	550	640	740
	14	110	205	290	350	420	470	510	590	680	780
	16	114	225	320	370	450	500	540	620	730	840
	18	125	245	350	400	470	530	580	660	790	870

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21C (suite)

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
	20	135	270	370	420	500	560	610	700	830	930
215	2	35	82	125	160	205	235	270	320	410	490
	4	50	108	150	180	220	260	290	330	410	480
	6	68	135	170	200	250	280	320	370	440	510
	8	86	160	195	225	280	310	350	390	470	530
	10	100	185	215	245	300	340	370	420	500	580
	12	112	205	240	270	320	370	400	460	540	620
	14	120	225	260	290	350	390	430	490	570	650
	16	130	245	280	310	370	420	450	520	610	710
	18	145	270	290	330	390	440	480	550	660	730
	20	150	280	310	350	420	470	510	590	700	780
265	2	39	90	118	145	185	215	245	290	370	460
	4	56	112	135	160	200	235	260	300	370	440
	6	76	135	160	185	225	260	290	340	400	470
	8	96	155	180	205	250	280	310	360	430	480
	10	110	175	200	225	270	310	340	390	460	530
	12	125	195	215	245	300	330	360	420	490	570
	14	135	215	235	260	320	360	390	450	520	600
	16	145	230	250	280	340	380	410	470	560	650
	18	160	250	270	300	360	400	440	510	600	670

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21C (fin)

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
		2	**4**	**6**	**8**	**10**	**12**	**14**	**16**	**18**	**20**
	20	170	260	290	320	380	430	470	540	640	720
315 et plus	2	40	88	114	140	180	205	235	280	360	450
	4	60	110	130	155	195	225	250	290	360	420
	6	80	130	155	175	215	245	280	320	380	440
	8	100	150	170	195	240	270	300	340	410	460
	10	116	170	190	215	260	290	320	370	430	500
	12	130	185	205	230	280	320	350	400	470	540
	14	145	205	225	250	300	340	370	430	500	570
	16	150	220	240	270	320	360	390	450	540	620
	18	170	240	260	290	340	380	420	480	580	640
	20	175	250	270	300	360	410	450	520	620	690

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21D
Rivets de 65 mm — espacements : S_p = 40 mm; S_Q = 25 mm

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
130	2	31	72	114	160	205	250	300	340	380	430
	4	44	96	145	200	260	310	360	400	450	510
	6	60	120	175	240	310	370	420	470	530	600
	8	74	140	205	280	350	420	480	530	590	670
	10	86	160	235	310	390	480	540	600	660	750
	12	98	180	260	350	440	520	600	660	730	830
	14	108	200	290	390	480	580	650	720	810	910
	16	112	220	320	420	520	620	700	790	880	990
	18	125	240	350	450	560	670	760	840	940	1050
	20	130	260	370	480	590	700	800	890	990	1100
175	2	35	84	130	185	240	300	350	390	440	500
	4	52	112	165	230	300	360	420	470	520	590
	6	68	140	205	280	350	430	490	540	610	690
	8	86	165	240	320	410	490	560	620	690	780
	10	100	190	270	360	460	560	630	690	770	870
	12	114	210	310	410	510	660	700	770	850	960
	14	125	235	330	450	560	670	760	840	940	1060
	16	130	260	370	480	600	730	810	910	1020	1150
	18	145	280	400	520	650	770	880	970	1090	1220
	20	155	310	430	550	680	820	930	1030	1150	1270
215	2	40	94	140	185	250	310	380	440	490	560
	4	58	125	185	230	310	380	450	520	590	660

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21D (suite)

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
	6	76	155	220	270	360	440	530	610	690	780
	8	98	185	260	310	410	490	590	690	770	870
	10	112	210	290	340	450	540	640	770	860	970
	12	125	235	320	380	490	590	690	840	950	1080
	14	140	260	350	410	540	640	750	900	1050	1190
	16	145	290	380	440	570	690	800	960	1140	1290
	18	160	310	400	470	610	730	860	1030	1230	1370
	20	170	340	430	500	650	780	910	1100	1290	1430
265	2	44	94	130	170	230	280	350	440	550	620
	4	64	130	170	210	280	350	410	510	650	740
	6	86	160	205	245	330	400	480	590	760	860
	8	108	190	235	280	370	450	540	650	820	970
	10	125	220	260	310	420	500	590	710	890	1080
	12	140	245	290	340	450	540	630	770	970	1190
	14	155	270	320	370	490	590	690	830	1040	1270
	16	165	290	340	400	530	630	730	880	1130	1380
	18	180	320	370	430	560	670	790	950	1210	1450
	20	190	340	390	460	600	710	840	1020	1300	1550
315 et plus	2	46	92	125	160	220	270	330	420	580	650
	4	68	125	165	200	270	330	400	490	640	780
	6	90	160	195	240	320	390	470	570	730	900
	8	114	185	225	270	360	430	520	620	790	960
	10	130	210	250	300	400	480	570	680	860	1060

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21D (fin)

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
	12	150	235	280	330	430	520	610	740	930	1150
	14	165	260	300	360	470	560	650	790	1000	1230
	16	170	280	330	380	500	600	700	840	1080	1340
	18	190	310	350	410	530	640	750	910	1160	1390
	20	200	330	370	430	570	680	800	970	1240	1490

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21E
Rivets de 65 mm — espacements : S_p = 25 mm; S_Q = 15 mm

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R				
		2	4	6	8	10
130	2	24	36	50	72	100
	4	34	46	66	92	125
	6	42	58	80	110	150
	8	50	68	94	130	175
	10	58	80	110	150	195
	12	66	90	125	165	220
	14	76	102	140	185	240
	16	84	112	150	200	260
	18	92	125	165	220	280
	20	100	135	180	240	310
175 et plus	2	26	36	50	72	100
	4	34	46	66	92	125
	6	42	58	80	110	150
	8	50	68	94	130	170
	10	58	80	110	150	195
	12	66	90	125	165	215
	14	76	102	135	185	240
	16	84	112	150	200	260
	18	92	125	165	220	280
	20	100	135	180	235	310

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21F
Rivets de 90 mm — espacements : S_p = 25 mm; S_Q = 25 mm

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
175	2	28	66	102	145	190	230	270	300	350	390
	4	40	86	130	180	235	280	320	360	410	460
	6	54	108	160	220	280	330	380	420	480	540
	8	68	125	190	250	320	380	430	480	540	610
	10	80	145	215	290	360	430	480	540	600	680
	12	90	165	240	320	400	470	540	600	670	750
	14	98	180	260	350	440	520	580	650	740	830
	16	104	200	290	380	480	560	620	710	800	900
	18	114	220	310	410	510	600	670	760	860	960
	20	120	240	340	430	540	630	710	810	900	1000
215	2	31	72	114	160	210	250	290	330	380	430
	4	44	96	145	200	260	310	350	400	450	510
	6	60	118	175	240	310	370	410	470	530	600
	8	76	140	205	280	350	420	470	530	590	670
	10	88	160	235	320	400	470	530	590	660	750
	12	98	180	260	350	440	520	590	660	730	830
	14	108	200	290	390	480	570	640	720	810	910
	16	114	220	320	420	520	620	690	780	880	990
	18	125	240	340	450	560	660	740	830	950	1050

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21F (suite)

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
		2	**4**	**6**	**8**	**10**	**12**	**14**	**16**	**18**	**20**
	20	135	260	370	480	590	690	780	890	990	1100
265	2	34	80	125	180	235	280	330	370	420	480
	4	50	106	160	225	290	340	390	450	500	570
	6	66	130	195	270	340	410	460	520	590	670
	8	84	155	230	310	390	470	530	590	660	750
	10	98	180	260	350	440	500	550	610	700	800
	12	110	200	290	390	470	520	550	630	720	820
	14	120	225	320	410	490	540	570	650	740	840
	16	125	245	350	430	500	550	590	660	780	880
	18	140	270	380	440	520	570	610	690	810	890
	20	150	290	410	460	540	590	640	720	850	930
315	2	38	90	140	195	260	310	360	410	470	530
	4	54	118	175	245	320	380	430	490	560	630
	6	74	145	215	300	380	420	470	530	630	720
	8	94	170	250	320	390	430	470	520	610	680
	10	108	200	280	330	400	440	470	530	610	700
	12	120	220	310	340	410	450	480	540	630	720
	14	135	245	320	360	420	470	500	560	650	730
	16	140	270	340	370	440	480	510	580	680	770
	18	155	300	360	390	450	490	530	600	710	780

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21F (fin)

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
	20	165	320	370	400	470	510	560	630	740	820
365 et plus	2	40	96	150	210	280	330	390	450	510	570
	4	60	125	190	270	340	410	450	520	600	680
	6	80	155	225	290	360	400	440	500	590	670
	8	100	180	250	300	360	400	430	490	570	640
	10	116	205	270	310	370	410	440	490	570	650
	12	130	230	290	320	380	420	450	510	590	670
	14	145	250	310	340	400	440	460	520	600	690
	16	150	280	320	350	410	450	480	540	630	720
	18	165	300	330	360	420	460	500	560	670	740
	20	175	310	350	370	440	480	520	590	700	770

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21G
Rivets de 90 mm — espacements : S_p = 40 mm; S_Q = 25 mm

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
175	2	32	76	118	165	215	270	310	350	390	450
	4	46	100	150	205	270	330	380	420	470	530
	6	62	125	180	250	320	390	440	490	550	620
	8	78	145	215	290	370	440	510	550	620	700
	10	90	170	245	330	410	500	560	620	690	780
	12	102	190	270	370	460	550	630	690	760	860
	14	112	210	300	400	500	600	680	750	840	950
	16	118	230	330	430	540	650	730	820	910	1030
	18	130	250	360	470	580	700	790	870	980	1090
	20	140	280	390	500	610	730	830	930	1030	1150
215	2	35	84	130	180	235	290	340	390	430	490
	4	50	110	165	230	290	360	410	460	520	580
	6	68	135	200	270	350	430	490	540	600	680
	8	86	160	240	320	400	480	560	610	680	770
	10	100	185	270	360	450	550	620	680	760	860
	12	112	205	300	400	500	600	690	760	840	950
	14	120	230	330	440	550	660	750	830	930	1050
	16	130	250	360	480	600	720	800	900	1000	1130
	18	145	280	400	510	640	760	870	960	1080	1200

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21G (suite)

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
	20	150	300	420	540	670	810	910	1020	1130	1260
265	2	39	94	145	205	260	330	380	430	480	550
	4	56	125	185	250	330	400	460	510	580	650
	6	76	150	225	310	390	470	540	600	670	760
	8	96	180	260	350	450	540	620	680	760	860
	10	110	210	300	400	510	610	690	760	850	960
	12	125	230	340	450	560	670	770	850	940	1060
	14	135	260	370	500	610	740	840	930	1030	1170
	16	145	280	410	530	670	800	900	1010	1120	1270
	18	160	310	440	570	710	850	970	1070	1210	1340
	20	170	340	470	600	750	900	1020	1140	1260	1410
315	2	42	102	160	225	290	360	420	470	530	600
	4	62	135	205	280	360	440	510	570	630	720
	6	84	170	245	340	430	520	600	660	740	840
	8	106	200	290	390	490	600	680	750	830	940
	10	120	230	330	420	540	630	740	840	930	1050
	12	140	250	370	440	560	660	760	910	1030	1170
	14	150	280	400	460	590	700	790	950	1140	1290
	16	160	310	420	480	610	720	830	990	1240	1400
	18	175	340	440	500	640	750	870	1040	1320	1480

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21G (fin)

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
	20	185	370	460	520	670	790	920	1100	1390	1550
365 et plus	2	46	102	175	240	310	390	460	510	580	650
	4	68	145	220	300	390	480	550	610	690	780
	6	90	180	270	350	460	550	640	710	800	910
	8	114	215	310	370	480	560	660	780	900	1020
	10	130	250	340	390	500	590	690	810	1010	1140
	12	150	270	360	410	530	620	710	850	1060	1260
	14	165	310	380	430	550	650	750	890	1100	1340
	16	170	340	400	450	580	680	780	930	1170	1430
	18	190	360	410	470	600	700	820	980	1240	1470
	20	200	380	430	490	630	740	860	1030	1310	1550

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.21H
Rivets de 90 mm — espacements : S_p = 25 mm; S_Q = 15 mm

Dimension de l'élément, mm*	Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R				
		2	4	6	8	10
175 et plus	2	25	36	52	74	100
	4	34	46	66	92	125
	6	42	58	80	112	125
	8	50	70	96	130	175
	10	60	80	110	150	200
	12	68	92	125	170	220
	14	76	102	140	185	245
	16	84	114	155	205	270
	18	94	125	165	225	290
	20	102	135	180	240	310

* *La dimension de l'élément correspond à la cote b de la figure 12.12 pour les assemblages à plaques de jonction sur les faces opposées. Pour les assemblages à une seule plaque, la dimension de l'élément est égale à deux fois l'épaisseur de l'élément de bois.*

Note : *Les largeurs intermédiaires du bois de sciage peuvent être interpolées.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Δ

Tableau 12.22
Valeurs de q_w, kN, perpendiculaire au fil pour des joints à rivets pour bois — espacement : S_P = 25 mm
(Voir les articles 12.7.3.5 et A.12.7.3.3.1.)

		Nombre de files, n_R							
S_Q, mm	Rivets par file, n_C	1	2	3	4	5	6	8	10
15	2	0,57	0,57	0,61	0,61	0,67	0,71	0,84	0,97
	3	0,57	0,57	0,61	0,63	0,66	0,70	0,82	0,93
	4	0,60	0,60	0,65	0,66	0,71	0,74	0,85	0,95
	5	0,63	0,63	0,69	0,70	0,75	0,78	0,89	0,99
	6	0,71	0,71	0,76	0,77	0,81	0,84	0,95	1,06
	7	0,77	0,77	0,82	0,82	0,87	0,89	1,00	1,11
	8	0,86	0,86	0,90	0,90	0,94	0,96	1,07	1,18
	9	0,91	0,91	0,97	0,97	1,01	1,03	1,13	1,25
	10	0,97	0,97	1,05	1,06	1,10	1,12	1,21	1,35
	11	1,05	1,05	1,12	1,13	1,17	1,18	1,28	1,43
	12	1,14	1,14	1,21	1,21	1,24	1,25	1,38	1,52
	13	1,26	1,26	1,29	1,29	1,33	1,33	1,45	1,59
	14	1,42	1,42	1,40	1,37	1,42	1,44	1,54	1,68
	15	1,50	1,50	1,50	1,47	1,50	1,50	1,62	1,78
	16	1,61	1,61	1,62	1,60	1,60	1,58	1,71	1,89
	17	1,73	1,73	1,72	1,69	1,69	1,67	1,79	1,96
	18	1,88	1,88	1,85	1,80	1,80	1,77	1,87	2,04
	20	1,84	1,84	1,91	1,91	1,93	1,93	2,08	2,24
25	2	0,67	0,67	0,70	0,69	0,75	0,79	0,93	1,08
	3	0,66	0,66	0,70	0,72	0,74	0,78	0,91	1,03
	4	0,70	0,70	0,75	0,75	0,80	0,83	0,94	1,06
	5	0,73	0,73	0,80	0,79	0,84	0,87	0,98	1,10
	6	0,82	0,82	0,87	0,86	0,91	0,94	1,05	1,18
	7	0,90	0,90	0,94	0,93	0,97	1,00	1,11	1,23
	8	1,01	1,01	1,04	1,02	1,06	1,08	1,19	1,31
	9	1,06	1,06	1,11	1,10	1,14	1,15	1,26	1,39
	10	1,13	1,13	1,20	1,20	1,24	1,25	1,34	1,50
	11	1,22	1,22	1,29	1,28	1,30	1,32	1,43	1,59

(à suivre)

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.22 (fin)

		Nombre de files, n_R							
S_Q, mm	Rivets par file, n_C	1	2	3	4	5	6	8	10
	12	1,33	1,33	1,39	1,37	1,39	1,40	1,53	1,69
	13	1,47	1,47	1,48	1,45	1,48	1,49	1,61	1,77
	14	1,65	1,65	1,61	1,55	1,59	1,61	1,71	1,86
	15	1,75	1,75	1,72	1,66	1,68	1,68	1,80	1,97
	16	1,87	1,87	1,86	1,80	1,79	1,77	1,90	2,10
	17	2,02	2,02	1,97	1,91	1,89	1,87	1,98	2,18
	18	2,19	2,19	2,12	2,03	2,01	1,98	2,08	2,27
	20	2,14	2,14	2,19	2,15	2,17	2,16	2,31	2,49
40	2	0,96	0,96	0,98	0,93	0,98	1,03	1,20	1,38
	3	0,95	0,95	0,98	0,96	0,98	1,02	1,16	1,32
	4	1,02	1,02	1,05	1,00	1,05	1,07	1,21	1,36
	5	1,06	1,06	1,11	1,06	1,11	1,13	1,26	1,41
	6	1,19	1,19	1,22	1,16	1,20	1,22	1,35	1,51
	7	1,30	1,30	1,32	1,24	1,28	1,30	1,43	1,58
	8	1,45	1,45	1,45	1,36	1,40	1,40	1,53	1,68
	9	1,53	1,53	1,55	1,47	1,50	1,50	1,61	1,79
	10	1,63	1,63	1,69	1,60	1,63	1,63	1,72	1,93
	11	1,76	1,76	1,80	1,71	1,72	1,71	1,83	2,04
	12	1,92	1,92	1,94	1,83	1,84	1,82	1,96	2,17
	13	2,12	2,12	2,08	1,94	1,96	1,94	2,07	2,27
	14	2,39	2,39	2,25	2,07	2,10	2,09	2,20	2,39
	15	2,53	2,53	2,41	2,22	2,22	2,19	2,31	2,53
	16	2,70	2,70	2,61	2,41	2,36	2,30	2,44	2,69
	17	2,91	2,91	2,76	2,55	2,49	2,43	2,54	2,79
	18	3,17	3,17	2,97	2,72	2,66	2,58	2,66	2,91
	20	3,10	3,10	3,07	2,88	2,86	2,80	2,96	3,19

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.23
Valeurs du coefficient C_t
(Voir l'article 12.7.3.5.)

$e_p/[(n_c\text{-}1)s_Q]$	C_t	$e_p/[(n_c\text{-}1)s_Q]$	C_t
0,1	5,76	3,2	0,79
0,2	3,19	3,6	0,77
0,3	2,36	4,0	0,76
0,4	2,00	5,0	0,72
0,5	1,77	6,0	0,70
0,6	1,61	7,0	0,68
0,7	1,47	8,0	0,66
0,8	1,36	9,0	0,64
0,9	1,28	10,0	0,63
1,0	1,20	12,0	0,61
1,2	1,10	14,0	0,59
1,4	1,02	16,0	0,57
1,6	0,96	18,0	0,56
1,8	0,92	20,0	0,55
2,0	0,89	25,0	0,53
2,4	0,85	30,0	0,51
2,8	0,81		

12.8 Connecteurs métalliques

12.8.1 Généralités

12.8.1.1 Matériaux

Les règles de calcul énoncées à l'article 12.8 visent les assemblages par connecteurs métalliques constitués de plaques en tôle mince :

a) à dents ou à clous introduites dans le bois pour renvoyer les charges;
b) conformes à l'article 16.4; et
c) mises à l'essai conformément à l'article 16.4.2 pour les groupes d'essences sur lesquels il faut les utiliser.

Notes :

1) *Les résultats des essais relatifs à ces connecteurs sont compilés dans le* Recueil d'évaluations de produits *publié par le Centre canadien de matériaux de construction du CRN, Ottawa (Ontario).*
2) *L'article 12.8 prend pour hypothèse que la fabrication et l'installation des fermes sont conformes aux pratiques reconnues, comme celles prescrites dans le TPIC.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

12.8.1.2 Limites

L'article 12.8 ne s'applique pas :

a) aux connecteurs métalliques utilisés en milieu corrosif; et
b) aux connecteurs métalliques galvanisés utilisés sur le bois traité par ignifugation et utilisé en milieu humide ou dans un milieu qui favorise la condensation.

12.8.1.3 Disposition des connecteurs dans les joints

Les assemblages doivent être réalisés pour assurer un contact étroit entre les pièces; les connecteurs métalliques installés sur les faces opposées sont identiques et disposés directement vis-à-vis l'un de l'autre.

12.8.1.4 Connecteurs à clous

Dans le cas des connecteurs à clous, le mot « dents » devrait être remplacé par le mot « clou » dans l'ensemble de l'article 12.8.

12.8.1.5 Hypothèses de calcul

Les critères de calcul des connecteurs métalliques sont établis, à l'article 12.8, sur la base des conditions suivantes :

a) le connecteur n'est pas déformé lors de l'installation;
b) les dents sont perpendiculaires à la surface du bois d'œuvre;
c) la profondeur de pénétration des dents dans les joints n'est pas inférieure à celle utilisée lors des essais précisés à l'article 16.4.2; et
d) le bois, sous le connecteur, est conforme aux indications de l'appendice G du *TPIC*.

12.8.1.6 Épaisseur minimale des éléments

L'épaisseur des éléments assemblés ne doit pas être inférieure à deux fois la profondeur de pénétration des dents.

12.8.1.7 Axe principal d'un connecteur métallique

L'axe principal d'un connecteur métallique, dans une configuration du connecteur métallique à rainures, doit être parallèle à la direction des rainures du connecteur. Dans une configuration du connecteur en rosette, l'axe principal du connecteur doit correspondre à l'axe de symétrie dans lequel sa résistance en traction est la plus élevée.

12.8.2 Calcul

12.8.2.1 Exigences de calcul

Les assemblages à connecteurs métalliques doivent être calculés pour satisfaire aux exigences suivantes :

a) Pour l'état limite ultime, l'effet des charges pondérées doit être égal ou inférieur :
   i) à la résistance latérale ultime pondérée des dents;
   ii) à la résistance pondérée à la traction du connecteur; et
   iii) à la résistance pondérée au cisaillement du connecteur.
b) Pour l'état limite de tenue en service, l'effet des charges spécifiées doit être égal ou inférieur à la résistance latérale au glissement des dents.

© 2020 Association canadienne de normalisation

12.8.2.2 Charges de compression

Les connecteurs métalliques ne doivent pas être considérés comme étant utiles pour transmettre une charge de compression dans un assemblage.

12.8.2.3 Considérations relatives au calcul

Le calcul des assemblages à connecteurs métalliques doit tenir compte :

a) de l'essence du bois d'œuvre;
b) de l'orientation des connecteurs par rapport à la charge appliquée (figure 12.14, angle ρ);
c) du sens d'application de la charge par rapport au fil (figure 12.14, angle θ); et
d) de l'orientation des connecteurs par rapport à l'effort tranchant appliqué.

12.8.2.4 Résistance latérale ultime et résistance latérale au glissement des dents

La résistance latérale ultime pondérée et la résistance latérale au glissement des dents doivent être exprimées en fonction de l'aire des connecteurs.

12.8.2.5 Aire

L'aire doit être calculée par la méthode de l'aire nette, en prenant les valeurs d'essai, ou par la méthode de l'aire brute, en prenant 80 % des valeurs d'essais, comme suit :

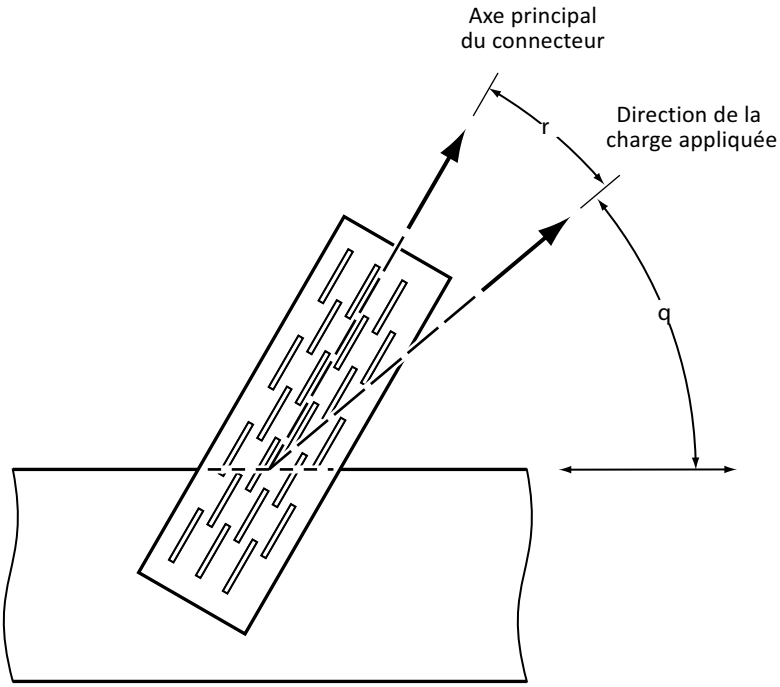
a) l'aire brute est déterminée comme aire totale d'un élément couverte par un connecteur métallique; et
b) l'aire nette est déterminée comme aire totale d'un élément couverte par un connecteur métallique moins l'aire se trouvant en deçà d'une distance donnée de la rive ou de l'extrémité de l'élément comme précisée à la figure 12.15. Aux fins de ce calcul, la distance d'extrémité minimale, a, mesurée parallèlement au fil, doit être égale à 12 mm ou à la moitié de la longueur des dents, suivant la plus grande de ces valeurs; la distance de rive minimale, e, mesurée perpendiculairement au fil doit être égale à 6 mm ou au quart de la longueur des dents, suivant la plus élevée de ces valeurs.

12.8.2.6 Résistance à la traction et au cisaillement du connecteur

La résistance pondérée à la traction d'un connecteur doit être exprimée en fonction de sa dimension mesurée perpendiculairement à la ligne d'action des forces appliquées. La résistance pondérée au cisaillement doit être exprimée en fonction de sa dimension mesurée dans le sens de la ligne d'action des efforts tranchants.

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 12.14
Orientation du connecteur métallique, de la charge et du fil
(Voir les articles 12.8.2.3, 12.8.3.2 et 12.8.4.2.)



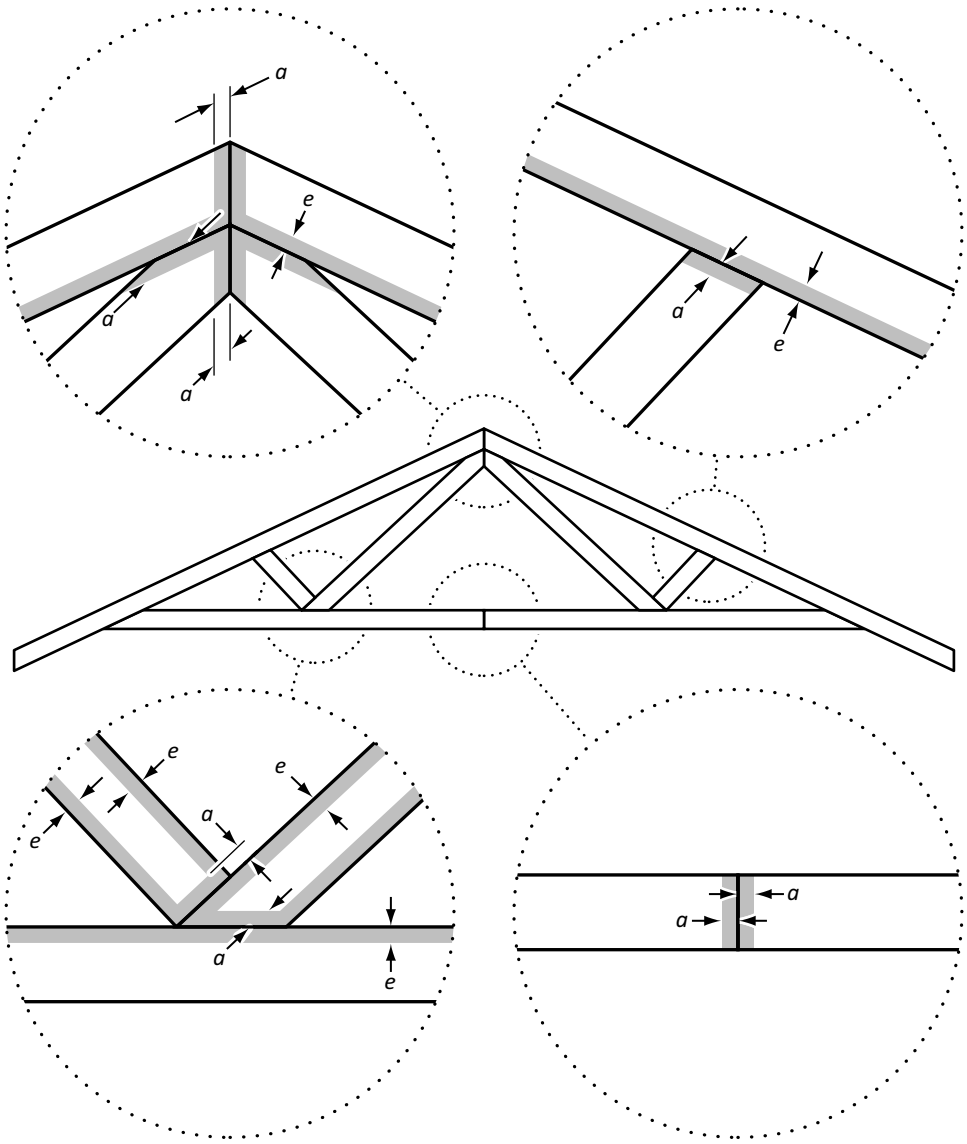
Légende :

θ = angle compris entre la direction de la charge et la direction du fil

ρ = angle compris entre la direction de la charge et l'axe principal du connecteur

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 12.15
Distances d'extrémité et de rive pour les connecteurs métalliques
(Voir l'article 12.8.2.5.)



Légende :

a = distance d'extrémité

e = distance de rive

12.8.3 Résistance pondérée des connecteurs métalliques

12.8.3.1 Généralités

Pour les états limites ultimes, les résistances pondérées des connecteurs métalliques doivent être calculées comme suit :

a) résistance latérale ultime pondérée des dents :

$N_r = \phi\ N_u\ J_H$

où

© 2020 Association canadienne de normalisation

ϕ = 0,9

N_u = n_u (K_D K_{SF} K_T)

où

n_u = résistance latérale ultime des dents, déterminée conformément au rapport d'évaluation de produit du fabricant (voir l'article 12.8.3.2)

J_H = coefficient relatif au moment au joint de talon (voir le tableau 12.24)

b) résistance pondérée à la traction du connecteur :

$T_r = \phi\ t_p$

où

ϕ = 0,6

t_p = résistance à la traction du connecteur, déterminée conformément au rapport d'évaluation de produit du fabricant

c) résistance pondérée au cisaillement du connecteur :

$V_r = \phi\ v_p$

où

ϕ = 0,6

v_p = résistance au cisaillement du connecteur, déterminée conformément au rapport d'évaluation de produit du fabricant

Les valeurs de résistance au cisaillement en mode de rupture par traction doivent être utilisées lorsque les forces de cisaillement appliquées entraînent des efforts de traction dans le connecteur. Si les forces appliquées entraînent des efforts de compression, les valeurs de cisaillement par compression doivent être utilisées. Sinon, la moindre des valeurs de résistance au cisaillement pour un angle donné peut être utilisée.

Tableau 12.24
Coefficient relatif au moment aux joints de talon des fermes avec pente, J_H
(Voir l'article 12.8.3.1.)

Pente de la membrure supérieure	J_H
< 1/4	0,85
> 1/4 à 1/3	0,8
> 1/3 à 1/2,4	0,75
> 1/2,4 à 1/2,2	0,7
> 1/2,2	0,65

12.8.3.2 Résistance latérale ultime des dents

La résistance latérale ultime des dents doit être calculée comme suit :

a) pour les charges parallèles à l'axe principal du connecteur :

$$n_u = \frac{p_u q_u}{p_u \sin^2\theta + q_u \cos^2\theta}$$

b) pour les charges perpendiculaires à l'axe principal du connecteur :

© 2020 Association canadienne de normalisation

$$n_u' = \frac{p_u' q_u'}{p_u' \sin^2 \theta + q_u' \cos^2 \theta}$$

où

p_u, q_u, p'_u, q'_u = résistances latérales ultimes tirées du rapport d'évaluation de produit du fabricant et utilisées avec les valeurs suivantes de θ et ρ :

	θ	ρ
p_u	0°	0°
q_u	90°	0°
p'_u	0°	90°
q'_u	90°	90°

Note : *θ et ρ sont tels que précisés à la figure 12.14.*

Si l'angle d'orientation de l'axe principal du connecteur n'est ni parallèle ni perpendiculaire à la direction de la charge, la valeur de la résistance doit être déterminée par interpolation entre les valeurs de n_u et n'_u.

12.8.4 Résistance latérale au glissement

12.8.4.1 Résistance latérale corrigée au glissement des dents

Pour les états limites de tenue en service, la résistance latérale corrigée au glissement des dents, N_{rs}, doit être calculée comme suit :

$N_{rs} = N_s K_{SF}$

où

N_s = résistance latérale au glissement des dents (voir l'article 12.8.4.2)

Δ #### 12.8.4.2 Résistance latérale au glissement des dents

La résistance latérale au glissement des dents doit être calculée comme suit :

a) pour les charges parallèles à l'axe principal du connecteur :

$$N_S = \frac{p_s q_s}{p_s \sin^2 \theta + q_s \cos^2 \theta}$$

b) pour les charges perpendiculaires à l'axe principal du connecteur :

$$N_s' = \frac{p_s' q_s'}{p_s' \sin^2 \theta + q_s' \cos^2 \theta}$$

où

p_s, q_s, p'_s, q'_s = résistances latérales aux glissements tirées du rapport d'évaluation de produit du fabricant et utilisées avec les valeurs suivantes de θ et ρ :

	θ	ρ
p_s	0°	0°
q_s	90°	0°

© 2020 Association canadienne de normalisation

	θ	ρ
p'_s	0°	90°
q'_s	90°	90°

Note : *θ et ρ sont tels que précisés à la figure 12.14.*

Si l'angle d'orientation de l'axe principal du connecteur n'est ni parallèle ni perpendiculaire à la direction de la charge, la valeur de la résistance doit être déterminée par interpolation entre les valeurs de N_s et N'_s.

12.9 Clous et pointes

12.9.1 Généralités

Les règles de calcul énoncées à l'article 12.9 ne s'appliquent qu'aux clous et pointes ronds ordinaires en fil d'acier et aux clous ordinaires vrillés jusqu'à la tête définis dans CSA B111 ou ASTM F1667, y compris les clous ordinaires utilisés dans les cloueuses.

Note : *Voir les tableaux A.21 et A.22 pour connaître les dimensions courantes des clous et des pointes.*

12.9.2 Configuration des assemblages

12.9.2.1 Disposition des clous et des pointes sur la face

Lorsque la teneur en humidité d'éléments assemblés est égale ou supérieure à 10 % lors du clouage, les espacements minimaux des attaches dans les plaques de jonction et dans les éléments principaux, y compris ceux posés dans un panneau en bois lamellé-croisé, doivent être conformes au tableau 12.25. Des attaches supplémentaires, décalées, peuvent être installées à l'intersection des diagonales tirées entre les files de clous (voir la figure 12.16).

Note : *Si la teneur en humidité du bois est censée être inférieure à 10 % lors du clouage, l'espacement devrait être augmenté et les trous devraient être pré-percés pour empêcher le fendillement du bois.*

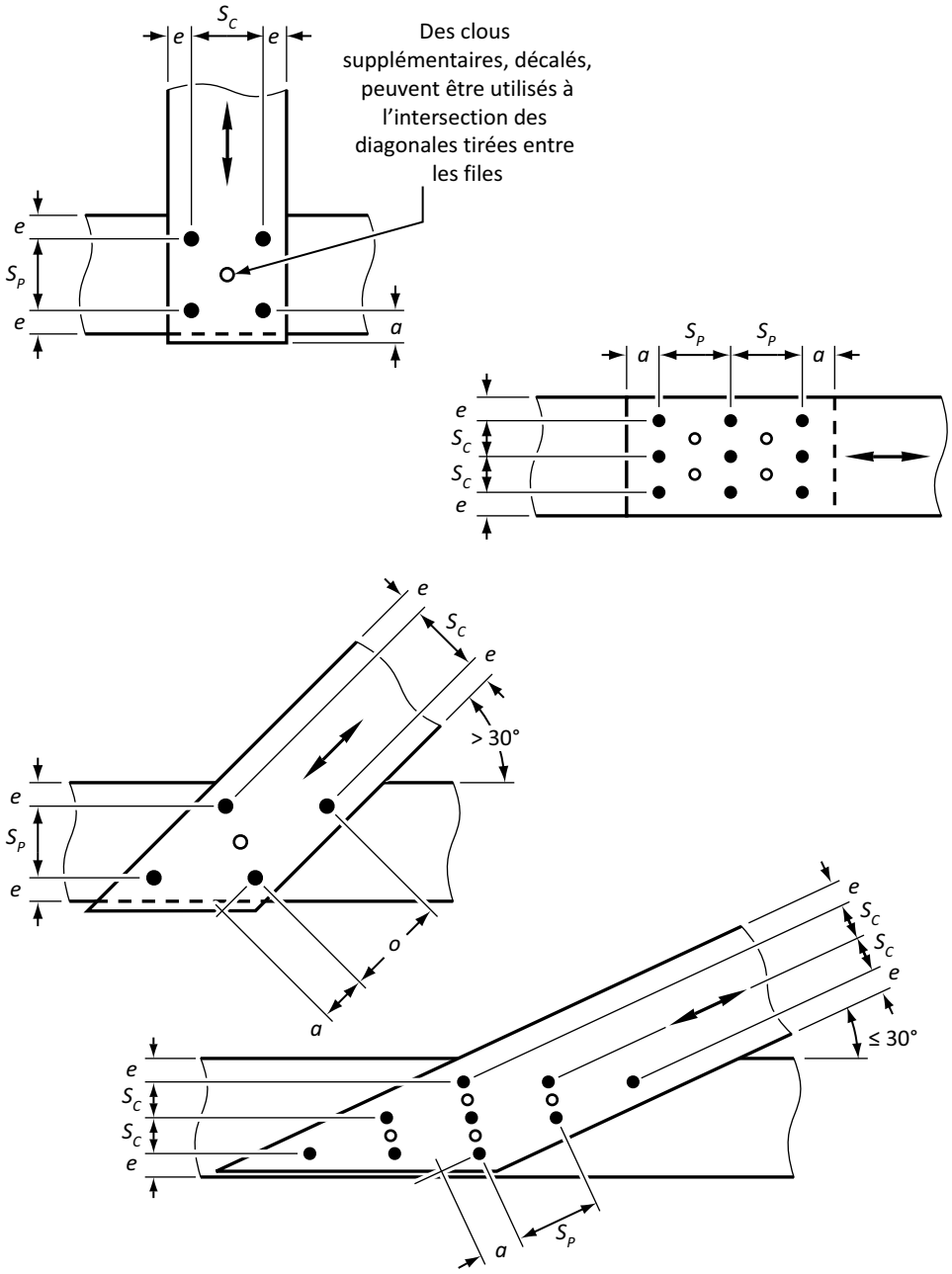
Tableau 12.25
Disposition des clous et des pointes sur la face
(Voir l'article 12.9.2.1 et la figure 12.16.)

	Espacement minimum	
Dimension*	**Sapin de Douglas-mélèze, pruche-sapin et thuya géant**	**Épinette-pin-sapin et essences nordiques**
S_P — Espacement parallèle au fil	$20d_F$	$16d_F$
S_Q — Espacement perpendiculaire au fil	$10d_F$	$8d_F$
a — Distance d'extrémité parallèle au fil	$15d_F$	$12d_F$
e — Distance d'extrémité perpendiculaire au fil	$5d_F$	$4d_F$

* *d_F = diamètre nominal de l'attache.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 12.16
Espacement des clous et des pointes dans les assemblages bois sur bois
(Voir l'article 12.9.2.1.)



12.9.2.2 Profondeur de pénétration et épaisseur des éléments

La profondeur de pénétration et l'épaisseur des éléments d'assemblages bois sur bois et acier sur bois doivent être telles que précisées à la figure 12.17.

© 2020 Association canadienne de normalisation

12.9.2.3 Disposition des clous et des pointes dans la rive des panneaux en bois lamellé-croisé

Dans un groupe d'attaches installées dans la rive d'un panneau en bois lamellé-croisé, les espacements minimaux des attaches doivent être conformes aux valeurs précisées au tableau 12.26 (voir la figure 12.7) :

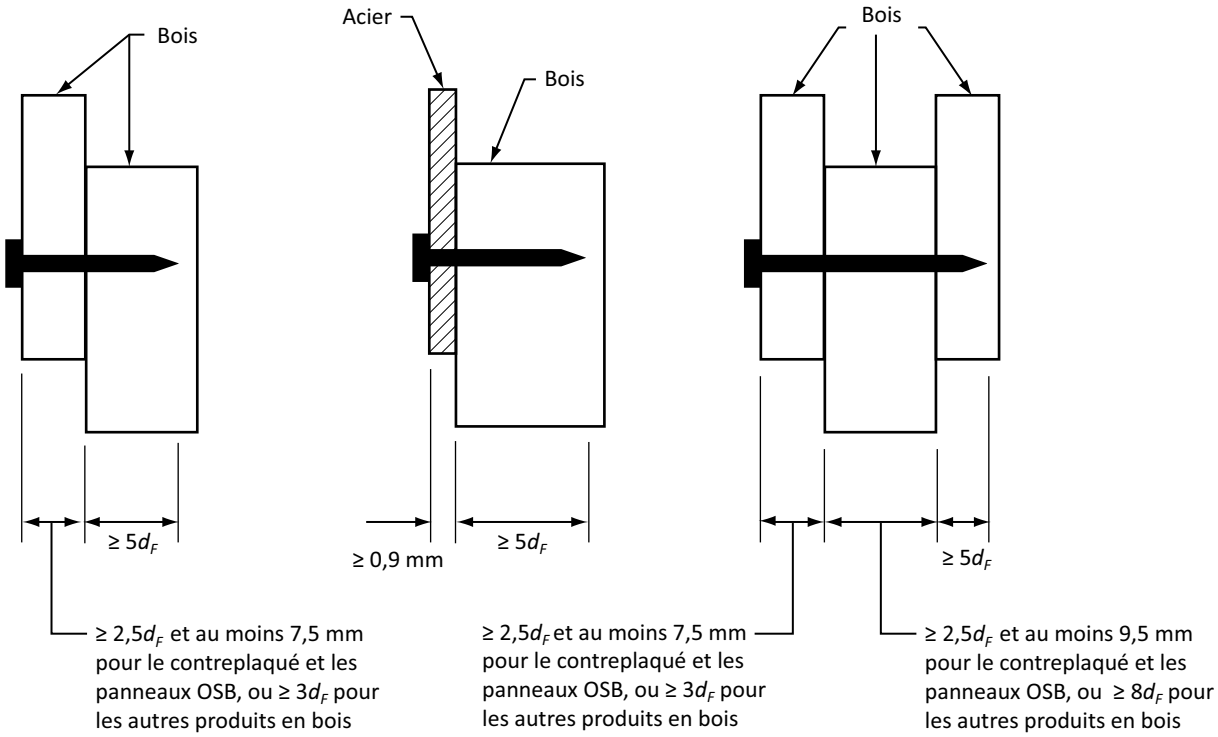
Tableau 12.26
Disposition des clous et des pointes dans la rive des panneaux en bois lamellé-croisé
(Voir l'article 12.9.2.3 et la figure 12.7.)

Notation	Dimension*	Espacement minimum
S_R	Espacement parallèle à la direction de la charge	$10d_F$
S_C	Espacement perpendiculaire à la direction de la charge	$4d_F$
a	Distance de l'extrémité non chargée	$7d_F$
a_L	Distance de l'extrémité chargée	$12d_F$
e_P	Distance de rive non chargée	$3d_F$
e_Q	Distance de rive chargée	$6d_F$

* *d_F = diamètre nominal de l'attache.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure 12.17
Profondeur de pénétration et épaisseur des éléments
(Voir les articles 11.3.2.3, 12.9.2.2 et 12.11.2.4.)



Note : *d_F = diamètre nominal de l'attache.*

12.9.3 Résistance latérale

Δ 12.9.3.1 Généralités

La résistance latérale pondérée d'un assemblage réalisé au moyen de clous et de pointes, N_r, doit être égale ou supérieure à l'effet des charges pondérées et doit être calculée comme suit :

$N_r = \phi\ N_u\ n_F\ n_S\ J_F$

où

ϕ = 0,8

N_u = $n_u\ (K_D\ K_{SF}\ K_T)$

où

n_u = résistance latérale unitaire de l'assemblage, par plan de cisaillement, N (voir l'article 12.9.3.2)

n_F = nombre d'attaches dans l'assemblage

n_S = nombre de plans de cisaillement par attache

$J_F = J_E\ J_A\ J_B\ J_D$

où

J_E = coefficient relatif au clouage en fil de bout

= 0,67 pour le clouage en fil de bout

 © 2020 Association canadienne de normalisation

= 1,0 pour tous les autres cas

J_A = coefficient relatif au clouage en biais

= 0,83 pour le clouage en biais où les clous sont amorcés au tiers environ de leur longueur depuis l'extrémité d'un élément et enfoncés à un angle de 30° environ par rapport au fil de l'élément

= 1,00 pour les cas autres que le clouage en biais

J_B = coefficient relatif au rivetage des clous

= 1,6 pour les clous rivetés du côté éloigné d'un assemblage à deux éléments

= 1,0 pour les clous non rivetés ou dans le cas d'un assemblage à trois éléments ou plus

J_D = coefficient relatif aux diaphragmes et murs de refend

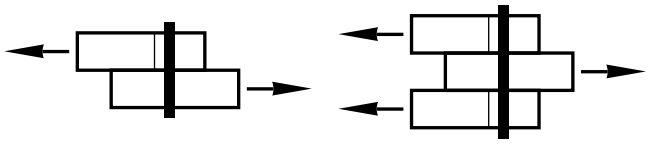
= 1,3 pour les attaches utilisées dans un diaphragme ou un mur de refend

= 1,0 pour tous les autres cas

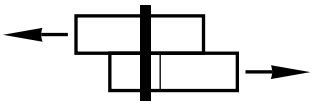
Δ 12.9.3.2 Résistance latérale unitaire

La résistance latérale unitaire, n_u par plan de cisaillement, doit être la valeur moindre calculée à l'aide des alinéas a) à g). Pour les assemblages à deux éléments, seuls les alinéas a), b) et d) à g) doivent être considérés. Pour les assemblages à trois éléments, seules les formules a), c), d) et g) doivent être considérées.

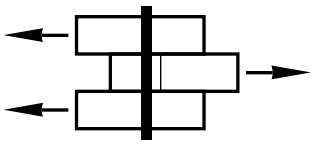
a) $f_1 d_F t_1$



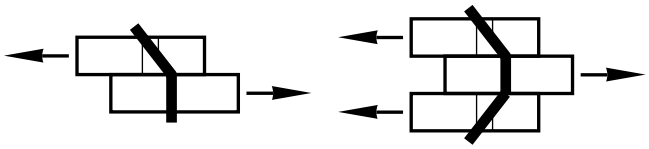
b) $f_2 d_F t_2$



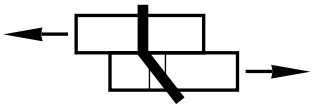
c) $\frac{1}{2} f_2 d_F t_2$



d) $f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_3}{(f_1 + f_3)} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{1}{5} \frac{t_1}{d_F} \right)$

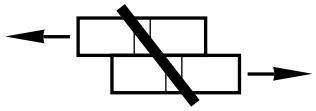


e) $f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_3}{(f_1 + f_3)} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{1}{5} \frac{t_2}{d_F} \right)$

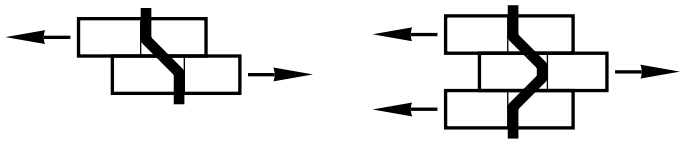


 © 2020 Association canadienne de normalisation

f) $f_1 d_F^2 \frac{1}{5}\left(\frac{t_1}{d_F} + \frac{f_2}{f_1}\frac{t_2}{d_F}\right)$



g) $f_1 d_F^2 \sqrt{\frac{2}{3}\frac{f_3}{(f_1+f_3)}\frac{f_y}{f_1}}$



où

d_F = diamètre nominal de l'attache, mm

t_1 = épaisseur de l'élément côté tête des vis d'un assemblage à deux éléments, mm

= épaisseur de l'élément côté tête des vis ou profondeur de pénétration dans l'élément côté pointe des vis, le moindre des deux, dans un assemblage à trois éléments, mm (voir l'article 12.9.2.2)

t_2 = profondeur de pénétration dans l'élément côté pointe des vis (élément principal), dans un assemblage à deux éléments, mm

= épaisseur de l'élément central, dans un assemblage à trois éléments, mm (voir l'article 12.9.2.2)

f_1 = résistance à l'enfoncement de l'élément latéral, MPa

f_2 = résistance à l'enfoncement de l'élément côté pointe des vis (élément principal) pour les assemblages à deux éléments en ce qui a trait aux modes de rupture b) et f), MPa

= résistance à l'enfoncement de l'élément central, dans un assemblage à trois éléments en ce qui a trait au mode de rupture c), MPa

f_3 = résistance à l'enfoncement de l'élément en bois côté pointe des vis pour les assemblages à deux éléments en ce qui a trait aux modes de rupture d), e) et g), MPa

= résistance à l'enfoncement de l'élément central, dans un assemblage à trois éléments en ce qui a trait aux modes de rupture d) et g), MPa

Pour les éléments en bois :

$f_1 = f_2 = 50\, G\, (1 - 0{,}01 d_F)\, J_x$

$f_3 = 110\, G^{1{,}8}\, (1 - 0{,}01 d_F)\, J_x$

où

G = densité relative moyenne

Note : *Les valeurs de densité relative moyenne des éléments en bois (bois d'œuvre, bois lamellé-collé et bois lamellé-croisé) sont présentées au tableau A.11.*

J_x = 0,9 pour le bois lamellé-croisé

= 1,0 pour tous les autres cas

Pour les panneaux structuraux :

$f_1 = f_2 = 104\, G\, (1 - 0{,}1 d_F)$

où

G = 0,49 pour le contreplaqué en sapin de Douglas

= 0,42 pour le contreplaqué de résineux canadiens et OSB

Pour l'acier :

© 2020 Association canadienne de normalisation

$f_1 = f_2 = K_{sp}\ (\phi_{acier}/\phi_{bois})\ f_u$

où

K_{sp} = 3,0 pour l'acier doux visé par CSA S16

= 2,7 pour l'acier de faible épaisseur formé à froid visé par CSA S136

ϕ_{acier} = coefficient de résistance pour les éléments en acier d'assemblages par clous et pointes

= 0,80 pour l'acier doux visé par CSA S16

= 0,4 pour l'acier de faible épaisseur formé à froid visé par CSA S136

ϕ_{bois} = coefficient de résistance pour les éléments en bois d'assemblages par clous et pointes

= 0,8

f_u = résistance ultime en traction de l'acier

Note : *La résistance en traction minimale prévue de l'acier, f_u, est précisée dans les normes pertinentes, p. ex.,*

a) *f_u = 400 MPa pour l'acier ASTM A36/A36M;*

b) *f_u = 450 MPa pour l'acier de nuances 300W et 350W de CSA G40.21; et*

c) *f_u = 310 MPa pour l'acier de faible épaisseur formé à froid de nuance SS 230.*

f_y = limite d'élasticité de l'attache en flexion, MPa

= $50\ (16 - d_F)$

12.9.3.3 Déformation des assemblages

Quand il est nécessaire, lors du calcul, d'estimer la déformation latérale des assemblages bois sur bois réalisés au moyen de clous et de pointes, y compris ceux des panneaux structuraux sur bois, elle peut être évaluée conformément à l'article A.12.9.3.3.

12.9.4 Résistance à l'arrachement

12.9.4.1 Durée d'application de charge

L'emploi de clous ou de pointes chargés en arrachement ne doit être permis que pour les charges de durée d'application courte.

12.9.4.2 Arrachement de la face d'un élément

La résistance à l'arrachement pondérée d'un assemblage réalisé au moyen de clous et de pointes, P_{rw}, insérés dans la face, doit être égale ou supérieure à l'effet des charges pondérées et doit être calculée comme suit :

$P_{rw} = \phi\ Y_w\ L_p\ n_F\ J_A\ J_B$

où

ϕ = 0,6

Y_w = $y_w\ (K_{SF}\ K_T)$

où

y_w = résistance à l'arrachement prévue par millimètre de pénétration dans l'élément côté pointe des vis, N/mm

= $16{,}4 d_F^{0{,}82} G^{2{,}2} J_x$

où

d_F = diamètre nominal de l'attache, mm

G = densité relative moyenne (voir le tableau A.11)

© 2020 Association canadienne de normalisation

J_x = 0,9 pour le bois lamellé-croisé

= 1,0 pour tous les autres cas

L_p = profondeur de pénétration dans l'élément côté pointe des vis, mm

n_F = nombre d'attaches dans l'assemblage

J_A = coefficient relatif au clouage en biais

= 0,67 pour les clous plantés en biais

= 1,00 pour les cas autres que le clouage en biais

J_B = coefficient relatif au rivetage des clous

= 1,6 pour les clous rivetés sur le côté éloigné d'un assemblage à deux éléments

= 1,0 pour les clous non rivetés ou dans le cas d'un assemblage à trois éléments ou plus

12.9.4.3 Arrachement de fil de bout

Les clous et les pointes plantés en bout d'un élément parallèlement au fil ne doivent pas être considérés comme étant aptes à résister aux charges d'arrachement. Lorsque le calcul dépend de la résistance à l'arrachement des attaches posées dans la rive d'un panneau en bois lamellé-croisé, des précautions doivent être prises pour assurer qu'il y a pénétration dans la rive d'une lamelle.

12.10 Étriers à solives

12.10.1 Généralités

12.10.1.1 Matériaux

Les exigences de calcul de l'article 12.10, visent les dispositifs métalliques propriétaires fabriqués en série, normalement faits de tôle d'acier de faible calibre et façonnée à froid ou de plaques d'acier soudées, qui sont utilisés pour transmettre les charges des solives aux pannes et aux poutres, et qui ont été soumis à des essais conformes à l'article 16.5. Les solives, les pannes ou les poutres peuvent être du bois de sciage, des fermes en bois, du bois lamellé-collé, des solives en I préfabriquées en bois ou du bois de charpente composite.

12.10.1.2 Limites

L'article 12.10 ne s'applique pas :

a) aux étriers utilisés dans des conditions qui favorisent la corrosion;
b) aux étriers à solives galvanisés fixés au bois traité avec un produit ignifugeant et utilisés en milieu humide ou dans des conditions qui favorisent la condensation;
c) aux étriers à solives fixés à des poutres ou pannes faits d'un matériau autre que le bois; et
d) aux étriers spéciaux à biais dans le plan horizontal ou vertical (à moins qu'ils aient une surface d'appui de niveau).

12.10.1.3 Exigences relatives à la construction

Les étriers à solive doivent être réalisés conformément aux exigences suivantes :

a) La hauteur de l'étrier doit être au moins la moitié de la hauteur de la solive et doit la supporter latéralement, à moins qu'elle ne soit immobilisée par d'autres moyens.
b) L'étrier doit être attaché à la solive et à la panne ou à la poutre. Lorsqu'il est attaché par des clous ou des vis à bois, le diamètre, la longueur et l'espacement doivent permettre d'éviter de fendre le bois. Lorsqu'il est attaché par des boulons, l'espacement doit être conforme à l'article 12.4. S'il est attaché par des tire-fond, l'espacement doit être conforme à l'article 12.6.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

c) Les étriers qui supportent des solives en I préfabriquées en bois qui n'exigent pas de raidisseurs doivent être assez hauts pour assurer la stabilité latérale de la semelle supérieure de la solive.
d) Lorsqu'une solive en I préfabriquée en bois sert de panne, des blocs de soutien doivent être installés entre l'âme de la solive et les étriers installés sur la face de panne.
e) Lorsqu'une solive en I préfabriquée en bois supporte un étrier attaché par le haut, des blocs de remplissage doivent être installés entre les semelles inférieure et supérieure de la solive sans jeu au bas de la semelle supérieure.

12.10.2 Calcul

12.10.2.1 Résistance pondérée

La résistance pondérée, N_r, des étriers à solive doit être égale ou supérieure à l'effet des charges pondérées et doit être calculée comme suit :

$N_r = \phi N_u$

où

ϕ = 0,6

N_u = n_u (K_D K_{SF} K_T)

où

n_u = résistance ultime de l'étrier

K_D = coefficient de durée d'application de la charge déterminé conformément à l'article 5.3.2, mais il ne doit pas y avoir d'augmentation pour les charges de durée d'application courte si la limite de résistance est déterminée en fonction de la résistance de l'acier

Note : *En général, les valeurs de calcul propriétaires de ces produits sont publiées par le fabricant (c.-à-d., dans les documents techniques propriétaires préparés par le fabricant et le rapport d'évaluation de produit publié dans le* Recueil d'évaluations de produits *du CCMC), avec les coefficients appropriés pour des applications spécifiques.*

12.10.2.2 Résistance au cisaillement de la poutre ou du linteau

Lorsque des étriers sont attachés à la face d'une poutre ou d'un linteau, la résistance au cisaillement de la poutre ou du linteau doit être vérifiée conformément à l'article 12.2.1.6.

12.11 Vis à bois

12.11.1 Généralités

Les exigences de calcul précisées à l'article 12.11 visent les assemblages réalisés au moyen de vis à bois conformes à ASME B18.6.1. Les diamètres nominaux et les limites d'élasticité minimales de calcul sont présentés au tableau 12.27.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 12.27
Diamètres et limites d'élasticité minimales des vis à bois
(Voir les articles 12.11.1, 12.11.3.2 et 12.11.4.2.)

	Diamètre nominal*			
	6	**8**	**10**	**12**
Diamètre nominal, d_F, mm†	3,50	4,16	4,82	5,48
Limite d'élasticité minimale, f_y, MPa‡	690	620	550	550

* *Pour les vis à bois de calibre supérieur à 12, effectuer les calculs selon les exigences relatives aux tire-fond, énoncées à l'article 12.6.*
† *Diamètre extérieur des filets.*
‡ *Les limites d'élasticité intermédiaires peuvent être calculées par interpolation linéaire.*

12.11.2 Configuration des assemblages

12.11.2.1 Avant-trous

Des avant-trous de profondeur au moins égale à la longueur de la partie filetée de la tige des vis doivent être prévus pour les assemblages à vis à bois à moins que la densité des éléments en bois soit inférieure à 0,50. Les exigences relatives aux avant-trous sont fonction du mode de charge, de la densité relative, G, du diamètre de la tige, d_S, et du diamètre intérieur de la partie filetée, d_R, et sont donnés au tableau 12.28.

Tableau 12.28
Exigences relatives au diamètre des avant-trous
(Voir l'article 12.11.2.1.)

	Densité	
Charge	**$0,5 \leq G \leq 0,6$**	**$G > 0,6$**
Latérale	$0,85d_S$	d_S
D'arrachement	$0,7d_R$	$0,9d_R$

12.11.2.2 Disposition des vis à bois sur la face

L'espacement minimum des attaches des assemblages réalisés à l'aide de vis à bois doit être conforme à l'article 12.9.2.1.

12.11.2.3 Disposition des vis à bois dans la rive d'un panneau en bois lamellé-croisé

Dans un groupe de vis à bois installées dans la rive d'un panneau en bois lamellé-croisé, l'espacement minimum des attaches doit être conforme à l'article 12.9.2.3.

12.11.2.4 Profondeur de pénétration et épaisseur des éléments

La profondeur de pénétration et l'épaisseur des éléments d'assemblages bois sur bois et acier sur bois doivent être telles que précisées à la figure 12.17.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

12.11.3 Résistance latérale

12.11.3.1 Résistance latérale pondérée

La résistance latérale pondérée d'un assemblage réalisé au moyen de vis à bois, N_r, doit être égale ou supérieure à l'effet des charges pondérées et doit être calculée comme suit :

$N_r = \phi\ N_u\ n_F\ n_s\ J_A\ J_E$

où

ϕ = 0,8

N_u = $n_u\ (K_D\ K_{SF}\ K_T)$

où

n_u = résistance latérale unitaire de l'assemblage, par plan de cisaillement, N (voir l'article 12.11.3.2)

n_F = nombre d'attaches dans l'assemblage

n_s = nombre de plans de cisaillement par attache

J_A = coefficient relatif au vissage en biais

= 0,83 dans le cas des vis amorcées au tiers environ de leur longueur depuis l'extrémité d'un élément et vissées à un angle de 30° environ par rapport au fil de l'élément

= 1,0 pour tous les autres cas

J_E = coefficient relatif à l'attache en bout

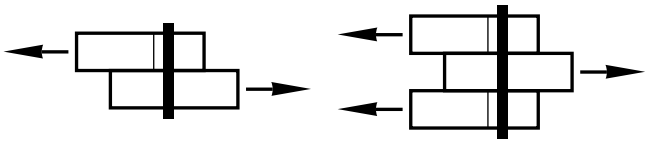
= 0,67 pour le bois de bout

= 1,0 pour tous les autres cas

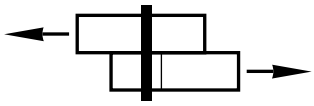
Δ **12.11.3.2 Résistance latérale unitaire**

La résistance latérale unitaire, n_u par plan de cisaillement, doit être la valeur moindre calculée à l'aide des alinéas a) à g). Pour les assemblages à deux éléments, seuls les alinéas a), b) et d) à f) et g) sont valides. Pour les assemblages à trois éléments, seules les formules a), c), d) et g) sont valides.

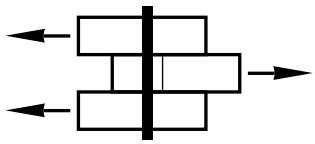
a) $f_1 d_F t_1$



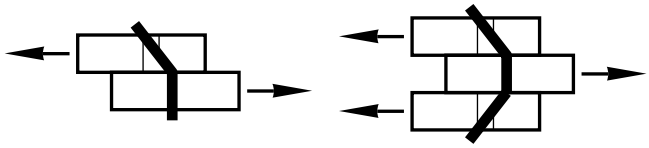
b) $f_2 d_F t_2$



c) $\frac{1}{2} f_2 d_F t_2$

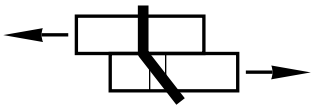


d) $f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_3}{(f_1 + f_3)} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{1}{5} \frac{t_1}{d_F} \right)$

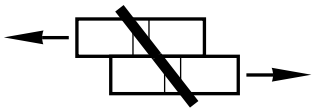


© 2020 Association canadienne de normalisation

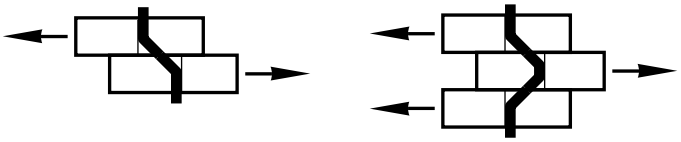
e) $f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_3}{(f_1 + f_3)} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{1}{5} \frac{t_2}{d_F} \right)$



f) $f_1 d_F^2 \frac{1}{5} \left(\frac{t_1}{d_F} + \frac{f_2}{f_1} \frac{t_2}{d_F} \right)$



g) $f_1 d_F^2 \sqrt{\frac{2}{3} \frac{f_3}{(f_1 + f_3)} \frac{f_y}{f_1}}$



où

d_F = diamètre nominal de l'attache, mm (voir le tableau 12.27)

t_1 = épaisseur de l'élément côté tête des vis d'un assemblage à deux éléments, mm

= épaisseur de l'élément côté tête des vis ou profondeur de pénétration dans l'élément côté pointe des vis, le moindre des deux, dans un assemblage à trois éléments, mm (voir l'article 12.11.2.4)

t_2 = profondeur de pénétration dans l'élément côté pointe des vis (élément principal), dans un assemblage à deux éléments, mm

= épaisseur de l'élément central, dans un assemblage à trois éléments, mm (voir l'article 12.11.2.4)

f_1 = résistance à l'enfoncement de l'élément latéral, MPa

f_2 = résistance à l'enfoncement de l'élément côté pointe des vis (élément principal) pour les assemblages à deux éléments en ce qui a trait aux modes de rupture b) et f), MPa

= résistance à l'enfoncement de l'élément central, dans un assemblage à trois éléments en ce qui a trait au mode de rupture c), MPa

f_3 = résistance à l'enfoncement de l'élément en bois côté pointe des vis pour les assemblages à deux éléments en ce qui a trait aux modes de rupture d), e) et g), MPa

= résistance à l'enfoncement de l'élément central, dans un assemblage à trois éléments en ce qui a trait aux modes de rupture d) et g), MPa

Pour les éléments en bois :

$f_1 = f_2 = 50G\,(1 - 0{,}01d_F)\,J_x$

$f_3 = 110\,G^{1,8}\,(1 - 0{,}01d_F)\,J_x$

où

G = densité relative moyenne

Note : *Les valeurs de densité relative moyenne des éléments en bois (bois d'œuvre, bois lamellé-collé et bois lamellé-croisé) sont présentées au tableau A.11.*

J_x = 0,9 pour le bois lamellé-croisé

= 1,0 pour tous les autres cas

Pour les panneaux structuraux :

$f_1 = f_2 = 104\,G\,(1 - 0{,}1d_F)$

où

© 2020 Association canadienne de normalisation

G = 0,49 pour le contreplaqué en sapin de Douglas

= 0,42 pour le contreplaqué de résineux canadiens et OSB

Pour l'acier :

$f_1 = f_2 = K_{sp}\ (\phi_{acier}/\phi_{bois})\ f_u$

où

K_{sp} = 3,0 pour l'acier doux visé par CSA S16

= 2,7 pour l'acier de faible épaisseur formé à froid visé par CSA S136

ϕ_{acier} = coefficient de résistance pour les éléments en acier d'assemblages par vis à bois

= 0,8 pour l'acier doux visé par CSA S16

= 0,4 pour l'acier de faible épaisseur formé à froid visé par CSA S136

ϕ_{bois} = coefficient de résistance pour l'élément en bois de l'assemblage à vis à bois

= 0,8

f_u = résistance ultime en traction de l'acier

Note : *La résistance en traction minimale prévue de l'acier, f_u, est précisée dans les normes pertinentes, p. ex., pour*

a) *f_u = 400 MPa pour l'acier ASTM A36/A36M;*

b) *f_u = 450 MPa pour l'acier de nuances 300W et 350W de CSA G40.21; et*

c) *f_u = 310 MPa pour l'acier de faible épaisseur formé à froid de nuance SS 230.*

f_y = limite d'élasticité de l'attache en flexion, MPa (voir le tableau 12.27)

12.11.3.3 Déformation des assemblages

Quand il est nécessaire, lors du calcul, d'estimer la déformation latérale des assemblages bois sur bois réalisés au moyen de vis à bois, y compris ceux des panneaux structuraux sur bois, elle peut être évaluée conformément à l'article A.12.9.3.3.

12.11.4 Résistance à l'arrachement

12.11.4.1 Généralités

La résistance pondérée à l'arrachement d'un assemblage réalisé au moyen de vis à bois doit être supérieure ou égale à l'effet des charges pondérées et doit être la moindre des valeurs entre la résistance pondérée à l'arrachement des vis dans l'élément côté pointe des vis (voir l'article 12.11.4.2) et la résistance pondérée au poinçonnement de la tête de vis à travers l'élément côté tête des vis (voir l'article 12.11.4.3).

12.11.4.2 Résistance à l'arrachement de l'élément côté pointe des vis

Dans le cas d'un assemblage à deux éléments réalisé avec des vis à bois, la résistance pondérée à l'arrachement, P_{rw}, en N, de l'élément côté pointe des vis doit être calculée comme suit :

$P_{rw} = \phi\ Y_w\ L_{pt}\ n_F$

où

ϕ = 0,6

Y_w = $y_w\ (K_D\ K_T\ K_{SF})$

où

y_w = résistance prévue à l'arrachement par millimètre de pénétration de la tige filetée dans l'élément côté pointe des vis, N/mm

 © 2020 Association canadienne de normalisation

$= 59 d_F^{0,82} G^{1,77} J_x$

où

d_F = diamètre nominal de l'attache, mm (voir le tableau 12.27)

G = densité relative moyenne de l'élément côté pointe des vis (voir le tableau A.11)

J_x = 0,9 dans le bois lamellé-croisé

= 1,0 pour tous les autres cas

L_{pt} = profondeur de pénétration de la tige filetée dans l'élément côté pointe des vis, mm

n_F = nombre d'attaches dans l'assemblage

Dans le cas d'un assemblage à trois éléments, la profondeur de pénétration de la tige filetée doit être la plus grande longueur de pénétration dans un élément quelconque autre que celui côté tête des vis.

Δ 12.11.4.3 Résistance au poinçonnement de la tête à travers l'élément côté tête des vis

La résistance pondérée au poinçonnement de la tête, P_{pt}, en N, d'un assemblage réalisé avec des vis à bois doit être calculée comme suit :

a) pour les assemblages avec plaques de jonction en acier :
$P_{pt} = 1{,}5\phi\, t_1\, d_w\, f_u\, n_F$

b) pour les assemblages constitués d'éléments côté tête des vis en bois d'œuvre, en bois lamellé-collé, en bois lamellé-croisé ou en panneau structural :
$P_{pt} = 65\phi\, t_1\, n_F\, K_D$

où

ϕ = 0,4

t_1 = épaisseur de l'élément côté tête des vis, mm

d_w = diamètre de la tête des vis, mm

f_u = résistance ultime en traction de l'acier, MPa

Note : *La résistance en traction minimale prévue de l'acier, f_u, est précisée dans les normes pertinentes, p. ex., pour*

a) *f_u = 400 MPa pour l'acier ASTM A36/A36M;*
b) *f_u = 450 MPa pour l'acier de nuances 300W et 350W de CSA G40.21; et*
c) *f_u = 310 MPa pour l'acier de faible épaisseur formé à froid de nuance SS 230.*

n_F = nombre d'attaches dans l'assemblage

12.11.4.4 Arrachement de fil de bout

Les vis à bois posées dans le fil de bout ne doivent pas être considérées comme étant aptes à supporter les charges d'arrachement. Lorsque le calcul dépend de la résistance à l'arrachement des vis posées dans la rive d'un panneau en bois lamellé-croisé, des précautions doivent être prises pour assurer qu'il y a pénétration dans la rive d'une lamelle.

13 Ouvrages en pilots de bois

13.1 Domaine d'application

Les données et les méthodes de calcul de l'article 13 ne s'appliquent qu'aux pilots conformes à CAN/CSA-O56 et utilisés comme éléments de charpente. Le calcul de la résistance portante du sol ou du roc n'est pas traité à l'article 13.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

13.2 Matériaux

13.2.1 Traitement de préservation

À moins d'indication contraire à l'article 13.2.2, les données et les méthodes de calcul de l'article 13 sont basées sur l'utilisation de pilots ayant reçu un traitement de préservation sous pression conforme aux normes de la série CAN/CSA-O80.

Note : *Le traitement de préservation sous pression ne convient pas nécessairement à toutes les essences visées par CAN/CSA-O56. Les normes de la série CAN/CSA-O80 précisent les essences des pilots qu'il est possible de soumettre à un tel traitement.*

13.2.2 Pilots non traités

Les données et les méthodes de calcul de l'article 13 peuvent aussi s'appliquer aux pilots non traités qui servent aux constructions provisoires.

13.3 Résistances prévues et modules d'élasticité

Le tableau 13.1 donne les résistances prévues et les modules d'élasticité pour les pilots de bois rond.

13.4 Coefficients de correction

Les coefficients de correction précisés à l'article 5.3.2 pour la durée d'application de la charge et à l'article 6.4.2 pour les conditions d'utilisation doivent être appliqués aux pilots de bois. Les autres coefficients de correction ne doivent pas s'appliquer.

13.5 Calcul des résistances

13.5.1 Généralités

Les pilots de bois peuvent agir comme pilots d'appui ou pilots flottants et ils doivent être calculés pour renvoyer au sol ou au roc porteur toutes les charges qui les sollicitent.

13.5.2 Pilots servant d'éléments en compression

Les pilots doivent être considérés comme des éléments en compression. Ils doivent, au besoin, être calculés pour résister aux moments de flexion pondérés et aux efforts de traction pondérés résultant de forces de soulèvement ou d'autres forces, conformément aux exigences pertinentes de l'article 6.

13.5.3 Longueur effective

Lorsqu'un pilot fini qui dépasse de la surface du sol n'est pas retenu contre le flambage par un support latéral, sa longueur effective doit être fonction des conditions de retenue imposées par la charpente qu'il soutient et par la nature du sol dans lequel il est enfoui. S'il s'agit d'un sol ferme, il peut être considéré que le point d'inflexion bas se trouve sous la surface, à une profondeur qui correspond au dixième environ de la longueur exposée. Si la couche supérieure du sol est de l'argile molle ou du limon, il peut être considéré que le point d'inflexion se trouve à environ la moitié de la profondeur de pénétration dans cette couche, mais non à moins du dixième de la partie exposée du pilot. Si le pilot est entièrement enfoui, sa capacité portante n'est pas limitée par sa résistance en tant que poteau de grande longueur; néanmoins, dans les cas où le sol comporte une couche très meuble ou de la tourbe, les pilots doivent être calculés conformément à l'article 13.5.5.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

13.5.4 Partie enfouie

13.5.4.1 Généralités

La partie d'un pilot qui est en contact permanent avec le roc ou un sol qui lui assure un support latéral doit être calculée conformément à l'article 6.5.5, avec un coefficient d'élancement K_C égal à 1,00.

13.5.4.2 Pilots d'appui

La résistance pondérée à la compression, P_r, des pilots d'appui doit être calculée pour une aire A égale à l'aire de leur section minimale.

13.5.4.3 Pilots flottants

La résistance pondérée à la compression, P_r, des pilots flottants doit être calculée pour une aire A égale à l'aire de leur section prise au tiers de la partie enfouie, mesurée depuis la pointe du pilot.

13.5.5 Partie non enfouie

La résistance pondérée à la compression, P_r, de la partie du pilot en contact avec l'air, l'eau, ou un sol qui n'assure pas un support latéral suffisant, doit être calculée conformément à l'article 6.5.5. Le coefficient d'élancement, K_C, doit être calculé en fonction d'un élancement, C_C, calculé selon les articles 14.5.2.5 et 14.5.2.6. Les pilots sollicités par des charges excentriques ou latérales doivent être calculés selon l'article 6.5.9.

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 13.1
Résistances prévues et modules d'élasticité des pilots de bois rond, MPa
(Voir l'article 13.3.)

Essences	Flexion, f_b	Cisaillement longitudinal, f_v	Compression parallèle au fil, f_c	Compression perpendicu-laire au fil, f_{cp}	Traction parallèle au fil, f_t	Module d'élasticité	
						E	E_{05}
Sapin de Douglas ou mélèze occidental	20,1	1,4	18,7	7,7	13,6	11 000	7000
Pin gris	18,1	1,5	15,6	5,2	11,6	7000	5000
Pin tordu et pin ponderosa	14,2	1,0	13,2	5,2	9,7	7000	5000
Pin rouge	13,6	1,2	11,7	5,2	9,0	7000	5000

Notes :

1) *Les valeurs du tableau sont basées sur des conditions d'utilisation en milieu sec et sur une durée d'application normale de la charge.*
2) *Les pilots de bois de pin jaune du Sud peuvent se voir attribuer les résistances données pour le groupe d'essences de sapin de Douglas-mélèze.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

14 Ouvrages en poteaux

14.1 Domaine d'application

14.1.1 Poteaux ronds

Les données et les méthodes de calcul de l'article 14 ne s'appliquent qu'aux poteaux ronds utilisés comme éléments de charpente dans les ouvrages en poteaux et dont les propriétés matérielles autres que celles ayant trait à la résistance sont conformes à CAN/CSA-O15. Le calcul de la résistance portante du sol n'est pas traité à l'article 14.

14.1.2 Bois de sciage

Le bois de sciage utilisé comme poteaux doit être conforme à l'article 6.

14.2 Matériaux

14.2.1 Traitement de préservation

Les données et les méthodes de calcul de l'article 14 pour les poteaux et autres éléments en bois enfouis dans le sol ou exposés à l'humidité, à une ventilation insuffisante, au contact du béton ou de la maçonnerie ou à d'autres conditions qui favorisent la pourriture supposent que ces poteaux et autres éléments en bois ont reçu un traitement de préservation sous pression conforme aux normes de la série CAN/CSA-O80.

Note : *Le traitement de préservation sous pression ne convient pas nécessairement à toutes les essences visées par CAN/CSA-O15. Les normes de la série CAN/CSA-O80 précisent les seules essences des poteaux qu'il est possible de soumettre à un tel traitement.*

14.2.2 Poteaux courts

Si les poteaux ronds sont de longueur inférieure aux longueurs prescrites dans CAN/CSA-O15, mais sont conformes à toutes les autres exigences de CAN/CSA-O15, les mêmes critères d'effilement et de circonférence minimale à la tête que ceux prescrits dans CAN/CSA-O15 doivent être utilisés pour les calculs.

14.3 Résistances prévues

Les résistances prévues des poteaux ronds autres que ceux en thuya occidental doivent être égales à 80 % des valeurs précisées au tableau 6.6 pour les poutres et longerons de classe SS (Select Structural « structure choisie ») du groupe d'essences approprié. Pour les poteaux ronds en thuya occidental, les résistances prévues doivent être égales à 50 % des valeurs précisées au tableau 6.6 pour les poutres et longerons de classe SS du groupe d'essences nordiques.

14.4 Coefficients de correction

Les coefficients de correction précisés à l'article 6 pour les poutres et longerons doivent s'appliquer aux poteaux ronds.

14.5 Calcul des résistances

14.5.1 Généralités

Les poteaux doivent être calculés pour renvoyer au sol toutes les charges pondérées qui les sollicitent et ils doivent être adaptés aux conditions pédologiques du chantier.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

14.5.2 Poteaux servant d'éléments en compression

14.5.2.1 Généralités

Au besoin, les poteaux doivent être calculés pour résister aux moments de flexion pondérés et aux efforts de traction pondérés résultant de forces de soulèvement ou d'autres forces, conformément aux exigences pertinentes de l'article 6.

14.5.2.2 Longueur effective

La longueur effective doit être déterminée conformément à l'article 13.5.3.

14.5.2.3 Partie enfouie

La partie d'un poteau qui est en contact permanent avec le roc ou un sol qui lui assure un support latéral doit être calculée conformément à l'article 6.5.5, avec un coefficient d'élancement K_C égal à 1,00.

14.5.2.4 Partie non enfouie

La résistance pondérée à la compression, P_r, de la partie du poteau en contact avec l'air, l'eau ou un sol qui n'assure pas un support latéral suffisant doit être calculée conformément à l'article 6.5.5. Le coefficient d'élancement, K_C, doit être calculé en fonction d'un élancement, C_C, calculé selon les articles 14.5.2.5 et 14.5.2.6. Les poteaux sollicités par des charges excentriques ou latérales doivent être calculés selon l'article 6.5.9.

14.5.2.5 Section non rectangulaire constante

Pour les éléments de section constante non rectangulaire, le coefficient d'élancement, C_C, doit être calculé conformément à l'article 6.5.5.2.2 en remplaçant la face étroite ou la grande face de l'élément par $r\sqrt{12}$ où r représente le rayon de giration de la section transversale de l'élément.

14.5.2.6 Section circulaire variable

Le rayon de giration des éléments ronds effilés en compression doit être calculé pour un diamètre effectif égal au diamètre minimal majoré de 0,45 fois la différence entre le diamètre maximal et le diamètre minimal. La résistance pondérée en compression ainsi calculée ne doit pas être supérieure à la résistance pondérée calculée en fonction du diamètre minimal et d'un coefficient d'élancement K_C égal à 1,00.

14.5.3 Poteaux en flexion

La résistance pondérée au moment de flexion, M_r, des poteaux ronds doit être celle d'un élément carré ayant la même aire de section. Les poteaux ronds effilés doivent être considérés comme des éléments carrés équivalents de section variable.

15 Produits propriétaires en bois de charpente — Calcul

15.1 Domaine d'application

L'article 15 énonce, à l'intention de l'ingénieur de projet ou du concepteur du bâtiment, les exigences de calcul relatives aux produits propriétaires en bois de charpente utilisés dans les applications qui y sont décrites. Les valeurs de calcul de ces produits propriétaires sont normalement établies par

 © 2020 Association canadienne de normalisation

l'ingénieur du fabricant conformément à l'article 16. À moins d'indication contraire de la part du fabricant du produit, les produits propriétaires doivent être utilisés exclusivement en milieu sec.

Note : *En général, les valeurs de calcul propriétaires de ces produits sont publiées par le fabricant du produit (c.-à-d., dans les documents techniques propriétaires préparés par le fabricant et les rapports d'évaluation de produit publiés dans le* Recueil d'évaluations de produits du CCMC*, avec les coefficients appropriés pour des applications spécifiques. S'il est raisonnable de penser que l'application envisagée justifie des ajustements à ces valeurs de calcul, le concepteur devrait consulter le fabricant du produit.*

15.2 Solives en I préfabriquées en bois

15.2.1 Généralités

Les solives en I préfabriquées en bois utilisées conformément à l'article 15.2 doivent satisfaire aux exigences pertinentes de l'article 16.2.

Note : *Les solives en I devraient porter la marque d'un organisme de certification accrédité qui en assure la certification conformément à ISO/IEC 17065.*

15.2.2 Coefficients de correction

15.2.2.1 Coefficient de durée d'application de la charge, K_D

Les résistances prévues des solives en I préfabriquées en bois doivent être multipliées par un coefficient de durée d'application de la charge, K_D, précisé à l'article 5.3.2.

15.2.2.2 Coefficient de conditions d'utilisation, K_S

Les solives en I préfabriquées en bois visées à l'article 16.2 ne doivent être utilisées qu'en milieu sec où tous les coefficients de conditions d'utilisation K_S = 1,0.

15.2.2.3 Coefficient de traitement, K_T

Les valeurs de résistance et de rigidité précisées à l'article 16 s'appliquent aux solives en I préfabriquées en bois non traitées, K_T étant égal à 1,0.

15.2.2.4 Coefficient de système, K_H

Le coefficient de système, K_H, doit être égal à 1,0 pour toutes les propriétés de résistance des solives en I préfabriquées en bois.

Note : *Des informations additionnelles sont données à l'appendice X1.4.1 d'ASTM D5055.*

15.2.3 Calcul des résistances

15.2.3.1 Résistance au moment de flexion

La résistance pondérée au moment de flexion, M_r, des solives en I préfabriquées en bois doit être calculée comme suit :

$M_r = \phi\, M_r' \,(K_D\, K_S\, K_H\, K_T)\, K_L$

où

ϕ = 0,90

M_r' = résistance corrigée au moment de flexion

K_D = coefficient de durée d'application de la charge (voir l'article 15.2.2.1)

K_S = coefficient de conditions d'utilisation (voir l'article 15.2.2.2)

 © 2020 Association canadienne de normalisation

K_H = coefficient de système (voir l'article 15.2.2.4)

K_T = coefficient de traitement (voir l'article 15.2.2.3)

K_L = coefficient de stabilité latérale (voir l'article 15.2.3.2)

Note : *Les valeurs de résistance ultime pondérée, $\phi M_r'$, sont précisées dans le* Recueil d'évaluations de produits du CCMC.

15.2.3.2 Coefficient de stabilité latérale, K_L

Le coefficient de stabilité latérale, K_L, doit être égal à 1,00 lorsqu'un support latéral est prévu aux points d'appui, pour empêcher le déplacement latéral et la rotation, et le long de toutes les rives en compression. Les exigences de support latéral et les coefficients de stabilité latérale pour d'autres applications telles que les portées continues doivent être déterminés sur la base d'une analyse fondée sur les principes d'ingénierie et/ou de données d'essais documentées, ou les deux, démontrant que l'utilisation du produit envisagée ne présente aucun danger.

15.2.3.3 Entailles

Aucune entaille ou autre coupe ne doit être pratiquée dans les semelles des solives en I préfabriquées en bois à moins que ces modifications n'aient été jugées acceptables selon les données d'essais documentées.

15.2.3.4 Résistance au cisaillement

15.2.3.4.1 Généralités

Dans le calcul de la résistance au cisaillement, l'effet de toutes les charges agissant sur l'élément doit être pris en considération, y compris les charges agissant sur une distance de l'appui égale à la hauteur de l'élément.

15.2.3.4.2 Résistance pondérée au cisaillement

La résistance pondérée au cisaillement, V_r, des solives en I préfabriquées en bois doit être calculée comme suit :

$V_r = \phi V_r' (K_D K_S K_T)$

où

ϕ = 0,90

V_r' = résistance au cisaillement déterminée selon le rapport d'évaluation de produit du fabricant

Note : *Les valeurs de résistance ultime pondérée, $\phi V_r'$, sont données dans le* Recueil d'évaluations de produits du CCMC.

15.2.3.5 Résistance à la réaction

15.2.3.5.1 Généralités

Dans le calcul de la résistance à la réaction, l'effet de toutes les charges qui s'exercent sur l'élément doit être pris en compte, incluant les charges agissant près de l'appui.

15.2.3.5.2 Résistance pondérée à la réaction d'extrémité

La résistance pondérée à la réaction d'extrémité, ER_r, à la longueur d'appui d'extrémité prescrite des solives en I préfabriquées en bois doit être calculée comme suit :

 © 2020 Association canadienne de normalisation

$ER_r = \phi\ ER_r^{'}\ (K_D\ K_S\ K_T)$

où

ϕ = 0,90

$ER_r^{'}$ = résistance à la réaction d'extrémité déterminée conformément à l'article 16 et publiée dans le rapport d'évaluation du produit du fabricant

15.2.3.5.3 Résistance pondérée à la réaction intermédiaire

La résistance pondérée à la réaction intermédiaire, IR_r, à la longueur d'appui intermédiaire prescrite des solives en I préfabriquées en bois doit être calculée comme suit :

$IR_r = \phi\ IR_r^{'}\ (K_D\ K_S\ K_T)$

où

ϕ = 0,90

$IR_r^{'}$ = résistance à la réaction intermédiaire déterminée conformément à l'article 16 et publiée dans le rapport d'évaluation du produit du fabricant

15.2.3.6 Exigences concernant les ouvertures dans l'âme, la longueur d'appui et les raidisseurs d'âme

Le concepteur doit consulter le fabricant des solives de bois en I à propos des exigences relatives aux ouvertures dans l'âme des solives, à la longueur d'appui et aux raidisseurs d'âme.

15.2.4 États limites de tenue en service

Le calcul des états limites de tenue en service des solives en I préfabriquées en bois doit être conforme aux articles 5.1.3 et 5.4. Le calcul de la flèche, qui doit être effectué d'après les informations du rapport d'évaluation de produit du fabricant, doit prendre en compte la déformation due à la flexion et celle due au cisaillement. Les propriétés de rigidité à la flexion et au cisaillement ne doivent s'appliquer qu'aux solives en bois non traitées utilisées en milieu sec.

15.2.5 Assemblages pour solives en I préfabriquées en bois

15.2.5.1 Clous

Les assemblages cloués doivent être calculés conformément à l'article 12.9.

15.2.5.2 Étriers de solives et autres connecteurs de charpente

L'emploi des étriers de solives ou d'autres connecteurs de charpente avec les solives en I préfabriquées en bois doit être basé sur des données d'essais documentés.

Note : *Les détails nécessaires sur l'utilisation et les modes d'assemblage sont disponibles auprès des fabricants.*

15.3 Bois de charpente composite

15.3.1 Généralités

Le bois de charpente composite dont l'utilisation est visée par l'article 15.3, y compris ceux qui sont soumis à un procédé de transformation secondaire, doit être conforme aux exigences pertinentes des articles 16.3.1 à 16.3.6.

Note : *Le bois de charpente composite devrait porter la marque d'un organisme de certification accrédité qui en assure la certification conformément à ISO/IEC 17065.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

15.3.2 Coefficients de correction

15.3.2.1 Coefficient de durée d'application de la charge, K_D

Le coefficient de durée d'application de la charge, K_D, précisé à l'article 5.3.2, s'applique aux résistances prévues du bois de charpente composite si des essais appropriés ont été effectués pour démontrer la validité du coefficient pour les produits envisagés.

15.3.2.2 Coefficient de conditions d'utilisation, K_S

Les valeurs de résistance et de rigidité du bois de charpente composite données à l'article 15.3 s'appliquent à des conditions d'utilisation en milieu sec, avec K_S = 1,0. S'il est prévu d'utiliser les produits dans d'autres conditions qu'en milieu sec, le comportement de l'adhésif choisi de même que la résistance et la rigidité prescrites des produits doivent être évalués, notamment en établissant des coefficients appropriés de diminution de la résistance confirmés par des résultats d'essais documentés, déterminés sur la base des informations tirées du rapport d'évaluation de produit du fabricant.

15.3.2.3 Coefficient de traitement, K_T

Les valeurs de résistance et de rigidité précisées à l'article 15.3 s'appliquent au bois de charpente composite non traité, avec K_T = 1,0. Les coefficients de correction de traitement pour les résistances et rigidités prévues doivent être basés sur les résultats d'essais documentés en tenant compte des effets du temps, de la température et de la teneur en humidité, déterminés sur la base des informations tirées du rapport d'évaluation de produit du fabricant.

15.3.2.4 Coefficient de système, K_H

Le coefficient de système, K_H, pour le bois de charpente composite utilisé dans un système de répartition des charges doit être égal à 1,04, à condition que l'ossature à laquelle il est intégré soit formée d'au moins trois éléments parallèles réunis par des éléments transversaux de répartition des charges aptes à supporter les charges de calcul et espacés d'au plus 610 mm.

15.3.2.5 Coefficient de dimensions en flexion, K_{Zb}

Le coefficient de dimensions en flexion, K_{Zb}, du bois de charpente composite doit être déterminé en se basant sur les renseignements du rapport d'évaluation de produit du fabricant.

15.3.2.6 Coefficient de dimensions en traction, K_{Zt}

Le coefficient de dimensions en traction, K_{Zt}, du bois de charpente composite doit être déterminé en se basant sur les renseignements du rapport d'évaluation de produit du fabricant.

15.3.3 Calcul des résistances

15.3.3.1 Résistance au moment de flexion

La résistance pondérée au moment de flexion, M_r, du bois de charpente composite doit être calculée comme suit :

$M_r = \phi\ F_b\ SK_{Zb}\ K_L$

où

ϕ = 0,90

F_b = $f_b\ (K_D\ K_H\ K_{Sb}\ K_T)$

où

© 2020 Association canadienne de normalisation

f_b = résistance prévue en flexion, MPa, déterminée sur la base des informations du rapport d'évaluation de produit du fabricant

K_{Zb} = coefficient de dimensions en flexion (voir l'article 15.3.2.5)

K_L = coefficient de stabilité latérale (voir l'article 15.3.3.2)

15.3.3.2 Coefficient de stabilité latérale, K_L

Le coefficient de stabilité latérale, K_L pour le bois de charpente composite doit être déterminé conformément à l'article 6.5.3.2.

15.3.3.3 Entailles

Les produits en bois de charpente composite entaillés ou coupés ne doivent pas être utilisés à moins que des données d'essais documentées destinés à évaluer ces coupes ou ces entailles ne démontrent qu'elles sont acceptables.

15.3.3.4 Résistance au cisaillement

La résistance pondérée au cisaillement, V_r, du bois de charpente composite doit être calculée comme suit :

$$V_r = \phi F_v \frac{2A}{3} K_{Zv}$$

où

ϕ = 0,90

F_v = f_v (K_D K_{Sv} K_T)

où

f_v = résistance prévue en cisaillement du bois de charpente composite, MPa, déterminée sur la base des informations du rapport d'évaluation de produit du fabricant

A = aire de la section transversale de l'élément, mm²

K_{Zv} = 1,0

15.3.3.5 Résistance à la compression parallèle au fil

15.3.3.5.1 Longueur effective, L_e

À moins d'indication contraire, la longueur effective, $L_e = K_e L$, doit être utilisée pour déterminer l'élancement du bois de charpente composite en compression.

Note : *Les coefficients de longueur effective recommandés pour le bois de charpente composite en compression sont précisés au tableau A.4.*

Δ #### 15.3.3.5.2 Élancement, C_C

L'élancement, C_C, d'éléments simples en compression de section rectangulaire constante doit être la plus grande des valeurs suivantes, mais sans dépasser 50 :

$$C_C = \frac{\text{longueur effective associée à la grande face}}{\text{grande face de l'élément}}$$

ou

$$C_C = \frac{\text{longueur effective associée à la face étroite}}{\text{face étroite de l'élément}}$$

 © 2020 Association canadienne de normalisation

15.3.3.5.3 Résistance pondérée à la compression parallèle au fil

La résistance pondérée à la compression parallèle au fil, P_r, du bois de charpente composite doit être calculée comme suit :

$P_r = \phi\ F_c\ A\ K_C\ K_{Zc}$

où

ϕ = 0,80

F_c = $f_c\ (K_D\ K_{Sc}\ K_T)$

où

f_c = résistance prévue en compression parallèle au fil, MPa, déterminée sur la base des informations du rapport d'évaluation de produit du fabricant

A = aire de la section transversale de l'élément, mm²

K_C = coefficient d'élancement (voir l'article 15.3.3.6)

K_{Zc} = 1,0

Δ

15.3.3.6 Coefficient d'élancement, K_C

Le coefficient d'élancement, K_C, doit être calculé comme suit :

$$K_C = \left[1{,}0 + \frac{F_c K_{Zc} C_C^3}{35 E_{05} K_{SE} K_T}\right]^{-1}$$

où

E_{05} = $0{,}87E$

où

E = module d'élasticité prévu, MPa, déterminé sur la base des informations du rapport d'évaluation de produit du fabricant

15.3.3.7 Résistance à la compression perpendiculaire au fil (appui)

15.3.3.7.1 Charges maximales

Les forces d'appui pondérées ne doivent pas dépasser la résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil déterminée selon les articles 15.3.3.7.2 à 15.3.3.7.3.

15.3.3.7.2 Effet de toutes les charges appliquées

La résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil, Q_r, du bois de charpente composite sous l'effet de toutes les charges appliquées doit être calculée comme suit :

$Q_r = \phi\ F_{cp}\ A_b\ K_B\ K_{Zcp}$

où

ϕ = 0,80

F_{cp} = $f_{cp}\ (K_D\ K_S\ K_T)$

où

f_{cp} = résistance prévue en compression perpendiculaire au fil, MPa, déterminée sur la base des informations du rapport d'évaluation de produit du fabricant

A_b = surface d'appui, mm²

K_B = coefficient de longueur d'appui (voir l'article 6.5.6.5)

© 2020 Association canadienne de normalisation

K_{Zcp} = coefficient de dimensions pour l'appui (voir l'article 6.5.6.4), sauf que K_{Zcp} doit être égal à 1,0 dans le sense à plat (plan L-X, conformément à ASTM D5456)

15.3.3.7.3 Effet des charges appliquées près d'un appui

La résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil, Q_r', du bois de charpente composite sous l'effet des seules charges agissant sur une distance du centre de l'appui et égale à la hauteur de l'élément doit être calculée comme suit :

$Q_r' = (2/3)\phi\ F_{cp}\ A_b'\ K_B\ K_{Zcp}$

où

ϕ = 0,8

F_{cp} = f_{cp} ($K_D\ K_S\ K_T$)

où

f_{cp} = résistance prévue en compression perpendiculaire au fil, MPa, déterminée sur la base des informations du rapport d'évaluation de produit du fabricant

A_b' = surface d'appui moyenne, mm² (voir l'article 6.5.6.3.2)

Note : *Voir la figure 6.2.*

15.3.3.8 Résistance à la compression oblique par rapport au fil

La résistance pondérée à la compression oblique par rapport au fil du bois de charpente composite doit être calculée conformément à l'article 6.5.7, en utilisant les résistances pondérées pour la classe appropriée de produit propriétaire.

15.3.3.9 Résistance à la traction parallèle au fil

La résistance pondérée à la traction parallèle au fil, T_r, du bois de charpente composite doit être calculée comme suit :

$T_r = \phi\ F_t\ A_n\ K_{Zt}$

où

ϕ = 0,90

F_t = f_t ($K_D\ K_{St}\ K_T$)

où

f_t = résistance prévue en traction parallèle au fil, MPa, déterminée sur la base des informations du rapport d'évaluation de produit du fabricant

A_n = aire de la section transversale nette, mm²

K_{Zt} = coefficient de dimensions en traction (voir l'article 15.3.2.6)

15.3.3.10 Résistance à la flexion et à la charge axiale combinées

Les éléments sollicités à la fois en flexion et à des charges axiales de compression ou de traction doivent être calculés pour satisfaire l'équation d'interaction appropriée ci-dessous :

$$\left(\frac{P_f}{P_r}\right)^2 + \frac{M_f}{M_r}\left[\frac{1}{1-\frac{P_f}{P_E}}\right] \leq 1$$

ou

© 2020 Association canadienne de normalisation

$$\frac{T_f}{T_r} + \frac{M_f}{M_r} \leq 1$$

où

P_f = charge axiale pondérée en compression

P_r = résistance pondérée à la compression parallèle au fil calculée selon l'article 15.3.3.5.3

M_f = moment de flexion pondéré

M_r = résistance pondérée au moment de flexion calculée selon l'article 15.3.3.1

P_E = charge critique (de flambage) d'Euler dans le plan du moment appliqué

$= \frac{\pi^2 E_{05} K_{SE} K_T I}{L_e^2}$

où

E_{05} = module d'élasticité pour le calcul des éléments en compression, MPa

I = moment d'inertie dans le plan du moment appliqué, mm^4

L_e = longueur effective dans le plan du moment appliqué

$= K_e L$

où

K_e = coefficient de longueur effective (voir l'article A.6.5.5.1)

T_f = charge axiale pondérée en traction

T_r = résistance pondérée à la traction parallèle au fil calculée conformément à l'article 15.3.3.9

Note : *L'article A.6.5.9 présente une équation d'interaction plus détaillée pour la flexion et la compression combinées.*

15.3.4 États limites de tenue en service

Le calcul des états limites de tenue en service pour le bois de charpente composite doit être conforme aux articles 5.1.3 et 5.4. La flèche doit être calculée conformément au rapport d'évaluation de produit du fabricant. Les valeurs publiées concernant la rigidité en flexion et en cisaillement ne doivent être appliquées qu'au bois de charpente composite non traité utilisé en milieu sec.

15.3.5 Assemblages pour le bois de charpente composite

15.3.5.1 Étriers à solives

L'emploi des étriers à solives avec les produits propriétaires en bois de charpente composite doit satisfaire à l'article 12.10.

15.3.5.2 Autres assemblages

Les méthodes de calcul décrites à l'article 12 pour les clous, les vis à bois, les boulons, les goujons, les tire-fond, les rivets pour bois, les disques de cisaillement, les connecteurs métalliques et les anneaux fendus peuvent être utilisées pour calculer les assemblages utilisés avec un produit propriétaire en bois de charpente composite si des essais ont démontré la validité de leur emploi avec le produit en cause.

Notes :

1) *Le* Recueil d'évaluations de produits du CCMC *fournit des renseignements sur le calcul de certaines attaches, surtout les clous et les étriers de solives, qu'il est possible d'utiliser avec certains produits propriétaires.*
2) *En l'absence de renseignements suffisamment complets sur l'emploi d'attaches particulières avec un produit propriétaire, l'assemblage de ce produit au moyen de ces attaches devrait être limité aux assemblages en appui.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

16 Produits propriétaires en bois de charpente — Matériaux et évaluation

16.1 Domaine d'application

L'article 16 traite de la dérivation des valeurs de calcul applicables aux produits propriétaires en bois de charpente conformes aux exigences et aux normes pertinentes mentionnées dans ce même article. Les méthodes de dérivation de ces valeurs s'adressent aux fabricants et à leurs ingénieurs, pour leur permettre de s'assurer que les valeurs de calcul propriétaire de leurs produits propriétaires sont conformes à l'intention de la partie 4 du *Code national du bâtiment — Canada* et de cette norme en ce qui a trait à la résistance, à la tenue en service et à la fiabilité.

Note : *En général, les valeurs de calcul des produits propriétaires sont publiées par le fabricant (c.-à-d., dans les documents techniques propriétaires préparés par le fabricant et les rapports d'évaluation publiés dans le* Recueil d'évaluations de produits du CCMC*), avec les coefficients appropriés pour des applications spécifiques.*

16.2 Solives en I préfabriquées en bois

16.2.1 Généralités

À moins d'indication contraire à l'article 16.2, les solives en I préfabriquées en bois dont l'utilisation est visée par cette norme doivent satisfaire et être évaluées conformément aux exigences de résistance et de rigidité énoncées dans ASTM D5055. Les valeurs caractéristiques de calcul de ces solives doivent être déterminées conformément à l'article 16.2.3.5. Les solives en I préfabriquées en bois utilisées conformément à la présente norme doivent satisfaire aux exigences pertinentes de l'article 16.2.

Note : *Les solives en I devraient porter la marque d'un organisme de certification accrédité qui en assure la certification conformément à ISO/IEC 17065.*

16.2.2 Matériaux

16.2.2.1 Matériaux des semelles

L'article 16.2 vise les semelles conformes à l'article 6 pour le bois de sciage ou à l'article 7 pour le bois lamellé-collé. Le bois qui ne satisfait pas aux exigences de l'article 6 et le bois de charpente composite peuvent néanmoins être utilisés comme semelles lorsque ces matériaux sont qualifiés par des essais comme spécifié dans ASTM D5055.

16.2.2.2 Âmes en panneaux structuraux

Les âmes des solives en I préfabriquées en bois doivent être faites de panneaux structuraux conformes aux exigences de CSA O121, CSA O151, CSA O153 (utilisation extérieure seulement) ou CSA O325.

16.2.2.3 Adhésifs

Les solives en I préfabriquées en bois doivent être fabriquées au moyen :

a) d'une catégorie d'adhésifs conforme aux exigences de CSA O112.6 ou CSA O112.7; ou
b) d'adhésifs conformes aux exigences de CSA O112.9 ou CSA O112.10.

Note : *Pour des informations additionnelles sur ces normes, voir le commentaire des normes citées en référence.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

16.2.3 Résistances, capacités et modules d'élasticité prévus

16.2.3.1 Résistance prévue parallèle au fil pour les semelles

16.2.3.1.1 Résistance axiale prévue, f_a, pour les semelles — Généralités

La résistance axiale prévue, f_a, pour les semelles, doit être la moindre des valeurs suivantes :

$f_a = f_t K_{LN} K_{Zt}$

et

$f_a = f_c$

où

f_t = résistance prévue en traction parallèle au fil, MPa (voir l'article 16.2.3.1.2)

K_{LN} = coefficient de correction de longueur énoncé dans ASTM D5055 (voir l'article A.16.2.3.1)

K_{Zt} = coefficient de dimensions pour la traction parallèle au fil, tiré du tableau 6.13 (ne s'applique qu'au bois de charpente classé visuellement)

f_c = résistance prévue en compression parallèle au fil, MPa (voir l'article 16.2.3.1.3)

16.2.3.1.2 Résistance prévue en traction parallèle au fil, f_t, pour les semelles

La résistance prévue en traction parallèle au fil, f_t, pour les semelles, doit être déterminée comme suit :

a) Pour les semelles faites en bois de sciage conforme à l'article 6.2 ou en bois lamellé-collé conforme à l'article 7.2, la résistance prévue en traction parallèle au fil doit être déterminée selon f_t (article 6.3) ou de f_{tg} (tableau 7.2), respectivement;

b) Pour les semelles faites d'un matériau autre que ceux qui sont précisés à l'alinéa a), f_t doit être calculée comme suit :

$f_t = t K_r$

où

t = valeur caractéristique en traction parallèle au fil, MPa, précisée à l'article 16.2.3.5

K_r = coefficient de normalisation de la fiabilité en flexion et en traction, tiré du tableau 16.1

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 16.1
Coefficients de normalisation de fiabilité, K_r (applicables aux solives en I préfabriquées en bois et aux produits en bois de charpente composite seulement)
(Voir les articles 16.2.3.1.2, 16.2.3.1.3, 16.2.3.2, 16.2.3.3.2, 16.2.3.3.3, 16.2.4.1, 16.3.3.2, 16.3.3.3, 16.3.3.4 et 16.3.3.6.)

			Cisaillement			Réactions aux appuis**
				Bois de charpente composite§		Solives en I préfabriquées en bois
CV_w, %*	Flexion et traction†	Compression parallèle au fil‡	Solives en I préfabriquées en bois	Cas 1	Cas 2	
10	0,88	0,84	0,74	0,59	0,88	0,74
11	0,88	0,84	0,74	0,59	0,88	0,74
12	0,88	0,84	0,74	0,59	0,88	0,74
13	0,88	0,84	0,74	0,59	0,88	0,74
14	0,88	0,84	0,74	0,59	0,88	0,74
15	0,88	0,83	0,74	0,59	0,88	0,74
16	0,87	0,82	0,74	0,58	0,87	0,74
17	0,86	0,80	0,74	0,57	0,86	0,74
18	0,84	0,78	0,73	0,56	0,84	0,73
19	0,82	0,77	0,71	0,55	0,82	0,71
20	0,80	0,75	0,71	0,54	0,80	0,71
21	0,79	0,73	0,69	0,52	0,79	0,69
22	0,77	0,71	0,67	0,51	0,77	0,67
23	0,75	0,70	0,66	0,50	0,75	0,66

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau 16.1 (fin)

			Cisaillement			Réactions aux appuis**
				Bois de charpente composite§		
CV_w, %*	Flexion et traction†	Compression parallèle au fil‡	Solives en I préfabriquées en bois	Cas 1	Cas 2	Solives en I préfabriquées en bois
24	0,73	0,68	0,65	0,49	0,73	0,65
25	0,72	0,66	0,63	0,48	0,72	0,63

* *CV_w doit être déterminé conformément à ASTM D5457.*

† *S'applique au bois de charpente composite, en flexion et en traction, ainsi qu'aux semelles de solives en I préfabriquées en bois, en traction comme en compression.*

‡ *S'applique au bois de charpente composite, en compression parallèle au fil.*

§ *Le coefficient de correction du cisaillement pour le bois de charpente composite doit être basé sur la méthode d'essai de qualification en cisaillement énoncée dans ASTM D5456, c.-à-d., sur les essais en cisaillement de blocs (cas 1) ou sur ceux en cisaillement horizontal d'éléments de charpente à l'échelle réelle (cas 2).*

** *S'applique à la résistance de réaction des solives en I préfabriquées en bois aux appuis d'extrémité et intermédiaires.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

16.2.3.1.3 Résistance prévue en compression parallèle au fil, f_c, pour les semelles

La résistance prévue en compression parallèle au fil, f_c, pour les semelles, doit être déterminée comme suit :

a) Pour les semelles faites en bois de sciage conforme à l'article 6.2 ou en bois lamellé-collé conforme à l'article 7.2, la résistance prévue en compression parallèle au fil doit être tirée de f_c de l'article 6.3 ou de f_c du tableau 7.2, respectivement.

b) Pour les semelles faites d'un matériau autre que ceux qui sont précisés à l'alinéa a), f_c doit être calculée comme suit :

$f_c = c\ K_r$

où

c = valeur caractéristique en compression parallèle au fil, MPa, précisée à l'article 16.2.3.5

K_r = coefficient de normalisation de fiabilité en flexion et en traction, tiré du tableau 16.1

16.2.3.2 Résistance prévue en cisaillement, V_c

La résistance prévue en cisaillement, V_c, doit être calculée comme suit :

$V_c = v\ K_r$

où

v = valeur caractéristique en cisaillement, N, précisée à l'article 16.2.3.5

K_r = coefficient de normalisation de fiabilité en cisaillement pour les solives en I préfabriquées en bois, précisé au tableau 16.1

16.2.3.3 Résistances à la réaction

16.2.3.3.1 Généralités

La résistance à la réaction d'extrémité prévue et la résistance à la réaction intermédiaire prévue doivent être calculées conformément aux articles 16.2.3.3.2 et 16.2.3.3.3, respectivement.

16.2.3.3.2 Résistance à la réaction d'extrémité prévue, ER_c

La résistance prévue à la réaction d'extrémité, ER_c, pour une longueur d'appui d'extrémité prescrite doit être calculée comme suit :

$ER_c = r_e\ K_r$

où

r_e = valeur caractéristique en réaction d'extrémité selon l'article 16.2.3.5, N

K_r = coefficient de normalisation de fiabilité en réaction pour les solives en I préfabriquées en bois précisé au tableau 16.1

16.2.3.3.3 Résistance à la réaction intermédiaire prévue, IR_c

La résistance prévue à la réaction intermédiaire, IR_c, à une longueur d'appui prescrite doit être calculée comme suit :

$IR_c = r_i\ K_r$

où

r_i = valeur caractéristique en réaction intermédiaire selon l'article 16.2.3.5, N

K_r = coefficient de normalisation de fiabilité en réaction pour les solives en I préfabriquées en bois précisé au tableau 16.1

© 2020 Association canadienne de normalisation

16.2.3.4 Module d'élasticité, *E*, du matériau de semelle

Le module d'élasticité, *E*, du matériau de semelle doit être déterminé comme suit :

a) Pour les semelles faites en bois de sciage conforme à l'article 6.2 ou en bois lamellé-collé conforme à l'article 7.2, le module d'élasticité doit être déterminé selon l'article 6.3 ou le tableau 7.2, respectivement.

b) Pour les semelles faites d'un matériau autre que ceux précisés à l'alinéa a), le module d'élasticité doit être la valeur moyenne du module d'élasticité déterminée à partir des résultats d'essais exigés à l'article 6.6.2.1 d'ASTM D5055.

Δ **16.2.3.5 Valeurs caractéristiques**

Les valeurs caractéristiques doivent être déterminées comme suit :

a) La valeur caractéristique maximale en cisaillement, *v*, pour les solives en I préfabriquées en bois, doit être la résistance au cisaillement énoncée dans ASTM D5055 et multipliée par 2,37.

b) Les valeurs caractéristiques maximales en réaction pour les solives en I préfabriquées en bois doivent être la résistance à la réaction d'extrémité, r_e, et intermédiaire, r_I, pour une longueur d'appui prévue, selon ASTM D5055 et multipliée par 2,37.

c) La valeur caractéristique maximale en traction parallèle au fil, *t*, pour les semelles des solives en I préfabriquées en bois, doit être déterminée comme suit :
   i) bois de sciage : la résistance en traction de la semelle, déterminée selon ASTM D5055 et multipliée par 2,1; et
   ii) bois de charpente composite : la valeur caractéristique en traction, t_{SCL}, précisée à l'article 16.3.3.6.

d) La valeur caractéristique maximale en compression parallèle au fil, *c*, pour les semelles des solives en I préfabriquées en bois doit être calculée comme suit :
   i) bois de sciage :
   $c = t\ (f_{c1}/f_{t1})$
   où
   f_{c1} = résistance prévue en compression parallèle au fil précisée à l'article 6.3 pour la classe, le groupe d'essences et les dimensions de bois identiques à celles de f_{t1}
   f_{t1} = résistance prévue la plus proche de f_t en traction parallèle au fil précisée à l'article 6.3 pour le groupe d'essences et les dimensions mises à l'essai conformément à ASTM D5055
   ii) bois de charpente composite : la valeur caractéristique en compression, *c*, précisée à l'article 16.3.3.4.

e) La valeur caractéristique maximale de résistance au moment pour les solives en I préfabriquées avec semelles en bois de sciage ou en bois de charpente composite peut être déterminée par la méthode empirique décrite à l'article 6 d'ASTM D5055, Lorsque cette méthode est utilisée, la valeur caractéristique maximale de résistance au moment doit être choisie en fonction de la limite inférieure de tolérance de 5 % correspondant à un niveau de confiance de 75 %.

16.2.4 Résistances corrigées

16.2.4.1 Résistance corrigée au moment de flexion, M_r'

La résistance corrigée au moment de flexion, M_r', des solives en I préfabriquées en bois doit être calculée comme suit :

$$M_r' = f_a\ A_{net}\ Y$$

ou

© 2020 Association canadienne de normalisation

$M_r' = M_{cv} K_r$

où

f_a = résistance axiale prévue pour les semelles, MPa (voir l'article 16.2.3.1)

A_{net} = aire nette de la section transversale d'une semelle, à l'exclusion de toutes les aires du panneau d'âme et du joint, mm²

Y = distance entre les centroïdes des semelles, en tenant compte des joints, mm

M_{cv} = valeur caractéristique de résistance au moment, N•m, précisée à l'article 16.2.3.5 e)

K_r = coefficient de normalisation de la fiabilité pour la flexion et la traction (voir le tableau 16.1)

16.2.4.2 Résistance au cisaillement

16.2.4.2.1 Généralités

Dans le calcul de la résistance corrigée au cisaillement, l'effet de toutes les charges agissant sur l'élément doit être pris en considération, y compris les charges agissant sur une distance de l'appui égale à la hauteur de l'élément. Les corrections de la valeur de calcul du cisaillement à proximité de l'appui doivent être justifiées par des essais indépendants conformes aux critères de résistance au cisaillement énoncés dans ASTM D5055.

16.2.4.2.2 Résistance corrigée au cisaillement, V'_r

La résistance corrigée au cisaillement, V'_r, des solives en I préfabriquées en bois doit être calculeée comme suit :

$V'_r = V_c$

où

V_c = résistance prévue en cisaillement pour une marque et une hauteur données de solive en I préfabriquée en bois, N, selon l'article 16.2.3.2

16.2.4.3 Résistances corrigées à la réaction

16.2.4.3.1 Généralités

La résistance corrigée à la réaction d'extrémité et la résistance corrigée à la réaction intermédiaire doivent être calculées conformément aux articles 16.2.4.3.2 et 16.2.4.3.3, respectivement.

16.2.4.3.2 Résistance corrigée à la réaction d'extrémité, ER'_r

La résistance corrigée à la réaction d'extrémité, ER'_r, des solives en I préfabriquées en bois doit être déterminée comme suit :

$ER'_r = ER_c$

où

ER_c = résistance prévue à la réaction d'extrémité des solives en I préfabriquées en bois de modèle et de hauteur donnés pour une longueur d'appui prescrite conformément à l'article 16.2.3.3.2, N

16.2.4.3.3 Résistance corrigée à la réaction intermédiaire, IR'_r

La résistance corrigée à la réaction intermédiaire, IR'_r, des solives en I préfabriquées en bois doit être calculée comme suit :

$IR'_r = IR_c$

où

© 2020 Association canadienne de normalisation

IR_c = résistance prévue à la réaction intermédiaire des solives en I préfabriquées en bois de modèle et de hauteur donnés pour une longueur d'appui prescrite conformément à l'article 16.2.3.3.3, N

16.2.4.4 Exigences concernant les ouvertures dans l'âme, la longueur d'appui minimale et les raidisseurs d'âme

Les exigences relatives aux ouvertures dans l'âme des solives, à la longueur d'appui minimale et aux raidisseurs d'âme doivent être déterminées conformément à ASTM D5055.

16.2.5 États limites de tenue en service

Le calcul de la flèche doit tenir compte de la déformation due au cisaillement.

Le module d'élasticité de la semelle, E_s, servant au calcul de la rigidité doit être calculé comme suit :

$E_s = E\ (K_{SE}\ K_{TE})$

La rigidité effective, EI_w, de l'âme des solives en I préfabriquées en bois faite de panneaux structuraux tels que spécifiés à l'article 9.3 et conformes à CSA O121, à CSA O151 ou à CSA O325 doit être calculée comme suit :

$$EI_w = (\Sigma B_a)\left(\frac{W_D^3}{12}\right)K_{SE}K_{TE}$$

La rigidité en cisaillement en épaisseur, W_S, des panneaux structuraux tels que spécifiés à l'article 9.3 et conformes à CSA O121, à CSA O151 ou à CSA O325 et utilisés comme éléments d'âme des solives en I préfabriquées en bois doit être calculée comme suit :

$W_S = B_v\ K_{SG}\ K_{TG}$

où

E = module d'élasticité prévu du matériau de semelle (voir l'article 16.2.3.4)

K_{SE} = coefficient de conditions d'utilisation relatif au module d'élasticité

= 1,0 pour des conditions d'utilisation en milieu sec

K_{TE} = coefficient de traitement relatif au module d'élasticité

= 1,0 pour les solives en I préfabriquées en bois non traitées (voir l'article 15.2.2.3)

B_a = rigidité axiale (en traction ou en compression), tirée du tableau 9.1, 9.2 ou 9.3, N/mm

W_D = hauteur totale de l'âme en panneau structural, mm

B_v = rigidité en cisaillement en épaisseur, tirée du tableau 9.1, 9.2 ou 9.3, N/mm

K_{SG} = coefficient de conditions d'utilisation relatif à la rigidité en cisaillement en épaisseur

= 1,0 pour des conditions d'utilisation en milieu sec

K_{TG} = coefficient de traitement relatif à la rigidité en cisaillement en épaisseur

= 1,0 pour les solives en I préfabriquées en bois non traitées

Note : *Les valeurs de rigidité axiale et de rigidité en cisaillement en épaisseur de l'âme des produits non mentionnés au tableau 9.1, 9.2 ou 9.3 sont déterminées, soit à partir des normes pertinentes, soit sur la base de données d'essais documentées qu'il est possible d'obtenir auprès du fabricant des solives en I préfabriquées en bois.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

16.3 Bois de charpente composite

16.3.1 Généralités

Le bois de charpente composite dont l'utilisation est visée par cette norme doivent être fabriqués et évalués conformément aux valeurs caractéristiques énoncées dans ASTM D5456, à l'exception du composite en placage de bambou qui n'est pas visé par cette norme.

Les produits en bois de charpente composite dont l'utilisation est visée par cette norme, y compris ceux qui sont soumis à un procédé de transformation secondaire, doivent être conformes aux exigences pertinentes des articles 16.3.2 à 16.3.6.

Note : *Le bois de charpente composite devrait porter la marque d'un organisme de certification accrédité qui en assure la certification conformément à ISO/IEC 17065.*

16.3.2 Adhésifs et liants

16.3.2.1 Adhésifs

Les adhésifs utilisés dans la fabrication du bois de charpente composite doivent être :

a) de catégories spécifiques d'adhésifs conformes à CSA O112.6 ou à CSA O112.7; ou
b) des adhésifs conformes à CSA O112.9 ou à CSA O112.10.

Les adhésifs visés par CSA O112.10 doivent exclusivement être utilisés dans les produits conçus pour des conditions d'utilisation en milieu sec, p. ex., les solives en I en bois.

16.3.2.2 Liants

Les liants doivent avoir une performance égale à celle des adhésifs précisés à l'article 16.3.2.1 a).

16.3.3 Résistances prévues et module d'élasticité

16.3.3.1 Généralités

Les résistances prévues et le module d'élasticité du bois de charpente composite dont l'utilisation est visée par cette norme doivent être déterminés selon les articles 16.3.3.2 à 16.3.3.7.

Δ #### 16.3.3.2 Résistance prévue en flexion, f_b

La résistance prévue en flexion, f_b, pour le bois de charpente composite doit être calculée comme suit :

$f_b = F_B K_r$

où

F_B = valeur caractéristique en flexion, MPa, déterminée conformément à ASTM D5456

K_r = coefficient de normalisation de la fiabilité en flexion et en traction (voir le tableau 16.1)

16.3.3.3 Résistance prévue en cisaillement, f_v

La résistance prévue en cisaillement, f_v, pour le bois de charpente composite doit être calculée comme suit :

$f_v = v_{SCL} K_r$

où

v_{SCL} = valeur caractéristique en cisaillement, MPa, déterminée conformément à ASTM D5456

K_r = coefficient de normalisation de la fiabilité en cisaillement pour le bois de charpente composite (voir le tableau 16.1)

 © 2020 Association canadienne de normalisation

16.3.3.4 Résistance prévue en compression parallèle au fil, f_c

La résistance prévue en compression parallèle au fil, f_c, pour le bois de charpente composite doit être calculée comme suit :

$f_c = c\ K_r$

où

c = valeur caractéristique en compression parallèle au fil, MPa, déterminée conformément à ASTM D5456

K_r = coefficient de normalisation de la fiabilité en compression parallèle au fil (voir le tableau 16.1)

16.3.3.5 Résistance prévue en compression perpendiculaire au fil, f_{cp}

La résistance prévue en compression perpendiculaire au fil, f_{cp}, MPa, pour le bois de charpente composite ne doit pas dépasser :

a) la valeur caractéristique déterminée conformément à ASTM D5456, et multipliée par 1,09 dans le sens sur le chant (plan L-Y conformément à ASTM D5456); et

b) la valeur caractéristique déterminée conformément à ASTM D5456, et multipliée par 1,81 dans le sens à plat (plan L-X conformément à ASTM D5456).

16.3.3.6 Résistance prévue en traction parallèle au fil, f_t

La résistance prévue en traction parallèle au fil, f_t, pour le bois de charpente composite doit être calculée comme suit :

$f_t = t_{SCL}\ K_r$

où

t_{SCL} = valeur caractéristique en traction parallèle au fil, MPa, déterminée conformément à ASTM D5456

K_r = coefficient de normalisation de la fiabilité en flexion et en traction (voir le tableau 16.1)

16.3.3.7 Module d'élasticité prévu, E

Le module d'élasticité prévu, E, pour le bois de charpente composite, doit être la valeur moyenne déterminée conformément à ASTM D5456.

16.3.4 Coefficients de correction

16.3.4.1 Coefficient de dimensions en flexion, K_{Zb}

Le coefficient de dimensions en flexion, K_{Zb}, pour le bois de charpente composite doit être calculé comme suit :

$$K_{Zb} = \left(\frac{d_1}{d}\right)^{\frac{1}{n}}$$

où

d_1 = hauteur de l'élément sur laquelle est basée la valeur publiée de résistance prévue en flexion, f_b

d = hauteur de l'élément en cause

n = paramètre déterminé selon l'article 7.4.1.3 d'ASTM D5456

16.3.4.2 Coefficient de dimensions en traction, K_{Zt}

Le coefficient de dimensions en traction, K_{Zt}, pour le bois de charpente composite doit être calculé comme suit :

© 2020 Association canadienne de normalisation

$$K_{Zt} = \left(\frac{L_1}{L}\right)^{\frac{1}{m}}$$

où

L_1 = longueur de base entre les serres du banc d'essai, déterminée selon l'article 5.5.2 d'ASTM D5456

L = longueur de l'élément actuel

m = paramètre déterminé selon l'annexe A1 d'ASTM D5456

16.3.5 États limites de tenue en service

Le calcul de la flèche doit tenir compte de la déformation due au cisaillement.

Le module d'élasticité de l'élément, E_s, servant au calcul de la rigidité doit être calculé comme suit :

$$E_s = E\ (K_{SE}\ K_{TE})$$

où

E = module d'élasticité prévu, MPa, déterminé conformément à l'article 16.3.3.7

K_{SE} = coefficient de conditions d'utilisation relatif au module d'élasticité

= 1,0 pour des conditions d'utilisation en milieu sec

K_{TE} = coefficient de traitement relatif au module d'élasticité

= 1,0 pour le bois de charpente composite non traité

Le module de cisaillement ou de rigidité en cisaillement, G_S, servant au calcul de la rigidité doit être calculé comme suit :

$$G_S = G\ (K_{SG}\ K_{TG})$$

où

G = module de cisaillement ou de rigidité en cisaillement prévu, MPa, déterminé par des essais ou tiré d'un ouvrage de référence reconnu, pour les essences de bois utilisés dans le bois de charpente composite

K_{SG} = coefficient de conditions d'utilisation relatif au module en cisaillement

= 1,0 pour des conditions d'utilisation en milieu sec

K_{TG} = coefficient de traitement relatif au module de cisaillement

= 1,0 pour le bois de charpente composite non traité

16.3.6 Assemblages pour le bois de charpente composite

Les méthodes de calcul décrites à l'article 12 pour les clous, les boulons, les vis, les tire-fond, les rivets pour bois, les disques de cisaillement, les connecteurs métalliques et les anneaux fendus peuvent être utilisées pour calculer les assemblages à utiliser avec un produit propriétaire en bois de charpente composite si des essais ont démontré la validité de leur emploi avec le produit en cause.

Note : *Des informations sur le calcul des attaches utilisées avec les produits propriétaires devraient être ajoutées dans les éditions à venir du* Recueil d'évaluations de produits du CCMC*, lorsque les résultats d'essais seront connus.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

16.4 Connecteurs métalliques

16.4.1 Généralités

16.4.1.1

Les règles de calcul des assemblages par connecteurs métalliques énoncées à l'article 16.4.1 visent les plaques métalliques minces à dents ou à clous qui s'insèrent dans le bois pour assurer le transfert des charges et sont conformes à l'article 16.4.

16.4.1.2

Les connecteurs métalliques doivent être fabriqués en tôle d'acier galvanisée conforme à la nuance d'acier SS230, SS255, SS275, HSLA S340, HSLA S410, HSLA II340 ou HSLA II410 d'ASTM A653/A653M et ayant les caractéristiques minimales énumérées au tableau 16.2.

Tableau 16.2
Caractéristiques minimales des aciers utilisés pour les connecteurs métalliques
(Voir l'article 16.4.1.2.)

	Nuance				
	SS230	**SS255**	**SS275**	**HSLA S340 ou HSLA II340**	**HSLA S410 ou HSLA II410**
Résistance ultime en traction, MPa	310	360	380	410	480
Limite d'élasticité minimale, MPa	230	255	275	340	410
Allongement d'une éprouvette de 50 mm à la rupture, %	20	18	16	20	16

Note : *L'acier peut être galvanisé avant la fabrication et devrait être conforme à la catégorie de revêtement G90.*

16.4.2 Limites de résistance des connecteurs métalliques

16.4.2.1 Résistance latérale ultime des dents

Les valeurs de résistance latérale ultime p_u, q_u, p'_u, et q'_u doivent être obtenues à partir des essais effectués conformément à CSA S347 et calculées comme suit :

$n_u = 0{,}8\ R_c\ B\ K_{mu}\ K_{pu}$

où

n_u = valeurs de résistance latérale ultime p_u, q_u, p'_u ou q'_u

R_c = la plus faible des valeurs suivantes :

a) $R_u\ (1 - 2{,}104\ CV)$
b) $0{,}753\ R_u$

où

R_u = résistance latérale ultime moyenne tirée des données d'essai

CV = coefficient de variation des données d'essai

où

B = 1,44 à 2,18 CV, mais non supérieure à 1,1

 © 2020 Association canadienne de normalisation

K_{mu} = coefficient de comportement à l'humidité pour la résistance ultime

= 0,83 pour les assemblages de bois de sciage au bois de sciage

= déterminé conformément à CSA S347 pour les assemblages du bois de charpente composite au bois de charpente composite, et pour les assemblages du bois de sciage au bois de charpente composite

K_{pu} = coefficient de correction de la presse à rouleaux pour la résistance ultime, déterminé conformément à CSA S347

Note : *Si le coefficient de comportement à l'humidité pour le bois de charpente composite joint au bois de sciage est inférieur à 0,83, deux valeurs de n_u sont calculées pour les assemblages de bois de sciage, une valeur est calculée pour les assemblages de bois de sciage au bois de sciage, et une autre pour les assemblages de bois de sciage au bois de charpente composite.*

16.4.2.2 Résistance à la traction

La résistance à la traction du connecteur, t_p, doit être déterminée dans l'axe parallèle et dans l'axe perpendiculaire à la direction de la charge appliquée, et calculée comme suit :

$t_p = t_{uL}\, CF$

où

t_{uL} = résistance caractéristique à la traction selon CSA S347, N/mm

CF = coefficient de correction pour la résistance du matériau du connecteur selon CSA S347

16.4.2.3 Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement du connecteur, v_p, doit être déterminée pour des angles spécifiés de l'axe du connecteur par rapport à la direction de la charge et calculée comme suit :

$v_p = v_{uL}\, CF$

où

v_{uL} = résistance au cisaillement caractéristique selon CSA S347, N/mm

CF = coefficient de correction pour la résistance du matériau du connecteur selon CSA S347

Pour tous les autres angles, la résistance au cisaillement doit être déterminée par interpolation linéaire.

16.4.3 Résistance latérale au glissement

Les valeurs de résistance p_s, q_s, p_s' et q_s' doivent être obtenues à partir des essais effectués conformément à CSA S347 et calculées comme suit :

$n_s = (R_s/1{,}2)\, K_{ps}\, K_{ms}$

où

n_s = valeurs de glissement latéral p_s, q_s, p_s' ou q_s'

R_s = résistance latérale moyenne à 0,8 mm du glissement bois sur bois déterminée conformément à CSA S347

K_{ps} = coefficient de correction de la presse à rouleaux pour le glissement, déterminé conformément à CSA S347

K_{ms} = coefficient de comportement à l'humidité en glissement

= 0,83 pour les assemblages de bois de sciage au bois de sciage

 © 2020 Association canadienne de normalisation

= déterminé conformément à CSA S347 pour les assemblages de bois de charpente composite au bois de charpente composite, et pour les assemblages de bois de sciage au bois de charpente composite

Note : *Si le coefficient de comportement à l'humidité pour les assemblages de bois de sciage au bois de charpente composite est inférieur à 0,83, deux valeurs de n_s sont calculées pour les assemblages de bois de sciage, une pour les assemblages de bois de sciage au bois de sciage, et une valeur pour les assemblages de bois de sciage au bois de charpente composite.*

16.5 Étriers à solives

16.5.1 Généralités

Les exigences de calcul des étriers à solives de l'article 16.5 visent les dispositifs métalliques propriétaires fabriqués en série, normalement faits de tôle d'acier de faible calibre façonnée à froid ou de plaques d'acier soudées; ces dispositifs sont utilisés pour transférer des charges d'une solive à un linteau ou une poutre qui peut être du bois de sciage, des fermes en bois, du bois lamellé-collé, des solives en I préfabriquées en bois ou du bois de charpente composite.

L'acier doit avoir les limites requises de résistance et d'élasticité et les caractéristiques dimensionnelles requises. La tôle d'acier doit être galvanisée par immersion.

Note : *L'acier peut être galvanisé avant le façonnage des étriers et devrait être conforme à la catégorie de galvanisation G90.*

16.5.2 Essais

Les exigences de calcul de l'article 16.5 ont trait aux étriers à solives dont la résistance aux charges verticales a été mise à l'essai conformément à ASTM D7147. Une série d'au moins trois essais (six étriers) doit être effectuée pour chaque variation possible d'étrier, de bois et d'attaches, incluant

a) les essences du bois, les dimensions et le types de solives;
b) les essences du bois, les dimensions et le types de linteau;
c) les dimensions et le type d'étriers; et
d) les dimensions, le type et l'espacement des attaches.

Dans le cas des solives et des linteaux en bois de sciage ou en bois lamellé-collé, la densité du matériau mis à l'essai ne doit pas dépasser de plus de 2 % des valeurs de densité moyenne du matériau en question; dans le cas des produits manufacturés en bois, elle ne doit pas dépasser de plus de 2 % la moyenne de la population. Lorsqu'il est mis à l'essai, le bois de sciage doit avoir une teneur en humidité d'au moins 11 %. Dans le cas des produits en bois manufacturés, installés et maintenus à une teneur en humidité d'au plus 15 %, les essais doivent être effectués à une teneur en humidité d'au moins 7 %. Une semaine doit être prévue entre la fabrication des assemblages et les essais pour assurer la relaxation du bois.

Note : *Les valeurs de densité moyenne du bois de sciage et du bois lamellé-collé sont données au tableau A.11.*

16.5.3 Résistance ultime des étriers à solives

La résistance ultime des étriers à solives doit être déterminée sur la base d'essais de charges verticales exécutés conformément à l'article 16.5.2 sur au moins trois paires d'étriers. La résistance ultime doit être déterminée comme suit :

a) Pour moins de dix paires d'étriers, la moindre des valeurs entre :
   i) la charge ultime corrigée, par étrier, calculée selon l'article 16.5.4 et multipliée par 0,91; ou
   ii) la charge moyenne par étrier, à laquelle le mouvement vertical entre la solive et le linteau atteint 3 mm, multipliée par 2,42.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

b) Pour dix paires d'étriers et plus, la moindre des valeurs entre :
   i) la charge ultime corrigée, par étrier, calculée selon l'article 16.5.4 et multipliée par 1,2; ou
   ii) la charge moyenne par étrier, à laquelle le mouvement vertical entre la solive et le linteau atteint 3 mm, multipliée par 2,42.

16.5.4 Charge ultime corrigée des étriers à solives

16.5.4.1 Essais pour des essences uniques

La charge ultime corrigée par étrier obtenue par des essais sur au moins trois paires d'étriers doit être la moindre des valeurs suivantes :

a) $N_{ult}\ CF_w$; et
b) $N_{ult\ steel}\ CF_s$.

16.5.4.2 Essais pour des essences multiples

La charge ultime corrigée par étrier obtenue par des essais sur au moins six paires d'étriers lorsque la seule différence entre les dispositifs d'essais est l'essence de bois (au moins trois paires d'étriers par essence) doit être la moindre des valeurs suivantes :

a) $N_{ult}\ CF_w$ par essence; et
b) $N_{ult\ steel}\ CF_s$.

16.5.4.3 Rupture autre que celle de l'acier des étriers

Lorsque les essais ne se concluent pas par la rupture de l'acier des étriers, la charge ultime la plus élevée par assemblage au lieu de $N_{ult\ steel}$ à l'article 16.5.4.1 b) et 16.5.4.2 b) doit être utilisée.

où

CF_w = $N_{r\ spec}/N_{r\ test} \leq 1{,}0$

CF_s = $f_{u\ spec}/f_{u\ test} \leq 1{,}0$

$f_{u\ spec}$ = résistance à la traction minimale spécifiée de l'acier des étriers

$f_{u\ test}$ = résistance à la traction de l'acier des étriers, mesurée conformément à ASTM E8/E8M

$N_{r\ spec}$ = résistance latérale pondérée du joint utilisé pour fixer l'étrier au linteau, calculée conformément à l'article 12 en utilisant $f_{u\ spec}$ au lieu de f_u

$N_{r\ test}$ = résistance latérale pondérée du joint utilisé pour fixer l'étrier au linteau, calculée conformément à l'article 12 en utilisant $f_{u\ test}$ au lieu de f_u

N_{ult} = la moitié de la charge ultime la plus faible par assemblage

$N_{ult\ steel}$ = la moitié de la charge ultime la plus faible par assemblage associée à la rupture de l'acier

© 2020 Association canadienne de normalisation

Annexe A (informative)
Renseignements supplémentaires et autres méthodes

Notes :

1) *Cette annexe informative (non obligatoire) est rédigée dans un style normatif (obligatoire) pour en faciliter l'adoption par les utilisateurs de la norme ou les autorités compétentes qui souhaitent l'adopter formellement comme exigences supplémentaires à cette norme.*
2) *Pour faciliter la consultation, la numérotation des articles de l'annexe reprend celle des articles de la partie principale de la norme.*

A.5 Conception générale

A.5.3.5 Coefficient de système, K_H

Il est bien connu qu'un élément simple ne réagit pas de la même manière qu'un système d'éléments comme un plancher ou un toit plat composé de plusieurs solives ou chevrons. Il est possible d'assimiler le calcul d'un élément simple au comportement d'un ensemble en utilisant un coefficient de système, soit : K_H pour la résistance et K_Δ pour la tenue en service. Seul K_H est quantifié dans cette norme.

Le coefficient de système, K_H, est fonction des paramètres qui définissent l'état mécanique et l'agencement physique du système. Ces paramètres sont la surcharge moyenne et son coefficient de variation, le module de rupture moyen (MOR) et son coefficient de variation, le module d'élasticité moyen (MOE) et son coefficient de variation, le rapport MOE-MOR, l'épaisseur du revêtement et la rigidité des assemblages.

A.5.4.2 Flèche élastique des systèmes à ossature légère en bois soumis à des charges statiques

A.5.4.2.1 Calculs de la flèche des systèmes à ossature en bois

La flèche d'un système à ossature en bois dont au moins l'une des faces comporte un revêtement ou un parement en bois est moins importante que celle des solives, des chevrons ou des montants qui supportent les mêmes charges de façon indépendante. Cependant, traditionnellement, les calculs de la flèche ne tiennent pas compte de cette interaction et supposent que chaque élément d'ossature dans ces systèmes supporte seul les charges de son aire tributaire. Les critères de flèche issus de cette approche ont permis d'obtenir des performances satisfaisantes de ces systèmes dont la flèche est calculée en fonction des éléments individuels.

Il est possible d'estimer les performances du système en calculant des coefficients de système supérieurs à 1,0 sous la forme d'un rapport entre la flèche du système et celle d'un élément individuel. L'application des coefficients de système aux méthodes de calcul traditionnelles devrait être approchée avec prudence, car il est nécessaire, en calculant la flèche au moyen d'un coefficient de système, de s'assurer que les améliorations ainsi obtenues ne sont pas déjà prises en compte dans les performances d'une ossature en bois traditionnelle.

A.5.4.2.2 Flèche élastique des systèmes à ossature légère en bois soumis à des charges dues au vent

Les murs à ossature légère en bois typiques conçus pour une flèche de 1/360 de la portée, pour un élément simple, pourraient satisfaire l'intention des spécifications de conception des ouvrages en

 © 2020 Association canadienne de normalisation

maçonnerie destinées à limiter la flèche des montants en acier dans les bâtiments de grande hauteur à 1/720 de la portée.

À titre d'exemple, la flèche réelle serait d'environ la moitié de la valeur calculée pour un élément simple dans les conditions suivantes :

a) module d'élasticité du bois d'œuvre (voir le tableau 6.4) tiré des données sur le bois de charpente classé visuellement;
b) bois d'œuvre utilisé dans un mur à ossature légère en bois (c.-à-d., 38 × 89 mm ou 38 × 140 mm) conforme aux exigences minimales du cas 2 relatif au coefficient de système (voir l'article 6.4.4.2);
c) plaque de plâtre ou revêtement structural attaché à la face intérieure des montants, conformément aux exigences minimales du code du bâtiment; et
d) charges dues au vent sur le parement et l'élément secondaire basées sur l'aire tributaire d'un montant dans un bâtiment de faible hauteur.

A.5.4.5 Tenue aux vibrations des planchers en solives en bois

A.5.4.5.1 Portée pour le contrôle des vibrations : méthode générale

Dans le cas des planchers à simple portée, sauf indication contraire à l'article A.5.4.5.2, où les systèmes de plancher sont construits avec des solives en I préfabriquées en bois, la portée maximale pour le contrôle des vibrations sur les systèmes de plancher en bois comprenant des solives de plancher et un sous-plancher fait de panneaux structuraux en bois peut être calculée à l'aide de l'équation qui suit :

$$\ell_v = \frac{0{,}122\left(EI_{eff}\right)^{0{,}284}}{K_{tss}^{0{,}14} m_L^{0{,}15}}$$

où

ℓ_v = portée pour le contrôle des vibrations, m

EI_{eff} = rigidité composite en flexion du système de plancher dans la direction de la portée des solives, N•m² (voir l'article A.5.4.5.1.1)

K_{tss} = coefficient permettant de prendre en considération les effets de la rigidité transversale du système sur la réduction de la flèche du plancher (voir l'article A.5.4.5.1.3)

m_L = masse linéaire de la section transversale composite du plancher qui tient compte des solives, du sous-plancher et du revêtement, kg/m (voir l'article A.5.4.5.1.2)

Notes :

1) *L'équation ci-dessus s'applique aux planchers à simple portée supportés simplement à tous les points d'appui et peut être utilisée pour les planchers à portées multiples, auxquels cas la portée la plus longue est utilisée dans les calculs et EI_{eff} peut être augmenté de 20 % pour tenir compte de l'effet de retenue aux extrémités. Cette augmentation ne s'applique pas aux planchers revêtus de ciment.*
2) *Lorsque les éléments de contreventement latéraux sont structurellement fixés aux solives, la portée calculée peut être augmentée de 5 %, à condition que l'espacement entre les éléments de contreventement latéraux adjacents ou la distance entre l'élément de contreventement latéral et le support le plus proche ne dépasse pas 2 m. Cette augmentation de la portée n'est pas autorisée si le plancher est revêtu de ciment.*
3) *Lorsque des plaques de plâtre sont fixées directement sur le dessous des solives, la portée calculée peut être augmentée de 5 %. Cette augmentation de la portée n'est pas autorisée si les plaques de plâtre sont fixées aux solives par l'entremise de raccords d'isolation acoustique ou si un revêtement est pris en considération dans les calculs.*
4) *La portée calculée selon cet article est censée donner lieu à des systèmes de plancher en solives en bois offrant des performances qu'une grande majorité des occupants jugent acceptables. Les fabricants de solives d'ingénierie peuvent utiliser d'autres méthodes empiriques ou mécaniques pour élaborer les plans de portée en vue d'obtenir un niveau d'acceptation différent de la part de l'utilisateur si les produits ainsi conçus ont été*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

soumis à des essais, à des analyses techniques ou sont accompagnés d'antécédents relatifs aux performances et si ces méthodes ont été approuvées par un organisme de certification approprié. Ces fabricants peuvent également fournir des renseignements supplémentaires allant au-delà du champ d'application de la méthode présentée dans la présente annexe. Voir le Commentaire du CCB sur CSA O86*.*

A.5.4.5.1.1 Rigidité composite en flexion du système de plancher dans la direction de la portée des solives

Le calcul de la rigidité composite en flexion du système de plancher dans la direction de la portée, en N•m², EI_{eff}, tient compte du comportement des solives, du sous-plancher et du revêtement. L'équation suivante permet d'estimer la rigidité effective en flexion du système de plancher si une approche par section composite est utilisée. La figure A.1 présente la définition des symboles.

$$EI_{eff} = EI_u + \overline{EA}_1 h_1^2 - \bar{A}\,\bar{y}^2$$

où

EI_u = $EI_{joist} + b_1(EI_{s\perp} + EI_c)$, N•m²

où

EI_{joist} = rigidité apparente en flexion de la solive, N•m²

$EI_{s\perp}$ = rigidité en flexion d'un panneau de sous-plancher de 1 m de largeur dans la direction de la portée, N•m (voir le tableau A.1)

EI_c = rigidité en flexion d'un panneau de revêtement de 1 m de largeur, N•m

= $E_c t_c^3/12$

où

E_c = module d'élasticité du revêtement, N/m² (voir le tableau A.2)

t_c = épaisseur du revêtement, m

$\overline{EA}_1$ = $\dfrac{b_1 EA_1}{1 + 10\frac{b_1 EA_1}{S_1 L_1^2}}$, N

où

EA_1 = $EA_{s\perp} + EA_c$

où

$EA_{s\perp}$ = rigidité axiale d'un panneau de sous-plancher de 1 m de largeur dans la direction de la portée, N/m (voir le tableau A.1)

EA_c = rigidité axiale d'un panneau de revêtement de 1 m de largeur, N/m (voir le tableau A.2)

b_1 = espacement des solives, m

S_1 = module de glissement de la charge par unité d'espacement pour l'assemblage sous-plancher à solives

= 5×10^6 N/m/m pour les joints mécaniques ou lorsqu'il y a un revêtement

= 1×10^8 N/m/m pour les joints collés

L_1 = largeur des panneaux de sous-plancher dans la direction de la portée lorsque le plancher est sans revêtement, m

= portée du plancher revêtu, m

$\bar{A}$ = $EA_{joist} + \overline{EA}_1$, N

où

EA_{joist} = rigidité axiale de la solive, N

 © 2020 Association canadienne de normalisation

$\bar{y} = \frac{h_1 \overline{EA}_1}{\bar{A}}$, m

où

$h_1 = \frac{d}{2} + \frac{EA_{s\perp} t_s / 2 + EA_c (t_s + t_c / 2)}{EA_{s\perp} + EA_c}$, m

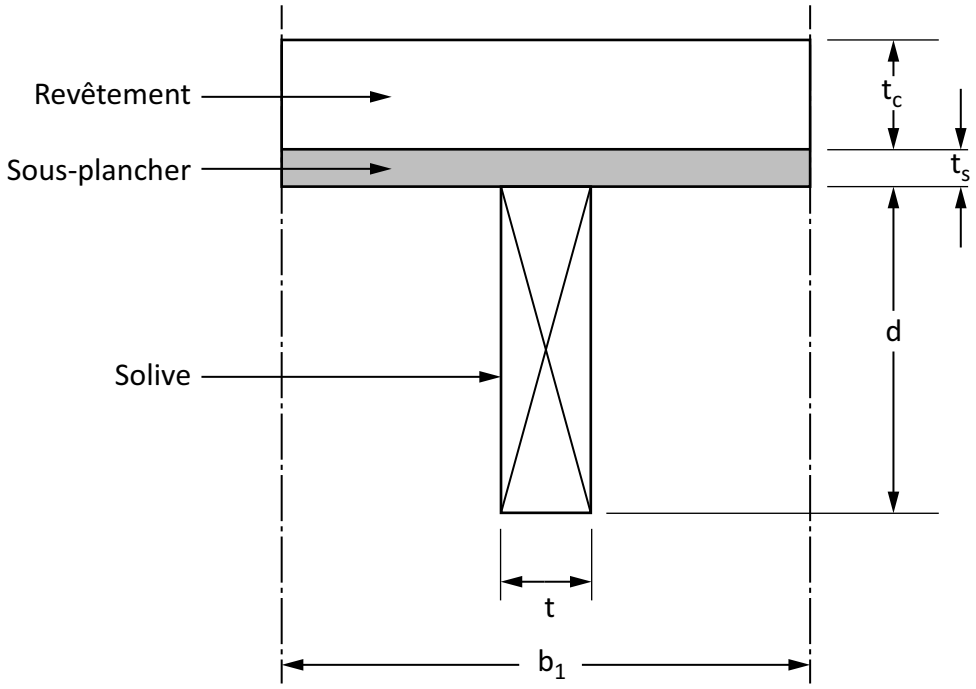
où

t_s = épaisseur du sous-plancher, m

Notes :

1) *La rigidité apparente en flexion de la solive, EI_{joist}, tient compte de l'effet du cisaillement et du glissement des joints mécaniques sur les propriétés du système de plancher en matière de rigidité. Voir dans le* Commentaire du CCB *des renseignements utiles sur le calcul de EI_{joist}.*
2) *Les tableaux A.1 et A.2 présentent les propriétés mécaniques et les valeurs de densité des panneaux de sous-plancher et des matériaux de revêtement.*

Figure A.1
Paramètres de la section transversale
(Voir l'article A.5.4.5.1.1.)



A.5.4.5.1.2 Masse linéaire du plancher dans la direction de la portée des solives

La masse linéaire du plancher dans la direction de la portée des solives, m_L, en kg/m, est la somme de tous les éléments dont il est constitué et elle doit être calculée comme suit :

$m_L = m_J + \rho_s t_s b_1 + \rho_c t_c b_1$

où

m_J = masse par unité de longueur de solive, kg/m

ρ_s = densité du sous-plancher, kg/m³ (voir le tableau A.1)

 © 2020 Association canadienne de normalisation

ρ_c = densité du revêtement, s'il y a lieu, kg/m³ (voir le tableau A.2)

Note : *Il n'est pas nécessaire de tenir compte de la masse de la plaque de plâtre dans le calcul de m_L.*

A.5.4.5.1.3 Coefficient de rigidité transversale du système

Le coefficient de rigidité transversale du système, K_{tss}, tient compte de l'influence du sous-plancher et du revêtement sur la réduction de la flèche statique du plancher soumis à une charge appliquée en un point donné et est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$K_{tss} = 0{,}0294 + 0{,}536K_1^{0{,}25} + 0{,}516K_1^{0{,}5} + 0{,}31K_1^{0{,}75}$$

où

K_1 = $\frac{K_j}{K_j + K_L}$

où

K_j = $\frac{EI_{eff}}{\ell^3}$

K_L = $\frac{0{,}585 \times \ell \times EI_{s\|}}{b_1^3}$, N/m pour les planchers comportant un sous-plancher seulement

= $\frac{0{,}585 \times \ell \times \left(EI_{s\|} + EI_c + \frac{EA_c \times EA_{s\|}}{EA_c + EA_{s\|}} \times h_3^2\right)}{b_1^3}$, N/m pour les planchers comportant un sous-plancher et un revêtement

ℓ = portée du plancher, m

$EI_{s\|}$ = rigidité en flexion unitaire du sous-plancher dans la direction horizontale perpendiculaire à la portée, N•m²/m

$EA_{s\|}$ = rigidité axiale unitaire du sous-plancher dans la direction horizontale perpendiculaire à la portée, N/m

h_3 = $(t_s + t_c)/2$, m

© 2020 Association canadienne de normalisation

Δ

Tableau A.1
Propriétés des panneaux de sous-plancher*

(Voir les articles A.5.4.5.1.1 et A.5.4.5.1.2 et le tableau A.2.)

Type	t_s (mm)	$EI_{s\|\|}$ (N•m²/m)	$EI_{s\perp}$ (N•m²/m)	$EA_{s\|\|}$ (N/m)	$EA_{s\perp}$ (N/m)	ρ_s (kg/m³)
OSB	12	1100	220	$5{,}5 \times 10^7$	$3{,}6 \times 10^7$	600
	15	1400	300	$5{,}6 \times 10^7$	$3{,}6 \times 10^7$	600
	18	2800	720	$7{,}5 \times 10^7$	$4{,}4 \times 10^7$	600
	22	6100	2100	$9{,}9 \times 10^7$	$5{,}5 \times 10^7$	600
	28,5	11 000	4400	$10{,}8 \times 10^7$	$6{,}1 \times 10^7$	600
DFP	12,5	1700	350	$9{,}4 \times 10^7$	$4{,}7 \times 10^7$	550
	15,5	3000	630	$9{,}4 \times 10^7$	$4{,}7 \times 10^7$	550
	18,5	4600	1300	$9{,}4 \times 10^7$	$4{,}7 \times 10^7$	550
	20,5	5800	1900	$9{,}4 \times 10^7$	$4{,}7 \times 10^7$	550
	22,5	7600	2500	$12{,}0 \times 10^7$	$7{,}5 \times 10^7$	550
	25,5	11 000	3700	$12{,}0 \times 10^7$	$7{,}1 \times 10^7$	550
	28,5	14 000	5700	$14{,}0 \times 10^7$	$9{,}5 \times 10^7$	550
	31,5	18 000	7400	$14{,}0 \times 10^7$	$9{,}5 \times 10^7$	550
CSP	12,5	1400	350	$7{,}9 \times 10^7$	$4{,}7 \times 10^7$	500
	15,5	2300	630	$7{,}9 \times 10^7$	$4{,}7 \times 10^7$	500
	18,5	3900	1400	$10{,}0 \times 10^7$	$7{,}1 \times 10^7$	500
	20,5	4600	1900	$7{,}9 \times 10^7$	$4{,}7 \times 10^7$	500
	22,5	5700	2200	$10{,}0 \times 10^7$	$7{,}1 \times 10^7$	500
	25,5	8000	3400	$10{,}0 \times 10^7$	$7{,}1 \times 10^7$	500
	28,5	11 000	5200	$13{,}0 \times 10^7$	$9{,}5 \times 10^7$	500
	31,5	14 000	6700	$13{,}0 \times 10^7$	$9{,}5 \times 10^7$	500

* *Les propriétés relatives au calcul sont fondées sur les valeurs des tableaux 9.1 à 9.3.*

Note : *"« || » désigne un angle de 0° pour l'orientation de l'effort relativement au fil extérieur. "⊥" désigne un angle de 90° pour l'orientation de l'effort relativement au fil extérieur.*

a) $EI_{s\perp}$ *= rigidité en flexion d'un panneau de sous-plancher de 1 m de largeur dans la direction de la portée.*

b) $EA_{s||}$ *= rigidité axiale unitaire du sous-plancher dans la direction horizontale perpendiculaire à la portée.*

c) $EA_{s\perp}$ *= rigidité axiale, tp d'un panneau de sous-plancher de 1 m de largeur dans la direction de la portée.*

Δ

Tableau A.2
Propriétés des matériaux de revêtement

(Voir les articles A.5.4.5.1.1 et A.5.4.5.1.2.)

Matériau	E_c (N/m²)	P_c (kg/m³)
Béton de masse normale	22×10^9	2300
Panneau de revêtement en bois*	$12EI_{s\perp}/t_c^3$	Densité tirée du tableau A.1

* *Voir le tableau A.1 pour la valeur de* $EI_{s\perp}$.

© 2020 Association canadienne de normalisation

A.5.4.5.2 Portée pour le contrôle des vibrations — Planchers en solives en I préfabriquées en bois

La portée pour le contrôle des vibrations d'un système de plancher construit avec des solives en I préfabriquées en bois et sur un sous-plancher en panneau de bois de charpente peut être déterminée conformément :

a) à l'article A.5.4.5.1; ou
b) à des pratiques d'ingénierie éprouvées comme celles qui sont décrites dans le document du CCB intitulé *Concluding Report on Development of Design Procedures for Vibration Controlled Spans Using Engineered Wood Members*, compte tenu des conditions suivantes :
   i) l'épaisseur du sous-plancher ne doit pas être supérieure à 28,5 mm;
   ii) le coefficient de correction appliqué à la rigidité composite en flexion de la solive pour les planchers à portées multiples doit être de 1,2; et
   iii) lorsque le plancher est revêtu de béton, l'influence de ce dernier sur la rigidité ne doit pas être prise en considération.

A.5.4.6 Mouvements du bâtiment attribuables au changement de la teneur en humidité

La plupart des bâtiments résistent bien aux faibles mouvements attribuables au changement de la teneur en humidité dans les éléments en bois. Toutefois, si les mouvements différentiels ne sont pas pris en considération lors de la conception et de la construction, ils risquent d'être observés ou même de causer des problèmes de résistance ou de tenue en service. Les considérations pour les mouvements différentiels deviennent plus critiques pour les bâtiments de grande hauteur en raison de l'effet cumulatif de ces mouvements.

Le retrait contribue parfois au déplacement latéral, mais il est possible de l'atténuer à l'aide de compensateurs de retrait et de matériaux plus résistants aux variations dimensionnelles.

Une attention particulière devrait être portée aux éléments suivants lors de la conception pour éviter les problèmes liés au retrait et au gonflement :

a) la possibilité de mouvements non uniformes;
b) des connecteurs métalliques sont utilisés pour soutenir de grands éléments en bois de sciage et en bois lamellé-collé;
c) les mouvements différentiels pourraient causer des contraintes indues aux matériaux de finition ou à l'enveloppe du bâtiment; et
d) les mouvements différentiels pourraient causer des contraintes indues aux installations électriques, mécaniques et de plomberie.

La compatibilité avec les autres matériaux devrait être prise en compte lors de la conception des détails. En supposant que les éléments similaires sont exposés aux mêmes conditions environnementales, il est raisonnable de supposer que le degré de retrait ou de gonflement sera le même pour chaque parcours de charge. Lorsque les éléments en bois sont exposés à des conditions environnementales différentes (p. ex., certains éléments se trouvent dans un espace conditionné tandis que d'autres sont dans un espace non conditionné), il convient d'effectuer une analyse plus poussée. De même, le mouvement prévu des éléments autres qu'en bois, comme la contraction ou l'expansion due aux variations de température, devrait être pris en compte.

Le retrait ou le gonflement d'un élément en bois entre la teneur en humidité initiale et finale peut être estimé comme suit :

$$S = D \times (M_i - M_f) \times c$$

 © 2020 Association canadienne de normalisation

où

S = retrait ou gonflement de la dimension considérée (épaisseur, largeur ou longueur), mm

D = dimension réelle (épaisseur, largeur ou longueur), mm

M_i = la moindre des valeurs suivantes : teneur en humidité initiale ou point de saturation des fibres (28 %)

M_f = teneur en humidité finale

c = coefficient de retrait*

Pour le bois d'œuvre

= 0,002 pour le retrait ou le gonflement perpendiculaire au fil

= 0,00005 pour le retrait ou le gonflement parallèle au fil

* *Pour plus de renseignements sur les coefficients de retrait selon les essences de bois, voir le* Manuel de calcul des charpentes en bois *du CCB. Pour les autres produits en bois, consulter la documentation publiée.*

A.6 Bois de sciage

A.6.2.1.2 Disponibilité du bois d'œuvre

Il devrait toujours être assuré auprès des fournisseurs de la disponibilité, dans les longueurs voulues, du bois d'œuvre de grandes dimensions (classes Poutres et longerons ou Poteaux et bois carrés) avant de les inclure au devis. Les dimensions jusqu'à 394 × 394 mm sont normalement disponibles pour les groupes d'essences sapin de Douglas-mélèze et pruche-sapin, mais le bois d'œuvre des groupes É-P-S et essences nordiques n'est offert qu'en dimensions plus petites.

Les bois de charpente classés mécaniquement par résistance ou évalués par machine s'utilisent normalement pour les fermes à ossature légère et dans les solives en I. Certains concepteurs préfèrent ces bois de charpente classés mécaniquement par résistance ou évalués par machine pour leur rigidité et leur résistance plus élevées.

Les classes les plus courantes de bois de charpente classé mécaniquement par résistance sont les classes 1650f-1.5E, 1800f-1.6E, 2100f-1.8E, et 2400f-2.0E, et les dimensions les plus courantes sont le 38 × 89 mm et le 38 × 140 mm. La disponibilité des autres classes et des autres dimensions devrait être vérifiée auprès des fournisseurs avant qu'elles soient inscrites au devis.

A.6.5.2 Dimensions

Tableau A.3
Dimensions minimales après rabotage du bois d'œuvre*
(Voir l'article 6.5.2.2.)

	Face étroite, mm		Grande face, mm	
Bois	**Milieu sec**	**Vert**	**Milieu sec**	**Vert**
Bois de dimension	38	40	38	40
	51	53	64	66
	64	66	89	91
	76	78	114	117

(à suivre)

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau A.3 (fin)

Bois	Face étroite, mm		Grande face, mm	
	Milieu sec	Vert	Milieu sec	Vert
	89	91	140	143
	102	104	184	190
	—	—	235	241
	—	—	286	292
	—	—	337	343
	—	—	387	393
bois	—	114	—	114
	—	140	—	140
	—	165	—	165
	—	191	—	191
	—	216	—	216
	—	241	—	241
	—	292	—	292
	—	343	—	343
	—	394	—	394

* *Les dimensions, arrondies au millimètre près, sont basées sur CSA O141.*

Notes :

1) *Bois sec : bois d'œuvre conditionné à l'air ou au séchoir et dont la teneur en humidité ne dépasse pas 19 %.*
2) *Bois vert : bois d'œuvre dont la teneur en humidité dépasse 19 %.*

A.6.5.5.1 coefficient de longueur effective, K_e

Tableau A.4
Valeurs de calcul minimales du coefficient de longueur effective, K_e, des éléments en compression
(Voir les articles 6.5.5.1, 7.5.8.1, 8.4.5.2, 15.3.3.5.1, A.6.5.9, A.6.5.11.1.5 et A.6.5.12.3.)

Degré de retenue aux extrémités de l'élément en compression	Coefficient de longueur effective, K_e	Symbole
Translation et rotation fixes aux deux extrémités	0,65	
Translation fixe aux deux extrémités et rotation fixe à une extrémité	0,80	

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau A.4 (fin)

Degré de retenue aux extrémités de l'élément en compression	Coefficient de longueur effective, K_e	Symbole
Translation fixe et rotation libre aux deux extrémités	1,00	
Translation et rotation fixes à une extrémité, translation libre et rotation fixe à l'autre extrémité	1,20	
Translation et rotation fixes à une extrémité, translation libre et rotation partiellement fixe à l'autre extrémité	1,50	
Translation fixe et rotation libre à une extrémité, translation libre et rotation fixe à l'autre extrémité	2,00	
Translation et rotation fixes à une extrémité, translation et rotation libres à l'autre extrémité	2,00	

Note : *La longueur effective $L_e = K_eL$, où L est l'entraxe des appuis latéraux d'élément en compression dans le plan de flambage en question. Aux extrémités de l'élément, cette distance doit être mesurée depuis la surface extérieure des appuis en haut et en bas. Le coefficient de longueur effective, K_e, ne doit pas être inférieur à celui qu'indiquerait une analyse rationnelle. S'il est difficile d'évaluer avec précision les conditions de retenue aux extrémités, une valeur conservatrice doit être utilisée pour le coefficient K_e.*

A.6.5.5.2.4 Résistance pondérée à la compression parallèle au fil

Sauf pour les éléments conçus conformément à l'article 6.5.12, la procédure suivante peut être utilisée pour déterminer la résistance pondérée à la compression parallèle au fil des éléments soumis à une contrainte de compression non uniforme sur sa longueur, parce que les charges sont soit concentrées soit réparties :

a) Diviser l'élément en deux sections de longueurs L_1 et L_2 où :
L_1 = longueur de l'élément soumis à une force de compression pondérée maximale P_{f1}, mm
L_2 = longueur de l'élément soumis à une force de compression pondérée maximale P_{f2}, mm
de sorte que $P_{f1} < P_{f2}$

b) Déterminer la résistance pondérée à la compression parallèle au fil, P_{r1}, de la section L_1 conformément à l'article 6.5.5.2.4 en utilisant $L = L_1 + L_2$ dans le calcul de K_{Zc}.

c) Déterminer la résistance pondérée à la compression parallèle au fil, P_{r2}, de la section L_2 conformément à l'article 6.5.5.2.4 en utilisant la formule suivante :
$K_{Zc} = 6{,}3\ (d\ L')^{-0{,}13} \leq 1{,}3$
où
d = dimension dans la direction du flambage (grande face ou face étroite), mm
$L' = L_1(P_{f1}/P_{f2})^{7{,}9} + L_2$, mm

d) Vérifier que $P_{r1} \geq P_{f1}$ et $P_{r2} \geq P_{f2}$. Pour la flexion et la compression combinées, vérifier P_{f1} et P_{f2} séparément en utilisant P_{r1} et P_{r2} à l'article 6.5.9.

 © 2020 Association canadienne de normalisation

A.6.5.5.3 Éléments en compression assemblés avec cales d'espacement

A.6.5.5.3.1 Généralités

Les éléments en compression assemblés avec cales d'espacement doivent être constitués d'au moins deux éléments individuels assemblés à l'aide de connecteurs pour bois et munis de cales d'espacement intermédiaires et d'extrémité conformes aux articles A.6.5.5.3.2 à A.6.5.5.3.4.

A.6.5.5.3.2 Cales d'espacement intermédiaires et d'extrémité

Les cales d'espacement intermédiaires et d'extrémité doivent être conformes aux exigences suivantes :

a) Les cales d'espacement d'extrémité doivent être placées de manière à maintenir, dans les cales et les éléments individuels, les distances de rive et d'extrémité et les espacements précisés à l'article 12 pour le nombre et les dimensions de connecteurs utilisés. Les connecteurs doivent être placés de manière à respecter les limites précisées à l'article A.6.5.5.3.3, compte tenu du coefficient de retenue utilisé. Dans les éléments en compression de fermes, un nœud contreventé latéralement peut être considéré comme l'extrémité de l'élément assemblé avec cales d'espacement.

b) Une cale d'espacement intermédiaire doit être placée à 10 % près du centre, en longueur, des éléments en compression; une cale ainsi placée ne doit pas nécessiter de connecteurs. Lorsqu'il faut plus d'une cale d'espacement intermédiaire, la distance entre deux cales quelconques ne doit pas dépasser la moitié de la distance entre les centres des connecteurs des cales d'extrémité. Lorsque deux cales d'espacement intermédiaires ou plus sont utilisées, les connecteurs doivent être conformes à l'alinéa a).

c) L'épaisseur des cales d'espacement intermédiaires et d'extrémité ne doit pas être inférieure à celle des éléments individuels en compression assemblés avec cales d'espacement; néanmoins, ces cales peuvent avoir une épaisseur intermédiaire entre celle des éléments individuels et la moitié de cette épaisseur si la longueur de chaque cale est inversement proportionnelle au rapport entre l'épaisseur et la longueur requise d'une cale pleine épaisseur. Les dimensions des cales d'espacement intermédiaires et d'extrémité doivent être suffisantes pour avoir la résistance prescrite à l'article 12.

A.6.5.5.3.3 Classes de degré de retenue

Les éléments en compression assemblés avec cales d'espacement doivent être classés par degré de retenue des extrémités, selon une des conditions prescrites ci-dessous conformément à la figure A.2 :

a) Condition A : le centre des connecteurs ou du groupe de connecteurs de la cale d'espacement d'extrémité doit se trouver à moins de 1/20 de la longueur, L, mesurée depuis l'extrémité de l'élément.

b) Condition B : le centre des connecteurs ou du groupe de connecteurs de la cale d'espacement d'extrémité doit se trouver entre 1/20 et 1/10 de la longueur, *L*, mesurée depuis l'extrémité de l'élément.

A.6.5.5.3.4 Connecteurs des cales d'espacement d'extrémité

Les connecteurs de chaque paire de surfaces de contact entre des cales d'espacement d'extrémité et des éléments individuels, à chaque extrémité d'un élément en compression, doivent avoir ou dépasser les dimensions et le nombre permettant d'assurer une résistance pondérée, en newtons, correspondant à la section transversale requise, en mm², d'un des éléments individuels multipliée par la constante de cale d'espacement d'extrémité appropriée précisée au tableau A.5.

© 2020 Association canadienne de normalisation

A.6.5.5.3.5 Résistance pondérée à la compression parallèle au fil

A.6.5.5.3.5.1 Généralités

La résistance pondérée à la compression parallèle au fil, P_r, d'un élément assemblé avec cales d'espacement doit être la moindre des valeurs calculées aux articles A.6.5.5.3.5.2 et A.6.5.5.3.5.5.

A.6.5.5.3.5.2 Résistance des éléments en compression assemblés avec cales d'espacement

La résistance pondérée à la compression parallèle au fil, P_r, d'un élément assemblé avec cales d'espacement doit être calculée comme suit :

$P_r = \phi\ F_c\ A\ K_c\ K_{Zc}$

où

ϕ = coefficient de résistance

= 0,80 pour le bois de sciage

= 0,90 pour le bois lamellé-collé

F_c = $f_c\ (K_D\ K_{Sc}\ K_T)$

où

f_c = résistance prévue en compression parallèle au fil, MPa (voir les tableaux 6.4 à 6.9 pour le bois de sciage et le tableau 7.2 pour le bois lamellé-collé)

A = aire de la section transversale totale de l'élément, mm²

K_C = coefficient d'élancement (voir l'article A.6.5.5.3.5.4)

K_{Zc} = coefficient de dimensions

= $6{,}3(dL)^{-0{,}13} < 1{,}3$ pour le bois de sciage

= 1,0 pour le bois lamellé-collé

où

d = dimension de l'élément dans la direction du flambage (hauteur ou largeur), mm

L = longueur de l'élément, mm

Δ **A.6.5.5.3.5.3 Élancement, C_C**

L'élancement, C_C, des éléments en compression de section rectangulaire uniforme assemblés avec cales d'espacement ne doit pas dépasser 80 et doit être calculé comme suit :

$$C_C = \frac{\text{distance réelle entre les points de support latéral de l'élément}}{\text{face étroite d'un élément individuel}}$$

Δ **A.6.5.5.3.5.4 Coefficient d'élancement, K_C**

Le coefficient d'élancement, K_C, qui varie en fonction de C_C (article A.6.5.5.3.5.3), doit être calculé comme suit :

a) si C_C ne dépasse pas 10 :

$K_C = 1{,}00$

b) si C_C est supérieur à 10, mais inférieur à C_K :

$$K_c = 1 - \frac{1}{3}\left(\frac{C_C}{C_K}\right)^4$$

où

© 2020 Association canadienne de normalisation

$$C_K = \sqrt{\frac{0{,}76E_{05}K_{SE}K_EK_T}{F_c}}$$

où

E_{05} = valeur pertinente tirée des tableaux 6.4 à 6.7 pour le bois de charpente classé visuellement

= 0,82E pour le bois de charpente classé mécaniquement par résistance

= 0,87E pour le bois lamellé-collé

K_E = coefficient de retenue d'extrémité (voir l'article A.6.5.5.3.3)

= 2,50 pour la condition A

= 3,00 pour la condition B

c) si C_C est supérieur à C_K, mais ne dépasse pas 80 :

$$K_c = \frac{E_{05}K_{SE}K_EK_T}{KC_C^2F_c}$$

où

k = 1,8 pour le bois de sciage

= 2,0 pour le bois lamellé-collé

Δ **A.6.5.5.3.5.5 Résistance totale de chaque élément**

La résistance pondérée des éléments en compression assemblés avec cales d'espacement doit être vérifiée en regard de la somme des résistances pondérées de chaque élément considéré comme élément simple en compression, où C_C doit être calculé comme suit :

$$C_C = \frac{\text{distance réelle entre les points de support latéral de l'élément}}{\text{grande face d'un élément individuel}}$$

A.6.5.5.3.6 Flexion et charge axiale combinées

Si la compression axiale qui s'exerce sur les éléments en compression assemblés avec cales d'espacement est accompagnée de contraintes en flexion, l'article 6.5.9 ne doit être pris en compte que si ces contraintes s'exercent parallèlement à la grande face de chaque élément.

Tableau A.5
Constante relative aux cales d'espacement d'extrémité des éléments en compression assemblés avec cales d'espacement, MPa
(Voir l'article A.6.5.5.3.4.)

	Groupe d'essences			
C_C*	Sapin de Douglas-mélèze	Pruche-sapin (N)	É-P-S	Essences nordiques
0 à 10	0,00	0,00	0,00	0,00
15	0,38	0,30	0,26	0,23
20	0,79	0,62	0,55	0,47
25	1,2	0,92	0,81	0,72

(à suivre)

 © 2020 Association canadienne de normalisation

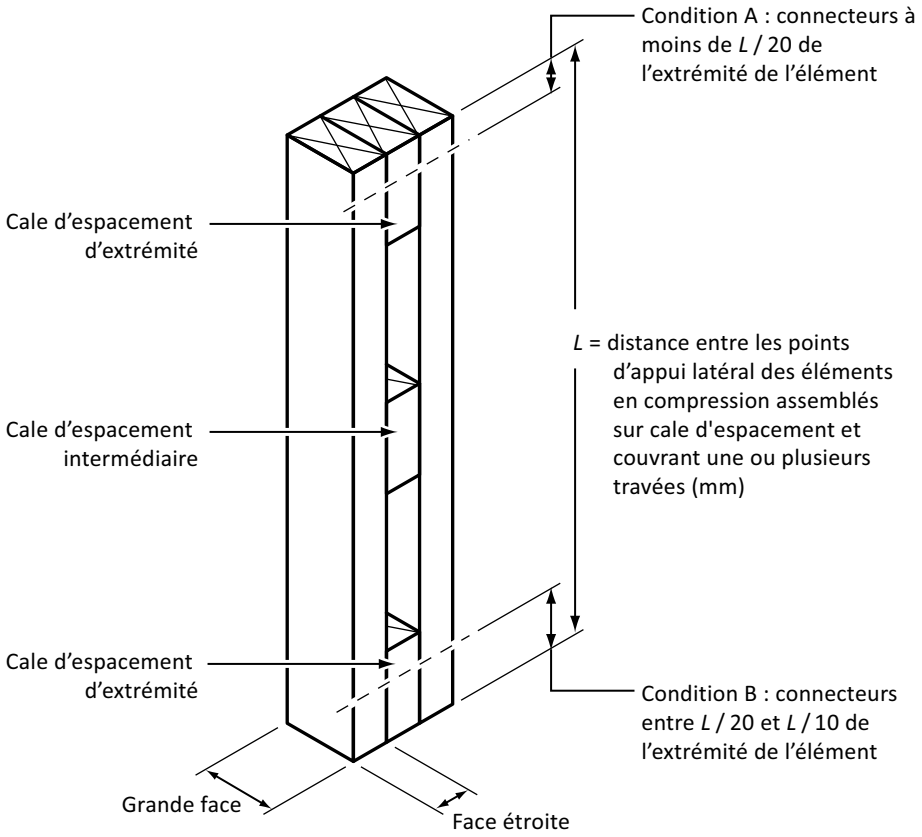
Tableau A.5 (fin)

	Groupe d'essences			
C_C*	Sapin de Douglas-mélèze	Pruche-sapin (N)	É-P-S	Essences nordiques
30	1,5	1,3	1,1	0,96
35	1,9	1,5	1,4	1,2
40	2,2	1,9	1,6	1,5
45	2,6	2,2	1,9	1,6
50	3,0	2,5	2,2	1,9
55	3,4	2,8	2,5	2,2
60 à 80	3,8	3,0	2,6	2,3

* *Les constantes pour les valeurs intermédiaires de C_C peuvent être obtenues par simple interpolation.*

Figure A.2
Élément en compression assemblé avec cales d'espacement (à l'aide de connecteurs pour bois d'œuvre)

(Voir l'article A.6.5.5.3.3.)



© 2020 Association canadienne de normalisation

A.6.5.6 Compression perpendiculaire au fil

L'édition de 1994 est la première version de cette norme à faire état d'un rapport entre la résistance moyenne en compression perpendiculaire au fil et la densité moyenne du bois anhydre; ce rapport, qui a pour but d'établir une base de calcul constante relative aux résistances à l'appui de divers produits, se calcule comme suit :

$f_{cp} = 0{,}9L(2243{,}8G - 473{,}8)/M$

où

f_{cp} = résistance prévue en compression perpendiculaire au fil, Mpa

0,9 = coefficient visant à établir la limite inférieure de tolérance

L = coefficient de conversion applicable au calcul aux états limites pour une durée d'application normale des charges

= 1,8125

G = densité moyenne du bois anhydre

M = coefficient de conversion pour unités métriques

= 145,038

Les tableaux 6.8 et 6.9 attribuent une valeur augmentée de résistance en compression perpendiculaire au fil pour certaines classes d'épinette-pin-sapin ou de pruche-sapin classées par machine, qui présentent une densité moyenne plus élevée que le bois des mêmes essences classé visuellement (voir le tableau A.11).

Les *Règles de classification pour le bois d'œuvre canadien* du NLGA incluent aussi des dispositions pour les scieries qui produisent du bois d'œuvre classé mécaniquement, pour leur permettre de qualifier des produits de densité différente sur la base d'essais et de contrôles quotidiens de la qualité et d'apposer un marquage de la densité qualifiée sur ces bois. Les règles du NLGA permettent, dans ces cas, de déterminer les valeurs de résistance en compression perpendiculaire au fil à base de la valeur de densité marquée et sur l'équation ci-dessus, sans la limite de tolérance de 0,9.

A.6.5.9 Flexion et compression combinées

Les éléments soumis à la fois à la flexion et à la compression peuvent aussi être calculés au moyen de l'équation d'interaction suivante :

$$\left(\frac{P_f}{P_r}\right)^2 + \frac{M_f + P_f\Delta_L\left[\frac{1}{1-\frac{P_f}{P_E}}\right]}{M_r} \leq 1$$

où

P_f = charge de compression axiale pondérée, N

P_r = résistance pondérée à la compression parallèle au fil, calculée selon l'article 6.5.5, N

M_f = moment de flexion pondéré, N•mm

Δ_L = flèche latérale, calculée pour les combinaisons de charges relatives aux conditions d'utilisation

P_E = charge critique (de flambage) d'Euler dans le plan du moment appliqué

$= \frac{\pi^2 E_{05} K_{SE} K_T I}{L_e^2}$

où

E_{05} = module d'élasticité pour le calcul des éléments en compression, Mpa

 © 2020 Association canadienne de normalisation

I = moment d'inertie dans le plan du moment appliqué, mm^4

L_e = longueur effective dans le plan du moment appliqué

= K_eL

où

K_e = coefficient de longueur effective tiré du tableau A.4

M_r = résistance pondérée au moment de flexion, calculée selon l'article 6.5.3, N•mm

A.6.5.11 Fondations permanentes en bois

A.6.5.11.1 Généralités

Les montants des murs de fondations permanentes en bois peuvent être calculés suivant les méthodes admises en ingénierie. Lorsqu'il est pris pour hypothèse que les montants sont appuyés latéralement et ne sont pas soumis à des surcharges, les équations des articles A.6.5.11.1.5 à A.6.5.11.1.10 permettent d'obtenir des approximations prudentes aux fins de construction. Les cotes utilisées dans ces équations sont précisées à la figure A.3.

A.6.5.11.1.1 Montants

Les montants des murs de fondation extérieurs peuvent être calculés comme éléments soumis à la flexion et à la compression combinées. La flèche due aux charges latérales et axiales de ces montants ne devrait pas dépasser 1/300 de la hauteur non supportée des montants.

A.6.5.11.1.2 Revêtement

Le revêtement des murs de fondation extérieurs peut être calculé comme élément simple en flexion. La flèche maximale du revêtement, calculée en un point situé à 300 mm au-dessus de sa rive inférieure, ne devrait pas dépasser 1/180 de sa portée entre montants. L'épaisseur nominale du revêtement ne devrait pas être inférieure à 12,5 mm.

A.6.5.11.1.3 Planchers et assemblages

Les planchers et les assemblages entre le plancher et les murs doivent être calculés pour résister aux charges imposées par la pression latérale du sol et aux charges sur le plancher dues à l'occupation envisagée.

A.6.5.11.1.4 Déséquilibre dans la répartition des pressions

Les différences de hauteur de remblai de part et d'autre d'un bâtiment, les ouvertures dans les murs de fondation, dans les planchers et au haut des murs de fondation, ou d'autres causes, risquent d'entraîner un déséquilibre dans la répartition des pressions. Pour mieux résister aux charges qui résultent de cette répartition inégale des pressions, les éléments de l'ossature et le revêtement doivent être conçus comme système de type diaphragme ou autre.

A.6.5.11.1.5 Effets combinés de la flexion et de la compression

L'effet combiné de la flexion et de la compression peut être évalué comme suit :

$$\left(\frac{P_f}{P_r}\right)^2 + \frac{M_f\left[\frac{1}{1-\frac{P_f}{P_E}}\right]}{M_r} \leq 1$$

où

P_f = charge de compression pondérée qui agit sur le montant, N

 © 2020 Association canadienne de normalisation

P_r = résistance pondérée à la compression calculée selon l'article 6.5.5.2.4, N

M_f = moment de flexion pondéré maximal sur le montant calculé selon l'article A.6.5.11.1.6, N•mm

M_r = résistance pondérée au moment de flexion, calculée selon l'article 6.5.3.1, N•mm

= $\frac{\pi^2 E_{05} K_{SE} K_T I}{L_e^2}$

P_E = charge critique (de flambage) d'Euler dans le plan du moment appliqué

où

E_{05} = module d'élasticité pour le calcul des éléments en compression, Mpa

I = moment d'inertie dans le plan du moment appliqué, mm^4

L_e = longueur effective dans le plan du moment appliqué

= $K_e L$

où

K_e = coefficient de longueur effective tiré du tableau A.4

P_E = charge critique (de flambage) d'Euler dans le plan du moment appliqué

Note : *Un coefficient K_D de 0,65 s'applique au calcul de M_r et un coefficient K_D de 1,0 s'applique à celui de P_r.*

A.6.5.11.1.6 Moment de flexion pondéré sur un montant

A.6.5.11.1.6.1 Généralités

La formule suivante, dérivée de formules admises en ingénierie, peut être utilisée pour calculer le moment de flexion maximal sur un montant, M_f, dû à la charge latérale pondérée (voir l'article A.6.5.11.1.6.2). Le moment de flexion pondéré dû à la charge latérale maximale pondérée, M_{fx}, en N•mm, calculé en un point quelconque, x, situé au-dessus du plancher, est égal à :

$$M_{fx} = \frac{w_f H^2}{6L}\left[(H - 3a)\left(\frac{L - x}{H}\right) - L\left(\frac{H - Ax}{H}\right)^3\right]$$

où

w_f = charge latérale maximale pondérée par montant, N/mm

= pression latérale maximale pondérée exercée par le sol, N/mm^2, multipliée par l'espacement des montants, mm

H, L, a et x = variables définies à la figure A.3, mm.

A.6.5.11.1.6.2 Moment de flexion pondéré maximal sur un montant, M_f

Les formules suivantes peuvent être utilisées pour déterminer le moment de flexion maximal pondéré, M_f, et son emplacement, x :

a) pour les planchers sur traverses en bois ou sur dalle :

$$M_f = \frac{w_f H^2}{6L}\left[L - H + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{H^3}{3L}}\right]$$

$$x = H - \sqrt{\frac{H^3}{3L}}$$

b) pour les planchers suspendus, le moment entre les appuis et le moment dû au surplomb à l'appui devraient tous deux être vérifiés à l'aide de la formule suivante :

 © 2020 Association canadienne de normalisation

$$M_f = \frac{w_f H^2}{6L} K_m$$

où

$$K_m = (H - 3a)\left[K_1 + \frac{L + a - H}{H}\right] - LK_1^3$$

où K_1 est déterminé comme suit :

i) entre appuis :

$$K_1 = \sqrt{\frac{H - 3a}{3L}}$$

$$x = H - a - H\sqrt{\frac{H - 3a}{3L}}$$

ii) à l'appui :

$$K_1 = \frac{H - a}{H} \text{ et } x = 0$$

Note : *Les valeurs de K_m pour une plage de hauteurs de remblai et de dimensions types de murs sont données au tableau A.6.*

Δ

Tableau A.6
Coefficients de moment et de flèche, K_m et K_Δ, pour des valeurs types de L et de a*
(Voir l'article A.6.5.11.1.6.2.)

	Plancher sur dalle		Plancher suspendu		
	$K_\Delta \times 10^{15}$		$K_\Delta \times 10^{15}$		
Hauteur de remblai, H, mm	**Au point de moment maximal**	**Au point $x = 0{,}45L$**	**Au point de moment maximal**	**Au point $x = 0{,}45L$**	**K_m†**
400	0,85	2,5	—	—	—
600	3,8	8,4	0	–14	–3800
800	11	20	0	–20	–2300
1000	23	37	0	–22	–1600
1200	43	62	0	–19	–1100
1400	71	94	0	–10	–840
1600	110	130	0	6,3	–660
1800	150	180	0	31	–530
2000	200	230	0	64	–430
2200	260	280	96	110	400
2400	320	340	150	150	430
2600	—	—	200	210	450

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

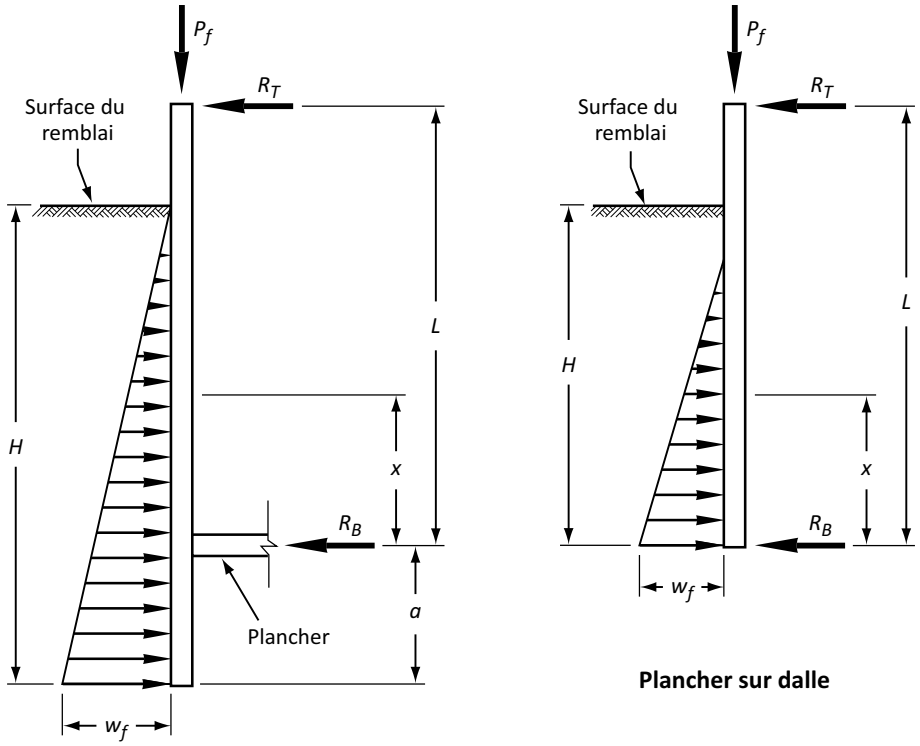
Tableau A.6 (fin)

Hauteur de remblai, H, mm	Plancher sur dalle $K_\Delta \times 10^{15}$ Au point de moment maximal	Plancher sur dalle $K_\Delta \times 10^{15}$ Au point $x = 0{,}45L$	Plancher suspendu $K_\Delta \times 10^{15}$ Au point de moment maximal	Plancher suspendu $K_\Delta \times 10^{15}$ Au point $x = 0{,}45L$	K_m†
2800	—	—	270	260	450
3000	—	—	330	320	450

** Ces coefficients s'appliquent à L = 2400 mm et a = 0 mm pour les planchers sur dalle et à L = 2500 mm et a = 500 mm pour les planchers suspendus.*
† Les valeurs de K_m (dernière colonne) ne s'appliquent qu'aux fondations avec plancher suspendu. Les valeurs figurant au tableau sont les valeurs calculées les plus élevées de K_m à l'appui (nombres négatifs) ou entre les appuis (nombres positifs). K_Δ, au point de moment maximal (quatrième colonne) est nul lorsque c'est le moment à l'appui qui est déterminant.

Figure A.3
Cotes et charge des montants de fondation, sans surcharge

(Voir les articles A.6.5.11.1, A.6.5.11.1.6, A.6.5.11.1.7, A.6.5.11.1.9 et A.6.5.11.1.10.)



Légende :

L = longueur du montant, mm

x = point du moment maximal, mm

H = hauteur de remblai, mm

 © 2020 Association canadienne de normalisation

A.6.5.11.1.7 Flèche des montants, Δ

La flèche des montants, Δ, est calculée pour n'importe quel point, x, situé au-dessus du plancher du sous-sol (voir la figure A.3) au moyen de la formule suivante :

$$\Delta = \frac{w_f(L - x)}{360EILH} K_\Delta$$

où

w_f = variable précisée à la figure A.3, N/mm

K_Δ = $[10H^2(H - 3a)(2L - x)x - 3(H - a)^5 + K_2]$

où

K_2 = $\frac{3L}{L - x}(H - a - x)^5$ si $x \leq H - a$

= 0 si $x > H - a$

E = module d'élasticité du montant, MPa

I = moment d'inertie du montant dans le plan du moment appliqué, mm^4

A.6.5.11.1.8 Flèche maximale des montants

La flèche maximale peut être calculée selon l'article A.6.5.11.1.7 en prenant $x = 0{,}45L$ et en utilisant les charges spécifiées plutôt que les charges pondérées pour obtenir une bonne valeur approximative de la flèche théorique maximale.

A.6.5.11.1.9 Effort tranchant pondéré maximal, V_f, par montant

L'effort tranchant pondéré maximal, V_f, en N, par montant peut être considéré comme étant la plus grande des valeurs calculées au moyen des formules suivantes, dérivées de formules admises en ingénierie :

a) pour les planchers en dalle ou sur traverses en bois au bas du mur de fondation :

$$V_f = \frac{w_f H}{2}\left[\frac{H}{3L} - \left(\frac{H - d}{H}\right)^2\right]$$

b) pour planchers suspendus :

i) juste au-dessus du plancher suspendu :

$$V_f = \frac{w_f H}{2}\left[\frac{H - 3a}{3L} - \left(\frac{H - a - c}{H}\right)^2\right]$$

ii) juste au-dessous du plancher suspendu :

$$V_f = \frac{w_f H}{2}\left[1 - \left(\frac{H - a + c}{H}\right)^2\right]$$

où

w_f = variable précisée à la figure A.3, N/mm

d = profondeur du montant, mm

c = profondeur du montant + 1/2 de la hauteur de la section transversale de la solive, mm

H, L, a = variables précisées à la figure A.3, mm

© 2020 Association canadienne de normalisation

A.6.5.11.1.10 Effort de retenue latérale

A.6.5.11.1.10.1 Effort de retenue latérale supérieur

L'effort de retenue latérale nécessaire au haut du mur de fondation peut être calculé au moyen des formules suivantes :

a) pour planchers en dalle ou sur traverses en bois :

$$R_T = \frac{w_f H^2}{6L}$$

b) pour planchers suspendus :

$$R_T = \frac{w_f H}{2L}\left(\frac{H}{3} - a\right)$$

où

R_T = réaction vers l'intérieur au haut des montants, N

w_f = variable précisée à la figure A.3, N/mm

H, L, a = variables précisées à la figure A.3, mm

A.6.5.11.1.10.2 Effort de retenue latérale inférieur

L'effort de retenue latérale au bas du mur de fondation peut être calculé au moyen des formules suivantes :

a) pour planchers en dalle ou sur traverses en bois :

$$R_B = \frac{w_f H}{2L}\left(L - \frac{H}{3}\right)$$

b) pour planchers suspendus :

$$R_B = \frac{w_f H}{2L}\left(L + a - \frac{H}{3}\right)$$

où

R_B = réaction vers l'intérieur au bas des montants, N

w_f = variable précisée à la figure A.3, N/mm

H, L, a = variables précisées à la figure A.3, mm

A.6.5.12 Applications propres aux fermes

A.6.5.12.1 Domaine d'application

Ferme entièrement triangulée — Les méthodes de calcul révisées de l'article 6.5.12* ne s'appliquent qu'au bois de sciage utilisé dans les fermes dont tous les éléments forment le côté d'un triangle. Dans ce type de ferme, une rupture en flexion au nœud d'un élément en compression n'entraînerait normalement pas l'effondrement du triangle. Une ferme de comble n'est pas un système entièrement triangulé. De plus, comme les extrémités des membrures supérieures des fermes appuyées par les membrures supérieures et les porte-à-faux des membrures supérieures (c.-à-d., les prolongements extérieurs des fermes au-delà des nœuds) ne sont pas visés par l'article A.6.5.12, ils ne sont pas considérés comme faisant partie de la longueur totale de la ferme.

** Les méthodes de calcul révisées de l'article 6.5.12 sont basées sur la recherche rapportée dans C. Lum, E. Jones et B. Hintz (1996).*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Limite de portée libre — La limite de portée libre de 12,2 m correspond à la limite de surcharge de neige prescrite pour les bâtiments visés à la partie 9 (article 9.4.2) du *Code national du bâtiment — Canada*. Si cette limite de 12,2 m est dépassée ou que d'autres conditions sont présentes, un coefficient de surcharge de neige de 80 % doit être utilisé (c.-à-d., calculer la ferme selon la partie 4 du code). De même, si l'espacement est supérieur à 610 mm, le coefficient de surcharge de neige de 80 % doit être utilisé et le coefficient K_H est ramené de 1,1 à 1,0.

Configuration des fermes — L'article A.6.5.12 limite l'application de l'article 6.5.12 aux fermes de toits de pente similaire à celle des fermes ayant fait l'objet d'essais. Comparées aux fermes à membrures inclinées ordinaires évaluées dans le programme d'essais, les fermes à très faible pente (moins de 2:12) et les fermes à membrures parallèles ont un rapport plus élevé entre les forces axiales et le moment de flexion et ne sont pas visées par cette norme.

La longueur totale est une autre limite traditionnellement utilisée par les fabricants de fermes pour déterminer les limites de calcul. Ces deux limites, celle relative à la portée libre de 12,2 m et celle de longueur totale de 18,0 m, servent de frontière entre les portées traditionnelles en construction résidentielle et celles des fermes de toit à longue portée. Les fermes dont la portée totale est inférieure à la limite de 18,0 m peuvent comporter des porte-à-faux ou plusieurs portées libres si aucune des portées ne dépasse 12,2 m.

Les fermes maîtresses, bowstring, semi-circulaires, à membrures parallèles ou de comble et les fermes de plancher ne sont pas visées par l'article A.6.5.12.

A.6.5.12.3 Résistance à la compression parallèle au fil

Longueur effective — Les coefficients recommandés de longueur effective figurent au tableau A.4. Le TPIC donne aussi des recommandations sur la longueur effective des éléments en compression des fermes. Le choix des coefficients dépend de la répartition des charges et du type de structure.

Joints des membrures en compression — Aux fins du calcul de la résistance et de la flèche, le joint de membrures en compression peut être considéré comme continu s'il se trouve à un point d'inflexion pour le cas de chargement en cause. Pour prendre en compte les variations de longueur du bois d'œuvre, il suffit que le joint soit situé à ±10 % de la longueur du panneau, mesurée depuis le point d'inflexion. Cette marge de tolérance reconnaît en outre que l'emplacement du point d'inflexion est fonction des conditions de chargement.

Effets des dimensions sur la compression — Dans la plupart des cas, la longueur d'un élément utilisée pour calculer K_{Zc} est la longueur du panneau lui-même : l'effort axial entre les nœuds varie très peu par rapport aux changements aux nœuds. Dans les cas où les contraintes axiales sont élevées par rapport aux contraintes de flexion — d'où des longueurs de panneau relativement courtes — et où les efforts axiaux entre panneaux adjacents sont relativement constants, la longueur de l'élément servant à calculer K_{Zc} devrait englober plusieurs panneaux. Dans ces cas, il a été convenu qu'il suffit de prendre la moitié de la longueur de la membrure entre les points de changement de pente.

Note : *Un changement de pente correspond au point le long de la ligne analytique d'une membrure où la pente de la membrure change.*

A.6.5.12.4 Résistance à la compression perpendiculaire au fil

Renforcement des appuis — Renforcer un appui consiste à poser des connecteurs métalliques sur les deux faces d'un élément susceptible de subir sur toute sa hauteur des contraintes de compression

 © 2020 Association canadienne de normalisation

perpendiculaires au fil. Il faut également que les calculs satisfassent aux exigences de base des appuis énoncées à l'article 6.5.6.1.

Note : *Les essais qui justifient cette façon d'améliorer la résistance à l'appui sont rapportés dans les travaux de N. S. Bulmanis, H. A., Latos et F. J. Keenan (1983).*

A.6.5.12.5 Résistance à la flexion et à la charge axiale combinées

Moments amplifiés — Les méthodes de calcul proposées visent le cas général, qui suppose la présence de moments amplifiés. L'amplification des moments ne devrait pas être ignorée, mais il est néanmoins possible d'analyser certaines structures avec précision sans pour autant recourir à des méthodes qui tiennent compte de cette amplification. Une analyse d'amplification des moments dans les fermes montre que les moments à mi-panneau sont très susceptibles aux effets P-delta, mais que les moments aux nœuds le sont moins. De plus, l'importance de l'amplification des moments calculée varie selon le type de structure et les hypothèses d'analyse.

Les résultats du programme d'essais suggèrent que les méthodes de calcul utilisées dans le TPIC donnent des fermes d'un niveau de performances satisfaisant. Ces méthodes ne tiennent pas compte de l'amplification des moments, mais nécessitent tout de même de limiter la flèche à mi-panneau, ce qui, en pratique, limite la longueur des panneaux de ferme même si les éléments de la membrure ont la résistance nécessaire. Si les limites relatives à la flèche préconisées par le TPIC ne sont pas utilisées pour limiter la longueur des panneaux, il est possible que le coefficient de correction de la résistance à la flexion, K_M du tableau 6.19, ne convienne pas.

Coefficient de correction de la résistance à la flexion, K_M — En plus d'être fonction du rapport entre la portée et la hauteur d'un élément, le coefficient, K_M, tiré du tableau 6.19*, est aussi fonction de la forme du diagramme des moments.

Un coefficient K_M supérieur à 1 signifie généralement une distribution des moments de flexion dans laquelle il y a un ou plusieurs points d'inflexion le long de l'élément, entre les nœuds, et un moment de nœud plus important que le moment à mi-panneau.

Dans les cas où le moment à mi-panneau est plus important que les moments de nœud ou lorsque la charge est telle qu'il n'y a pas de points d'inflexion dans le panneau, le coefficient K_M est normalement inférieur à 1.

Dans les autres cas où l'analyse de la structure montre un moment nul aux nœuds (c.-à-d., lorsque $M_2 = 0$), l'augmentation de résistance à la flexion est tout simplement fonction du rapport entre la portée et la hauteur de l'élément. Ce phénomène se produit normalement aux changements de pente ou aux joints des nœuds, car même si les moments de flexion ne sont pas nécessairement nuls à ces endroits, le concepteur les assimile traditionnellement à un joint articulé. Néanmoins, il est convenu qu'un élément analytique fictif, comme celui utilisé pour modéliser un assemblage à talon dans une ferme à membrure inclinée, engendre un moment de nœud dans le talon. Il est donc raisonnable de supposer que la membrure supérieure d'une ferme simple [king-post truss] est continue au passage d'un nœud, mais seulement au talon et non au sommet.

Les fermes, considérées comme ferme-types, soumises aux essais et analysées dans le cadre des études d'impact ont donné des valeurs de K_M allant jusqu'à 1,3. Cette limite supérieure de 1,3, pour K_M a été établie pour empêcher l'extrapolation à des valeurs supérieures.

* *Les coefficients K_M tirés du tableau 6.19 sont fondés sur les travaux de W. Lau, J.D. Barrett et F. Lam (1995).*

Équation d'interaction — Le terme du rapport axial a été modifié pour tenir compte de l'augmentation de résistance à la flexion d'un matériau fragile à la fois en flexion et en compression axiale. De même, le

 © 2020 Association canadienne de normalisation

coefficient K_M permet de corriger la résistance à la flexion en fonction de diverses configurations de moments appliqués aux membrures supérieures.

Ces deux modifications relatives au calcul des membrures en compression permettent d'expliquer les niveaux de sécurité satisfaisants constatés lors de l'essai des fermes.

Aucune augmentation n'est permise pour les éléments soumis à la flexion et traction combinées, car le programme d'essais ne prévoyait pas d'évaluer les performances des membrures en traction.

A.7 Bois lamellé-collé

A.7.5.5 Dimensions standards du bois lamellé-collé

Les dimensions standard du bois lamellé-collé sont les suivantes :

a) largeurs de 80, 130, 175, 215, 265, 315 et 365 mm; et
b) hauteurs, calculées pour :
   i) les éléments droits ou cambrés : en multiples de 38 mm; et
   ii) les éléments cintrés à un rayon de courbure inférieur à 10 800 mm : en multiples de l'épaisseur de lamelles requise (voir le tableau A.7).

Notes :

1) *Le marché offre diverses largeurs.*
2) *Les concepteurs devraient s'assurer de la disponibilité des largeurs supérieures à 365 mm avant de rédiger leur devis.*

Tableau A.7
Rayons de courbure minimaux
(Voir les articles 7.5.6.5.2 et A.7.5.5.)

	Rayon de courbure minimal, mm	
Épaisseur des lamelles, mm	**Extrémité tangente***	**Extrémité cintrée**
Standard		
38	8400	10 800
19	2800	3800
Non standard		
35	7400	9500
32	6300	8500
29	5600	7300
25	4600	6200
16	2300	3000
13	1800	2200
10	1200	1400
6	800	800

** À l'extrémité tangente, il faut qu'une longueur droite de lamelle finie dépasse le point de tangence d'au moins 32 fois l'épaisseur de la lamelle.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

A.8 Bois lamellé-croisé

Δ A.8.5.2 Flèche des panneaux en bois lamellé-croisé

La flèche maximale d'un panneau en bois lamellé-croisé, Δ_{max}, peut être calculée comme la somme des déformations sous des charges de durée d'application courte et longue, comme suit :

$\Delta_{max} = \Delta_{ST} + \Delta_{LT} K_{fluage}$

où

Δ_{ST} = flèche élastique due aux charges de durée d'application courte ou normale, sans charge permanente

Δ_{LT} = flèche élastique instantanée due aux charges de durée d'application longue

K_{fluage} = coefficient de correction pour le fluage

= 2,0 pour des conditions d'utilisation en milieu sec

La flèche sous une charge spécifiée uniformément répartie, ω, qui s'exerce perpendiculairement à la face d'un panneau d'une seule portée peut être calculée comme la somme des flèches dues aux effets du moment et du cisaillement en utilisant la rigidité effective en flexion à plat, $(EI)_{eff}$, et la rigidité effective en cisaillement à plat, $(GA)_{eff}$, comme suit :

$$\Delta = \frac{5}{384}\frac{\omega L^4}{(EI)_{eff}} + \frac{1}{8}\frac{\omega L^2}{(GA)_{eff}}$$

Dans le cas d'une charge concentrée linéaire, P, appliquée au centre d'un panneau en bois lamellé-croisé d'une seule portée et qui s'exerce perpendiculairement au panneau, la flèche peut être calculée comme suit :

$$\Delta = \frac{1}{48}\frac{PL^3}{(EI)_{eff}} + \frac{1}{4}\frac{PL}{(GA)_{eff}}$$

Note : *Lorsque la composante de la flèche en cisaillement de la flèche totale du panneau en bois lamellé-croisé sous l'effet de charges hors-plan de durée d'application normale, telles que la charge due à la neige et les surcharges, est jugée importante (c.-à-d., dans les courtes portées, les courts porte-à-faux, etc.) par le concepteur, la flèche en cisaillement sous ces charges devrait être augmentée de 30 % pour tenir compte de l'effet du temps associé au cisaillement roulant.*

Δ A.8.5.3 Tenue aux vibrations des planchers faits de bois lamellé-croisé

La portée permettant le contrôle des mouvements dus à la marche sur un plancher fait de bois lamellé-croisé peut être calculée à l'aide de l'équation qui suit :

$$\ell_v \leq 0{,}11\frac{\left(\frac{(EI)_{eff,f}}{10^6}\right)^{0{,}29}}{m^{0{,}12}}$$

où

ℓ_v = limite de la portée pour le contrôle des vibrations, m

$(EI)_{eff,f}$ = rigidité effective en flexion à plat d'un panneau de 1 m de largeur, N•mm² (voir l'article 8.4.3.2)

m = masse linéaire du bois lamellé-croisé pour un panneau de 1 m de largeur, kg/m

Note : *Dans cette équation, il est supposé que le plancher :*

a) *est d'une seule portée et que les extrémités reposent sur des appuis simples; et*

b) *est nu, sans recouvrement.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Dans le cas des planchers à portées multiples où un élément non structural est considéré comme permettant une réduction de la vibration, la portée calculée permettant de contrôler les vibrations peut être augmentée jusqu'à 20 %, dans la mesure où elle ne dépasse pas 8 m.

Notes :

1) *La méthode de calcul présentée dans cet article pour les systèmes de plancher à portée simple peut être utilisée pour les portées individuelles dans un système de plancher à portées multiples, avec un ajustement, si nécessaire.*
2) *Dans le cas des planchers à chape de béton appliquée directement sur les panneaux en bois lamellé-croisé, cette équation peut être utilisée comme s'il s'agissait d'un plancher nu, c.-à-d., que le poids du béton n'est pas pris en considération dans le calcul de « m », dans la mesure où la masse surfacique de la chape n'est pas supérieure au double de la masse surfacique du plancher en bois lamellé-croisé nu.*
3) *Les critères de vibration actuels pourraient ne pas convenir à tous les occupants. La documentation des fabricants de bois lamellé-croisé peut contenir plus de renseignements concernant l'ajustement des portées.*

A.9 Panneaux structuraux

A.9.2.2 Panneaux OSB de revêtement de construction

Comme le précise sa préface, CSA O325 ne recommande aucune valeur de calcul et ne propose aucune méthode pour déterminer de telles valeurs.

Les valeurs de calcul du tableau 9.3 relatives aux panneaux OSB revêtement de construction conformes à CSA O325 sont en accord avec les valeurs établies par des essais de classement et elles sont admises par divers organismes.

Les organismes de certification doivent s'assurer que les valeurs de référence touchant la résistance à la flexion et la rigidité en flexion des panneaux OSB revêtement de construction conformes à CSA O325 sont aussi compatibles aux valeurs de calcul de la présente norme.

Les panneaux comportent un marquage d'utilisation finale et un marquage de portée (voir le tableau A.8), p. ex., 2F24 ou W16. Les panneaux certifiés pour plus d'une utilisation finale peuvent porter plus d'un marquage, p. ex., 1R24/2F16 et 2R48/2F24/1F24.

Note : *Voir le tableau A.9.*

Tableau A.8
Marquage des produits de revêtement de construction (CSA O325)
(Voir l'article A.9.2.2.)

a) Marquage

	Portée					
	16	**20**	**24**	**32**	**40**	**48**
	Espacement recommandé des éléments d'ossature, mm (po)					
Utilisation finale	**400 (16)**	**500 (20)**	**600 (24)**	**800 (32)**	**1000 (40)**	**1200 (48)**
1F	1F16	1F20	1F24	1F32	*	1F48
2F	2F16	2F20	2F24	*	*	*
1R	1R16	1R20	1R24	1R32	1R40	1R48

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau A.8 (fin)

	Portée					
	16	20	24	32	40	48
	Espacement recommandé des éléments d'ossature, mm (po)					
Utilisation finale	400 (16)	500 (20)	600 (24)	800 (32)	1000 (40)	1200 (48)
2R	2R16	2R20	2R24	2R32	2R40	2R48
W	W16	W20	W24	*	*	*

* *Non visé par CSA O325.*

Note : *Le marquage de portée se rapporte à l'espacement centre à centre des appuis (portée d'essai) utilisé lors des essais de qualification des produits de revêtement de construction. Ces portées sont basées sur l'utilisation finale présumée et sur les espacements habituels utilisés dans les ossatures légères en bois. Les éléments d'ossature proprement dits doivent être calculés en fonction des charges spécifiées, conformément aux méthodes admises en ingénierie.*

b) Marquage d'utilisation finale

Utilisation finale présumée	Panneaux marqués
Sous-plancher monocouche (sous-plancher et couche de sous-finition combinés)	1F
Sous-plancher avec panneaux de sous-finition	2F
Revêtement de toit sans appui aux rives	1R
Revêtement de toit avec appui aux rives	2R
Revêtement mural	W

* *Les panneaux marqués « 1 » sont normalement plus rigides que ceux marqués « 2 ».*

Tableau A.9
Relation entre le marquage des panneaux et l'épaisseur nominale
(Voir les articles 11.3.2.2 et A.9.2.2.)

	Épaisseur nominale, mm											
Marquage	7,5	9,5	11	12	12,5	15	15,5	18	18,5	22	25	28,5
2R20, W16	P	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2R24, W24	—	P	A	A	A	—	—	—	—	—	—	—
1R24/2F16	—	—	P	A	A	—	—	—	—	—	—	—
2R32/2F16	—	—	—	P	A	A	A	—	—	—	—	—
2R40/2F20	—	—	—	—	—	P	A	A	A	—	—	—

(à suivre)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau A.9 (fin)

	Épaisseur nominale, mm											
Marquage	**7,5**	**9,5**	**11**	**12**	**12,5**	**15**	**15,5**	**18**	**18,5**	**22**	**25**	**28,5**
2R48/2F24	—	—	—	—	—	—	—	P	A	A	—	—
1F16	—	—	—	—	—	P	A	—	—	—	—	—
1F20	—	—	—	—	—	P	A	—	—	—	—	—
1F24	—	—	—	—	—	—	—	P	A	—	—	—
1F32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	P	A	—
1F48	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	P

Note : *P désigne les épaisseurs nominales les plus courantes sur le marché et A, d'autres épaisseurs nominales parfois offertes. Il est possible de s'informer de la disponibilité de ces dernières auprès des fournisseurs.*

A.10 Éléments de charpente composites

A.10.6.3.4 Flambage des semelles en compression en contreplaqué

La résistance pondérée au flambage des panneaux à revêtement travaillant avec semelle en compression en contreplaqué, exprimée sous la forme de la charge maximale pondérée appliquée perpendiculairement à la semelle en compression, doit être calculée comme suit :

$$B_r = \phi X_B \frac{(2h_w + h_t + h_c)(10^9)}{2\left(s\,\ell_p\right)^2}$$

où

B_r = résistance pondérée au flambage, kN/m²

ϕ = 0,95

X_B = coefficient de flambage (voir le tableau A.10)

s = espacement libre entre les pièces longitudinales, mm

ℓ_p = portée du panneau à revêtement travaillant, mm

Note : *Cet article ne s'applique pas aux semelles en compression faites de panneaux OSB pour lesquels aucun coefficient de flambage n'a été établi.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau A.10
Coefficient de flambage, X_B, de la semelle en compression en contreplaqué des panneaux à revêtement travaillant, kN•m
(Voir l'article A.10.6.3.4.)

	Coefficient de flambage, X_B	
Épaisseur du contreplaqué non poncé, mm	**Fil extérieur parallèle à la portée**	**Fil extérieur perpendiculaire à la portée**
7,5	23	53
9,5	59	110
12,5	160*	240
15,5	350	470
18,5	610	790
20,5	880	1050

** Pour le contreplaqué de 12,5 mm à trois plis dont le fil extérieur est parallèle à la portée, utiliser X_B = 120.*

A.11 Structures résistantes aux charges latérales

A.11.7 Déformation des assemblages revêtement-ossature, e_n, pour le calcul de la flèche des murs de refend et des diaphragmes

Si des clous sont utilisés pour fixer les revêtements en bois à du bois d'œuvre sec, e_n, peut être calculé comme suit :

$$e_n = \left[\frac{0{,}013\, vs}{d_F^2}\right]^2$$

où

v = force de cisaillement maximale prévue par unité de longueur du périmètre du diaphragme ou du dessus du mur de refend, N/mm

s = espacement des clous à la rive des panneaux, mm

Si des clous sont utilisés pour fixer les revêtements en bois à du bois d'œuvre vert, multiplier la valeur obtenue pour le bois sec e_n par 2.

Pour les attaches utilisées dans les plaques de plâtre avec du bois sec, e_n peut être égal à 0,76 mm.

A.11.7.1 Flèche des murs de refend dans les bâtiments à plusieurs étages

a) Flèche des segments de murs de refend avec entremises :
La déplacement inter-étages, Δ_i^{storey}, au i^e étage, mm, peut être calculé comme suit :

$$\Delta_i^{storey} = \Delta_{b,i}^{storey} + \Delta_{s,i}^{storey} + \Delta_{n,i}^{storey} + \Delta_{a,i}^{storey}$$

La flèche totale, Δ_i^{total}, au i^e étage, mm, peut être calculé comme suit :

$$\Delta_i^{total} = \sum_{j=1}^{i} \Delta_j^{storey}$$

où

© 2020 Association canadienne de normalisation

$\Delta_{b,i}^{\text{storey}}$ = déplacement inter-étages au i^e étage attribuable à la flexion

$\Delta_{s,i}^{\text{storey}}$ = déplacement inter-étages au i^e étage attribuable au cisaillement des panneaux

$\Delta_{n,i}^{\text{storey}}$ = déplacement inter-étages au i^e étage attribuable au glissement des clous

$\Delta_{a,i}^{\text{storey}}$ = déplacement inter-étages au i^e étage attribuable à l'élongation verticale du système d'ancrage du mur

i) Flèche attribuable à la flexion (voir la figure A.4)

$$\Delta_{b,i}^{\text{storey}} = \Delta_{b,i} + H_i\left(\Sigma_{j=1}^{i-1}\theta_j\right) = \Delta_{b,i} + H_i(\theta_1 + \theta_2 + \ldots + \theta_{i-1})$$

où

θ_i *(ou* θ_j*)* = changement de la pente au i^e étage (ou j^e étage) soumis à la flexion, conformément à la figure A.5, qui peut être calculée comme suit :

$$\theta_i = \frac{M_i H_i}{(EI)_i} + \frac{V_i H_i^2}{2(EI)_i}$$

$\Delta_{b,i}$ = distance horizontale entre le haut du i^e étage et la tangente de la flèche au bas du i^e étage, conformément à la figure A.5, qui peut être calculée comme suit :

$$\Delta_{b,i} = \frac{M_i H_i^2}{2(EI)_i} + \frac{V_i H_i^3}{3(EI)_i}$$

où

H_i = hauteur inter-étages au i^e étage, mm

V_i = force de cisaillement dans le mur de refend au i^e étage, N, calculée comme suit :

V_i = $\Sigma_{j=i}^{n} F_j = F_i + F_{i+1} + \ldots + F_n$

M_i = moment de renversement à l'étage i (au haut du i^e étage), N•mm, conformément à la figure A.6, calculé comme suit :

$$M_i = \Sigma_{j=i+1}^{n} V_j H_j$$

où

n = nombre total d'étages

F_j = effort latéral appliqué au j^e étage, N

H_j = hauteur inter-étages au j^e étage, mm

$(EI)_i$ = rigidité en flexion dans le mur de refend au i^e étage, N•mm², qui peut être calculée comme suit :

$$(EI)_i = (EA)_i\left(\frac{L_s}{2}\right)^2 \bullet 2 = \frac{(EA)_i L_s^2}{2}$$

où

E = module d'élasticité de l'élément vertical à l'extrémité du segment de mur de refend, N/mm²

A = aire de la section transversale de l'élément vertical à l'extrémité du mur de refend, mm²

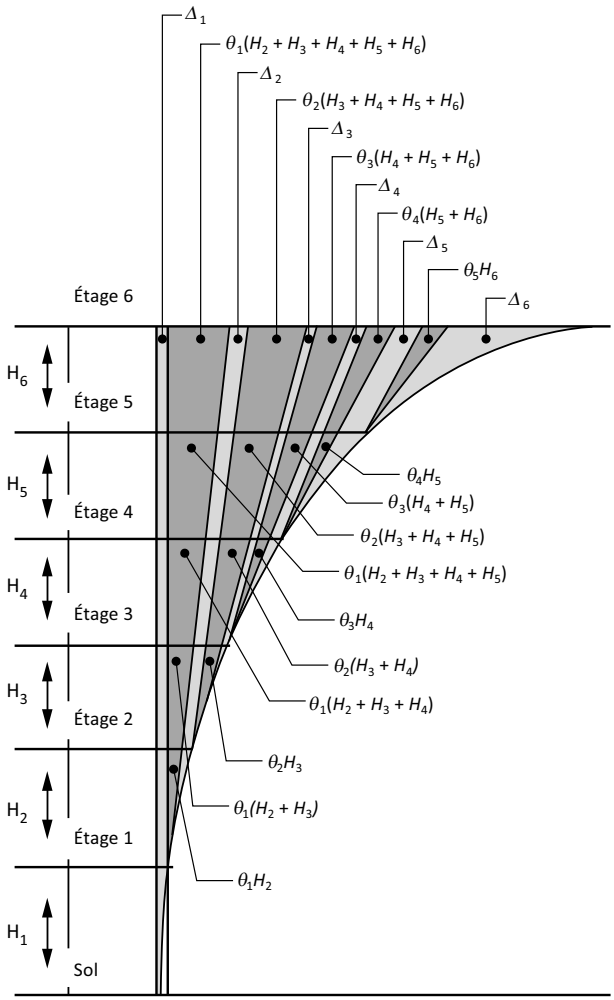
L_s = longueur du segment de mur de refend, mm

Note : *La rigidité effective à la flexion du mur de refend devrait être utilisée dans le cas d'une tige continue ancrée à chaque étage.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Δ

Figure A.4
Flèche attribuable à la flexion
[Voir l'article A.11.7.1 a) i).]



Source : *APEGBC Technical and Practice Bulletin.*

ii) Flèche attribuable au cisaillement des panneaux :

$\Delta_{s,i}^{storey} = \Delta_{s,i}$

où

$\Delta_{s,i} = \frac{v_{f,i} H_i}{B_{v,i}}$

où

$v_{f,I}$ = $\frac{V_i}{L_s}$ = contrainte de cisaillement maximale attribuable aux charges spécifiées au haut du mur au i^e étage, N/mm

$B_{v,i}$ = rigidité en cisaillement en épaisseur des panneaux de revêtement au i^e étage, N/mm (voir les tableaux 9.1 à 9.3 pour les panneaux structuraux en bois. Pour les plaques de plâtre, B_v peut être égale à 7000 N/mm)

iii) Flèche attribuable à la déformation des assemblages revêtement-ossature :

© 2020 Association canadienne de normalisation

$\Delta_{n,i}^{\text{storey}} = \Delta_{n,i}$

où

$\Delta_{n,i}$ = $0{,}0025 H_i e_{n,i}$

où

$e_{n,i}$ = déformation de l'assemblage revêtement-ossature au i^e étage, mm (voir l'article A.11.7.1)

iv) Flèche attribuable à l'élongation du système d'ancrage dans le mur (voir les figures A.7 et A.8) :

$$\Delta_{a,i}^{\text{storey}} = H_i\left(\sum_{j=1}^{i}\alpha_j\right) = H_i\alpha_i + H_i\left(\sum_{j=1}^{i-1}\alpha_j\right)$$

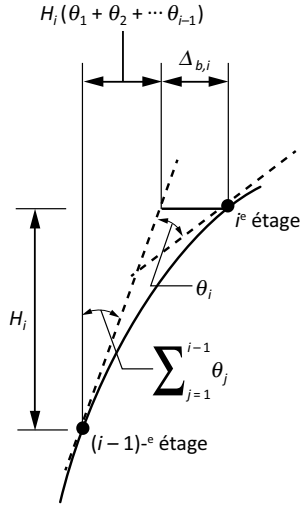
où

α_i = $\frac{(d_a)_i}{L_s}$

où

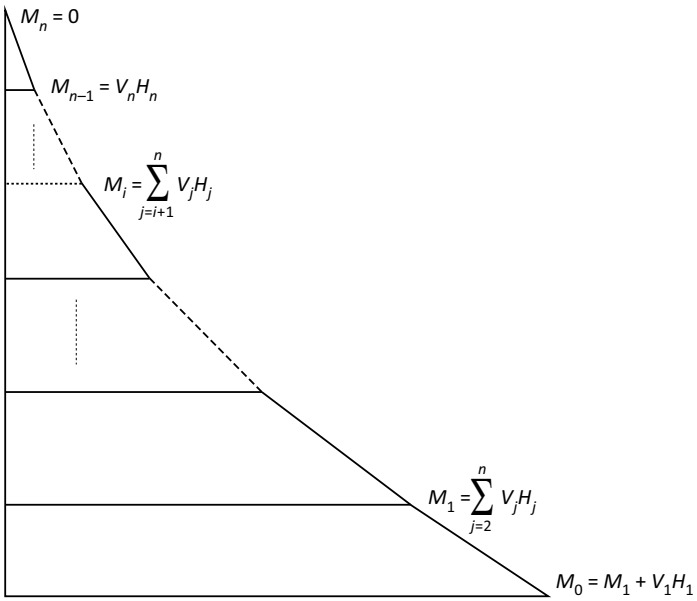
$(d_a)_i$ = élongation verticale totale du système d'ancrage dans le mur au i^e étage

Figure A.5
θ_i et $\Delta_{b,i}$
(Voir l'article A.11.7.1.)



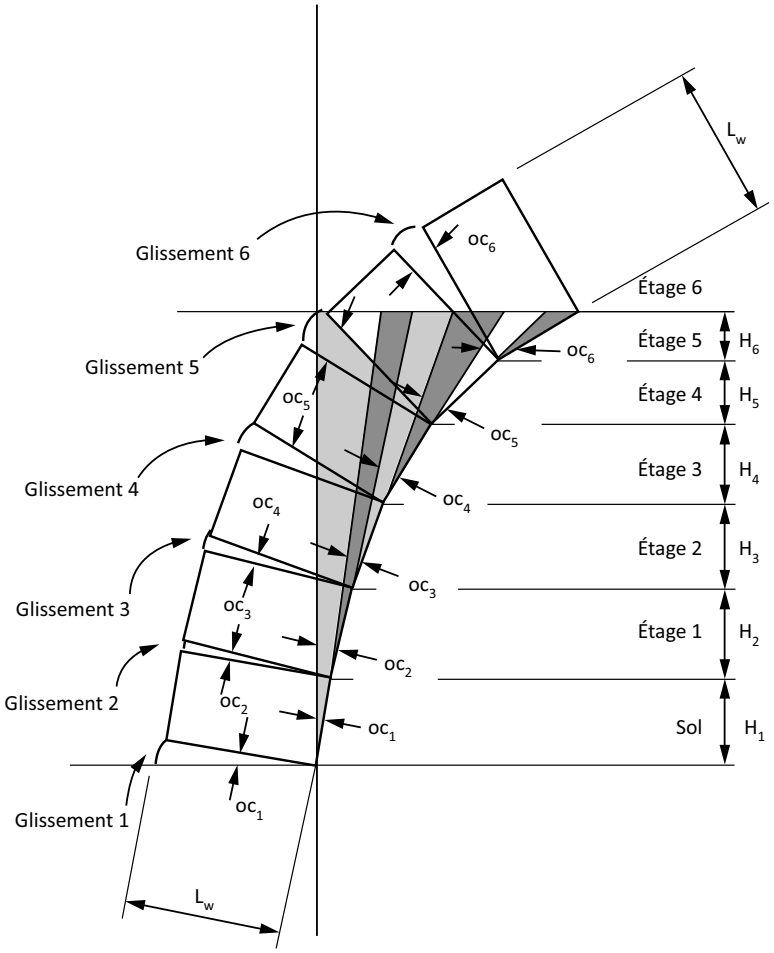
© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure A.6
Diagramme des moments
(Voir l'article A.11.7.1.)



© 2020 Association canadienne de normalisation

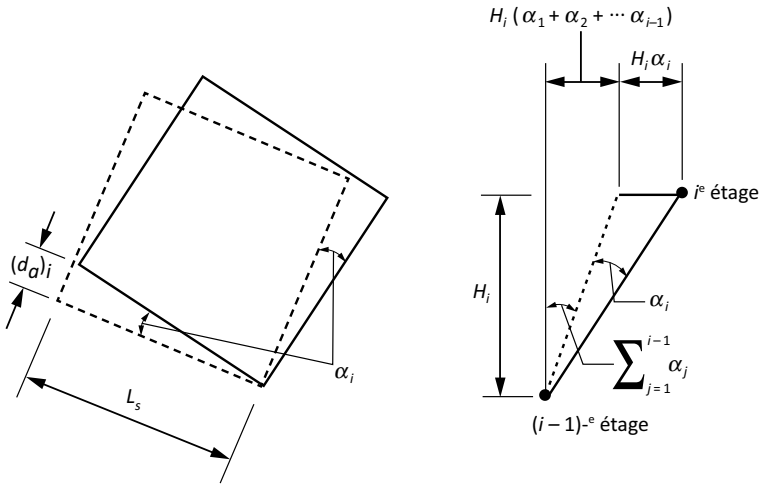
Figure A.7
Flèche attribuable à l'élongation verticale du système d'ancrage dans le mur
[Voir l'article A.11.7.1 a) iv).]



Source : *APEGBC Technical and Practice Bulletin.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure A.8
Flèche attribuable à l'élongation verticale du système d'ancrage dans le mur au *i*e étage
[Voir l'article A.11.7.1 a) iv).]



b) Flèche des segments de mur de refend sans entremise :
La déplacement inter-étages d'un segment de mur de refend sans entremise avec panneaux structuraux en bois au i^e étage, peut être calculé comme suit :

$$\Delta_{ub,i}^{\text{storey}} = \frac{\Delta_i^{\text{storey}}}{J_{us,i}}$$

où

$\Delta_{ub,i}^{\text{storey}}$ = déplacement inter-étages d'un segment de mur de refend sans entremise au i^e étage

$J_{us,i}$ = coefficient de correction pour le segment de mur de refend sans entremise au i^e étage

Note : *Cet article s'applique dans le cas d'un mur de refend typique à ossature légère en bois en porte-à-faux par rapport à sa base en supposant que le mur de refend est superposé sur toute la hauteur du bâtiment. Cette approche purement mécanique permet de calculer la flèche d'un mur en porte-à-faux agissant comme un composant du bâtiment. D'autres facteurs pourraient influer sur le comportement d'un mur, et ils devraient être pris en compte par le concepteur.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

A.12 Assemblages

A.12.1 Domaine d'application

Tableau A.11
Valeurs de densité
(Voir les articles 12.1, 12.4.4.3.3.1, 12.6.5.1.2, 12.6.6.1, 12.9.3.2, 12.9.4.2, 12.11.3.2, 12.11.4.2, 16.5.2, A.6.5.6 et A.12.6.5.4.)

Bois de charpente classé visuellement	Bois lamellé-collé	Classes E du MSR (ou MEL) de É-P-S*	Bois lamellé-croisé	Densité moyenne du bois anhydre
		13 800 à 16 500 MPa		0,50
S. de Douglas-mélèze	S. de Douglas-mélèze, Pruche-sapin†		V1	0,49
		12 400 à 13 100 MPa		0,47
Pruche-sapin	Pruche-sapin†			0,46
	Épinette-pin			0,44
Épinette-pin-sapin		8300 à 11 700 MPa	V2, E1	0,42
Essences nordiques			E3	0,35

* *Pour les essences de bois de charpente classés mécaniquement par résistance (MSR) ou évalués par machine (MEL) autres que É-P-S, utiliser les valeurs du bois de charpente classé visuellement.*
† *Les lamelles extérieures (faces supérieure et inférieure) de la classe 24f-EX et les lamelle extérieures (face inférieure) en traction du bois lamellé-collé de la classe 24f-E « pruche-sapin et sapin de Douglas-mélèze » sont en sapin de Douglas-mélèze; c'est la raison pour laquelle il faut utiliser les valeurs de densité du sapin de Douglas-mélèze pour le bois lamellé-collé en pruche-sapin lorsque les attaches ne traversent pas les lamelles intérieures. Dans les autres cas, utiliser les valeurs de densité du bois de charpente pruche-sapin classé visuellement.*

Notes :

1) *Les valeurs de densité précisées au tableau sont basées sur la masse moyenne et le volume du bois anhydre. Dans les équations sur les assemblages, ces valeurs sont modifiées afin de pouvoir établir un rapport entre la résistance des assemblages et les valeurs de densité du cinquième centile, en fonction d'un volume d'humidité de 15 %.*
2) *En l'absence d'information sur la résistance des assemblages à l'aide de boulons, de goujons, de goujons forcés, de tire-fond, de clous ou de vis à bois dans un bois d'une densité donnée, utiliser les résistances pour un bois de densité inférieure ou calculer leur résistance à l'aide des équations de cette norme.*

A.12.6.5.4 Déformation latérale des assemblages à tire-fond

Pour une charge spécifiée, *P*, la déformation latérale d'un assemblage à tire-fond peut être calculée comme suit :

$$\Delta = \frac{P}{k d_F t_2 n_F}$$

où

Δ = déformation latérale, mm

© 2020 Association canadienne de normalisation

P = charge s'exerçant sur l'assemblage, N

k = résistance latérale au glissement du tire-fond, MPa

= $k_P = (5{,}04G - 0{,}29)J_Y\, J_G\, K_{SF}$ pour $\theta = 0°$ (charge parallèle au fil)

= $k_Q = (5{,}04G - 0{,}29)J_Q\, J_G\, K_{SF}$ pour $\theta = 90°$ (charge perpendiculaire au fil)

= $k_p\, k_Q / \left(k_P \sin^2\theta + k_Q \cos^2\theta\right)$ pour $0° < \theta < 90°$ (charge oblique par rapport au fil)

où

G = densité relative moyenne (voir le tableau A.11)

J_Y = coefficient relatif aux plaques de jonction

= 1,5 pour les plaques de jonction en acier

J_G = coefficient d'action de groupe (voir les tableaux 12.2 et 12.3)

J_Q = coefficient relatif à la charge perpendiculaire au fil (voir le tableau A.12)

K_{SF} = coefficient de conditions d'utilisation (voir le tableau 12.1)

d_F = diamètre nominal du tire-fond, mm

t_2 = profondeur de pénétration dans l'élément principal, mm (voir l'article 12.6.3)

n_F = nombre d'attaches dans l'assemblage

Note : *Les tire-fond soumis à une charge latérale ont tendance à atteindre un point de déformation permanente entre environ 0,8 et 1,0 mm. Cette limite ne devrait pas être atteinte pour éviter la déformation permanente.*

Tableau A.12
Coefficient J_Q relatif à la charge perpendiculaire au fil exercée sur les tire-fond

(Voir l'article A.12.6.5.4.)

Diamètre nominal du tire-fond, po	J_Q
3/16	1,00
1/4	0,97
5/16	0,85
3/8	0,76
7/16	0,71
1/2	0,65
5/8	0,60
3/4	0,55
7/8	0,52
1	0,50

© 2020 Association canadienne de normalisation

A.12.7.3.3 Analyse des joints à rivets pour bois : méthode générale pour le bois lamellé-collé en sapin de Douglas-mélèze

Note : *Les formules de calcul de cet article découlent d'essais d'assemblages à rivets pour bois (aussi appelés « rivets pour bois lamellé-collé ») sur bois lamellé-collé de sapin de Douglas-mélèze. Pour les assemblages sur bois lamellé-collé d'autres essences ou sur bois de sciage, diminuer les résistances obtenues en les multipliant par le coefficient H précisé à l'article 12.7.3.2.*

Δ **A.12.7.3.3.1 Chargement parallèle au fil**

La résistance latérale unitaire relative au bois, p_w, kN, par joint soumis à une charge parallèle au fil, est égale à la moindre des valeurs suivantes, soit la résistance à la traction du bois, P_t, ou la résistance au cisaillement du bois, P_v, calculées comme suit :

a) $P_t = \frac{X_t f_{tn} S_Q (n_R - 1)}{K_T \beta_t E_t}$

où

X_t = coefficient de correction pour la traction parallèle au fil

= 1,41

f_{tn} = résistance prévue en traction parallèle au fil de la section nette, MPa (voir le tableau 7.2)

S_Q = espacement des rivets perpendiculaire au fil, mm (voir la figure 12.13)

n_R = nombre de files de rivets

K_T = constante relative à n_R et n_C (voir le tableau A.13)

où

n_C = nombre de rivets par file

β_t = constante relative à S_p, S_Q et n_R (voir le tableau A.14)

où

S_p = espacement des rivets parallèle au fil, mm (voir la figure 12.13)

E_t = constante relative à b et L_p (voir le tableau A.15)

où

b = dimension de l'élément, mm (égale à la largeur de l'élément pour les assemblages avec plaques de jonction en acier sur les faces opposées de l'élément ou égale à deux fois la largeur de l'élément pour ceux à une seule plaque de jonction)

b) $P_v = \frac{X_v F_v L_p \left[S_p (n_c - 1) + 50 \right]}{K_v \beta_v Y}$

où

X_v = coefficient de correction pour le cisaillement

= 1,48

F_v = f_v (0,15 + 4,35 C_V), MPa

f_v = résistance prévue en cisaillement longitudinal, MPa (voir le tableau 7.2)

C_V = $(\beta_1 + \beta_2 \beta_3)^{-0,2}$

où

$$\beta_1 = \frac{1}{1300} L_p S_p (n_c - 1) \left[1 + 500 \exp^{-0,52(S_Q - 12,5)} \right]$$

$$\beta_2 = 0,5 \times 10^{-16} L_p [(n_c - 1) S_p]^3 \left[(n_R - 1) S_Q \right]^{4,5} \exp^{-\left(\frac{\sigma - 50}{100}\right)}$$

 © 2020 Association canadienne de normalisation

$$\beta_3 = \left(\frac{3\mu - 1}{2} + L_p\frac{1-\mu}{50}\right)^5\left(1 - \exp^{\left(1,9-0,95\frac{b}{L_p}\right)}\right)^5$$

où

a = distance d'extrémité (voir la figure 12.13), mm

μ = $43,9\ [(n_C - 1)S_p]^{-0,4}\ [(n_R - 1)S_Q]^{-0,2}$

L_p = profondeur de pénétration (voir la figure 12.12)

K_v = constante relative à n_R et n_C (voir le tableau A.16)

β_v = constante relative à S_p et S_Q (voir le tableau A.17)

Y = $90,5 + 5,4\ L_p$

Note : *Dans les cas où $b \geq 175$ mm, $S_p = 40$ mm, $S_Q = 25$ mm et $L_p \geq 55$ mm, P_v sera plus grand que P_t.*

A.12.7.3.3.2 Chargement perpendiculaire au fil

À l'article 12.7.3.4, la résistance latérale relative au bois, q_w, kN, par joint soumis à une charge perpendiculaire au fil et la valeur de C_t peuvent être calculées comme suit :

a) $$q_w = \frac{23,3X_{tp}f_{tp}\left[(n_R - 1)S_p\right]^{0,8}}{K_{tp}\beta_{tp}10^3\left[(n_C - 1)S_Q\right]^{0,2}}$$

où

X_{tp} = coefficient de correction pour la traction perpendiculaire au fil

= 1,45

f_{tp} = résistance prévue en traction perpendiculaire au fil, MPa (voir le tableau 7.2)

K_{tp} = constante relative à n_R et n_C (voir le tableau A.18)

β_{tp} = constante relative à S_p et S_Q (voir le tableau A.19)

b) $$C_t = \frac{1}{\beta_D}\left[\frac{e_p}{(n_c - 1)S_Q}\right]^{-0,2}$$

où

β_D = constante relative à $e_p/(n_C - 1)S_Q$ (voir le tableau A.20)

e_p = distance de la rive non chargée, mm (voir la figure 12.13)

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau A.13
Valeurs de K_t
(Voir l'article A.12.7.3.3.1.)

Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
	2	**4**	**6**	**8**	**10**	**12**	**14**	**16**	**18**	**20**
2	0,75	1,16	1,37	1,47	1,51	1,54	1,57	1,61	1,64	1,64
4	0,51	0,88	1,08	1,17	1,22	1,26	1,30	1,35	1,38	1,38
6	0,38	0,71	0,89	0,97	1,02	1,06	1,11	1,16	1,18	1,18
8	0,30	0,60	0,75	0,84	0,89	0,93	0,97	1,02	1,05	1,05
10	0,26	0,52	0,66	0,74	0,79	0,82	0,87	0,91	0,94	0,94
12	0,23	0,47	0,59	0,66	0,71	0,75	0,78	0,82	0,85	0,85
14	0,21	0,42	0,54	0,60	0,65	0,68	0,72	0,75	0,77	0,77
16	0,20	0,38	0,49	0,56	0,60	0,63	0,67	0,69	0,71	0,71
18	0,18	0,35	0,45	0,52	0,56	0,59	0,62	0,65	0,66	0,67
20	0,17	0,32	0,42	0,49	0,53	0,56	0,59	0,61	0,63	0,64
22	0,16	0,30	0,40	0,46	0,51	0,54	0,56	0,58	0,60	0,61
24	0,15	0,29	0,38	0,45	0,49	0,52	0,53	0,55	0,57	0,58
26	0,14	0,28	0,36	0,42	0,46	0,50	0,51	0,52	0,54	0,55

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau A.14
Valeurs de β_t
(Voir l'article A.12.7.3.3.1.)

S_p, mm	S_Q, mm	Nombre de files, n_R									
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
25	12,5	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	15,0	1,11	1,06	1,04	1,02	1,02	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
	25,0	1,68	1,36	1,23	1,14	1,09	1,08	1,08	1,06	1,04	1,03
	32,0	2,03	1,54	1,34	1,22	1,14	1,10	1,09	1,07	1,06	1,05
	40,0	2,37	1,72	1,46	1,29	1,18	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06
32	12,5	0,94	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93
	15,0	1,05	0,99	0,97	0,95	0,95	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
	25,0	1,58	1,27	1,15	1,07	1,02	1,00	1,00	0,98	0,98	0,97
	32,0	1,90	1,44	1,26	1,14	1,06	1,02	1,01	0,99	0,98	0,98
	40,0	2,23	1,61	1,36	1,21	1,11	1,06	1,04	1,02	1,00	1,00
40	12,5	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,88	0,87	0,87	0,87
	15,0	0,97	0,92	0,90	0,89	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88
	25,0	1,48	1,18	1,07	1,00	0,96	0,93	0,92	0,92	0,91	0,90
	32,0	1,78	1,34	1,17	1,06	0,99	0,96	0,94	0,93	0,93	0,92
	40,0	2,08	1,50	1,27	1,13	1,04	0,99	0,97	0,95	0,94	0,93
50	12,5	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
	15,0	0,84	0,79	0,77	0,76	0,76	0,76	0,76	0,75	0,75	0,75
	25,0	1,27	1,00	0,91	0,85	0,81	0,79	0,79	0,78	0,78	0,77
	32,0	1,54	1,14	1,00	0,91	0,85	0,82	0,82	0,80	0,80	0,79
	40,0	1,80	1,27	1,09	0,97	0,89	0,86	0,85	0,83	0,82	0,81

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau A.15
Valeurs de E_t*
(Voir l'article A.12.7.3.3.1.)

Pénétration des rivets, L_p, mm	Largeur de l'élément en bois lamellé-collé, b (mm)						
	80	130	175	215	265	315	365
30	24,0	18,6	16,8	16,8	16,8	16,8	16,8
55	25,3	21,2	18,4	16,4	14,8	14,1	14,0
80	25,6	22,7	20,3	18,5	16,7	15,2	14,1

* *Pour les largeurs intermédiaires de bois de sciage, E_t peut être calculé par interpolation linéaire ou à l'aide de l'équation suivante :*

$$E_t = \frac{2\alpha_t Y}{L_p}$$

$$\alpha_t = 1{,}0 \text{ pour } b \geq 6L_p$$

$$= 1{,}0 + 0{,}155\left(3 - \frac{b}{2L_p}\right)^2 \text{ pour } b < 6L_p$$

$$\gamma = 90{,}5 + 5{,}4L_{pf}$$

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau A.16
Valeurs de K_v
(Voir l'article A.12.7.3.3.1.)

Rivets par file, n_C	Nombre de files, n_R									
	2	**4**	**6**	**8**	**10**	**12**	**14**	**16**	**18**	**20**
2	2,23	1,61	1,15	0,81	0,60	0,48	0,40	0,32	0,25	0,19
4	2,31	1,69	1,22	0,88	0,66	0,53	0,45	0,37	0,30	0,24
6	2,35	1,73	1,27	0,93	0,70	0,57	0,48	0,40	0,33	0,27
8	2,36	1,76	1,30	0,96	0,73	0,60	0,51	0,43	0,36	0,30
10	2,37	1,78	1,32	0,98	0,75	0,62	0,53	0,45	0,38	0,31
12	2,36	1,78	1,33	1,00	0,77	0,63	0,55	0,46	0,39	0,32
14	2,35	1,78	1,34	1,01	0,78	0,64	0,56	0,47	0,40	0,33
16	2,34	1,78	1,34	1,02	0,79	0,65	0,57	0,48	0,40	0,33
18	2,33	1,78	1,35	1,02	0,80	0,66	0,57	0,48	0,40	0,34
20	2,32	1,78	1,35	1,03	0,80	0,66	0,57	0,48	0,40	0,34
22	2,31	1,78	1,35	1,03	0,80	0,66	0,57	0,48	0,40	0,34
24	2,30	1,78	1,35	1,03	0,80	0,66	0,57	0,48	0,40	0,34
26	2,30	1,78	1,35	1,03	0,80	0,66	0,57	0,48	0,40	0,35

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau A.17
Valeurs de β_v
(Voir l'article A.12.7.3.3.1.)

		Nombre de files, n_R									
S_p, mm	S_Q, mm	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
25	12,5	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	15,0	1,00	0,97	0,95	0,95	0,94	0,94	0,94	0,93	0,93	0,93
	25,0	0,97	0,81	0,71	0,67	0,63	0,62	0,61	0,60	0,58	0,57
	32,0	0,95	0,72	0,57	0,51	0,44	0,43	0,42	0,40	0,38	0,35
	40,0	0,94	0,63	0,43	0,34	0,26	0,24	0,23	0,20	0,17	0,13
32	12,5	1,06	1,06	1,06	1,06	1,05	1,05	1,04	1,04	1,03	1,02
	15,0	1,05	1,02	1,00	0,99	0,97	0,97	0,96	0,95	0,94	0,93
	25,0	1,02	0,84	0,71	0,66	0,60	0,58	0,56	0,54	0,51	0,49
	32,0	1,02	0,75	0,58	0,50	0,42	0,40	0,38	0,36	0,33	0,30
	40,0	1,02	0,68	0,46	0,36	0,27	0,25	0,24	0,21	0,18	0,14
40	12,5	1,11	1,12	1,12	1,11	1,10	1,09	1,08	1,07	1,06	1,05
	15,0	1,11	1,08	1,05	1,03	1,01	1,00	0,98	0,97	0,96	0,94
	25,0	1,07	0,84	0,68	0,61	0,53	0,49	0,45	0,42	0,38	0,35
	32,0	1,10	0,79	0,60	0,51	0,42	0,40	0,37	0,34	0,31	0,27
	40,0	1,11	0,73	0,48	0,38	0,27	0,26	0,24	0,22	0,18	0,14
50	12,5	1,22	1,24	1,24	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,10
	15,0	1,23	1,21	1,18	1,15	1,12	1,10	1,08	1,06	1,04	1,02
	25,0	1,26	1,04	0,89	0,82	0,74	0,72	0,71	0,68	0,65	0,62
	32,0	1,27	0,93	0,71	0,61	0,52	0,50	0,48	0,46	0,42	0,39
	40,0	1,29	0,83	0,53	0,41	0,29	0,27	0,25	0,23	0,19	0,15

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau A.18
Valeurs de K_{tp}
(Voir l'article A.12.7.3.3.2.)

	Nombre de files, n_R				
Rivets par file, n_C	**2**	**4**	**6**	**8**	**10**
2	0,29	0,67	0,88	0,98	1,04
4	0,22	0,50	0,68	0,78	0,85
6	0,17	0,39	0,54	0,63	0,69
8	0,13	0,31	0,44	0,52	0,58
10	0,11	0,25	0,36	0,44	0,48
12	0,09	0,21	0,31	0,37	0,41
14	0,07	0,18	0,26	0,32	0,36
16	0,06	0,15	0,23	0,28	0,31
18	0,05	0,13	0,20	0,25	0,28
20	0,05	0,12	0,18	0,22	0,25

Tableau A.19
Valeurs de β_{tp}
(Voir l'article A.12.7.3.3.2.)

		Nombre de files, n_R				
S_Q, mm	**S_p, mm**	**2**	**4**	**6**	**8**	**10**
15	25	1,29	1,25	1,24	1,23	1,23
	40	1,76	1,61	1,49	1,45	1,40
25	25	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	32	1,18	1,13	1,10	1,09	1,07
	40	1,36	1,27	1,20	1,17	1,14
	50	1,72	1,53	1,40	1,34	1,28
32	25	0,82	0,84	0,85	0,86	0,86
	32	0,97	0,96	0,94	0,93	0,93
	40	1,12	1,07	1,03	1,00	0,98
	50	1,42	1,29	1,20	1,15	1,10
40	25	0,63	0,68	0,70	0,71	0,71
	32	0,75	0,77	0,78	0,77	0,76
	40	0,87	0,86	0,84	0,83	0,82
	50	1,11	1,04	0,98	0,95	0,92

© 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau A.20
Valeurs de β_D
(Voir l'article A.12.7.3.3.2.)

$(n_c - 1)S_Q$	β_D	$(n_c - 1)S_Q$	β_D
0,1	0,275	1,0	0,83
0,2	0,433	1,2	0,88
0,3	0,538	1,4	0,92
0,4	0,60	1,6	0,95
0,5	0,65	1,8	0,97
0,6	0,69	2,0	0,98
0,7	0,73	2,4	0,99
0,8	0,77	2,8 et plus	1,00
0,9	0,80		

Note : *Pour $e_P/[(n_C - 1)S_Q]$ de 0,1 à 0,3, trois décimales significatives sont données pour β_D, à cause de la sensibilité de cette plage.*

Tableau A.21
Dimensions des clous et des pointes selon CSA B111
(Voir l'article 12.9.1.)

	Longueur-étalon			Diamètre*	
Type	**Calibre**	**mm**	**po**	**mm**	**po**
Clous ordinaires en fil d'acier	15	25,40	1	1,83	0,072
	15	28,58	1 1/8	1,83	0,072
	14	31,75	1 1/4	2,03	0,083
	13	38,10	1 1/2	2,34	0,092
	12	44,45	1 3/4	2,64	0,109
	11 3/4	50,80	2	2,84	0,112
	11	57,15	2 1/4	2,95	0,116
	10	63,50	2 1/2	3,25	0,128
	10	69,85	2 3/4	3,25	0,128
	9	76,20	3	3,66	0,144
	9	82,55	3 1/4	3,66	0,144
	8	88,90	3 1/2	4,06	0,160
	6	101,6	4	4,88	0,192

(à suivre)

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau A.21 (fin)

	Longueur-étalon			Diamètre*	
Type	**Calibre**	**mm**	**po**	**mm**	**po**
	5	114,3	4 1/2	5,38	0,220
	4	127,0	5	5,89	0,238
	3	139,7	5 1/2	6,40	0,250
	2	152,4	6	7,01	0,275
Pointes ordinaires	3	101,6	4	6,40	0,250
	1	152,4	6	7,62	0,300
	1	177,8	7	7,62	0,300
	0	203,2	8	8,23	0,324
	0	228,6	9	8,23	0,325
	0	254,0	10	8,84	0,348
	0	304,8	12	8,84	0,348
Clous ordinaires vrillés	10 1/2	63,50	2 1/2	2,77	0,109
	9 3/4	76,20	3	3,10	0,122
	9 3/4	82,55	3 1/4	3,10	0,122
	8	88,90	3 1/2	3,86	0,152
	7	101,6	4	4,33	0,170
	5	127,0	5	4,88	0,192

** Le « diamètre » des clous vrillés figurant dans ce tableau a trait à leur diamètre effectif lié à leur largeur de projection latérale.*

Tableau A.22
Dimensions des clous selon ASTM F1667

(Voir l'article 12.9.1.)

Type	Longueur, po	Pennyweight	Diamètre, mm
Ordinaire	2	6d	2,87
	2 1/4	7d	2,87
	2 1/2	8d	3,33
	3	10d	3,76
	3 1/4	12d	3,76
	3 1/2	16d	4,11

(à suivre)

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Tableau A.22 (fin)

Type	Longueur, po	Pennyweight	Diamètre, mm
	4	20d	4,88
	4 1/2	30d	5,26
	5	40d	5,72
	5 1/2	50d	6,20
	6	60d	6,68

A.12.9.3.3 Déformation latérale des assemblages bois-bois réalisés à l'aide de clous, de pointes ou de vis à bois

Pour des charges spécifiées, P, non supérieures à $n_u/3$, la déformation latérale des assemblages bois sur bois réalisés à l'aide de clous, de pointes ou de vis à bois peut être estimé comme suit :

$$\Delta = 0{,}5 d_F K_m \left(\frac{P}{n_u}\right)^{1,7}$$

où

Δ = déformation latérale, mm

d_F = diamètre nominal de l'attache, mm

K_m = coefficient de fluage relatif à la tenue en service (voir le tableau A.23)

P = charge spécifiée par attache et par plan de cisaillement, N

n_u = résistance latérale unitaire de l'assemblage, par plan de cisaillement, N (voir l'article 12.9.3.2)

Tableau A.23
Coefficients de fluage relatif à la tenue en service, K_m
(Voir les articles 11.7.1.2 et A.12.9.3.3.)

	Humidité		
Durée d'application de la charge	**Cloué : état sec, chargé : état sec**	**Cloué : état humide, chargé : état sec**	**Cloué : état humide, chargé : état humide**
Continue	1,5	2,0	3,0
Normale	1,2	1,5	2,0
Courte	1,0	1,2	1,5

A.16 Produits propriétaires en bois de charpente — Matériaux et évaluation

Δ **A.16.2.3.1 Coefficient de correction de longueur, K_{LN}**

Le coefficient de correction de longueur, K_{LN}, permet aux fabricants d'établir les valeurs de résistance au moment des solives en I propriétaires; il ne s'agit pas d'un coefficient de correction destiné à des applications particulières. La valeur de K_{LN}, tirée d'ASTM D5055 (article 6.4.1.5), est la moindre des valeurs suivantes, soit 1,0, soit la valeur calculée comme suit :

 © 2020 Association canadienne de normalisation

$$K_{LN} = K_{SD}\left(\frac{L_1}{L}\right)^Z \leq 1{,}0$$

où

K_{SD} = coefficient de correction de répartition des contraintes

= correction de la résistance axiale prévue, f_a, de la contrainte constante sur toute la longueur (comme un essai de traction) à la condition de contrainte de référence (portée simple et charge uniforme)

= 1,15

L_1 = longueur repère (distance entre les serres) dans un essai de traction, parallèle au fil, pour le matériau de semelle d'une solive en I

L = portée de la solive en I

= 18 fois la hauteur de la solive

Z = coefficient qui tient compte de la variation de résistance à la traction du matériau de semelle (voir le tableau A.24)

Tableau A.24
***Z* pour calculer le coefficient de correction de la longueur des solives en I préfabriquées en bois**
(Voir l'article A.16.2.3.1.)

Coefficient de variation, %*†	*Z*‡
≤ 10	0,06
15	0,09
20	0,12
25	0,15
≥ 30	0,19

* *Le coefficient de variation est déterminé à partir de l'ensemble données d'essai, en utilisant la valeur de coefficient de variation la plus élevée obtenue de la résistance à la traction du matériau de semelle ou de la résistance à la traction des joints à entures multiples.*

† *Le coefficient de variation de la résistance à la traction du matériau de semelle est de 20 % pour le bois de charpente classé mécaniquement (y compris les matériaux SPS-4) et de 25 % pour le bois de charpente classé visuellement.*

‡ *Les valeurs du tableau peuvent être interpolées.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Annexe B (informative)
Résistance au feu des éléments en bois de grande section transversale

Notes :

1) *Cette annexe informative (non obligatoire) est rédigée dans un style normatif (obligatoire) pour en faciliter l'adoption par les utilisateurs de la norme ou les autorités compétentes qui souhaitent l'adopter formellement comme exigences supplémentaires à cette norme.*
2) *Lorsque cette annexe informative (non obligatoire) n'est pas adoptée par les autorités compétentes du bâtiment comme exigences supplémentaires à cette norme, la méthodologie présentée fournit des informations qui peuvent être utiles aux utilisateurs de cette norme pour l'élaboration d'une solution de rechange conforme aux objectifs du* Code national du bâtiment — Canada *(CNB).*

B.1 Domaine d'application

B.1.1

Les tableaux, les données et les méthodes spécifiées à l'annexe B fournissent une méthodologie pour élaborer les degrés de résistance au feu des éléments en bois de grande section transversale en se basant sur des critères structuraux.

B.1.2

La méthodologie présentée ici est une autre approche permettant de déterminer les degrés de résistance au feu afin d'être conforme au *Code national du bâtiment — Canada*, tel qu'établi à partir d'essais conformément à CAN/ULC-S101.

Note : *Les critères de performances au feu pour l'évaluation de la fonction de séparation des éléments de bâtiment en ce qui a trait au passage de flammes ou de gaz chauds et la transmission de chaleur à travers l'assemblage, selon la définition de CAN/ULC-S101, ne sont pas visés par l'annexe B, sauf indication contraire.*

B.1.3

La résistance structurale d'un élément en bois diminue en fonction du temps lorsqu'il est exposé au feu. Un élément structural offre un degré de résistance au feu pour une durée d'exposition au feu si la résistance structurale réduite de l'élément, après le temps d'exposition spécifié, est supérieure aux effets des charges spécifiées.

B.1.4

La méthodologie présentée à l'annexe B est une approche d'ingénierie destinée à prédire la résistance au feu structurale des éléments en bois de grande section transversale soumis à l'essai de résistance au feu selon CAN/ULC-S101. La méthode d'essai exige que les éléments porteurs mis à l'essai supportent une charge représentant la pleine charge spécifiée ou une condition de charge réduite. Pour le calcul du degré de résistance au feu selon la méthodologie présentée à l'annexe B, les charges spécifiées dues à la gravité sont utilisées (c.-à-d., D + L).

Note : *Pour une conception basée sur les performances de sécurité incendie selon laquelle le(s) scénario(s) utilise (nt) un ou des incendie(s) de référence présentant un rapport temps-température autre que celui prescrit dans CAN/ULC-S101 pour l'essai de résistance au feu, des analyses supplémentaires peuvent être requises. Par exemple, une analyse de transfert de chaleur peut être nécessaire afin de déterminer la vitesse de combustion et l'épaisseur de résistance nulle appropriées. Dans ce cas, il peut également être approprié d'utiliser les coefficients de charge suggérés au paragraphe 25 de l'édition la plus récente du Commentaire A sur le calcul des structures du* Code

 © 2020 Association canadienne de normalisation

national du bâtiment — Canada. *Il convient d'évaluer ces scénarios d'incendie comme solution de rechange pour assurer la conformité aux objectifs du* Code national du bâtiment — Canada.

B.1.5

Il est possible que les poutres composées visées par l'article 6.4.4.3 et que les éléments composés en compression visés par l'article 6.5.5.4 n'offrent pas la même résistance au feu que des éléments massifs de mêmes dimensions et ne soient par conséquent pas visés par l'annexe B.

Note : *L'assemblage des éléments composés est essentiel pour assurer la performance au feu des éléments en tant qu'élément massif unique et, dans certains cas, il ne permet pas d'empêcher les éléments individuels de se séparer lors d'une exposition au feu, ce qui augmente considérablement la vitesse de combustion.*

B.2 Matériaux

B.2.1 Généralités

L'annexe B vise les matériaux prescrits à l'article 6 pour le platelage en madriers et le bois, à l'article 7 pour le bois lamellé-collé, à l'article 8 pour le bois lamellé-croisé et à l'article 15.3 pour les produits en bois de charpente composite.

B.2.2 Bois lamellé-collé

Pour calculer la résistance au feu des poutres en bois lamellé-collé en utilisant les valeurs de résistance précisées au tableau 7.2, les exigences de fabrication suivantes doivent être remplies :

a) Les poutres dont la résistance au feu est de 1 heure, lorsqu'elles sont protégées de l'exposition au feu sur la partie supérieure, doivent être fabriquées en respectant la composition spécifiée, sauf qu'une lamelle du noyau doit être retirée et qu'une lamelle supplémentaire en traction de 38 mm d'épaisseur doit être ajoutée sur la face inférieure [voir la figure B.1 b)].

b) Les poutres conçues pour offrir une résistance au feu de 1 heure lorsqu'elles ne sont pas protégées contre le feu et qui sont soumises à des moments de flexion positifs et négatifs doivent être fabriquées en respectant la composition spécifiée, sauf que deux lamelles du noyau doivent être retirées et qu'une lamelle supplémentaire en traction de 38 mm d'épaisseur doit être ajoutée sur les faces supérieure et inférieure [voir la figure B.2 b)].

c) Les poutres conçues pour offrir une résistance au feu de 1,5 à 2 heures lorsqu'elles sont protégées contre le feu sur la partie supérieure doivent être fabriquées en respectant la composition spécifiée, sauf que deux lamelles du noyau doivent être retirées et que deux lamelles supplémentaires en traction de 38 mm d'épaisseur doivent être ajoutées sur la face inférieure [voir la figure B.1 c)].

d) Les poutres conçues pour offrir une résistance au feu de 1,5 à 2 heures lorsqu'elles ne sont pas protégées contre le feu et qui sont soumises à des moments de flexion positifs et négatifs doivent être fabriquées en respectant la composition spécifiée, sauf que quatre lamelles du noyau doivent être retirées et que deux lamelles supplémentaires en traction de 38 mm d'épaisseur doivent être ajoutées sur les faces supérieure et inférieure [voir la figure B.2 c)].

Si aucune lamelle en traction ne remplace les lamelles du noyau, les valeurs de résistance prévues de chaque lamelle doivent être utilisées pour calculer la résistance au feu des poutres en bois lamellé-collé.

B.2.3 Bois lamellé-croisé

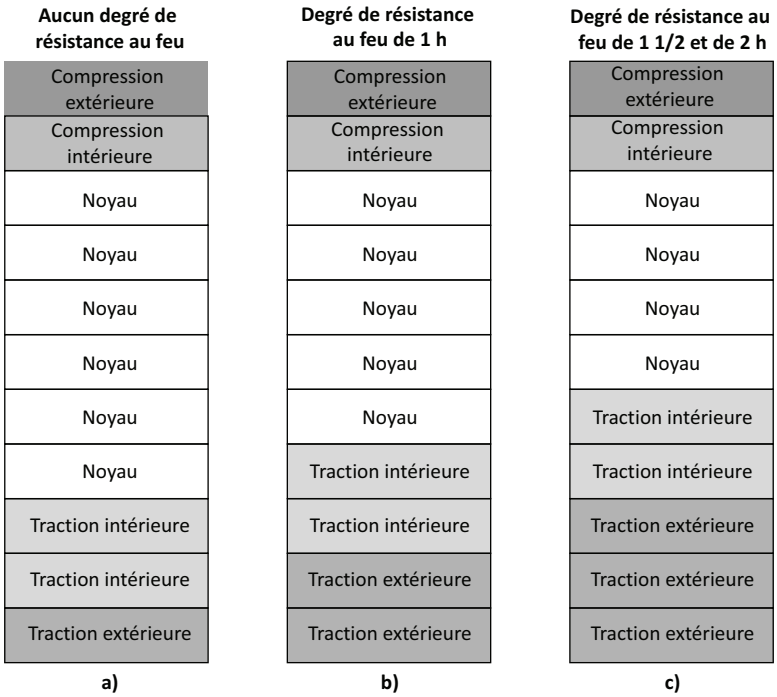
Lors de la détermination de la résistance axiale ou de la résistance au moment de flexion à plat des

 © 2020 Association canadienne de normalisation

panneaux en bois lamellé-croisé exposés au feu, seules les couches parallèles au sens d'application de la contrainte doivent être prises en compte pour la détermination de la résistance au feu des panneaux.

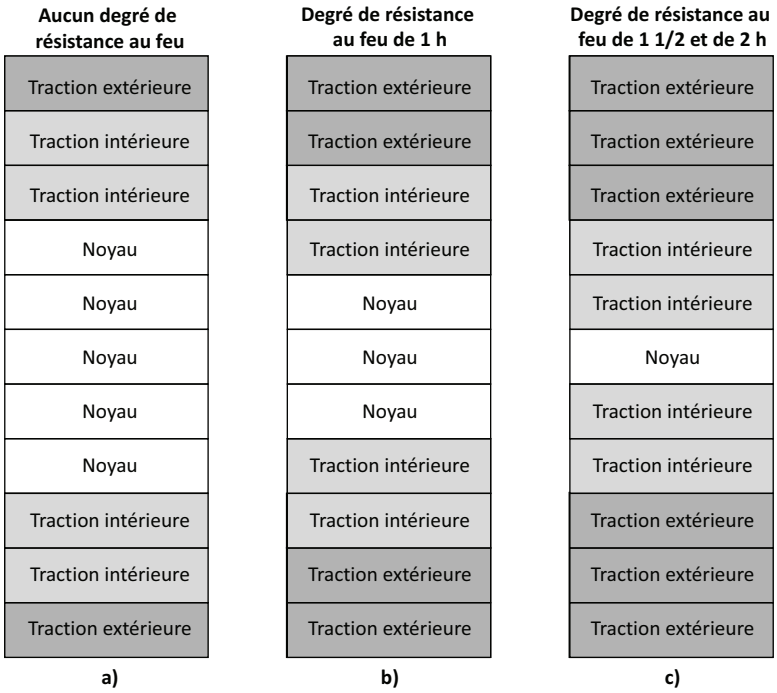
Note : *Si la conception est régie par une contrainte de cisaillement élevée, telle qu'une charge ponctuelle exercée par un poteau sur un élément de plancher, la résistance au cisaillement devrait être déterminée. Dans le cas de la résistance au cisaillement, toutes les couches qui contribuent à la résistance devraient être prises en compte.*

Figure B.1
Composition type des poutres en bois lamellé-collé soumises à un moment de flexion positif ou à des moments de flexion positif et négatif et protégées contre le feu à la face supérieure
(Voir l'article B.2.2.)



© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure B.2
Composition type des poutres en bois lamellé-collé soumises à des moments de flexion positif et négatif et non protégées contre le feu à la face supérieure
(Voir l'article B.2.2.)



B.3 Coefficients influant sur la résistance

B.3.1 Généralités

Les résistances prévues des matériaux et des assemblages utilisés dans le calcul de la résistance doivent être multipliées par les coefficients de correction précisés à l'article B.3 et aux articles pertinents de cette norme.

B.3.2 Coefficient de résistance, ϕ

Le coefficient de résistance, ϕ, doit être égal à 1,0.

B.3.3 Coefficient de durée d'application de la charge, K_D

Le coefficient de durée d'application de la charge, K_D, doit être déterminé conformément à l'article 5.3.2 pour une durée d'application courte de la charge.

B.3.4 Coefficient de système, K_H

Le coefficient de système, K_H, doit être égal à 1,0.

B.3.5 Coefficient de dimensions, K_Z

Le coefficient de dimensions, K_Z, doit être déterminé conformément aux articles pertinents de cette norme en se basant sur les dimensions de la section transversale d'origine.

© 2020 Association canadienne de normalisation

B.3.6 Coefficient de stabilité latérale, K_L

Le coefficient de stabilité latérale, K_L, doit être déterminé conformément à l'article 6.5.3.2 pour le bois de sciage ou à l'article 7.5.6.4 pour le bois lamellé-collé en se basant sur la section effective de la poutre (voir l'article B.6.2). Pour qu'ils puissent être pris en considération dans les calculs, les éléments offrant un support latéral intermédiaire doivent avoir au moins le même degré de résistance au feu que celui de la poutre.

Δ B.3.7 Élancement, C_C

L'élancement, C_C, doit être déterminé en se basant sur la section effective (voir l'article B.6.2). Pour qu'ils puissent être pris en considération dans les calculs, les éléments offrant un support latéral intermédiaire doivent avoir au moins le même degré de résistance au feu que celui du poteau.

B.3.8 Coefficient d'élancement, K_C

Le coefficient d'élancement, K_C, doit être déterminé en se basant sur la section effective (voir l'article B.6.2) et le module d'élasticité moyen prévu (voir l'article B.6.4).

B.3.9 Coefficient de correction pour le calcul de la résistance au feu, K_{fi}

Le coefficient de correction pour le calcul de la résistance au feu, K_{fi}, doit être déterminé en consultant le tableau B.1.

Tableau B.1
Coefficient de correction pour le calcul de la résistance au feu, K_{fi}
(Voir les articles B.3.9 et B.6.3.)

Produit	K_{fi}
bois et platelage en madriers	1,5
Bois lamellé-collé	1,35
Bois lamellé-croisé	
– Classes de contraintes V1-V2	1,5
– Classes de contraintes E1-E2-E3	1,25
Bois de charpente composite	1,25

Note : *Le coefficient de correction pour le calcul de la résistance au feu, K_{fi}, convertit la résistance prévue en résistance moyenne.*

B.4 Profondeur de la couche carbonisée

B.4.1 Généralités

Les vitesses de combustion précisées au tableau B.2 s'appliquent lorsque les éléments sont soumis à une exposition au feu normalisé conformément à CAN/ULC-S101. L'article B.4.3 doit être utilisé pour déterminer la profondeur de la couche carbonisée lorsque le transfert de chaleur est unidimensionnel, comme dans le cas de murs et de planchers en bois massif ou lorsque les arrondis de coins sont explicitement considérés pour les sections transversales rectangulaires conformément à l'article B.4.5. Dans le cas du bois lamellé-croisé, la profondeur de la couche carbonisée doit être déterminée

 © 2020 Association canadienne de normalisation

conformément à l'article B.4.6. Dans tous les autres cas, la profondeur de la couche carbonisée doit être déterminée conformément à l'article B.4.4.

Note : *Il est recommandé d'utiliser la vitesse de combustion fictive de l'article B.4.4 lorsque les éléments sont de section rectangulaire, car la méthode tient compte de l'effet du fendillement, de la formation de fissures et des arrondis de coins.*

Δ

B.4.2 Vitesses de combustion

Les vitesses de combustion unidimensionnelles et fictives, β_o et β_n, sont présentées au tableau B.2.

Δ

Tableau B.2
Vitesses de combustion, mm/min
(Voir les articles B.4.1, B.4.2 et B.4.6.)

	β_o	β_n
Bois et platelage en madriers	0,65	0,80
Bois lamellé-collé	0,65	0,70
Bois lamellé-croisé	0,65	0,80
Bois de charpente composite	0,65	0,70

Note : *Lorsque la plus petite dimension de la section effective d'un élément soumis à de la chaleur sur ses faces parallèles est inférieure à 70 mm, la vitesse de combustion augmentera à mesure que l'augmentation de température au-delà de la couche carbonisée atteint le milieu de la section. Dans ce cas, une analyse de transfert de chaleur peut être nécessaire pour déterminer la section transversale effective à utiliser.*

Δ

B.4.3 Profondeur de la couche carbonisée unidimensionnelle

La profondeur de la couche carbonisée unidimensionnelle, $x_{c,0}$ (mm), doit être calculée comme suit :

$x_{c,0} = \beta_o t$

où

β_o = vitesse de combustion unidimensionnelle, mm/min

t = durée d'exposition au feu, min

B.4.4 Profondeur de la couche carbonisée fictive

La profondeur de la couche carbonisée fictive, $x_{c,n}$ (mm), doit être calculée comme suit :

$x_{c,n} = \beta_n t$

où

β_n = vitesse de combustion fictive, mm/min

t = durée d'exposition au feu, min

B.4.5 Arrondis de coins

Les coins des sections transversales rectangulaires exposés au feu sont soumis à un transfert de chaleur bidimensionnel ce qui a pour effet de les arrondir. Lorsque l'effet des arrondis de coins est pris explicitement en considération, le rayon de courbure des coins doit être considéré comme la profondeur de la couche carbonisée en utilisant la vitesse de combustion unidimensionnelle, conformément à l'article B.4.3, et les propriétés de la section doivent être établies en conséquence.

Note : *Il n'est pas nécessaire de tenir explicitement compte de l'effet des arrondis de coins lorsque la profondeur de la couche carbonisée est déterminée selon l'article B.4.4.*

 © 2020 Association canadienne de normalisation

Δ B.4.6 Profondeur de la couche carbonisée pour le bois lamellé-croisé

La vitesse de combustion unidimensionnelle β_o prescrite au tableau B.2 et à l'article B.4.3 doit être utilisée si la profondeur de la couche carbonisée n'atteint pas le premier plan de collage entre la couche exposée et la couche suivante pour la durée de résistance au feu exigée. Si la profondeur de la couche carbonisée dépasse le premier plan de collage pendant la durée de résistance au feu exigée, la vitesse de combustion fictive, β_n, prescrite au tableau B.2 et à l'article B.4.4 doit être utilisée.

B.5 Épaisseur de la couche de résistance nulle

Afin de tenir compte de la réduction de la résistance du bois chauffé au-delà de la couche carbonisée, une couche de résistance nulle doit être retirée pour réduire la section transversale au-delà de la profondeur de la couche carbonisée déterminée à l'article B.4.3 ou B.4.4. La profondeur de la couche de résistance nulle, x_t (mm), doit être calculée comme suit :

$$x_t = \left(\frac{t}{20}\right) \times 7 \text{ (pour } t < 20)$$

$x_t = 7$ (pour $t \geq 20$)

où

t = durée d'exposition au feu, min

B.6 Résistance de la section effective

B.6.1 Généralités

La carbonisation de toutes les surfaces d'un élément en bois directement exposé au feu doit être prise en compte dont, le cas échéant, toutes les surfaces initialement protégées contre l'exposition au feu où la carbonisation du bois pourrait se produire à un moment donné pendant une exposition au feu normalisé pour le degré de résistance au feu nécessaire. Il doit être supposé que la section transversale effective a les propriétés spécifiées aux articles B.6.3 et B.6.4, et que la couche carbonisée et la couche de résistance nulle n'offrent aucune résistance ni rigidité.

Note : *Seules les surfaces protégées contre l'exposition au feu pour la durée d'exposition, comme le dessus d'une poutre protégée par un plancher ou un toit ayant un degré de résistance au feu, peuvent être considérées comme étant protégées contre le feu pendant la durée d'exposition au feu.*

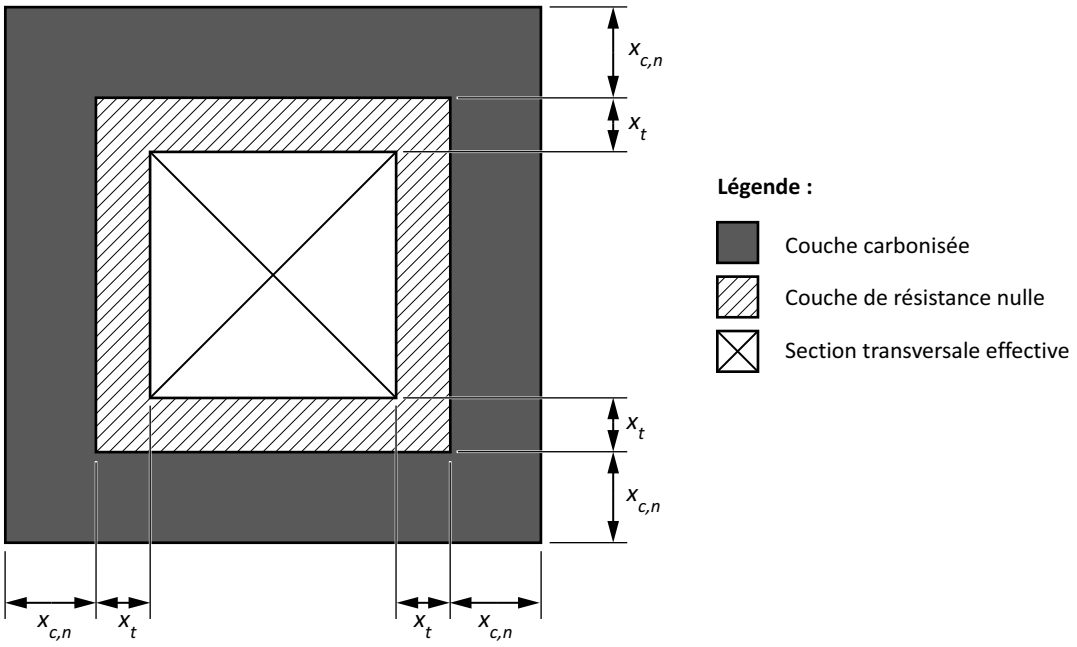
B.6.2 Section transversale effective

La section transversale effective doit être basée sur la section transversale initiale moins la profondeur de la couche carbonisée (voir l'article B.4) et la profondeur de la couche de résistance nulle (voir l'article B.5) sur chaque surface exposée (voir la figure B.2). Les propriétés de section doivent être calculées en utilisant les équations normalisées pour l'aire, le module de section et le moment d'inertie en utilisant les dimensions de la section transversale effective.

Note : *Dans certains cas, comme dans le cas d'une section transversale effective de bois lamellé-croisé, il faut que l'emplacement de l'axe neutre soit déterminé avant de calculer le moment d'inertie et le module de section. En outre, pour calculer le module de section du bois lamellé-croisé, il faut que l'expression h/2, soit la hauteur divisée par 2, soit remplacée par c, soit la distance entre la fibre de traction extrême (inférieure) et l'axe neutre, ce qui revient à remplacer 2/h par 1/c dans l'équation du module de section.*

© 2020 Association canadienne de normalisation

Figure B.3
Diagramme illustrant la section transversale effective pour un élément dont tous les côtés sont exposés au feu
(Voir l'article B.4.2.)



B.6.3 Résistance de la section transversale effective

Les résistances des éléments exposés au feu doivent être calculées conformément aux équations applicables des articles 6, 7, 8 et 15.3, en utilisant les propriétés de résistance corrigées conformément à l'article B.3 et la section transversale effective conformément à l'article B.6.2.

B.6.4 Module d'élasticité

Le module d'élasticité utilisé pour le calcul de la résistance de l'élément doit être la valeur moyenne prévue.

Note : *Le module d'élasticité est utilisé pour le calcul du coefficient de stabilité latérale des éléments en flexion K_L ou l'élancement des éléments en compression, K_c.*

B.7 Degré de résistance au feu

Un degré de résistance au feu doit être attribué à un élément structural pour une durée d'exposition si la résistance structurale effective de l'élément, pour cette exposition au feu, est supérieure aux effets des charges spécifiées dues à la gravité.

B.8 Surfaces protégées par des plaques de plâtre

B.8.1 Plaques de plâtre

Si les surfaces sont protégées contre l'exposition au feu par des plaques de plâtre résistantes au feu de

 © 2020 Association canadienne de normalisation

type X, il est possible d'augmenter la durée assignée de résistance au feu, calculée conformément à l'article B.7, par les durées suivantes :

a) 15 minutes lorsqu'une plaque de plâtre de type X de 12,7 mm est utilisée;
b) 30 minutes lorsqu'une plaque de plâtre de type X de 15,9 mm est utilisée;
c) 60 minutes lorsque deux plaques de plâtre de type X de 15,9 mm sont utilisées; ou
d) 60 minutes lorsque deux plaques de plâtre de type X de 12,7 mm sont appliquées sur du bois lamellé-croisé.

B.8.2 Attaches des plaques de plâtre

Les valeurs précisées à l'article B.8.1 doivent s'appliquer seulement si les attaches utilisées pour fixer les plaques de plâtre pénètrent dans l'élément en bois sur au moins 25 mm et sont espacées d'au plus 300 mm entre axes et chaque plaque de plâtre est fixée par au moins deux files d'attaches décalées de la moitié de l'espace entre les attaches si l'espacement des files est de moins de 300 mm.

Note : *Les fourrures en acier ou en bois assurant un espace entre la plaque de plâtre et l'élément en bois ne réduiront pas la résistance au feu additionnelle attribuée à la plaque de plâtre à condition que les exigences d'espacement des attaches des plaques de plâtre à l'article B.8.2 soient remplies, et les attaches utilisées pour fixer les fourrures aux éléments de charpente en bois pénètrent dans les éléments de charpente en bois d'au moins 25 mm.*

B.8.3 Joints

Les valeurs précisées à l'article B.8.1 doivent s'appliquer seulement lorsque les joints exposés des plaques de plâtre sont recouverts au moyen de ruban et finis. Lorsque plusieurs plaques de plâtre de type X de 15,9 mm décrites à l'article B.8.1 sont utilisées, les joints doivent être décalés entre la couche de base et la couche de surface.

B.9 Assemblages

Les assemblages qui sont essentiels pour soutenir les charges dues à la gravité agissant sur la structure doivent être conçus pour avoir au moins le même degré de résistance au feu que les éléments qu'ils supportent. Les assemblages dans lesquels l'acier est situé dans la section transversale effective de l'élément en bois doivent être considérés comme étant correctement protégés.

Note : *Des informations additionnelles sont présentées dans le rapport technique 10 de l'American Wood Council et dans le document EN 1995-1-2.*

B.10 Platelage

B.10.1 Double rainure et languette

Le platelage en madriers à double rainure et languette doit être conçu comme un assemblage de poutres en bois complètement exposées sur une face.

B.10.2 Rainure et languette ou languette rapportée

Le platelage en madriers à rainure et languette ou à languette rapportée doit être conçu comme un assemblage de poutres en bois complètement exposées sur une face, à condition que la perte de profondeur de la section transversale réduite n'ait pas encore atteint la rainure et languette ou la languette rapportée.

B.10.3 Joints d'about

Les joints d'about doivent être conçus comme un assemblage de poutres en bois partiellement exposées sur les côtés et complètement exposées sur une face. Pour calculer les effets de l'exposition

 © 2020 Association canadienne de normalisation

partielle des éléments du platelage sur leurs côtés, la vitesse de combustion pour cette exposition partielle doit être réduite au 1/3 de la vitesse de combustion utilisée pour la face exposée.

B.10.4 Protection de la surface non exposée

La méthodologie présentée aux articles B.10.1 à B.10.3 doit s'appliquer seulement aux platelages en bois massif dont la surface non exposée (supérieure) est protégée par :

a) un plancher de bois à rainures et languettes d'au moins 19 mm d'épaisseur posé perpendiculairement ou en diagonale;
b) un contreplaqué ou des panneaux OSB à rainures et languettes d'au moins 12,5 mm d'épaisseur;
c) une chape de béton d'au moins 38 mm d'épaisseur; ou
d) une chape de béton et à base de gypse d'au moins 25 mm d'épaisseur.

Note : *Ces exigences visent les critères de performances au feu pour l'évaluation de la fonction de séparation des assemblages du bâtiment en ce qui a trait au passage de flammes ou de gaz chauds et à la transmission de la chaleur à travers l'assemblage tels que définis dans CAN/ULC-S101. Des informations additionnelles sont énoncées dans la section 3.1.4.7 et l'appendice D-2.4 du* Code national du bâtiment — Canada *pour les planchers et les toits en bois massif.*

B.11 Critères de performances au feu pour l'évaluation de la fonction de séparation des assemblages du bâtiment

Les critères de performances au feu pour l'évaluation de la fonction de séparation des assemblages du bâtiment en ce qui a trait au passage de flammes ou de gaz chauds et à la transmission de la chaleur à travers l'assemblage, tels que définis dans CAN/ULC-S101, doivent être pris en compte le cas échéant, conformément au code du bâtiment pertinent.

© 2020 Association canadienne de normalisation

ISBN 978-1-4883-2536-6