



Guide de conception **des assemblages**
pour les charpentes en bois

Deuxième édition

cecobois

Centre d'expertise
sur la construction
commerciale en bois

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



Avant-propos

Ce guide technique a pour but d'assister les ingénieurs et les architectes dans la conception d'assemblages pour le gros bois d'œuvre, le bois de charpente composite et le bois lamellé-collé utilisés dans des constructions non résidentielles. On y présente les généralités relatives au matériau bois ainsi qu'aux moyens d'assemblage. Il inclut également les principes de conception, les différentes normes de calcul utilisées et plusieurs exemples de calculs.

Remerciements

Les conseillers techniques de **cecobois** remercient les spécialistes suivants pour leurs commentaires constructifs sur les divers aspects techniques de ce guide :

- Julie Frappier, ing., Nordic Bois d'ingénierie
- Sébastien Gilbert, Goodlam et Produits de bois d'ingénierie
- Mohammad Mohammad, FPInnovations
- Alexander Salenikovich, Université Laval
- Christian Dagenais, FPInnovations

Les images techniques ont été réalisées à l'aide du logiciel Cadwork.

Responsabilités du lecteur

Bien que ce guide ait été conçu avec la plus grande exactitude conformément à la pratique actuelle du calcul des structures en bois, le Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois (**cecobois**) n'est nullement responsable des erreurs ou des omissions qui peuvent découler de l'usage du présent guide. Toute personne utilisant ce guide en assume pleinement tous les risques et les responsabilités. Toute suggestion visant l'amélioration de notre documentation sera grandement appréciée et considérée dans les versions futures. Tous les exemples de calcul et les tableaux montrés dans ce guide doivent être utilisés uniquement en complément des normes et codes en vigueur afin de s'assurer qu'ils sont applicables à l'usage demandé.



Modifications apportées pour la deuxième édition du guide

Une révision complète du guide, dont la première publication date de 2012, a été effectuée en 2019.

Tous les changements majeurs apportés par rapport à la dernière édition sont identifiés à l'aide du symbole d'une feuille au début du chapitre, de la section ou de l'exemple corrigé en profondeur afin de porter clairement à votre attention les modifications.

En bref, les modifications suivantes ont été apportées :

- Le contenu du guide dans son ensemble a été revu, mis à jour et corrigé au besoin.
- Tous les exemples de calculs ont été revus, mis à jour selon les normes les plus récentes et corrigés de façon significative.
- Tous les calculs sont maintenant effectués avec les valeurs exactes plutôt qu'avec les valeurs arrondies afin de faciliter la vérification à l'aide d'un tableau.
- Révision en profondeur et nouveau contenu pour la section « 4.4 : Résistance au feu » avec, notamment, l'ajout d'une sous-section « Essais pertinents »
- Révision en profondeur et nouveau contenu pour la section « 5.6 : Autres connecteurs »
- Les références sont maintenant numérotées dans le texte à l'aide de crochets et sont citées en détail à la fin du guide.
- La section 2 de la première version du guide « Avantages environnementaux de la construction en bois » a été supprimée du guide. Toute l'information est maintenant disponible sur le site web de Cecobois.

Table des matières

Avant-propos	i
Remerciements	i
Responsabilités du lecteur	i
Modifications apportées pour la deuxième édition du guide	i
Liste des tableaux	iv
Liste des figures	iv
1 Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois	1
2 Propriétés du bois	2
2.1 Structure anatomique	2
2.2 Propriétés mécaniques	2
Anisotropie	2
Compression et traction parallèle au fil	3
Compression perpendiculaire au fil	3
Traction perpendiculaire au fil	4
Résistance à l'enfoncement	4
Variabilité	4
Facteurs de modification	5
2.3 Produits	5
Bois d'œuvre	5
Bois d'ingénierie	5
2.4 Performance au feu	7
2.5 Variations dimensionnelles	7
Hygroscopicité du bois	7
Retrait et gonflement	7
Séchage du bois	8
2.6 Durabilité	9
3 Propriétés d'un bon assemblage	10
3.1 Résistance mécanique	10
Résistance et comportement	11
Vérification des éléments en acier	12
Géométrie de l'assemblage	12
Performance sismique	15
3.2 Effets de l'humidité	16
3.3 Résistance à la dégradation	17
3.4 Résistance au feu	18
Assemblages non protégés	18
Assemblages protégés	19

3.5 Principes de conception	22
Étalement des connecteurs	23
Excentricités	23
Résistance perpendiculaire au fil	23
Combinaison des moyens d'assemblage	24
Facilité de mise en place	24
Simplicité	24
Esthétisme	24
Coûts	24
4 Assemblages mécaniques	25
4.1 Boulons et goujons	25
Généralités	25
Spécificités techniques	25
Calcul de la résistance	26
Exemples	31
Exemple 1 - Boulons	31
Exemple 2 - Boulons	39
Exemple 3 - Boulons	46
4.2 Tire-fonds et vis	52
Généralités	52
Spécificités techniques	52
Calcul de la résistance	53
Exemples	54
Exemple 1 - Tire-fonds	54
Exemple 2 - Tire-fonds	57
Exemple 3 - Vis à bois	61
Exemple 4 - Vis à bois	64
4.3 Rivets	66
Généralités	66
Spécificités techniques	66
Calcul de la résistance	67
Exemples	69
4.4 Clous et pointes	73
Généralités	73
Spécificités techniques	73
Calcul de la résistance	74

Exemples	74
Exemple 1 - Clous	74
Exemple 2 - Clous	77
4.5 Goujons forcés	79
Généralités	79
Spécificités techniques	79
Calcul de la résistance	79
4.6 Nouveaux connecteurs	80
4.6.1 Vis structurelles auto-taraudeuses	80
4.6.1.1 Vis chargées axialement en arrachement	81
4.6.1.2 Conception des assemblages latéraux avec vis structurelles auto-taraudeuses chargées en cisaillement	82
4.6.1.3 Conception des assemblages avec vis structurelles auto-taraudeuses chargées axialement et latéralement	82
4.6.1.4 Autres exemples d'application des vis structurelles auto-taraudeuses	82
4.6.2 Goujons auto-perceurs	84
4.6.3 Connecteurs préconçus	84
4.6.4 Tiges collées	85
4.6.5 Assemblages bois-béton	86
4.6.6 Ferrures de levage	87
4.6.7 Exemples de réalisations	88
5 Assemblages par contact	89
5.1 Embrèvements	89
Généralités	89
Calcul de la résistance	90
6 Exemple de calcul complet	93
7 Références	108

Liste des tableaux

Tableau 1	Teneur en humidité d'équilibre (THE) des éléments en bois	8
Tableau 2	Teneur en humidité des produits en bois au moment de l'installation	9
Tableau 3	Largeur b_{st} minimale en fonction de la résistance au feu	20
Tableau 4	Largeurs minimales pour protéger les plaques métalliques	20
Tableau 5	Diamètre des trous	52

Liste des figures

Figure 1	Structure microscopique d'un bois résineux	2
Figure 2	Efforts exercés parallèlement à l'axe de l'arbre	2
Figure 3	Efforts exercés parallèlement au fil	3
Figure 4	Efforts exercés perpendiculairement au fil	3
Figure 5	Configurations propices à la traction perpendiculaire au fil	4
Figure 6	Résistance à l'enfoncement du bois	4
Figure 7a	Bois lamellé-collé générique (Goodlam™) Conforme à la norme CSA O122	5
Figure 7b	Bois lamellé-collé propriétaire (Nordic Lam™) Rapport d'évaluation CCMC 13216-R	5
Figure 7c	Bois de placages stratifiés (LVL)	6
Figure 7d	Bois de copeaux parallèles (PSL)	6
Figure 7e	Bois de copeaux longs laminés (LSL)	6
Figure 7f	Bois lamellé-croisé propriétaire (Nordic X-Lam)	6
Figure 8	Couche de carbonisation	7
Figure 9	Teneur en humidité d'équilibre du bois	7
Figure 10	Influence de la teneur en humidité sur les changements dimensionnels du bois	8
Figure 11	Phénomène de retrait et de gonflement selon le sens du bois	8
Figure 12	Retrait des éléments en bois dû au séchage	9
Figure 13	Configuration des assemblages selon le type d'effort	10
Figure 14	Courbe charge – déformation pour différents types d'assemblages	11
Figure 15	Éléments métalliques utilisés pour les assemblages	13
Figure 16	Distances minimales	14
Figure 17	Définition du nombre de files	15
Figure 18	Courbe d'hystérésis représentant le comportement ductile d'un assemblage acier-bois	16
Figure 19	Courbe d'hystérésis d'un assemblage	16
Figure 20	Détail d'assemblage permettant de limiter l'impact d'un éventuel retrait du bois	17
Figure 21	Prévoir un assemblage qui facilite l'écoulement de l'eau et le séchage du bois	17
Figure 22	Exigences dimensionnelles relatives à la protection des plaques d'acier	20
Figure 23	Longueurs d'assemblages pour une charge équivalente	22
Figure 24	Situations à éviter: différentes causes d'excentricités dans un assemblage	23
Figure 25	Situations à éviter: appui en porte-à-faux, charge sous la poutre ou imprécision dans un joint	24
Figure 26	Goujon et boulon soumis à un chargement latéral	25
Figure 27	Distances et espacements minimaux pour les boulons et les goujons	26
Figure 28	Modes de rupture ductile et fragile nécessitant une vérification	26
Figure 29	Modes de rupture ductile d'un assemblage par goujons reliant trois membrures de bois	27
Figure 30	Modes de rupture ductile unitaires selon le modèle européen	28
Figure 31	Épaisseurs t_1 et t_2 selon la disposition	28
Figure 32	Coefficient K_{LS} selon les conditions de cisaillement	29

Figure 33	Valeur de a_{cr}	29
Figure 34	Effort de cisaillement induit dans une poutre en fonction de la position de P	30
Figure 35	Utilisation du tire-fond	52
Figure 36	Préperçage des vis	53
Figure 37	Profondeur de pénétration et épaisseur des éléments minimaux	53
Figure 38	Modes de rupture ductile unitaires selon le modèle européen	53
Figure 39	Rivets	66
Figure 40	Rigidité des rivets vs disques de cisaillement	66
Figure 41	Fibres comprimées dans une membrure après l'insertion des rivets	66
Figure 42	Séquence de positionnement des rivets	67
Figure 43	Différents types de clous de construction	73
Figure 44	Goujons forcés	79
Figure 45	Vis structurelles auto-taraudeuses en cours d'installation	80
Figure 46	Vis structurelles auto-taraudeuses partiellement et pleinement fileté	80
Figure 47	Assemblage de vis partiellement fileté chargé axialement en arrachement	81
Figure 48	Assemblage de vis entièrement fileté chargé axialement en arrachement	81
Figure 49	Assemblage de vis partiellement fileté chargé en cisaillement	82
Figure 50	Assemblage de vis entièrement fileté chargé axialement et latéralement	82
Figure 51	Autres exemples d'application	83
Figure 52	Goujon auto-perceur SBD	84
Figure 53	Connecteur MEGANT	84
Figure 54	Connecteur Ricon S VS	84
Figure 55	Connecteurs UV-T et UV-C, respectivement	85
Figure 56	Connecteurs ALUMIDI	85
Figure 57	Assemblage par tige collée	86
Figure 58	Exemple d'assemblages rigides par tiges insérées collées	86
Figure 59	Assemblages pour planchers bois-béton	87
Figure 60	Levage d'un panneau de CLT et ferrure de levage non articulée	87
Figure 61	Exemples de réalisations	88
Figure 62	Charpente et joints traditionnels	89
Figure 63	Principaux types d'embranchements	89
Figure 64	Embranchement simple – Influence de l'angle de coupe	90
Figure 65	Longueur d'extrémité résistant au cisaillement longitudinal	90
Figure 66	Reprise de la composante verticale de la charge	91
Figure 67	Embranchement arrière	91
Figure 68	Traction perpendiculaire au fil dans un embrèvement arrière mal conçu	91
Figure 69	Embranchement double	92

1 Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois

La mission du Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois (**cecobois**) est d'offrir gratuitement un soutien technique aux promoteurs, développeurs et firmes d'ingénieurs et d'architectes en matière d'utilisation du bois dans les constructions non résidentielles au Québec.

cecobois est votre ressource première afin d'obtenir:

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

Nos services:

Un accompagnement technique gratuit pour la conception de projets commerciaux, industriels institutionnels et multirésidentiels.



Des formations dédiées aux professionnels du bâtiment, éligibles aux crédits de formation continue de l'Ordre des architectes du Québec et de l'Ordre des ingénieurs du Québec.



Des études de cas et un répertoire de projets pour s'inspirer et découvrir les possibilités du matériau bois.



Un répertoire de fournisseurs pour trouver des fabricants de produits en bois ou des entreprises de services dans le domaine.

Des publications techniques pour calculer et concevoir des structures en bois durables et conformes au Code du bâtiment du Québec.



Des fiches techniques sur les différents produits en bois disponibles.



Des outils de calcul pour vous aider dans le prédimensionnement des éléments de structure.



Un journal et une infolettre pour vous tenir informé de l'actualité dans le domaine de la construction en bois.

Contactez notre équipe dès les premières étapes de conception de votre projet.

En plus de vous renseigner gratuitement sur les codes et normes applicables, nos conseillers techniques peuvent évaluer avec vous les solutions en bois les mieux adaptées à votre projet.

Visitez notre site Internet: cecobois.com



2 Propriétés du bois

Le bois, de par sa composition cellulaire, présente des propriétés uniques qui le distinguent des autres matériaux de construction. Ses propriétés anisotropes (qui diffèrent selon l'axe d'observation) et son hygroscopicité (aptitude à absorber l'humidité) affectent directement les caractéristiques physiques et mécaniques du bois. Quoiqu'elles soient inflammables, les constructions en gros bois d'œuvre offrent cependant de bonnes performances en cas d'incendie.

Une bonne compréhension de ce matériau et de ses particularités est essentielle à la conception des assemblages afin de permettre un comportement prévisible des structures.

2.1 Structure anatomique

Le bois est formé d'un ensemble de cellules principalement orientées dans le sens longitudinal du matériau. Sa structure interne pourrait être comparée à une multitude de petits tubes collés les uns aux autres (**figure 1**). Les conditions de croissance influençant la disposition et la densité de ces cellules, les cernes annuels sont formés de cellules plus aérées produites au printemps et de cellules plus denses produites au cours de l'été. Sa structure anatomique confère au bois d'intéressantes propriétés mécaniques. L'hygroscopicité du bois le rend toutefois sensible à l'eau, propriété qui doit être prise en considération au moment de la conception pour assurer la longévité des constructions en bois.

2.2 Propriétés mécaniques

Grandement influencées par la structure interne du bois, les propriétés mécaniques varient selon la direction d'application de la charge par rapport à son fil (sens des fibres). Cette anisotropie est causée principalement par des modes de rupture qui diffèrent selon le type de chargement et son orientation. Les propriétés mécaniques du bois sont aussi liées à sa densité, à sa teneur en humidité, à la durée de chargement ainsi qu'aux différents traitements du bois.

Anisotropie

Pour bien résister aux principaux efforts au cours de sa croissance dans l'arbre, le bois est formé d'un ensemble de cellules orientées dans le sens longitudinal du matériau (**figure 2**). Du fait de cet alignement

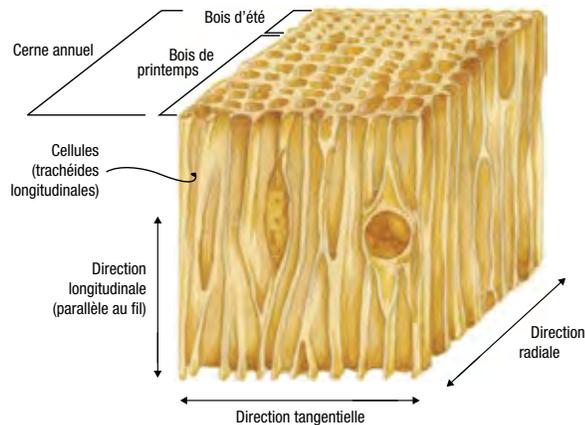


FIGURE 1 • Structure microscopique d'un bois résineux

des fibres, le bois est un matériau qui offre une résistance différente selon la direction de chargement. La résistance parallèle au fil, en compression comme en traction, est considérablement supérieure à la résistance perpendiculaire au fil. La résistance au chargement oblique se situe entre la résistance parallèle et la résistance perpendiculaire. De plus, le mode de rupture associé à chaque type de chargement varie en fonction de son sens d'application. On considère globalement qu'une sollicitation en traction ou en cisaillement mènera à une rupture fragile alors qu'une sollicitation en compression offrira un comportement plus ductile, en raison de l'enfoncement du bois.



FIGURE 2 • Efforts exercés parallèlement à l'axe de l'arbre

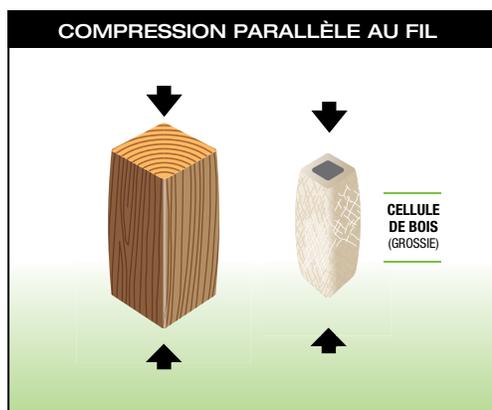


FIGURE 3 • Efforts exercés parallèlement au fil

Compression et traction parallèle au fil

En raison de l'orientation de ses fibres, le bois offre une très bonne résistance aux contraintes de compression et de traction parallèles au fil (figure 3). La possibilité de flambage d'un élément long et mince peut toutefois réduire la résistance en compression et doit être considérée dans le calcul des éléments porteurs. Pour les structures en gros bois d'œuvre ou d'ingénierie, les efforts en compression sont habituellement préférables aux efforts en traction, en raison des assemblages.

Compression perpendiculaire au fil

La compression perpendiculaire au fil, souvent causée par des charges concentrées aux appuis, est inférieure à la résistance parallèle car elle tente d'écraser les petits tubes que sont les cellules du bois. La résistance en compression perpendiculaire est souvent sollicitée dans les assemblages, aux points de

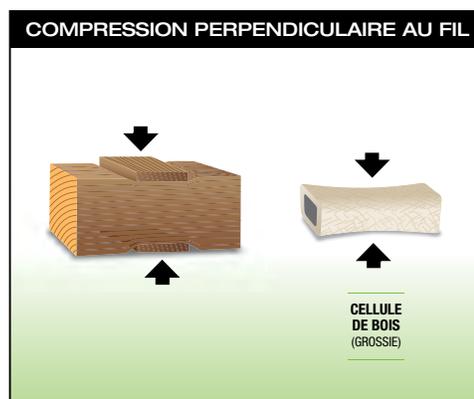


FIGURE 4 • Efforts exercés perpendiculairement au fil

jonction d'une structure. Des plaques en acier ou en bois peuvent être utilisées pour augmenter la surface d'appui et ainsi diminuer les contraintes de compression perpendiculaire au fil (figure 4).

Le comportement du bois soumis à une charge perpendiculaire au fil varie cependant d'une situation à l'autre selon des critères de disposition précis. Plusieurs investigations ont mis en évidence l'influence de différents facteurs, dont le nombre de bordures mises à contribution, la longueur d'appui, le facteur de surface et l'importance de la direction du grain^[2]. Il a été démontré que la simple équation effort/aire d'appui ne représentait pas toujours le comportement véritable et des facteurs de modifications ont été inclus dans la norme de calcul de charpentes en bois à cet effet^[3].



FIGURE 5 • Configurations propices à la traction perpendiculaire au fil

Traction perpendiculaire au fil

La traction exercée perpendiculairement au fil cherche à décoller les fibres du bois les unes des autres (figure 4). Les contraintes en traction perpendiculaire au fil peuvent entraîner le fendage du bois et provoquer une rupture brusque et imprévisible qui se produit le plus souvent à proximité des systèmes de connexion (figure 5). Une bonne compréhension du phénomène aidera le concepteur à éviter les détails à risque, tels que la présence d'une charge suspendue dans la partie inférieure d'une poutre, une attache soumise au retrait différentiel, l'excentricité d'un effort sur un encorbellement, etc. Une conception adaptée de l'assemblage permettra donc de limiter la présence de traction perpendiculaire, ou de prévoir des méthodes pour renforcer les zones sollicitées. Plusieurs exemples sont présentés dans le *Guide de bonnes pratiques pour la construction commerciale en gros bois d'œuvre ou d'ingénierie* produit par **cecobois**^[1].

Résistance à l'enfoncement

La résistance à l'enfoncement, aussi appelée résistance à la pression latérale, est la résistance qu'offre le bois à l'enfoncement d'une tige métallique qui le traverse lorsqu'un effort latéral est appliqué (figure 6). La résistance à l'enfoncement dépend de la densité du bois, du diamètre et de la rigidité de la tige, ainsi que de l'angle de chargement par rapport au fil.

Cette propriété est utilisée pour déterminer la résistance à la rupture ductile d'un assemblage boulonné ou avec goujons. Dans un tel assemblage, l'interaction complexe entre la déformation plastique de l'acier et l'enfoncement du bois est décrite par les formules élaborées du modèle européen de rupture ductile par Johansen (1949) et raffinée par Larsen (1973)^[4]. Ces équations mettent en relation les trois principaux paramètres de ce mode de rupture :

la résistance à l'enfoncement du bois, la limite d'élasticité de l'acier et la géométrie de l'assemblage (épaisseur des éléments, nombre de plans de cisaillement, etc.). Lorsqu'il gouverne, il s'agit du principal mode de rupture du bois présentant un comportement ductile.

Variabilité

Le bois étant un matériau naturel, ses caractéristiques sont moins homogènes que celles d'un matériau produit industriellement. La variabilité de ses caractéristiques physiques et de ses propriétés mécaniques a conduit vers l'adoption de différentes classes de bois établies selon des données empiriques. On retrouve le bois classé visuellement, qui regroupe la



FIGURE 6 • Résistance à l'enfoncement du bois

plus grande part de la production actuelle, et le bois classé par contrainte ou résistance mécanique. Le classement mécanique permet de mieux évaluer les propriétés mécaniques du matériau, et donc d'établir des classes de résistance plus précises telles qu'on les retrouve dans la norme CSA O86^[3].

Facteurs de modification

Les propriétés mécaniques du bois varient en fonction de plusieurs facteurs tels que la durée de chargement, la teneur en humidité et les traitements chimiques. Leurs effets sont considérés dans les coefficients de calcul K_D (CSA O86, art. 5.3.2), K_{SF} (CSA O86, tableau 12.1 pour les attaches) et K_T (CSA O86, art. 6.4.3). Ces paramètres modifient la résistance finale du matériau par rapport aux conditions normales d'utilisation. L'influence de l'essence utilisée et de la variabilité du bois est déjà incluse dans les différents tableaux de résistance ou de densité de la norme CSA O86.

2.3 Produits

Bois d'œuvre

Le bois d'œuvre est obtenu du sciage de la matière brute, suivi de certaines manipulations telles que le séchage, le rabotage ou le chanfreinage. Au Canada, la norme CSA O141 régularise les méthodes et les agences de classement du bois de sciage^[5]. Le bois débité canadien se commercialise principalement sous quatre combinaisons d'essences différentes : Douglas-mélèze, pruche-sapin, épinette-pin-sapin et essences nordiques. Les résistances prévues et les modules d'élasticité du matériau devant être utilisés pour le calcul sont présentés pour chaque catégorie d'essence dans la norme CSA O86. Ces propriétés mécaniques ont généralement été obtenues par des tests de résistance sur l'essence la moins performante de chaque combinaison et par des ajustements liés à certains facteurs pénalisants susceptibles de diminuer sa fiabilité.

Bois d'ingénierie

Les bois d'ingénierie sont des produits à valeur ajoutée fabriqués à partir de petites sections de bois. Ils permettent une optimisation de la matière et un meilleur contrôle du produit fini. On trouve plusieurs types de gros bois d'ingénierie au Québec, dont le bois lamellé-collé (BLC), le bois de charpente composite (SCL) et le bois lamellé-croisé (CLT). Ces produits allient l'esthétique aux propriétés structurales.

Leur utilisation est permise lorsqu'une construction en gros bois d'œuvre est autorisée dans le *Code de construction du Québec*^[6]. Leur usage est maintenant répandu et les détails techniques sont inclus dans les normes de calcul.

Le bois lamellé-collé, le bois de charpente composite et le bois lamellé-croisé sont décrits brièvement dans les prochaines sections. Plus d'information sur leurs spécificités de fabrication et leur utilisation est disponible dans le *Guide technique sur la conception de poutres et colonnes en gros bois* publié par **cecobois**^[7].

Bois lamellé-collé

Le bois lamellé-collé (BLC) (*glued-laminated timber* ou *glulam*) est composé d'un empilage de pièces de bois rabotées et aboutées, puis collées sous presse avec un adhésif hydrofuge. Il permet des sections droites ou courbes au dimensionnement précis et quasi infini. Le BLC possède une meilleure stabilité dimensionnelle que les pièces en gros bois d'œuvre. Il est utilisé comme poutres, colonnes ou arches dans des longueurs limitées principalement par le transport.

Le bois lamellé-collé se divise en deux catégories, soit les produits traditionnels ou «génériques», conformes à la norme CSA O122 *Bois de charpente lamellé-collé*, et les produits innovateurs ou «propriétaires» qui doivent être préalablement évalués par le Centre canadien des matériaux de construction (CCMC) (respectivement **figure 7 a** et **figure 7 b**)^[8].



FIGURE 7 a • Bois lamellé-collé générique (Goodlam™)
Conforme à la norme CSA O122



FIGURE 7 b • Bois lamellé-collé propriétaire (Nordic Lam™)
Rapport d'évaluation CCMC 13216-R

Bois de charpente composite

Les bois de charpente composites (*structural composite lumber* ou *SCL*) sont une famille de bois d'ingénierie structureaux fabriqués à partir de collage de placages ou de copeaux de bois au moyen d'un adhésif hydrofuge formant des éléments pleins, semblables au bois de sciage traditionnel. Ces produits servent à substituer l'utilisation d'éléments de bois traditionnels comme les solives, les poutres, les longerons, les linteaux et les colonnes.

Les bois de charpente composites doivent être fabriqués et évalués conformément à la norme américaine ASTM D5456 et se divisent en trois principales catégories^[9]:

- bois de placages stratifiés (*Laminated Veneer Lumber* ou *LVL*) (**figure 7 c**);
- bois à copeaux parallèles (*Parallel Strand Lumber* ou *PSL*) (**figure 7 d**);
- bois de longs copeaux laminés (*Laminated Strand Lumber* ou *LSL*) (**figure 7 e**).

Dans les trois catégories, l'orientation du fil (grain de bois) des placages et des copeaux est parallèle au sens de la longueur de l'élément afin d'utiliser la résistance maximale des fibres. Ces bois de charpente composites sont fabriqués en pièces rectilignes et doivent être uniquement utilisés dans un milieu sec conformément à l'esprit de la norme de calcul CSA O86. Ces produits sont plus stables dimensionnellement que les bois de sciage traditionnels puisque leurs constituants ont été séchés avant la fabrication.



FIGURE 7 c • Bois de placages stratifiés (LVL)



FIGURE 7 d • Bois à copeaux parallèles (PSL)



FIGURE 7 e • Bois de longs copeaux laminés (LSL)



FIGURE 7 f • Bois lamellé-croisé propriétaire (Nordic X-Lam)
Crédit photo: Nordic Structures



Bois lamellé-croisé (CLT)

Les panneaux en bois lamellé-croisé (**figure 7 f**), aussi connus sous leur acronyme anglais CLT — pour *Cross Laminated Timber* —, sont composés de plusieurs strates de bois collés perpendiculairement (à 90°) les uns aux autres pour former des panneaux massifs, un peu à l'image du contreplaqué. Ces panneaux ont des propriétés mécaniques très intéressantes pour être utilisés comme murs des bâtiments de grande hauteur, comme platelage ou comme plancher avec de grandes portées. Les fabricants de CLT fabriquent sur mesure les panneaux selon les plans et devis de l'équipe de conception. Les panneaux arrivent sur le chantier avec tous les usinages nécessaires, comme les trous pour les fenêtres, les portes, les équipements mécaniques et les assemblages. L'épinette noire est l'essence utilisée pour le CLT dans l'est, tandis que c'est le Sapin Douglas dans l'ouest.

2.4 Performance au feu

Les charpentes en gros bois d'œuvre et d'ingénierie offrent une bonne résistance au feu. Le bois ne perd en effet que de 10 à 15 % de sa résistance totale sous l'effet de températures extrêmes générées par un incendie^[10]. De plus, au moment d'un incendie, une couche de carbonisation se forme autour des larges éléments de bois et protège le matériau central de la chaleur dégagée par les flammes (**figure 8**). Ce phénomène réduit la vitesse de carbonisation à environ 0,65 mm/min lorsqu'exposé au feu normalisé CAN/ULC S101^[11]. Après 45 minutes de combustion, une pièce de bois n'aura donc brûlé que d'environ 29 mm et le centre de la pièce gardera sa résistance. Le concepteur peut donc effectuer le dimensionnement des éléments porteurs en conséquence afin de fournir la résistance au feu recherchée. Plus la pièce sera grosse, plus elle supportera les charges longtemps.

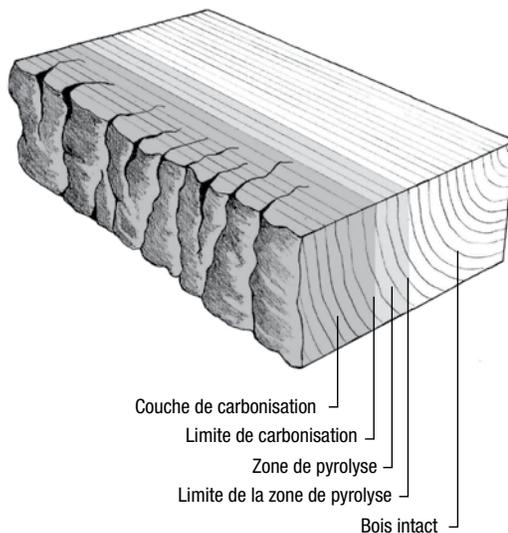


FIGURE 8 • Couche de carbonisation
Source : adaptée de CSA O177.

2.5 Variations dimensionnelles

Hygroscopicité du bois

L'hygroscopicité, soit l'aptitude à absorber l'humidité, est une propriété importante du bois qu'il convient de bien comprendre pour assurer la pérennité des réalisations en bois.

La teneur en humidité (TH), exprimée en pourcentage, est le rapport de la masse d'eau présente dans le bois sur la masse du bois anhydre ou sec. Le bois perd ou absorbe l'humidité jusqu'à ce que sa teneur en humidité soit en équilibre avec celle de l'air ambiant. Cette teneur en humidité d'équilibre du bois est fonction de la température et de l'humidité relative de l'air, comme l'illustre la **figure 11**.

Retrait et gonflement

Le matériau bois peut contenir de l'eau sous deux formes : l'eau libre dans les vides à l'intérieur des cellules et l'eau absorbée par les parois cellulaires. Lorsque la teneur en humidité du bois est maximale, l'eau est présente sous ces deux formes. En séchant, le bois perd d'abord l'eau libre à l'intérieur des cavités et, ensuite, l'eau absorbée par les parois cellulaires. Le point de saturation des fibres (PSF) est la teneur en humidité limite pour laquelle il n'y a plus d'eau libre dans les vides alors que l'eau absorbée dans les parois cellulaires est maximale. Le PSF se situe à une teneur en humidité autour de 30 % pour la plupart des essences de bois.

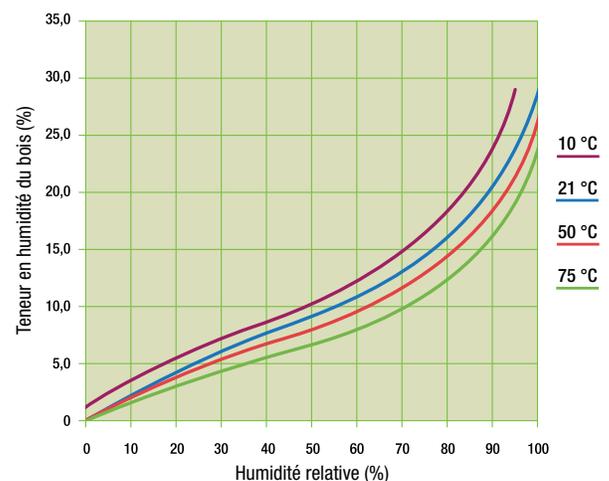


FIGURE 9 • Teneur en humidité d'équilibre du bois

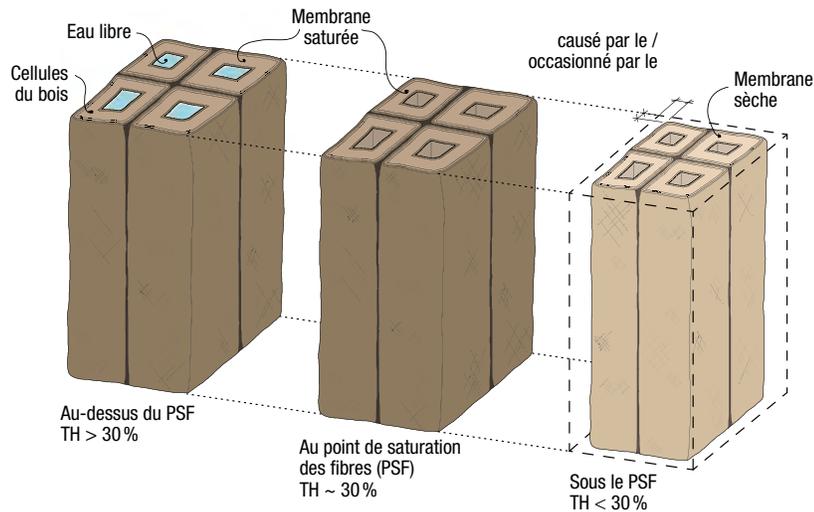


FIGURE 10 • Influence de la teneur en humidité sur les changements dimensionnels du bois

Au-dessus du PSF (TH > 30%), l'évaporation d'eau libre se trouvant à l'intérieur des cellules ne produit donc pas de changements dimensionnels du bois (**figure 10**). Par contre, sous le PSF (TH < 30%), l'évaporation de l'eau contenue dans les parois cellulaires engendre en effet un retrait du matériau proportionnel à la perte d'humidité.

Le retrait longitudinal est pratiquement négligeable alors que le retrait perpendiculaire (radial et tangentiel) est beaucoup plus important (**figure 11**).

Séchage du bois

La meilleure façon de minimiser l'effet du retrait après l'installation est d'utiliser des matériaux ayant une teneur en humidité la plus près possible de celle prévue en service. Les éléments en bois peuvent être séchés naturellement ou au séchoir. En Amérique du Nord, la teneur en humidité des éléments bois en service se situe habituellement entre 8 et 12 % et varie selon les saisons et les conditions d'utilisation (**tableau 1**).

TABLEAU 1 • Teneur en humidité d'équilibre (THE) des éléments en bois^[12]

Région du Canada	Condition d'utilisation	THE moyenne
Côte Ouest	intérieur	10-11 %
	extérieur	15-16 %
Prairies	intérieur	6-7 %
	extérieur	11-12 %
Canada central	intérieur	7-8 %
	extérieur	13-14 %
Côte Est	intérieur	8-9 %
	extérieur	14-15 %

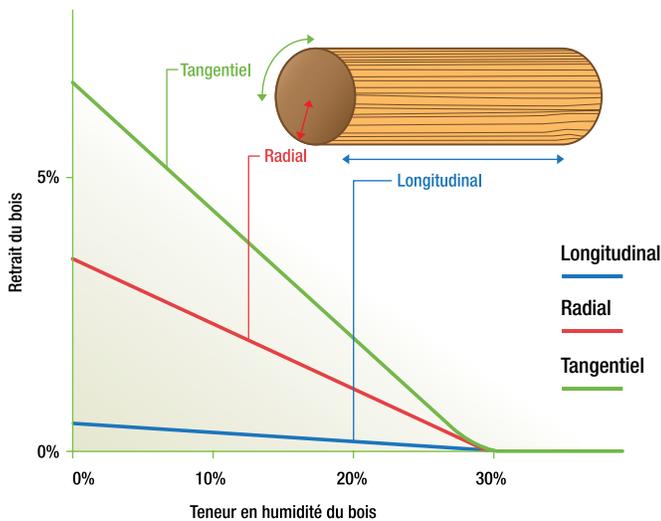


FIGURE 11 • Phénomène de retrait et de gonflement selon le sens du bois

Note: Le bois utilisé dans ces régions se stabilise éventuellement près de la THE moyenne.

Les concepteurs devraient cependant s'attendre à un certain retrait ou gonflement jusqu'à ce que la THE soit atteinte.

La partie 9 du *Code de construction du Québec* exige que la teneur en humidité des éléments d'ossature en bois n'exécède pas 19 % au moment de leur mise en œuvre^[6]. Le gros bois d'œuvre est rarement sec au cours de la pose en raison de la difficulté à sécher rapidement de grosses sections de bois. Inversement, les bois d'ingénierie sont habituellement séchés à des teneurs en humidité autour de 12 % afin d'assurer un collage adéquat des différents éléments et de minimiser le retrait (**tableau 2**). L'utilisation des produits de bois d'ingénierie réduit donc considérablement le retrait total puisque leur procédé de fabrication leur donne une teneur en humidité près de celle d'utilisation. Ces produits peuvent cependant subir un léger effet de retrait et de gonflement selon les changements d'humidité saisonniers et les conditions d'entreposage et de montage.

TABLEAU 2 • Teneur en humidité des produits en bois au moment de l'installation

Produit	Teneur en humidité du bois estimée à l'installation
Bois de charpente sec	13 % à 19 %
Bois d'ingénierie (poutrelles en I, SCL)	4 % à 12 %
Bois lamellé-collé	7 % à 15 %
Panneaux (OSB, contreplaqué)	4 % à 8 %

Le bois de sciage et les bois d'ingénierie n'ayant habituellement pas la même teneur en humidité au moment de l'installation, il est préférable de ne pas les mélanger dans un même système constructif pour lequel un retrait différentiel ne serait pas souhaitable (**figure 12**).

2.6 Durabilité

Le bois peut être sensible aux problèmes de détérioration et de pourriture lorsqu'il est en contact direct avec l'eau ou qu'il se trouve dans des conditions d'humidité relative très élevées pour une période prolongée. La pourriture est causée par la présence de champignons qui détruisent le bois.

Quatre conditions sont essentielles pour que la pourriture survienne, soit :

- la présence d'oxygène,
- une température favorable (entre 20 et 30 °C ou moins, selon l'humidité relative),
- une teneur en humidité du bois au-delà de 20 % sur une période prolongée,
- l'aliment : le bois.

Les deux premières conditions ne peuvent être exclues des bâtiments. Il est par contre possible d'agir sur la teneur en humidité en concevant des détails de construction qui limitent le contact direct des éléments de bois avec l'eau ou une source d'humidité. Lorsqu'il est impossible d'éliminer complètement le contact direct du bois avec l'eau, il est important de prévoir des assemblages qui faciliteront l'écoulement de l'eau et le séchage rapide du bois. Plusieurs exemples sont présentés dans le *Guide de bonnes pratiques pour la construction commerciale en gros bois d'œuvre ou d'ingénierie* de **cecobois**^[1].

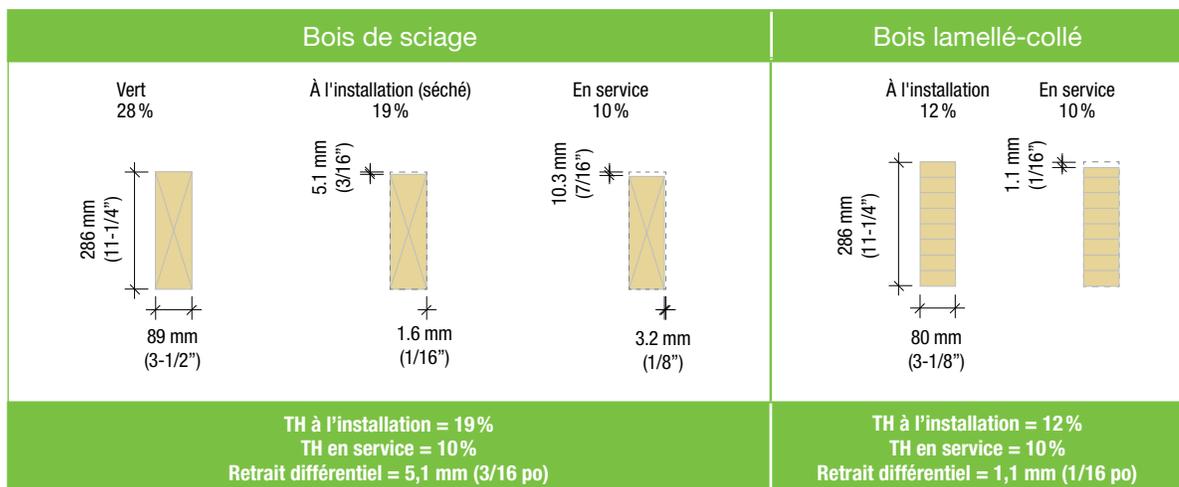


FIGURE 12 • Retrait des éléments en bois dû au séchage (selon CSA 086, article A.5.4.6)

3 Propriétés d'un bon assemblage

Les assemblages jouent un rôle essentiel dans le comportement des charpentes en bois. L'expérience lors d'importants séismes ou de forts ouragans a démontré leur importance. D'une part, les assemblages peuvent être la cause de ruptures structurales en raison d'une conception inadéquate ou d'une erreur de fabrication. D'autre part, la ductilité des assemblages assure le bon comportement des structures en bois soumises à de fortes charges sismiques.

La performance d'un assemblage est tout d'abord caractérisée par sa résistance mécanique, sa rigidité et sa ductilité qui assurent un comportement adéquat sous les charges statiques ou dynamiques. De plus, la stabilité dimensionnelle et la résistance à la dégradation des assemblages garantissent la pérennité des constructions en bois. Le comportement au feu est aussi un attribut important qui influence la stabilité de l'ouvrage en cas d'incendie. D'autres critères de conception comme la facilité de mise en œuvre, la simplicité, l'esthétisme et le coût peuvent également guider le choix d'un assemblage.

3.1 Résistance mécanique

On exige d'un assemblage idéal qu'il transmette les efforts de façon satisfaisante, sans déformation excessive, tout en conservant assez de souplesse pour

que la déformation maximale en service soit atteinte avant la rupture fragile de l'élément en bois^[13]. Dans le calcul de structures en bois, la dimension des membrures étant souvent liée à la géométrie des assemblages, il convient de porter une attention particulière à cette étape de la conception. La norme canadienne de calcul des charpentes en bois énonce les règles de calcul assurant une résistance minimale de l'assemblage et détermine les règles de disposition des attaches^[3]. Une bonne conception d'un assemblage adapté à chaque situation doit aussi considérer un ensemble de facteurs variés.

Le choix d'un assemblage est fait en fonction du type et de l'intensité du chargement auquel il sera soumis. Selon le cas, un assemblage doit être en mesure de transmettre des efforts de compression, de traction, de cisaillement et/ou de flexion. Le **figure 13** présente différentes configurations d'assemblages adaptées au type d'effort et à la géométrie envisagée. Quoique ces différentes options soient possibles, il est recommandé pour les structures en bois de favoriser les assemblages en compression pour obtenir un comportement ductile. L'usage des assemblages en flexion est à éviter autant que possible, car ils génèrent fréquemment des contraintes en traction perpendiculaire au fil du bois qui risquent de causer de la fissuration.

GÉOMÉTRIE \ TYPE D'EFFORT	TYPE D'EFFORT			
	Compression	Traction	Cisaillement	Flexion

FIGURE 13 • Configuration des assemblages selon le type d'effort^[14]

Résistance et comportement

Résistance

Au Canada, la résistance d'un assemblage doit être calculée selon la section 12 de la règle de calcul des charpentes en bois^[3]. Les facteurs de modification influençant les propriétés mécaniques du bois, K_D (CSA O86, art. 5.3.2), K_{SF} (CSA O86, tableau 12.1 pour les attaches) et K_T (CSA O86, art. 6.4.3), doivent être intégrés au calcul de la résistance d'un assemblage. Pour les sollicitations latérales ou le soulèvement, la résistance de l'assemblage à une inversion des efforts doit aussi être considérée.

Lorsque l'assemblage requiert un perçage ou un découpage de la membrure en bois, celle-ci est affaiblie par rapport à sa section pleine. Il faudra donc faire la vérification en deux parties: la résistance de l'assemblage et celle des membrures de bois selon leur section nette. Dans les cas où un assemblage induit un effort tranchant dans une membrure, il faudra vérifier la résistance au cisaillement de la pièce avec une profondeur d_e plutôt que d ; la profondeur d_e représente la section de la membrure chargée en cisaillement (CSA O86, art. 12.2.1.6).

Une bonne compréhension du mode de transmission des forces impliquées permet d'éviter que des lieux de concentration de contraintes créent des efforts en traction perpendiculaire au fil qui pourraient éventuellement occasionner une rupture fragile par fendage du bois.

Enfin, la résistance des plaques d'acier, des soudures ou de toute attache métallique sollicitée en traction ou en cisaillement doit être vérifiée avec les *Règles de calcul des charpentes en acier*^[15].

Rigidité et mode de rupture

La déformation des assemblages influence directement le comportement global d'une structure. La **figure 14** présente les courbes charge – déformation déterminée expérimentalement pour plusieurs types d'assemblages. Ces données indiquent que le jeu initial et la rigidité globale d'un assemblage dépendent du choix des connecteurs. Plusieurs clous de petits diamètres permettent une meilleure distribution de l'effort dans le bois et offrent donc plus de rigidité qu'un assemblage utilisant des boulons de larges diamètres.

Une bonne conception permet de contrôler le mode de rupture le plus probable. Dans bien des cas et pour des raisons de sécurité, on cherchera à éviter une rupture fragile qui se produit subitement. Au contraire, un comportement ductile est généralement considéré comme un atout, d'une part parce qu'il donne un avertissement avant la rupture et, d'autre part, en raison de sa capacité à diffuser l'énergie en cas de séismes. Ce dernier point sera mieux développé dans la section sur l'aspect sismique.

Les connecteurs mécaniques qui sont utilisés de nos jours peuvent être divisés en deux catégories: les connecteurs de type tige (boulons, tire-fonds, clous, vis, goujons, etc.) et les connecteurs de surface (anneaux fendus, disques de cisaillement, connecteurs métalliques). Ces deux catégories de connecteurs se distinguent par leur façon de transférer l'effort, soit sur l'épaisseur de l'élément pour les premiers, soit par distribution sur la surface de contact pour les seconds. Différents essais expérimentaux ont permis de démontrer que les assemblages par clous, par vis ou par boulons de petite dimension offraient une bonne ductilité alors que les tiges de plus grande dimension étaient très résistantes, mais peu ductiles lorsqu'elles mènent à une rupture fragile du bois. Les connecteurs

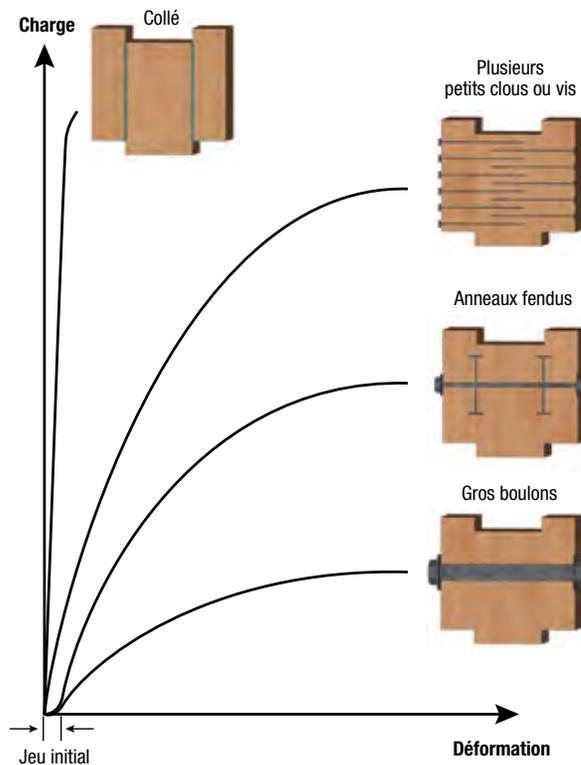


FIGURE 14 • Courbe charge – déformation pour différents types d'assemblages^[14]

de surface sont aussi très performants, mais ils sont généralement à l'origine de ruptures fragiles par cisaillement du bois. Certaines combinaisons ou certains compromis permettent cependant de contrôler le comportement de l'assemblage, tout en préservant de bonnes capacités de chargement.

Effet de groupe

Un assemblage fait de connecteurs placés en files ou en groupe est normalement moins résistant que la somme des résistances de chaque connecteur en raison d'une distribution inégale des efforts entre les connecteurs. C'est ce qu'on appelle l'effet de groupe. Le rapport de rigidité entre l'acier et le bois, le nombre de connecteurs par file, le nombre de files, les espacements, le diamètre et l'élançement des connecteurs sont tous des facteurs déterminants dans l'estimation de l'effet de groupe. Si aucune rupture fragile ne se produit, l'effet de groupe diminue lorsque la plastification des attaches les plus sollicitées débute, amenant une meilleure distribution de l'effort entre les connecteurs. Les assemblages plus ductiles, faits de tiges d'acier de petits diamètres, sont d'ailleurs moins sensibles à cet effet.

Plusieurs règles de calcul des charpentes en bois compensent cet effet par une limitation du nombre de connecteurs utilisables par file ou par une diminution du nombre de connecteurs effectifs au moment du calcul.

Vérification des éléments en acier

Les valeurs de résistance d'un assemblage, calculées selon la norme CSA O86, ne considèrent que les possibilités de rupture dans le bois. Elles présument que les éléments en acier seront suffisamment résistants pour transmettre efficacement les efforts sans défaillir. Le concepteur doit donc s'en assurer en vérifiant les éléments métalliques à l'aide de la norme CSA S16 – *Règles de calcul des charpentes en acier*. Le calcul de la résistance des boulons, des plaques de transfert, des plaques d'appui, des étriers et des soudures doit faire partie de ces vérifications (**figure 15**).

Les boulons peuvent être sollicités en traction axiale, en cisaillement ou selon une combinaison de ces deux types d'efforts. Dans ce dernier cas, une équation d'interaction est utilisée pour le calcul.

Les plaques de transfert en acier sont soumises à plusieurs types d'efforts : compression, traction, cisaillement ou flexion. Les plaques qui doivent résister à de la compression dans leur plan peuvent nécessiter des raidisseurs pour éviter les problèmes de voilement. Pour les efforts de traction, la résistance ultime de la section brute et la plastification de la section nette sont à vérifier. La résistance à l'enfoncement des boulons dans la plaque ainsi que les espacements et les distances de rive et d'extrémité devront aussi être respectés.

Les plaques d'assise transmettent une charge jusqu'au sol ou jusqu'à un élément porteur et reprennent en général des efforts de compression ou de flexion. Il existe aussi une grande variété d'étriers métalliques qui transmettent les efforts d'une poutre, d'une solive ou d'une panne à un élément principal. Chaque plaque les composant doit être dimensionnée selon son effort respectif. L'excentricité des forces dans l'assemblage peut causer des efforts supplémentaires dans les plaques. Une excentricité en traction peut créer un effet de levier qui accentue l'effort dans les connecteurs.

Plusieurs assemblages requièrent la présence de soudures pour joindre deux plaques placées à angle ou mises bout à bout. La résistance de la soudure ainsi que celle du métal de base doivent être vérifiées.

Géométrie de l'assemblage

La disposition des connecteurs formant un assemblage doit répondre à certaines règles permettant d'assurer une bonne distribution des efforts et d'éviter une rupture fragile causée par de la traction perpendiculaire au fil du bois. La résistance d'un assemblage, calculée selon les équations de calculs du CSA O86, est tributaire du respect des distances de rive et des espacements minimaux dans chaque direction. Ces distances minimales sont indiquées dans la norme pour chaque type de connecteur et dépendent à la fois de l'orientation du fil et de la direction des forces (**figure 16**). Si la force est transmise selon un angle oblique par rapport au fil du bois, il est possible de calculer ces distances séparément et d'utiliser la plus grande valeur obtenue.



(a) Boulons et tiges filetées
Source : A. Salenikovitch



(b) Plaque de transfert
Source : A. Salenikovitch



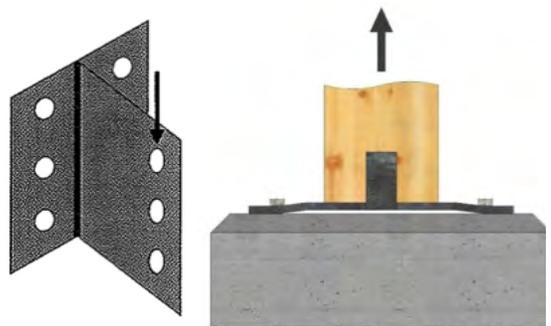
(c) Plaque d'assise



(d) Étriers

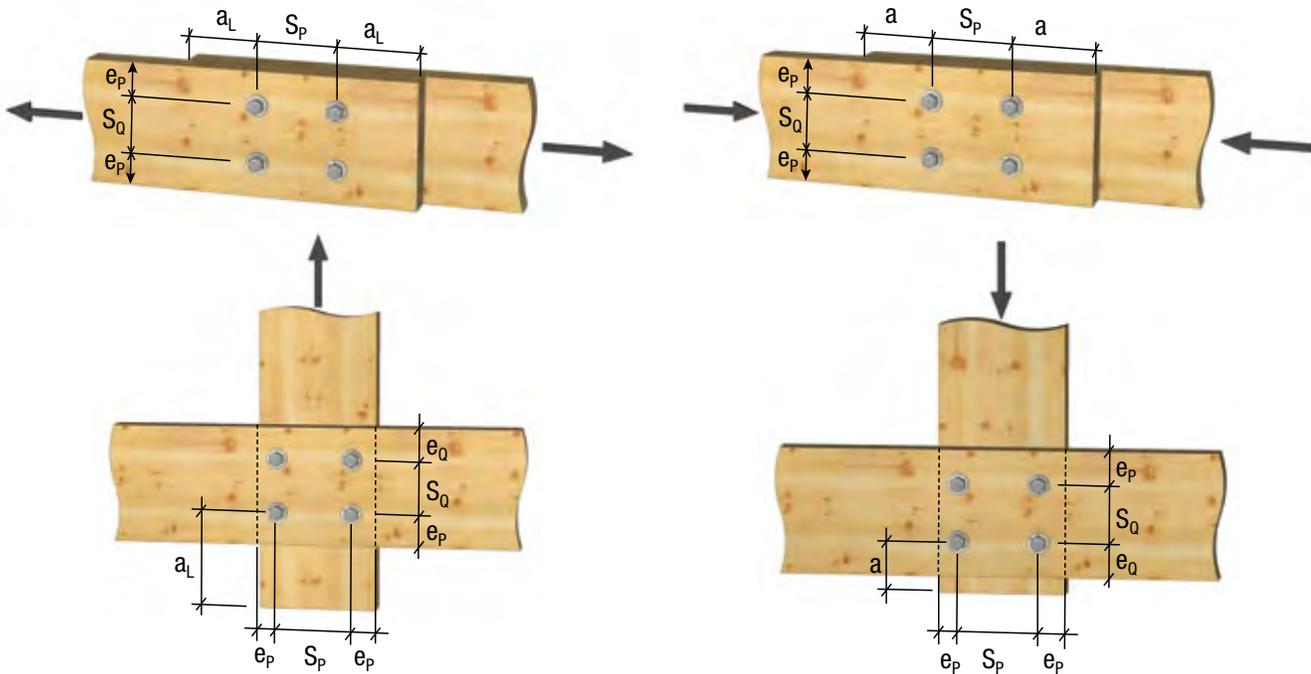


(e) Soudures



(f) Excentricité des efforts

FIGURE 15 • Éléments métalliques utilisés pour les assemblages



- a_L : distance de l'extrémité chargée
- a : distance de l'extrémité non chargée
- e_Q : distance de la rive chargée
- e_p : distance de la rive non chargée
- S_p : Espacement parallèle au fil du bois
- S_Q : Espacement perpendiculaire au fil du bois

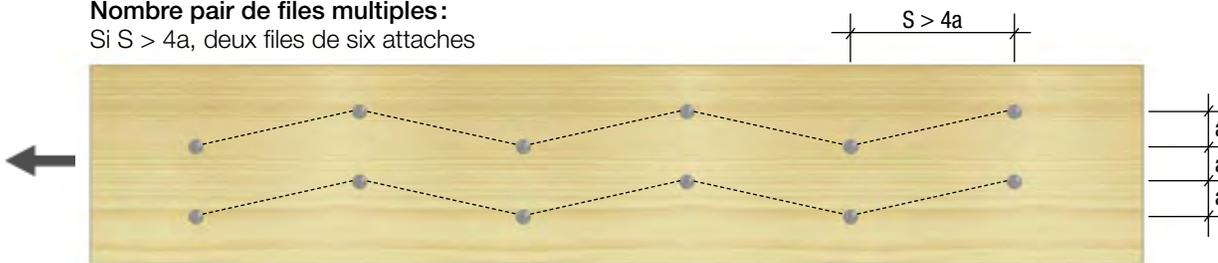
FIGURE 16 • Distances minimales

Pour le calcul d'un assemblage, une file est définie comme une série d'attaches qui se suivent dans le sens d'application de la charge, indépendamment du fil du bois (CSA O86, art.12.2.2.3.2). Si les attaches sont disposées en quinconce, il faut déterminer si elles forment des files distinctes ou si elles doivent être considérées comme faisant partie d'une même file (**figure 24**). Les attaches sont considérées sur une même file si la distance entre deux attaches est plus grande que quatre fois l'espacement entre les files. Dans le cas d'un nombre impair de files, le choix du nombre d'attaches par file se fera selon l'agencement ayant la plus faible résistance pondérée.

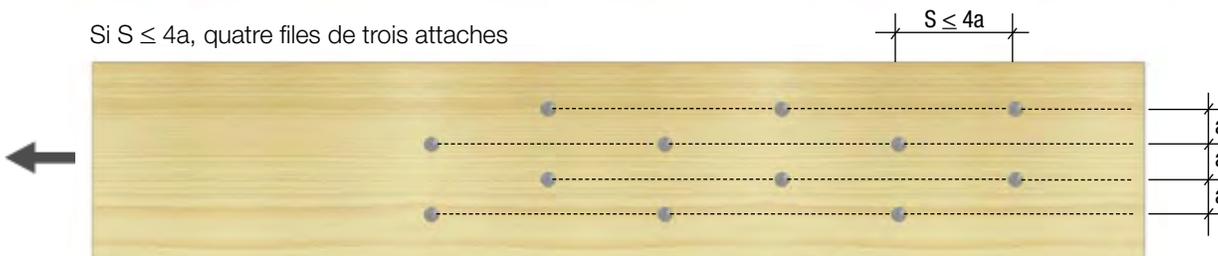
Dans le cas des connecteurs qui ne traversent pas toute la pièce (clous, vis, rivets, tire-fonds), la profondeur minimale de pénétration doit aussi être respectée.

Nombre pair de files multiples :

Si $S > 4a$, deux files de six attaches



Si $S \leq 4a$, quatre files de trois attaches



Nombre impair de files multiples :

Si $S > 4a$, on choisit l'agencement ayant la plus faible résistance pondérée :
une file de six attaches et une file de trois attaches

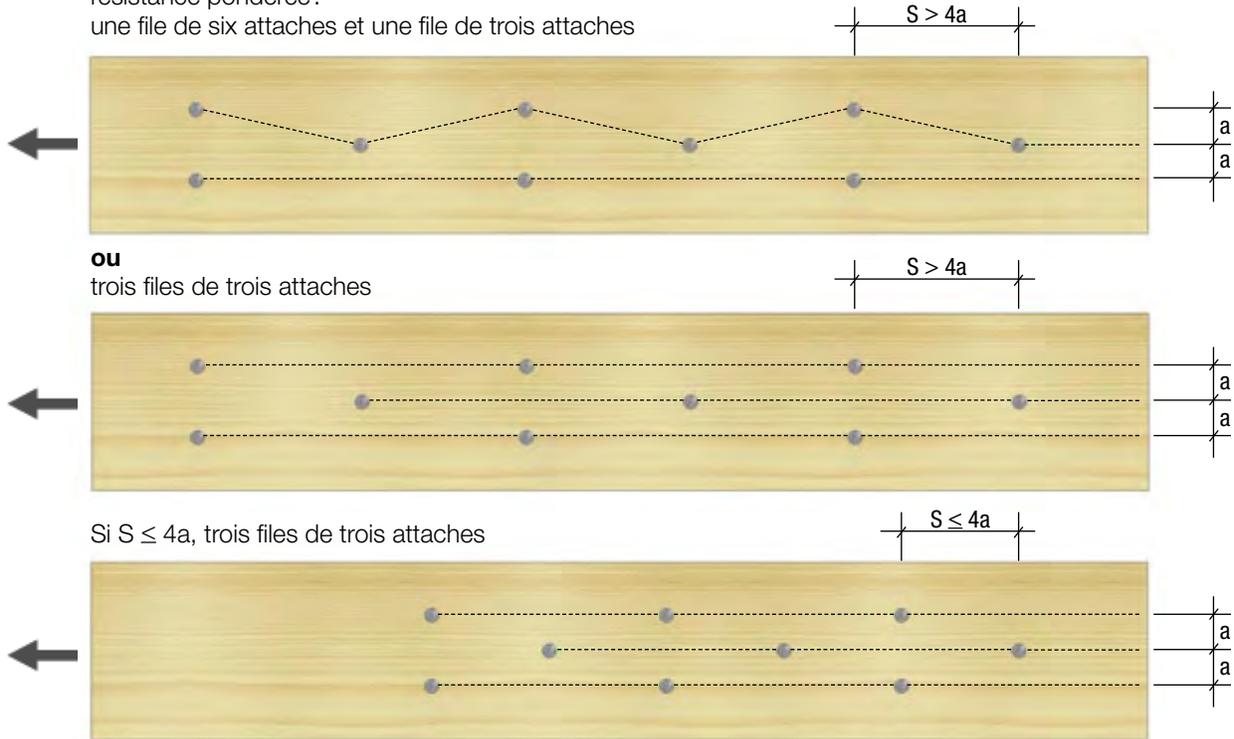


FIGURE 17 • Définition du nombre de files

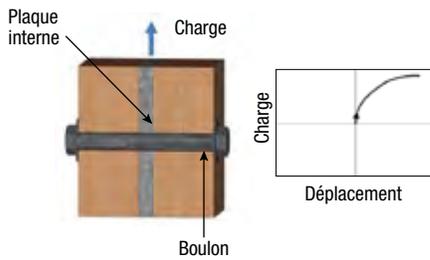
Performance sismique

Grâce à la ductilité de leurs assemblages, les structures en bois performant assez bien au moment de secousses sismiques^[16]. Leur légèreté ainsi que leur faible fréquence naturelle contribuent aussi à leur bon comportement. Les forces horizontales qui agissent au cours d'un tremblement de terre doivent idéalement être reprises par des systèmes latéraux semi-rigides, qui dissipent un maximum d'énergie par une grande déformation plastique afin de diminuer les risques d'effondrement de la structure. Les murs de cisaillement et les cadres contreventés sont actuellement les options les plus répandues. L'évaluation des dommages à la suite de tremblements de terre a permis d'observer que les défaillances des structures étaient rarement dues à la rupture des poutres et des poteaux, mais mettaient en cause les jonctions entre les éléments structuraux. Le bon comportement sismique d'une structure en bois débute donc par une attention particulière apportée aux moyens d'assemblage.

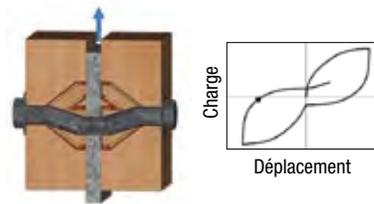
La ductilité caractérise un système qui accepte de grandes déformations plastiques avant d'atteindre la rupture. Elle est calculée par le rapport entre

la déformation ultime sur celle mesurée au moment de la plastification. De plus, l'enveloppe de la courbe d'hystérésis (figure 19) permet d'évaluer le comportement global d'un assemblage sous charge cyclique, telle que les séismes. Dans un assemblage acier-bois, la ductilité est obtenue par la déformation plastique du goujon métallique et par son enfoncement dans le bois (figure 18). Pour les cycles subséquents, la rigidité plastique du goujon métallique permet que la courbe ne soit pas trop aplatie et continue à dissiper de l'énergie.

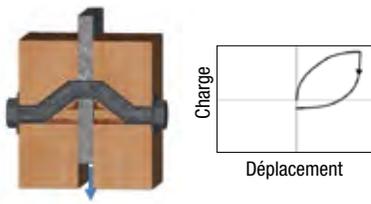
L'utilisation de clous ou de goujons de faible diamètre permet de bien répartir les efforts dans le bois et favorise une grande ductilité de l'assemblage. Un autre type d'assemblage, par exemple collé, qui engendrerait un mode de rupture fragile du bois est plutôt à éviter puisque peu d'énergie est absorbée avant la rupture. De plus, il est important que le comportement global de la structure permette aux assemblages d'atteindre leur comportement ductile avant qu'un élément en bois ne subisse une rupture fragile, que ce soit par fendage, en traction ou par cisaillement.



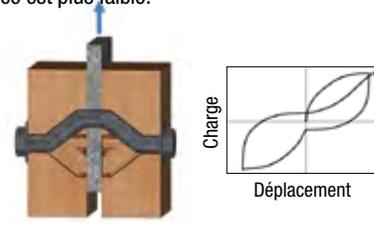
1. Au premier chargement, la résistance provient de la déformation du boulon et de l'écrasement du bois.



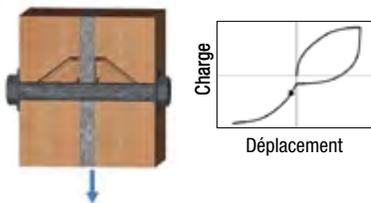
4. Lorsque le boulon revient dans la zone endommagée, la résistance est plus faible.



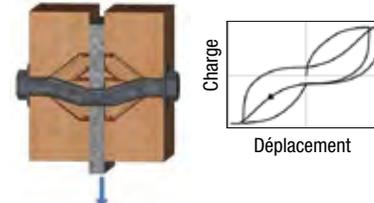
2. Lorsque la charge est inversée, elle est reprise principalement par la déformation du boulon car le bois est déjà écrasé.



5. Au deuxième cycle, la résistance reprend la courbe initiale quand le boulon retrouve le bois non-endommagé.



3. De retour au centre, le boulon adhère de nouveau au bois non endommagé et la résistance augmente.



6. Ainsi, la courbe d'hystérésis montre le comportement ductile d'un assemblage acier-bois soumis à un chargement cyclique.

FIGURE 18 • Courbe d'hystérésis représentant le comportement ductile d'un assemblage acier-bois^[16]

3.2 Effets de l'humidité

Comme l'a décrit la section 3.5, l'hygroscopicité peut causer des variations dimensionnelles d'un élément en bois en fonction de sa teneur en humidité. Au contraire, les connecteurs et autres pièces métalliques sont relativement insensibles aux variations d'humidité, mais pourraient varier selon le changement de température.

Une bonne conception devrait respecter certains principes pour prévenir les contraintes parasites causées par le retrait du bois. Premièrement, il est préférable de sécher préalablement les pièces de bois à une teneur en humidité la plus près possible de celle en service. De plus, les assemblages ne doivent pas entraver le retrait qui pourrait causer le fendage de l'élément en bois. Ceci est particulièrement important pour les assemblages en gros bois d'œuvre ou d'ingénierie de grandes dimensions en raison de la grande surface de connexion.

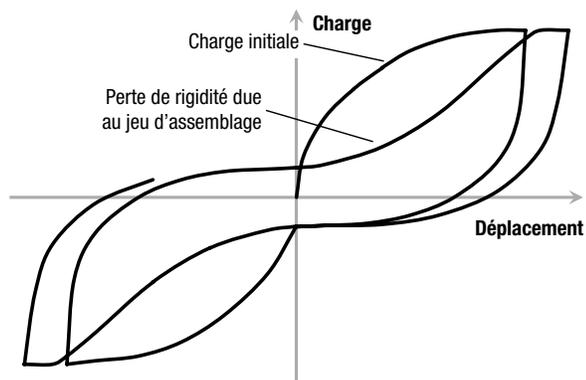


FIGURE 19 • Courbe d'hystérésis d'un assemblage^[13]

Pour soutenir une poutre par exemple, il est habituellement plus approprié d'utiliser un étrier qui reprend les efforts en compression plutôt que des cornières latérales et une file de boulons qui risquent d'entraver le mouvement du bois perpendiculairement au fil. (figure 20).

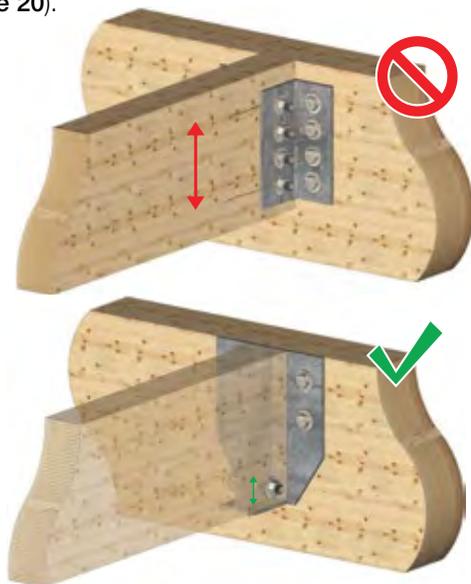


FIGURE 20 • Détail d'assemblage permettant de limiter l'impact d'un éventuel retrait du bois

3.3 Résistance à la dégradation

Les éléments en bois et les pièces métalliques formant les assemblages peuvent subir de la dégradation causée par la présence d'eau. La façon la plus facile et la plus efficace de lutter contre la dégradation consiste à limiter, sinon à éviter complètement, la présence de l'eau sur l'assemblage.

Si l'assemblage se trouve en milieu extérieur, il doit donc être bien protégé contre la pluie. Il est important aussi de permettre un bon drainage du système et d'éviter les détails qui favorisent l'accumulation de l'eau. La base des poteaux, les étriers fermés et tous les points de jonction susceptibles de recevoir de l'eau devront être vérifiés en conséquence. Finalement, une bonne circulation d'air est essentielle afin de permettre le séchage rapide du bois en cas d'humidification. Des cales d'espacement aux appuis ou des plaques de transfert insérées plutôt qu'extérieures sont des exemples de solutions visant à permettre une bonne ventilation (figure 21). Plusieurs exemples

permettant d'assurer une bonne résistance à la dégradation sont présentés dans le *Guide de bonnes pratiques pour la construction commerciale en gros bois d'œuvre ou d'ingénierie de cecobois*^[1].

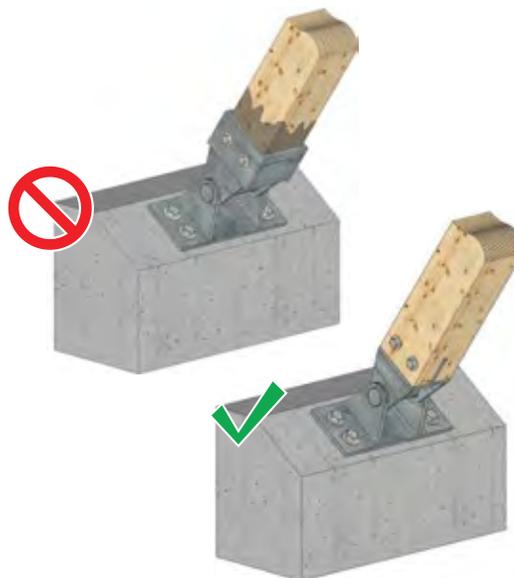


FIGURE 21 • Prévoir un assemblage qui facilite l'écoulement de l'eau et le séchage du bois

Pour éviter la corrosion des pièces métalliques d'un assemblage soumis à des conditions humides, il est recommandé d'utiliser des attaches, des plaques et de la quincaillerie résistantes à la rouille ou de leur ajouter des placages ou des couches de finition protectrices. Plusieurs solutions peuvent être envisagées. Les clous, par exemple, peuvent être fabriqués en aluminium, en acier inoxydable ou plaqués d'un métal offrant une couche de protection. La galvanisation des plaques et attaches est généralement le moyen le plus économique et répandu de protéger l'acier contre la rouille. L'acier est alors recouvert d'une couche de zinc qui, en s'oxydant, forme une couche résistante. On pourra ajuster l'épaisseur de cette couche en fonction des conditions climatiques auxquelles l'assemblage sera soumis.

Les environnements corrosifs peuvent également être dommageables aux connecteurs en acier usuel. Il est important d'utiliser de l'acier inoxydable ou d'autres métaux appropriés à ces milieux. Dans certains cas, l'utilisation de bois traité chimiquement peut créer un environnement nécessitant l'utilisation de tels connecteurs^[17].



3.4 Résistance au feu

Bien que le bois soit un matériau combustible et selon certaines conditions peut contribuer à la croissance d'un feu, on attribue généralement l'apparition et les caractéristiques de propagation d'un incendie au contenu du bâtiment plutôt qu'aux matériaux de structure. Le comportement des éléments structuraux à la chaleur intensive doit cependant être vérifié afin de préserver la stabilité du bâtiment au moment d'un incendie. La partie 3 du *Code de construction du Québec* (CCQ) indique le degré de performance demandé à la structure d'un bâtiment en cas d'incendie^[6].

La norme CSA O86 permet d'estimer la résistance au feu des éléments en gros bois depuis la version de 2014. De plus, les avantages que procurent la construction en gros bois quant à la résistance au feu des éléments porteurs sont reconnus dans le CCQ. En effet, si le bâtiment est protégé par des gicleurs automatiques et si les dimensions minimales des éléments porteurs sont respectées, le CCQ considère qu'il est peu probable qu'un incendie gagne assez d'ampleur pour menacer l'intégrité structurale des éléments en gros bois, qu'ils soient en bois d'œuvre ou en bois d'ingénierie, et autorise donc ce type de construction dans plusieurs cas où une construction incombustible est exigée (CCQ, article 3.2.2.16).

Le degré de résistance au feu (DRF) en minutes d'une charpente en gros bois d'œuvre ou en bois lamellé-collé est obtenu par l'établissement de dimensions minimales pour les membrures. Comme décrit à la **section 3.4**, lorsqu'une pièce de bois est soumise à un feu, sa surface se carbonise et forme une couche qui protège l'intérieur de la pièce et ralentit la progression de la combustion. Les qualités structurales de la partie intacte du bois sont ainsi préservées et la section transversale réduite continue de supporter les charges. En effet, si les membrures d'une charpente en gros bois d'œuvre excèdent les dimensions exigées au tableau 3.1.4.7, ce type de charpente est présumé acceptable dans une construction combustible où une résistance au feu d'au plus 45 minutes est exigée. Le CCQ ne traite pas clairement de la résistance au feu des attaches d'une construction en gros bois d'œuvre. Il est implicitement présumé que les attaches couramment utilisées dans ce type de construction sont jugées acceptables là où un DRF maximal de 45 minutes est exigé.

Au-delà de ces exigences, le concepteur doit cependant s'assurer que les assemblages résisteront aussi à la chaleur produite en cas d'incendie. Bien que le matériau bois conserve sa capacité structurale en cas d'incendie, les propriétés mécaniques des pièces métalliques composant les assemblages peuvent être considérablement réduites sous l'effet des hautes températures générées durant un incendie. De plus, l'acier étant un excellent conducteur thermique, il aura tendance à transmettre la chaleur très rapidement au bois qui l'entoure et à l'endommager par l'intérieur. Pour obtenir un DRF adéquat, une attention particulière doit donc être accordée aux lieux de jonctions de la structure.

Assemblages non protégés

On considère comme un assemblage non protégé une jonction comprenant des pièces métalliques apparentes. L'utilisation de plaques métalliques externes ou d'une plaque métallique interne avec les têtes de boulons exposées sont des exemples d'assemblages non protégés. On attribue aux assemblages non protégés conçus selon l'Eurocode 5 : partie 1-2, similairement à la norme CSA O86, une résistance au feu de base de 15 minutes^[19]. Les méthodes de calcul suggérées dans l'Eurocode 5 permettront toutefois d'augmenter cette résistance au feu par l'ajout d'attaches supplémentaires ou l'accroissement des distances d'extrémité ou de rive et l'augmentation des dimensions des membrures. Cette méthode est cependant valide jusqu'à un DRF d'au plus 60 minutes. Il est fortement recommandé de consulter l'Eurocode 5 afin de connaître les hypothèses et le domaine d'application des méthodes décrites ci-dessous.

Assemblages boulonnés non protégés

Une méthode de conception a été développée pour les assemblages boulonnés non protégés^[19]. Cette méthode est valide pour les assemblages en cisaillement double comportant trois éléments en bois ou une plaque métallique insérée.

L'épaisseur des éléments latéraux en bois, le diamètre des boulons et le taux de sollicitation de l'assemblage sont incorporés dans cette méthode tel qu'indiqué à l'équation 1. Cette dernière permet aux concepteurs d'évaluer la résistance au feu (t_{feu}) de leurs assemblages en faisant varier trois paramètres. Cette équation

tion a été validée à partir de plusieurs résultats d'essais disponibles dans la littérature pour des durées allant jusqu'à 90 minutes^[19].

$$t_{feu} = \left[\left(\frac{t_1}{\beta} \right) \left(1 - \eta^{0,17} \left(\frac{d}{t_1} \right)^{0,06} \right) \right] - 4 \text{ min} \quad (1)$$

où

t_{feu} est la résistance au feu de l'assemblage (minutes)

t_1 est l'épaisseur des éléments latéraux en bois (mm)

β est la vitesse ajustée de carbonisation du bois (mm/min)

= 0,70 mm / min pour un assemblage à 3 éléments de bois (pour $t \leq 60$ min)

= 0,65 mm / min pour un assemblage à 3 éléments de bois (pour $t > 60$ min)

= 0,80 mm / min pour un assemblage à plaque métallique insérée (pour $t \leq 60$ min)

= 0,70 mm / min pour un assemblage à plaque métallique insérée (pour $t > 60$ min)

η est le taux de sollicitation de l'assemblage

$$\eta = R_{feu} / 3,3 R_d$$

R_{feu} est l'effort résultant des charges spécifiées en situation incendie selon CSA O86 (kN)

R_d est la résistance pondérée de l'assemblage en conditions ambiantes selon CSA O86 (kN)

d est le diamètre des boulons (mm)

Assemblages protégés

Les éléments métalliques exposés à la chaleur perdent leur résistance et risquent d'endommager le bois en lui transmettant de la chaleur. Il est donc avantageux d'isoler les pièces métalliques afin de prolonger la résistance au feu de l'assemblage. On parlera alors d'un assemblage protégé.

Des matériaux isolants comme le bois ou le gypse peuvent être utilisés comme plaque de recouvrement sur l'ensemble de l'assemblage ou encore comme bouchon individuel sur chaque connecteur afin que les éléments de l'assemblage non protégé ne soient pas exposés à la chaleur, retardant ainsi le début de la

carbonisation des pièces de bois et la réduction des résistances des attaches métalliques. Cette solution permet ainsi d'obtenir un DRF supérieur à celui obtenu pour les assemblages non protégés. Cette protection doit toutefois être bien fixée afin qu'elle ne se détache pas prématurément de l'élément qu'elle doit protéger.

Le temps additionnel (t_{cn}) que procure une couche protectrice en bois est obtenu par le quotient de l'épaisseur de la couche protectrice sur sa vitesse de carbonisation unidimensionnelle (β_o est généralement fixé à 0,65 pour le bois résineux). Ainsi, une planche de bois de 19 mm ($\frac{3}{4}$ ") retardera de 30 minutes la combustion des éléments porteurs en bois. Lorsque des bouchons de bois sont utilisés pour protéger les têtes des boulons, l'épaisseur minimale du bouchon (a_t) est obtenue à partir de l'équation 2, qui provient de l'Eurocode 5^[18].

$$a_f = 1,5 \beta_n (t_{feu, req} - 15) \quad (2)$$

où: $t_{feu, req}$ = résistance au feu requise, en minutes (15 à 60 minutes)

β_n = taux de carbonisation (habituellement 0,70 mm / minute, selon le type de bois utilisé)

Une couche protectrice en gypse de Type X peut également retarder la combustion des éléments porteurs en bois. L'annexe B de la norme CSA O86 stipule que la résistance au feu d'un élément peut être augmentée lorsque ces éléments sont recouverts de panneaux de gypse résistant au feu (Type X). Les temps additionnels alloués sont :

- 15 min pour un 12,7 mm Type X

- 30 min pour un 15,9 mm Type X

- 60 min pour 2 x 15,9 mm Type X

Ainsi, un panneau de gypse Type X de 15,9 mm d'épaisseur retardera de 30 minutes la combustion des éléments porteurs en bois et retardera l'effet de la chaleur sur les éléments métalliques.

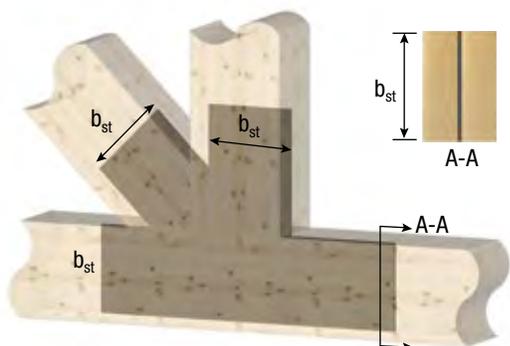
La somme des temps alloués aux divers éléments, couches protectrices et assemblage non protégé, donnera la résistance au feu de l'assemblage protégé.

Plaques insérées

Les assemblages utilisant des plaques insérées présentent le meilleur comportement au feu puisque celles-ci sont isolées par le bois qui les entoure. Ils permettent d'obtenir un DRF de plus de 30 minutes si les dimensions de la plaque sont suffisantes. Si les rives ne sont pas protégées, la largeur de la plaque d'acier doit être d'au moins b_{st} (**tableau 3**). Pour les plaques métalliques plus étroites que le bois, on considère qu'elles sont protégées sous réserve des conditions de mise en œuvre décrites au **tableau 4** et illustrées sur la **figure 22**.

TABLEAU 3 • Largeur b_{st} minimale en fonction de la résistance au feu^[18]

	b_{st}	
	Rives non protégées	
	en général	sur un ou deux côtés
DRF 30 min	≥ 200 mm	≥ 120 mm
DRF 60 min	≥ 280 mm	≥ 280 mm



Lorsque les plaques sont protégées sur leurs rives, il n'y a pas de largeur b_{st} minimale à respecter (**tableau 4**).

TABLEAU 4 • Largeurs minimales pour protéger les plaques métalliques

Épaisseur plaque métallique		DRF
a) Plaque dissimulée dans l'interstice	$d_g \geq 20$ mm	30 min
	$d_g \geq 60$ mm	60 min
b) Bande collée	$d_g \geq 10$ mm	30 min
	$d_g \geq 30$ mm	60 min
c) Panneaux de protection en bois	$h_p \geq 10$ mm	30 min
	$h_p \geq 30$ mm	60 min

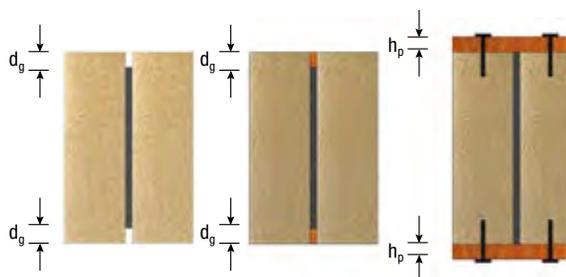


FIGURE 22 • Exigences dimensionnelles relatives à la protection des plaques d'acier (avec interstice à gauche, avec bande collée au milieu, et avec panneau de bois à droite)^[18]

Plaques externes

Bien que les plaques métalliques externes soient incombustibles, cela ne signifie pas pour autant qu'elles sont résistantes au feu. Cependant, il est possible d'atteindre un DRF élevé à l'aide de plaques métalliques externes à la condition que l'on puisse démontrer que l'effet des températures élevées n'empêche pas l'assemblage de répondre à ses fonctions prévues. La norme CSA S16 ainsi que l'Eurocode 3 : partie 1-2 procurent des lignes directrices pour déterminer la résistance des pièces métalliques en fonction de la température^{[15][20]}.

Si elles sont recouvertes d'un panneau de bois ou de gypse Type X, ces plaques pourront être considérées comme protégées à la condition que l'épaisseur du recouvrement dépasse les valeurs minimales définies précédemment.



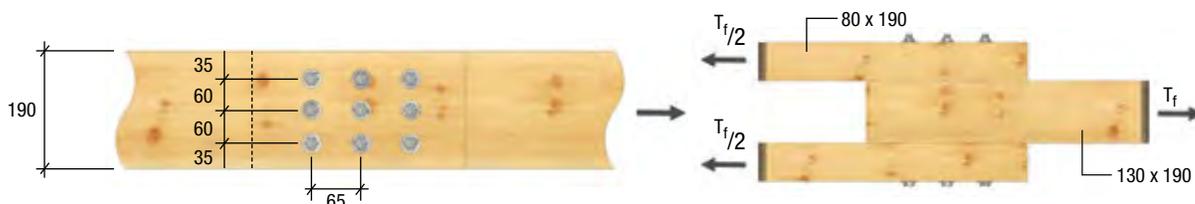
Exemple de calcul de résistance au feu pour les assemblages

Assemblage en traction : bois lamellé-collé épinette-pin 14t-E

9 boulons d'un diamètre de 12,7 mm (1/2 po)

résistance souhaitée de l'assemblage en situation d'incendie $T_{feu} = 45,5$ kN

résistance de l'assemblage à température ambiante $T_r = 89,4$ kN



Méthode 1

Taux de sollicitation (η) = $45,5 / (3,3 \times 89,4) = 0,15$

Épaisseur des éléments latéraux (t_l) = 80 mm

Diamètre des boulons (d) = 12,7 mm

$$t_{feu} = \left[\left(\frac{80}{0,70} \right) \left(1 - 0,15 \left(\frac{12,7}{80} \right)^{0,06} \right) \right] - 4 \text{ min} = 36 \text{ min}$$

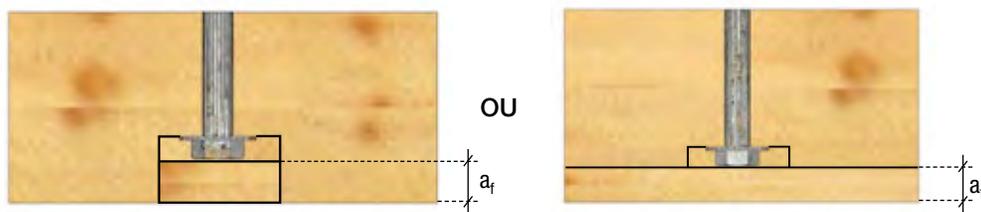
Selon les paramètres de cet exemple, il faudra penser à protéger l'assemblage pour une durée de 9 minutes afin d'obtenir un DRF de 45 minutes.

Méthode 2

Protéger l'assemblage

$$a_f = 1,5 \cdot 0,7 \cdot (45 - 15) = 31,5 \text{ mm}$$

Il faut protéger les têtes de boulons par une plaque ou des bouchons de bois d'au moins 31,5 mm afin d'obtenir une résistance au feu de 45 minutes.

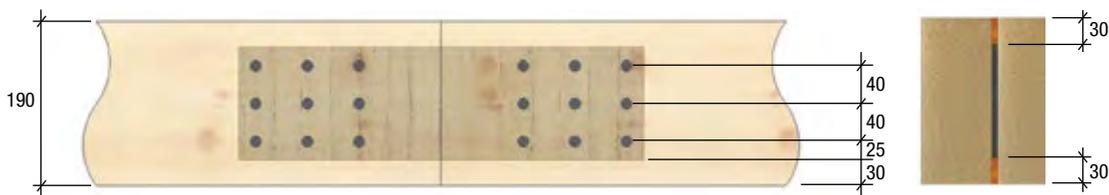


Méthode 3

Utiliser une plaque métallique interne

$$T_r = 89,4 \text{ kN}$$

Cette solution permet d'obtenir une résistance au feu de 60 minutes tout en conservant les dimensions initiales des éléments en bois, si la plaque interne est protégée aux rives par une épaisseur d'au moins 30 mm de bande de bois collé. L'utilisation de plaques métalliques internes s'avère la solution la plus économique, tout en procurant les meilleures résistances au feu et à température ambiante.





Essais pertinents

Quelques publications intéressantes sont disponibles dans la littérature publique. Elles permettent une meilleure compréhension du comportement des assemblages en situation d'incendie.

Parmi celles-ci, une étude publiée par Peng en 2010 sur le comportement d'un assemblage en situation d'incendie propose des méthodes de calcul de prédiction du temps de résistance au feu et énumère plusieurs facteurs à considérer lors de la conception^[19].

L'une des conclusions de cette étude suggère que dans un assemblage non protégé, l'utilisation de goujons à la place de boulons permet d'atteindre une meilleure résistance au feu. Cet avantage peut s'expliquer par une plus petite surface de contact du goujon exposée à la chaleur de l'incendie.

Une étude européenne, publiée par Frangi en 2014, montre l'influence de l'espacement entre la poutre et le poteau dans le cas d'un assemblage poteau-poutre^[21]. Plus l'espacement est grand, plus il permet à la chaleur de rejoindre le connecteur métallique facilement et plus les faces internes de l'assemblage sont exposées. Un espacement réduit entre le poteau et la poutre offre une amélioration significative de la résistance au feu.

Selon la même étude, un espacement réduit entre les goujons ou les boulons d'un assemblage peut favoriser la dégradation interne des pièces assemblées. La présence de vis de renfort à compression perpendiculaire au fil à l'appui pourrait également accélérer sa dégradation lors d'un incendie en permettant à la chaleur de pénétrer profondément dans le bois.

D'autres travaux de recherche au sujet du comportement des assemblages en situation d'incendie sont en cours, notamment au Canada. La connaissance à ce sujet est donc en constante évolution et les résultats obtenus permettront de mieux caractériser le comportement des assemblages en cas d'incendie.

3.5 Principes de conception

Devant la grande diversité des moyens d'assemblage, il peut parfois être difficile de sélectionner celui qui sera le mieux adapté au type de chargement que l'on désire transmettre, à son intensité ainsi qu'à l'espace disponible. Le concepteur qui veut optimiser un assemblage et lui assurer un bon comportement doit connaître les caractéristiques générales de chaque type d'assemblage et maîtriser quelques principes de conception lui permettant à la fois de gagner du temps et d'éviter les effets néfastes d'une disposition inappropriée.

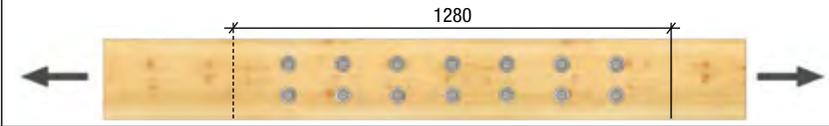
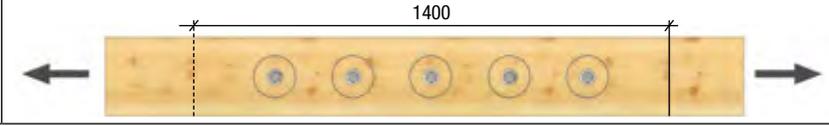
	Disques Gros boulons Petits boulons Clous	P_r [kN]
122 clous 3 po		104 kN
15 boulons 1/2 po		101 kN
14 boulons 3/4 po		100 kN
5 disques de cisaillement 4 po		109 kN

FIGURE 23 • Longueurs d'assemblages pour une charge équivalente

Étalement des connecteurs

La première façon d'optimiser un assemblage est de bien utiliser la surface disponible sur la pièce principale. La superficie nécessaire pour transmettre une charge donnée est souvent proportionnelle au diamètre de l'attache utilisée. Plus on utilise de gros connecteurs, plus la surface requise sera grande (**figure 23**). De plus, la mise en place d'un grand nombre d'attaches plus petites augmente généralement la rigidité globale de l'assemblage. Ces principes peuvent toutefois varier selon la géométrie des membrures et de l'assemblage. Les coûts, l'impact visuel et les conséquences de l'installation d'un plus grand nombre d'attaches sont aussi à considérer.

Excentricités

Le processus de conception est basé sur une compréhension schématisée du mode de transmission des charges dans un assemblage. Pour que le chargement puisse se transmettre selon le comportement anticipé, il faut s'assurer que la disposition de l'assemblage

n'engendre pas d'excentricités qui causeraient des contraintes parasites. L'excentricité dans un assemblage provoque habituellement des efforts de flexion qui s'ajoutent aux charges de dimensionnement.

Cette excentricité peut provenir d'une disposition décalée des membrures ou d'une répartition asymétrique des attaches sur la surface d'un assemblage. De plus, il est important de faire coïncider les axes des membrures en un seul point d'intersection et de positionner les attaches également de part et d'autre de ce point (**figure 24**).

Résistance perpendiculaire au fil

Comme il a été mentionné à la section 3.2, le concepteur doit veiller à ce que les détails d'assemblage favorisent la compression plutôt que la traction perpendiculaire au fil du bois qui peut causer une rupture fragile par fendage. Les appuis en porte-à-faux, les efforts excentrés ou les charges suspendues sous une poutre causent de la traction perpendiculaire au fil et sont à éviter. Les imprécisions dans les joints,

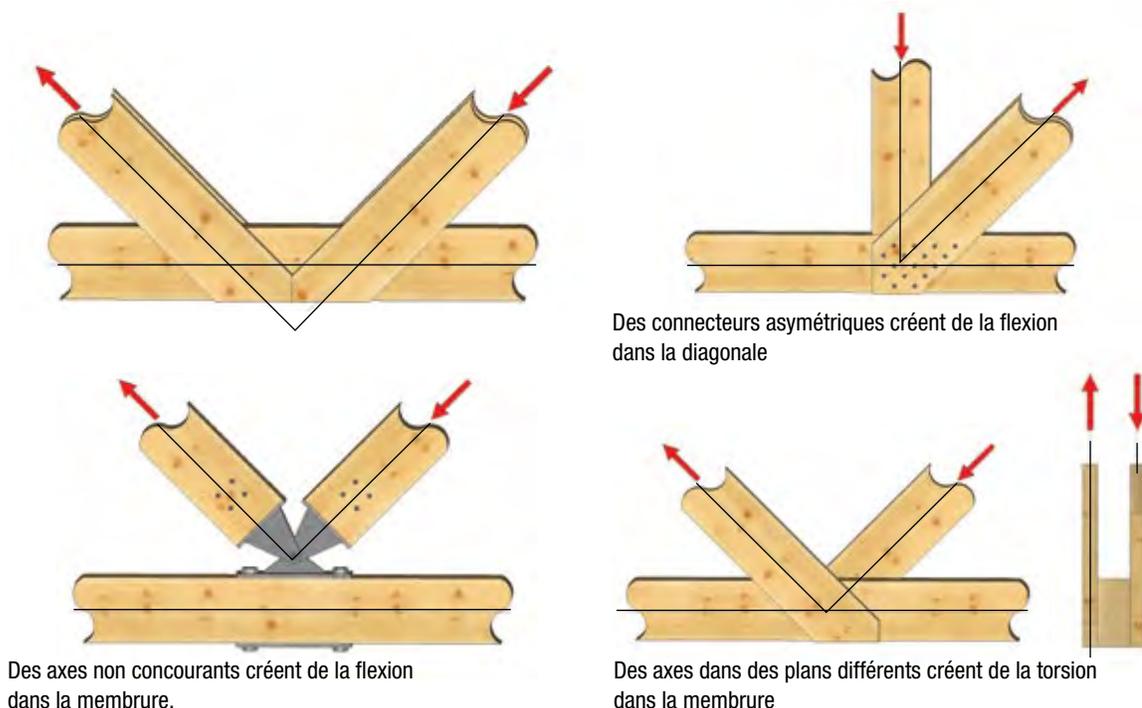


FIGURE 24 • Situations à éviter : différentes causes d'excentricités dans un assemblage¹¹⁴⁾

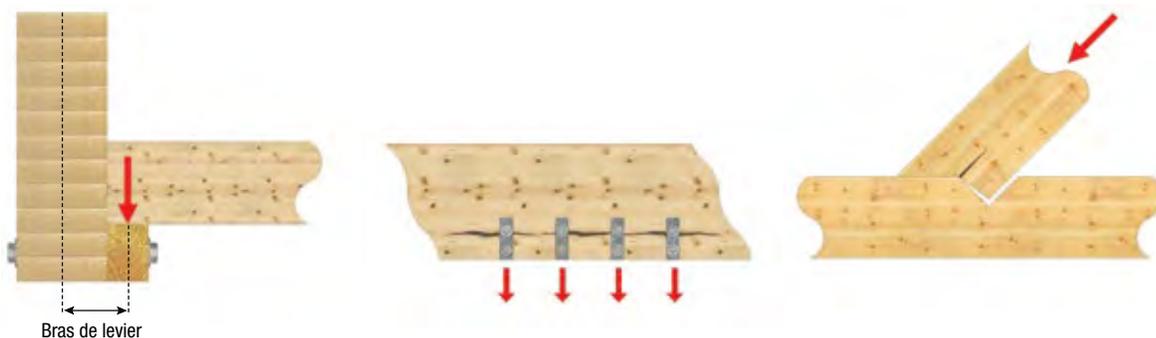


FIGURE 25 • Situations à éviter : appui en porte-à-faux, charge sous la poutre ou imprécision dans un joint^[2]

particulièrement dans la construction en bois, peuvent aussi être la cause d'effets nuisibles et imprévus. (figure 25).

Combinaison des moyens d'assemblage

Dans l'objectif de réaliser des assemblages au comportement prévisible et stable, il est préférable d'éviter de combiner dans un même joint différents moyens d'assemblage. La différence de rigidité provoquerait une répartition inégale de la charge en raison de la compatibilité des déformations. Les attaches les plus rigides seraient sollicitées plus rapidement et pourraient se trouver près de l'état de rupture alors que les attaches les plus souples ne supporteraient qu'une fraction de l'effort. La résistance totale ne peut donc pas être évaluée comme l'addition des résistances respectives.

Facilité de mise en place

La conception d'un assemblage doit tenir compte des conditions de mise en œuvre. Les assemblages ayant un maximum de composantes préfabriquées, simples à mettre en place sur le chantier, permettent d'effectuer un montage rapide. Par exemple, toutes les opérations de soudure ne devraient pas être effectuées sur le chantier mais en usine, là où les conditions sont mieux contrôlées. La préfabrication permet aussi de mieux contrôler la qualité de l'assemblage. Il faut toutefois prévoir une certaine capacité d'ajustement des assemblages pour permettre de régler la structure aux aléas du chantier et de tenir compte du possible retrait ou gonflement du bois.

Simplicité

Un assemblage simple et rapidement compréhensible est profitable à plusieurs points de vue. Il permet de s'assurer que le transfert des charges est évalué adéquatement au moment de sa conception et facilite une éventuelle évaluation de la structure durant la durée de vie du bâtiment. De plus, la simplicité de mise en place réduit le temps de main-d'œuvre et les complications sur le terrain, à l'usine ainsi que sur la planche à dessin.

Esthétisme

L'une des grandes qualités d'une structure en bois est sa beauté naturelle. Il est avantageux de préserver cet atout par un souci esthétique au moment de la conception d'un assemblage. Plusieurs projets demandent des moyens de connexion invisibles qui intègrent les pièces d'acier à l'intérieur de la membrure de bois. Dans d'autres cas, les pièces métalliques ou les attaches peuvent suivre une configuration raffinée pour répondre aux demandes architecturales.

Coûts

On estime le coût des assemblages à environ 20 à 30% de celui d'une structure en bois lamellé-collé. Le choix d'assemblages simples qui sollicitent le bois en compression permet généralement d'optimiser les coûts de la structure. De plus, la répétition de configurations d'assemblages standards et la préfabrication des éléments en usine peuvent permettre une économie et limiter la manipulation en chantier. La conception d'assemblages performants peut aussi diminuer le coût global de la structure en permettant de réduire la dimension des membrures principales.

4 Assemblages mécaniques

Les systèmes d'assemblage qui font appel à des attaches métalliques afin de transmettre les charges sont inclus dans cette section. Les plus répandus au Canada, soit les boulons, les goujons, les tire-fonds, les vis, les rivets, les clous, les pointes et les goujons forcés, sont présentés en détail, incluant leurs méthodes de calcul. Des exemples sont proposés afin de faciliter la compréhension de la norme CSA O86 et les étapes de calcul. Les systèmes qui ne sont pas encore inclus dans la norme canadienne mais qui présentent un intérêt ont été rassemblés dans la section 4.6 - Autres connecteurs.

4.1 Boulons et goujons

Généralités

Les boulons et les goujons sont des tiges d'acier qui servent à assembler plusieurs éléments en les traversant sur toute leur largeur.

Les boulons sont fixés à l'aide d'écrous et utilisent généralement des rondelles. Lorsqu'utilisés dans les charpentes de bois, ils peuvent être chargés en traction selon l'axe de la tige, latéralement ou selon une combinaison de ces deux types de chargement. Un boulon soumis à un effort latéral se comportera comme une poutre totalement ou partiellement encastrée à ses extrémités (**figure 26**). La déformation de la tige en flexion et l'écrasement du bois procurent un comportement ductile à l'assemblage. Il faut cependant que le diamètre du boulon soit suffisamment petit et que les distances de rive et d'extrémité soient respectées afin d'éviter une rupture fragile du bois par fendage ou par cisaillement.

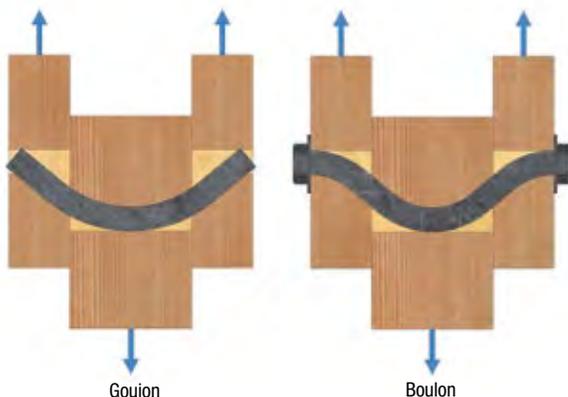


FIGURE 26 • Goujon et boulon soumis à un chargement latéral^[2]

Les goujons, appelés broches en France, sont des tiges sans têtes ni écrous, qui reprennent les charges latérales selon un mécanisme semblable aux boulons. Ils ne résistent cependant pas au chargement axial et ne peuvent pas profiter du moment résistant créé aux extrémités du boulon par les rondelles qui empêchent la rotation de la tige. Les goujons étant assemblés sans jeu entre la tige et le trou, ils présentent une rigidité supérieure à celle des boulons et sont mieux adaptés aux structures exigeant un minimum de déformation initiale (glissement). Dans certaines situations, la traction de la plaque interne et la déformation des goujons peuvent risquer de causer l'écartement des éléments en bois. Il est alors recommandé d'ajouter un ou deux boulons à l'assemblage par goujons pour prévenir ce phénomène.

Les boulons et goujons de petit diamètre sont généralement à favoriser. Ils offrent un bon comportement aux séismes et aux chargements cycliques en raison de leur ductilité. De plus, les tiges élancées et de faible diamètre, qui permettent une déformation combinée du bois et de l'acier, assurent une meilleure distribution de la charge et réduisent par le fait même l'effet de groupe.

Il est possible de réaliser des assemblages boulonnés ou avec des goujons qui sont très intéressants du point de vue esthétique, en utilisant des plaques de transfert internes ou dessinées pour répondre aux exigences architecturales.

Spécificités techniques

La norme CSA O86 requiert l'utilisation de boulons ou de tiges filetées conformes aux exigences de la norme ASTM A307^{[3][22]}. Les dimensions des boulons disponibles varient généralement de 8 à 25 mm (5/16 à 1 po) en diamètre et de 75 à 405 mm (3 à 16 po) en longueur.

Certaines règles de bonnes pratiques permettent de profiter d'un maximum de résistance des attaches. Pour les boulons, l'usage de rondelles ou de plaques de répartition permet de distribuer la pression sur le bois et assure la création d'un moment d'encastrement aux extrémités de la tige. Un bon serrage des boulons doit maintenir les pièces de bois en contact, sans trop comprimer les fibres superficielles du bois. En raison du retrait du bois, un resserrage est habituellement nécessaire six à douze mois après la pose ou lorsque le bois a atteint sa teneur en humidité d'équilibre.

Les trous pour les boulons sont prévus de 1 à 2 mm plus grands que le diamètre du boulon afin de permettre leur mise en place. Au contraire, les goujons

sont entrés de force dans des trous ne dépassant pas le diamètre de la tige pour assurer un assemblage sans jeu.

Lorsque des plaques métalliques sont utilisées, celles-ci devront être dimensionnées pour résister à la charge pondérée et respecter la norme CSA S16^[15].

Les distances minimales prescrites doivent être respectées pour s'assurer que l'assemblage ait le comportement prévu. Ces exigences touchent l'espacement des connecteurs dans une file, l'espacement entre les files, les distances d'extrémités et les distances de rives. Les distances minimales sont déterminées en fonction du diamètre des connecteurs, d_F , dans l'article 12.4.3 de la norme CSA O86 et varient selon l'orientation du fil du bois et l'axe d'application des charges (figure 27).

Calcul de la résistance

La résistance pondérée de l'assemblage doit être supérieure ou égale à la charge prévue pondérée. La norme de calcul CSA O86 permet de prévoir et de contrôler le mode de rupture par une étude plus détaillée du comportement à l'ultime. Le calcul de résistance prévoit donc la vérification du mode de rupture ductile, de quatre modes de rupture fragile pour un chargement parallèle au fil du bois, soit le cisaillement par files, le déchirement de groupe, la rupture par traction nette, ainsi que d'un mode de rupture fragile pour un chargement perpendiculairement au fil du bois, soit le fendage (figure 28). De plus, une vérification du cisaillement doit être effectuée si l'assemblage crée un effort tranchant tout en réduisant la section efficace de la poutre.

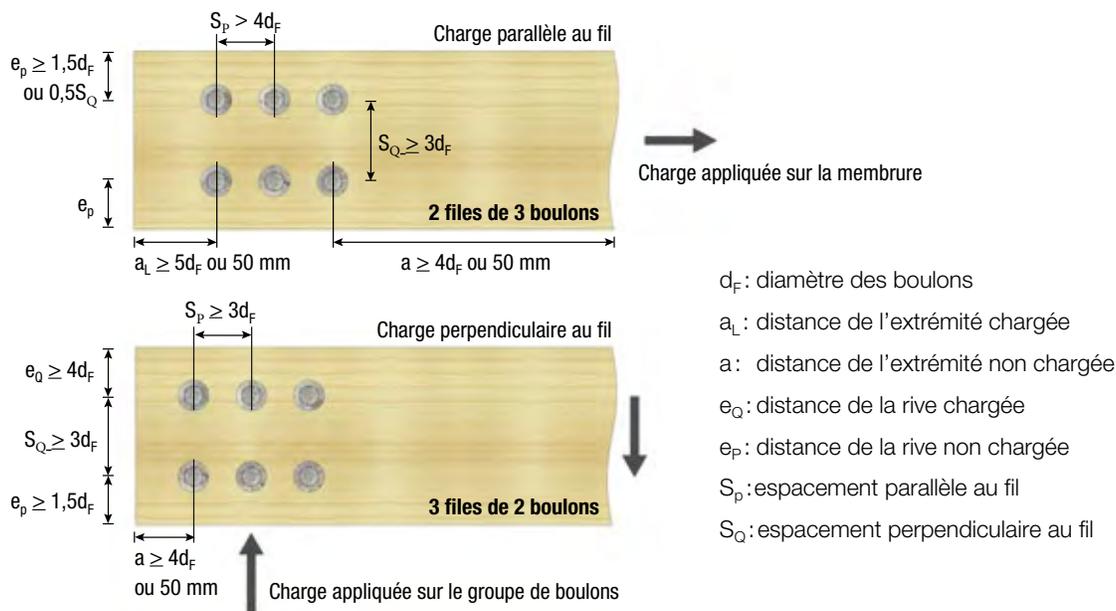


FIGURE 27 • Distances et espacements minimaux pour les boulons et les goujons (CSA O86, figures 12.5 et 12.6)

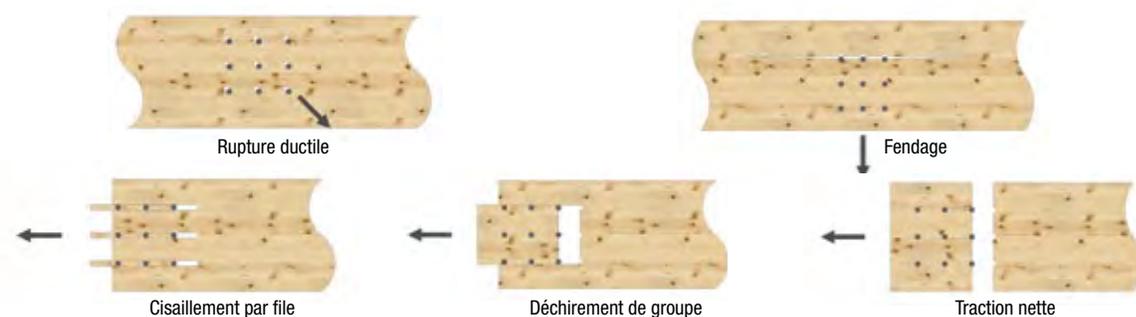


FIGURE 28 • Modes de ruptures ductile et fragile nécessitant une vérification (adaptée de CSA O86, figure 12.8)

Cette méthode de calcul permet de mieux évaluer les résistances des différents modes de rupture. Elle offre donc la possibilité au concepteur de modifier les différents paramètres de l'assemblage pour contrôler son comportement à l'ultime et, éventuellement, d'éviter qu'un mode de rupture fragile soit prédominant.

Rupture ductile

La rupture ductile (CSA O86, art.12.4.4.3) survient lorsque l'écrasement local du bois intervient seul ou se combine à la plastification de la tige d'acier pour provoquer un déplacement excessif dans l'assemblage (**figure 29**). On la qualifie de ductile en raison de l'importante déformation plastique qu'elle permet d'atteindre avant la rupture. Comme la résistance à l'enfoncement du bois varie selon l'orientation de la charge par rapport au fil, la vérification de la rupture ductile doit être faite à la fois pour les chargements parallèles, perpendiculaires ou à un angle θ par rapport au fil.

L'élanement du boulon et la densité du bois jouent un grand rôle dans la détermination de la résistance ductile d'un assemblage. La norme CSA O86 fournit les équations qui permettent d'évaluer l'effort requis pour obtenir chacun des types de déformation possibles. Les équations (a), (b), (c) et (f) supposent que seule la résistance à l'enfoncement du bois est sollicitée, alors que les équations (d), (e) et (g) tiennent aussi compte de la création d'une ou de plusieurs rotules plastiques dans la tige d'acier (**figure 30**).

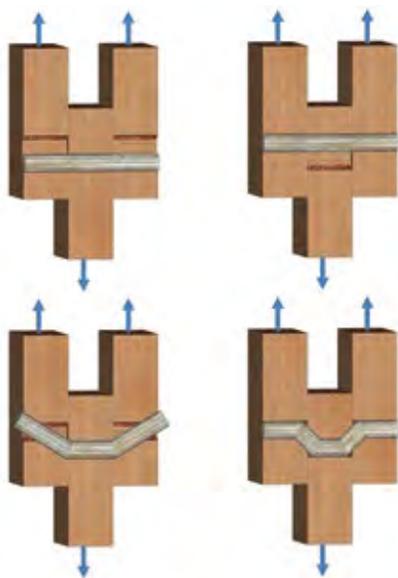


FIGURE 29 • Modes de rupture ductile d'un assemblage par goujons reliant trois membrures de bois

Les modes (a), (b), (d), (e), (f) et (g) doivent être vérifiés pour un assemblage liant deux membrures en simple cisaillement, alors que les modes (a), (c), (d) et (g) sont possibles pour les assemblages liant trois membrures en cisaillement double. Le mode de déformation le plus probable dépend de la configuration de l'assemblage et est déterminé par l'équation donnant la moins grande résistance. La plus faible valeur obtenue peut donc être considérée comme la résistance unitaire de l'attache en rupture ductile par plan de cisaillement.

La résistance à l'enfoncement des différents matériaux utilisés dans l'assemblage est indiquée dans la norme CSA O86, à l'article 12.4.4.3.3.1 pour le bois et à l'article 12.4.4.3.3.2 pour les autres matériaux (acier ou béton).

Les épaisseurs t_1 et t_2 devront être déterminées, conformément à la figure 12.4 de la norme CSA O86 (**figure 31**).

Cisaillement par files



Le calcul de la résistance au cisaillement par files (CSA O86, art.12.4.4.4) est nécessaire en cas de chargement en traction parallèle au fil. Si un effort à angle est appliqué, seule la composante parallèle au fil sera utilisée pour ce calcul. Le cisaillement par files implique que chaque file de boulons cède de façon indépendante en se détachant de la pièce principale. Ce mode de rupture fragile dépend de l'essence utilisée et de la disposition géométrique de l'assemblage (nombre de boulons, distances d'extrémité, entraxe, épaisseur de l'élément). Un coefficient K_{Is} est utilisé pour tenir compte du nombre de faces chargées (**figure 32**). La distance critique a_{cr} est définie comme la plus petite valeur entre la distance d'extrémité chargée (a_L) et l'espacement entre les connecteurs dans une file (S_R) (**figure 33**).

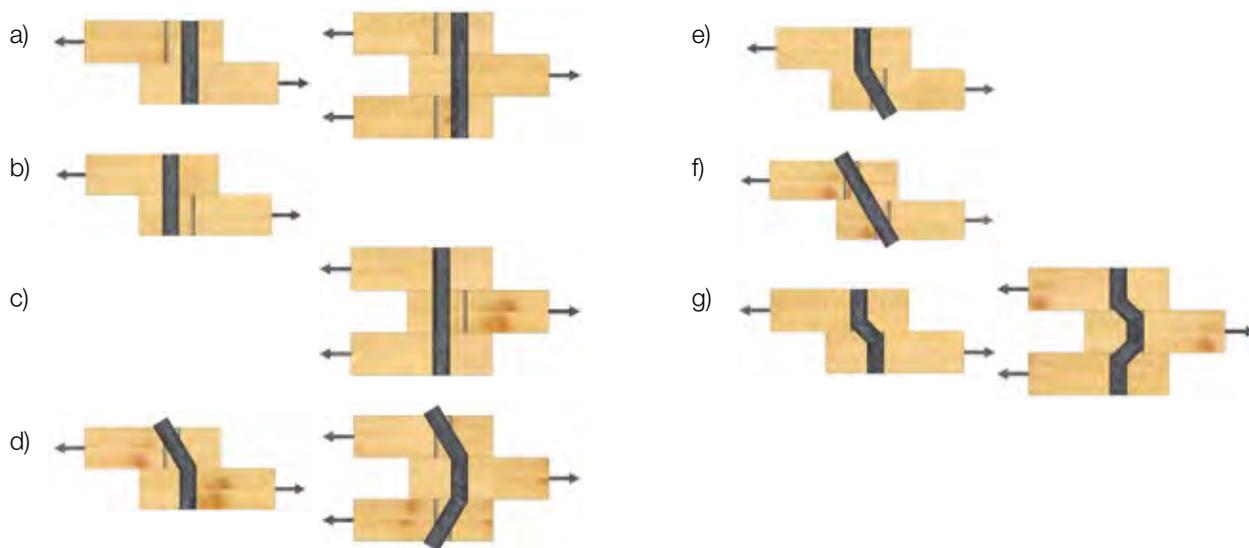


FIGURE 30 • Modes de rupture ductile unitaires selon le modèle européen (Adaptée de CSA O86)

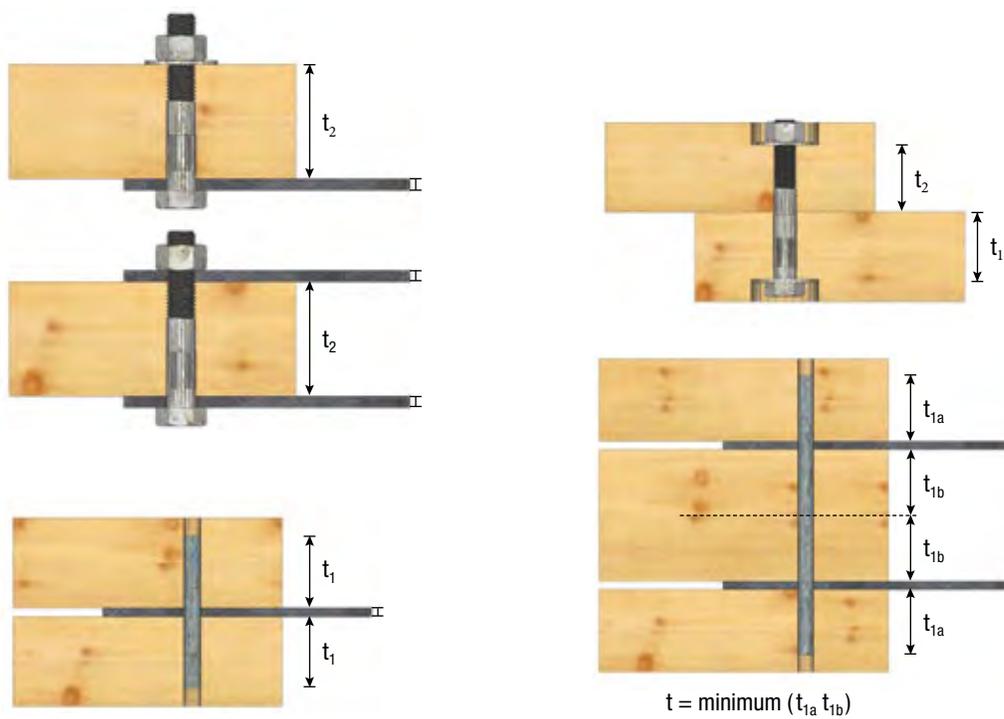


FIGURE 31 • Épaisseurs t_1 et t_2 selon la disposition (adaptée de CSA O86, figure 12.4)

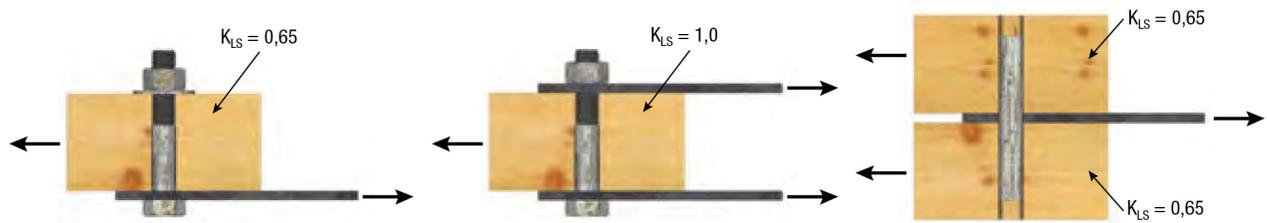


FIGURE 32 • Coefficient K_{LS} selon les conditions de cisaillement (adaptée de CSA O86, figure 12.9)

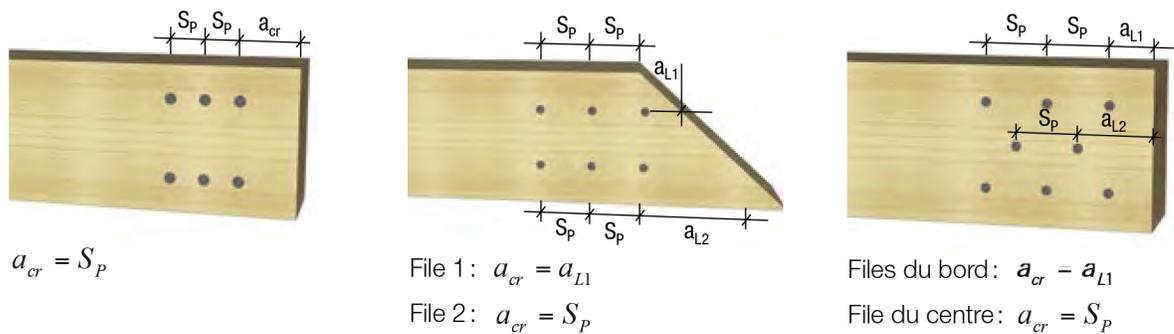


FIGURE 33 • Valeur de a_{cr}

Déchirement de groupe



Le déchirement de groupe peut être considéré comme la combinaison d'une rupture en cisaillement de files et d'une rupture en traction nette. Ce type de rupture fragile ne peut se produire qu'en cas de chargement en traction parallèle au fil. On calcule la résistance d'un assemblage au déchirement de groupe en utilisant la résistance au cisaillement des deux files d'extrémités, ainsi que celle en traction de l'aire nette (A_{PGi}) (CSA O86, art.12.4.4.5).

L'aire nette (A_{PGi}) est obtenue en multipliant l'épaisseur de l'élément par la longueur du bout de la section boulonnée, réduite en fonction du nombre de boulons qu'elle contient et de la taille du supplément de perçage autour des boulons, s'il y a lieu (équation 3).

$$A_{PGi} = t \cdot [(n_R - 1)(S_Q - d_F)] \quad (3)$$

où: t = épaisseur de la membrure (en mm)

n_R = le nombre de files (en mm)

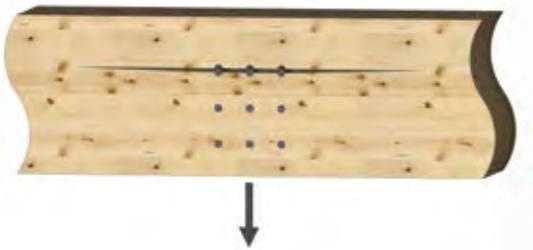
S_Q = Espacement perpendiculaire au fil du bois (en mm)

d_f = diamètre du boulon (en mm)



Traction nette

La résistance à la traction d'une membrure au niveau de l'assemblage est affaiblie par la présence des trous de boulons (CSA O86, art.12.4.4.6). La résistance à la traction doit être révisée en fonction de l'aire nette à l'aide des équations de l'article 6.5.8 pour le bois de sciage ou de l'article 7.5.11 pour le bois lamellé-collé. L'aire nette ne doit jamais représenter une réduction de plus de 25 % de l'aire de la section brute. La rupture du bois en traction étant brusque et fragile, il est souhaitable qu'elle ne gouverne pas la résistance de l'assemblage.



Fendage

Lorsqu'un assemblage sollicite une membrure perpendiculairement au fil du bois, le concepteur doit s'assurer que les attaches soient placées de façon à éviter une rupture fragile en traction perpendiculaire. La résistance au fendage est fonction de la géométrie de l'assemblage car l'augmentation du rapport de la hauteur effective sur la hauteur totale (d_e/d) diminuera proportionnellement les risques de fendage (CSA O86, art.12.4.4.7). La résistance au fendage doit être plus grande que la charge pondérée appliquée perpendiculairement au fil du bois.

Cisaillement net

L'effort de cisaillement transmis perpendiculairement à une poutre par un assemblage doit être repris par la hauteur effective (d_e) et non par la hauteur totale (d) (CSA O86, art.12.2.1.6). La résistance en cisaillement doit donc être revue en fonction de la hauteur effective (d_e) à l'aide des équations des articles 6.5.4 et 7.5.7.

La résistance au cisaillement nette doit être supérieure aux efforts de cisaillement prévus pondérés. Ces efforts de cisaillement dépendent de la position de l'assemblage sur la longueur de la poutre. Par exemple, comme l'indique la **figure 34**, l'effort de cisaillement maximal sera de $P/2$ si la charge P est située au centre de la poutre, ou $3P/4$ si elle est située au quart de la poutre.

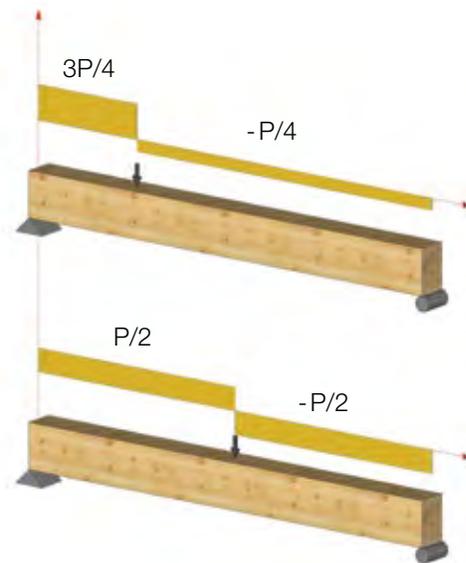


FIGURE 34 • Effort de cisaillement induit dans une poutre en fonction de la position de P [23]

Boulon chargé axialement

Si les boulons sont chargés axialement (ou une composante de la force est parallèle à l'axe du boulon), la résistance de ces boulons doit être évaluée en deux étapes : la résistance du boulon en traction et la résistance du bois à l'écrasement. Cette dernière vérification est proportionnelle à la surface comprimée qui se calcule, par exemple, comme l'aire de la rondelle moins celle du trou. Les rondelles ou les plaques doivent respecter la taille et l'épaisseur spécifiée (CSA O86, art.12.4.5).

Exemples

Les exemples présentés dans ce guide utilisent les formules du CSA O86^[3]. D'autres exemples de calcul utilisant des tables simplifiées sont présentés dans le *Manuel de calcul des charpentes en bois* du Conseil canadien du bois^[4].



Exemple 1 – Boulons

Un assemblage est constitué de deux pièces de 64 x 184 mm et d'une pièce de 89 x 184 mm en bois d'œuvre E-P-S n° 1/n° 2. Les boulons (ASTM A307) ont un diamètre de 12,7 mm (½ po) et sont distribués en trois files de quatre boulons. On cherche la résistance de cet assemblage en traction parallèle au fil.



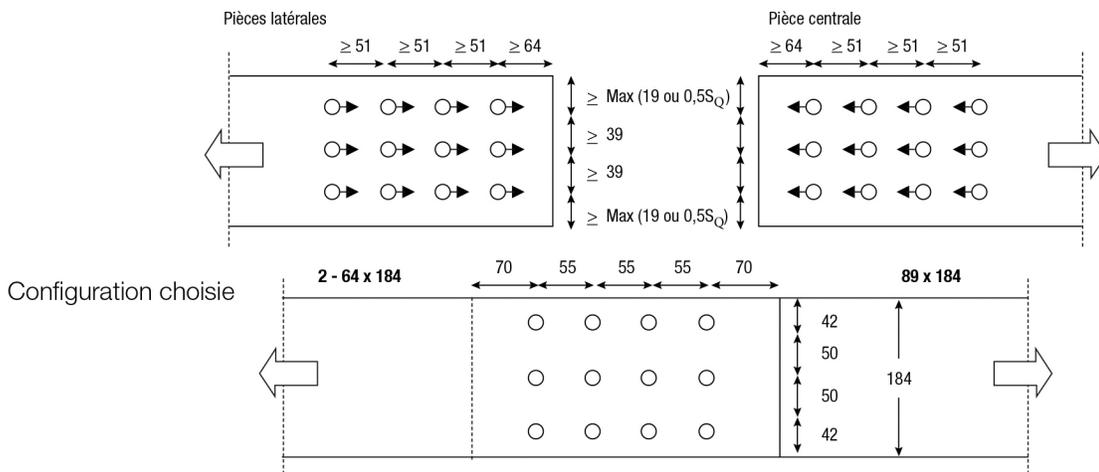
Les facteurs de modification doivent être déterminés :

$K_D = 1$	Tableau 5.1	Le présent calcul considère la charge totale pondérée, calculée selon une combinaison de la charge permanente et de la charge d'utilisation. La charge la plus courte de cette combinaison est utilisée pour déterminer KD, à moins que la charge permanente ne soit plus grande que la charge de durée normale (art. 5.3.2.2).
$K_{SF} = 1$	Tableau 12.1	L'assemblage est fabriqué à l'aide de bois sec (TH < 19 %) et sera utilisé en milieu sec, c'est-à-dire qu'il ne sera pas ou rarement exposé à l'eau.
$K_{SV} = 1$	Tableau 6.10	L'assemblage sera utilisé en milieu sec.
$K_{St} = 1$	Tableau 6.10	L'assemblage sera utilisé en milieu sec.
$K_T = 1$	Tableau 6.11	Le bois utilisé n'est pas traité avec un produit ignifuge ou chimique, ni incisé.

La charge est appliquée parallèlement au fil du bois et sollicite l'assemblage en traction. La résistance ductile doit être calculée en tout temps. Comme la charge est parallèle au fil, il faudra aussi déterminer la résistance au cisaillement des files, au déchirement de goupe et à la traction nette.

• Géométrie

Distances minimales $d_F = 12,7$ mm



• Calcul de la résistance ductile

$$N_r = \phi_y n_u n_s n_f$$

art. 12.4.4.3.1



Résistance à l'enfoncement du bois

$$d_F = 12,7 \text{ mm}$$

$G = 0,42$ (densité du bois) tableau A11

Pièces latérales

$$f_1 = 50G(1 - 0,01d_F) J_X K_D K_{SF} K_T = 50(0,42)(1 - 0,01 \cdot 12,7)(1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1) = 18,3 \text{ MPa}$$

art. 12.4.4.3.3.1

$$t_1 = 64 \text{ mm}$$

$$J_X = 1$$

Pièce centrale

$$f_2 = 50G(1 - 0,01d_F) J_X K_D K_{SF} K_T = 50(0,42)(1 - 0,01 \cdot 12,7)(1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1) = 18,3 \text{ MPa}$$

art. 12.4.4.3.3.1

$$t_2 = 89 \text{ mm}$$

$$J_X = 1$$

Boulon

$$f_y = 310 \text{ MPa}$$

art. 12.4.4.3.3.3

$$d_F = 12,7 \text{ mm}$$

Le calcul de la résistance ductile unitaire (par connecteur), n_u , est déterminé par les équations de l'article 12.4.4.3.2. Pour un assemblage à trois membres, quatre modes de rupture sont possibles: a), c), d) et g).

Équation a) $n_u = f_1 d_F t_1$

= 14,9 kN

Équation c) $n_u = \frac{1}{2} f_2 d_F t_2$

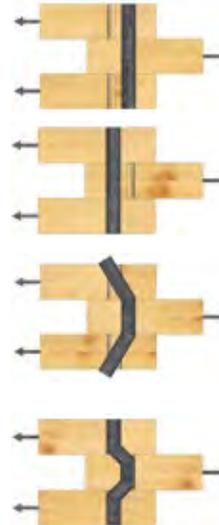
= 10,4 kN

Équation d) $n_u = f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_2}{(f_1 + f_2)} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{t_1}{5d_F} \right)$

= 6,5 kN

Équation g) $n_u = f_1 d_F^2 \sqrt{\frac{2}{3} \frac{f_2}{(f_1 + f_2)} \frac{f_y}{f_1}}$

= 7,0 kN



L'équation d) gouverne avec une résistance ductile latérale unitaire de 6,5 kN par plan de cisaillement. Pour ce mode de rupture, deux rotules plastiques se forment dans le boulon à chaque interface entre deux membrures, les déformations dans le bois apparaissant principalement dans les pièces latérales.

Résistance de l'assemblage

$n_s = 2$ (nombre de plans de cisaillement)

$n_f = 12$ (nombre de connecteurs)

$N_r = \phi_y n_u n_s n_f$

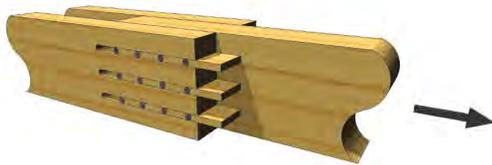
$N_r = 0,8 \cdot 6,5 \cdot 2 \cdot 12 = 124,6 \text{ kN}$

La résistance ductile de l'assemblage est donc de 124,6 kN.

• Calcul de la résistance au cisaillement par files

$$PR_{ij} = 1,2 f_v (K_D K_{SV} K_T) K_{ls} t n_c a_{cri}$$

art. 12.4.4.4



La résistance au cisaillement d'une file est fonction de la longueur de la file (l'aire cisailée) et de la résistance de l'essence utilisée au cisaillement longitudinal. Lorsqu'une seule face de l'élément en bois est chargée, comme dans le cas des deux pièces latérales, un coefficient K_{ls} vient réduire la résistance de la file d'attaches.

Pour les deux pièces latérales (64 x 184 mm)

$f_v = 1,5 \text{ MPa}$ (résistance prévue au cisaillement longitudinal)

tableau 6.4

$K_{ls} = 0,65$ (pièces de côté, chargées sur une seule face)

figure 12.9

$t = 64 \text{ mm}$ (épaisseur des éléments latéraux)

$n_c = 4$ (nombre d'attaches dans chaque file)

$n_R = 3$ (nombre de files)

La longueur a_{cri} est la plus petite valeur entre a_L , la distance d'extrémité chargée, et S_p , la distance entre les boulons dans le sens parallèle au fil.

$a_L = 70 \text{ mm}$

$S_p = 55 \text{ mm}$

$a_{cri} = \min(a_L; S_p) = \min(70; 55) = 55 \text{ mm}$

Résistance d'une file d'attaches :

$$PR_{ij} = 1,2 f_v (K_D K_{SV} K_T) K_{ls} t n_c a_{cri} = 1,2 \cdot 1,5 \text{ MPa} \cdot (1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 0,65 \cdot 64 \text{ mm} \cdot 4 \cdot 55 \text{ mm} = 16\,474 \text{ N} = 16,5 \text{ kN}$$

Résistance totale pour chaque pièce latérale (résistance d'une file x nombre de files):

$$\phi_w = 0,7$$

$$n_R = 3$$

$$PR_{ri} = \phi_w PR_{ij \min} n_R = 0,7 \cdot 16,5 \cdot 3 = 34,6 \text{ kN}$$

Résistance totale (résistance d'un élément x nombre d'éléments):

$$PR_{rT} = \sum (PR_{ri}) = 2 \times 34,6 \text{ kN} = 69,2 \text{ kN} \quad (\text{il y a deux pièces})$$

Pour la pièce centrale (89 x 184 mm)

$K_{ls} = 1,0$ (la pièce centrale est chargée sur les deux faces)

$$t = 89 \text{ mm}$$

Résistance d'une file d'attaches:

$$PR_{ij} = 1,2 f_v (K_D K_{SV} K_T) K_{ls} t n_c a_{cri} = 1,2 \cdot 1,5 \text{ MPa} \cdot (1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 1,0 \cdot 89 \text{ mm} \cdot 4 \cdot 55 \text{ mm} = 35\,244 \text{ N} = 35,2 \text{ kN}$$

Résistance totale pour l'élément (résistance d'une file x nombre de files):

$$\phi_w = 0,7$$

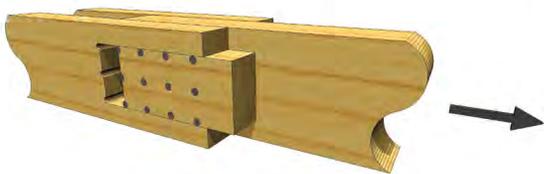
$$n_R = 3$$

$$PR_{ri} = \phi_w PR_{ij \min} n_R = 0,7 \cdot 35,2 \cdot 3 = 74,0 \text{ kN}$$

Résistance totale:

$$PR_{rT} = 74,0 \text{ kN} \quad (\text{il n'y a qu'une seule pièce})$$

• Calcul de la résistance au déchirement de groupe



On additionne la valeur moyenne de résistance au cisaillement des files extrêmes et la résistance à la traction de la section nette en bout d'assemblage.

$$PG_{ri} = \phi_w \left[\frac{(PR_{il} + PR_{inR})}{2} + [f_{ti} (K_D K_{St} K_T) A_{PGi}] \right] \quad \text{art. 12.4.4.5}$$

Pour les deux pièces latérales

$$f_t = 5,5 \text{ MPa} \quad (\text{résistance prévue à la traction de fil})$$

tableau 6.4

L'aire nette perpendiculaire critique, A_{PGi} , est la section de bois minimale résistant à l'arrachement d'un groupe de boulons dans un élément donné, c'est-à-dire l'aire entre les deux rangées extérieures (1 et n_R) en mm^2 et excluant les orifices des boulons. On considère que le trou du boulon sera de 2 mm plus grand que le diamètre de la tige.

$$A_{PGi} = t \cdot [(n_R - 1)(S_Q - (d_f + 2))] = 64 \cdot [(3 - 1)(50 - (12,7 + 2))] = 4\,518 \text{ mm}^2$$

$$PR_{i1} = PR_{inR} = 16\,474 \text{ N} \text{ (résistance au cisaillement d'une file, calculée à l'étape 2)}$$

Résistance au déchirement de groupe pour un élément latéral :

$$PG_{ri} = \phi_w \left[\frac{(PR_{i1} + PR_{inR})}{2} + [f_{ti}(K_D K_{St} K_T) A_{PGi}] \right]$$

$$PG_{ri} = 0,7 [16\,474 + [5,5 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 4\,518]] = 28\,927 \text{ N} = 28,9 \text{ kN}$$

Résistance totale :

$$PG_{rT} = \sum (PG_{ri}) = 2 \times 28,9 \text{ kN} = 57,9 \text{ kN} \text{ (il y a deux pièces)}$$

Pour la pièce centrale

$$A_{PGi} = 89 \cdot [(2)(50 - (12,7 + 2))] = 6\,283 \text{ mm}^2$$

$$PR_{i1} = PR_{inR} = 35\,244 \text{ N} \text{ (résistance au cisaillement d'une file, calculée à l'étape 2)}$$

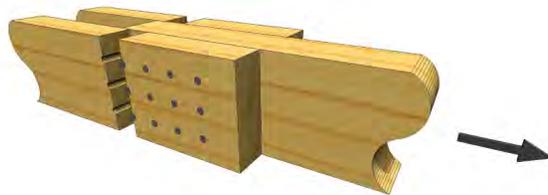
Résistance au déchirement en groupe pour un élément :

$$PG_{ri} = 0,7 [35\,244 \text{ N} + [5,5 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 6\,283]] = 48\,862 \text{ N} = 48,9 \text{ kN}$$

Résistance totale :

$$PG_{rT} = 48,9 \text{ kN} \text{ (il n'y a qu'une seule pièce)}$$

- Calcul de la résistance à la traction nette



$$T_r = \phi \cdot F_t A_n K_{zt}$$

art. 12.4.4.6

art. 6.5.8

Cette vérification reprend les équations sur la résistance en traction du chapitre 6 pour les pièces en bois d'œuvre et du chapitre 7 pour celles en lamellé-collé.

Pour les deux pièces latérales

L'aire nette de la section est calculée à l'aide de l'aire de la section brute moins l'aire des trous pratiqués pour les boulons.

$h = 184 \text{ mm}$ (hauteur de l'élément)

$$A_n = t \cdot (h - n_F (d_F + 2)) = 64 \cdot (184 - 3(12,7 + 2)) = 8\,954 \text{ mm}^2$$

$$A_g = t \cdot h = 64 \cdot 184 = 11\,776 \text{ mm}^2$$

$$A_n / A_g = 8\,954 / 11\,776 = 76 \% \geq 75 \% \checkmark$$

art. 12.4.4.6.2

$f_t = 5,5 \text{ MPa}$ (résistance prévue à la traction de fil)

tableau 6.4

$K_{zt} = 1,2$ (coefficient de dimension)

tableau 6.13

$$T_r = \phi \cdot f_t (K_D K_H K_{st} K_T) A_n K_{zt} = 0,9 \cdot 5,5 (1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 8\,954 \cdot 1,2 = 53\,186 \text{ N} = 53,2 \text{ kN}$$

$$T_{NFT} = \sum (T_{Ni}) = 2 \times 53,2 \text{ kN} = 106,4 \text{ kN} \text{ (il y a deux pièces)}$$

Pour la pièce centrale

$$A_n = 89 \cdot (184 - 3(12,7 + 2)) = 12\,451 \text{ mm}^2$$

art. 12.4.4.6.2

$$A_g = t \cdot h = 89 \cdot 184 = 16\,376 \text{ mm}^2$$

$$A_n / A_g = 12\,451 / 16\,376 = 76 \% \geq 75 \% \checkmark$$

$K_{zt} = 1,2$ (coefficient de dimension)

tableau 6.13

$$T_r = 0,9 \cdot 5,5 (1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 12\,451 \cdot 1,2 = 73\,960 \text{ N} = 74,0 \text{ kN}$$

$$T_{NFT} = 74,0 \text{ kN} \text{ (il n'y a qu'une seule pièce)}$$

• Résistance de l'assemblage

Résistance ductile	$N_r =$	124,6	kN
Pièces latérales			
Cisaillement par files	$PR_{rT} =$	69,2	kN
Déchirement en groupe	$PG_{rT} =$	57,9	kN
Traction nette	$T_{NrT} =$	106,4	kN
Pièce centrale			
Cisaillement par files	$PR_{rT} =$	74,0	kN
Déchirement en groupe	$PG_{rT} =$	48,9	kN
Traction nette	$T_{NrT} =$	74,0	kN

La résistance au déchirement en groupe est plus critique sur la pièce centrale (48,9 kN) que sur les pièces latérales (57,9 kN). On pourrait donc aisément améliorer la capacité globale de l'assemblage en augmentant, par exemple, l'épaisseur de la membrure centrale.

On peut toutefois constater que la résistance de l'assemblage en rupture ductile (N_r) est de loin supérieure aux trois résistances en rupture fragile. La résistance maximale que l'on peut obtenir avec 12 boulons de $\frac{1}{2}$ po est de 124,6 kN. Pour atteindre cette valeur il faudrait modifier les distances a_L , d_F , S_P ou S_Q jusqu'à ce que la résistance ductile gouverne.

Toutefois, la traction nette demeure problématique. Pour que l'assemblage atteigne un comportement ductile, il faudrait augmenter l'aire de la section nette en diminuant le diamètre des boulons ou diminuer le nombre de boulons. Deux options sont présentées.

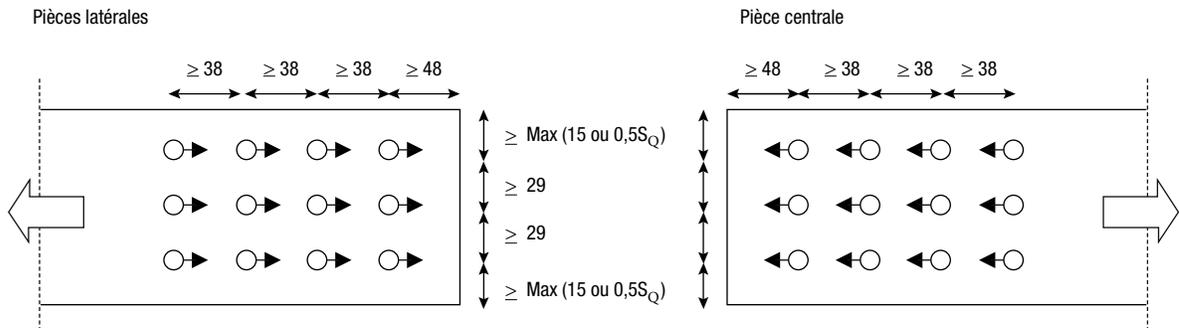
La résistance de l'assemblage est donc de 48,9 kN en raison du mode de rupture par déchirement de groupe dans la pièce centrale.

Exemple 1 – Option 1

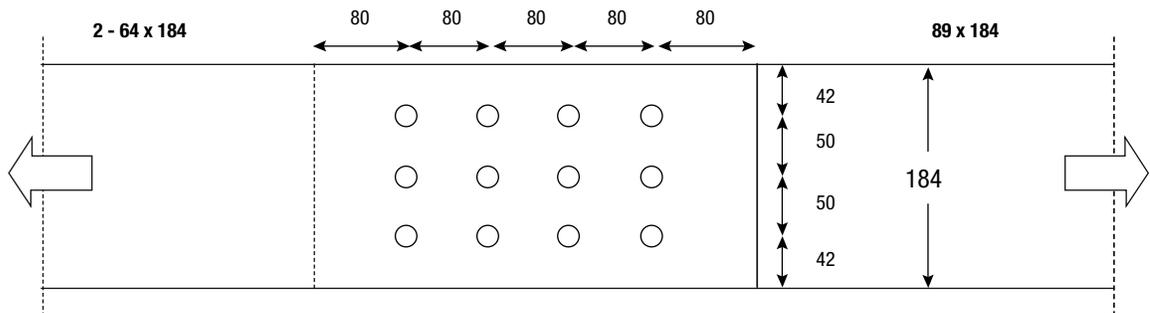
On utilise des boulons de 9,5 mm ($\frac{3}{8}$ po) au lieu de 12,7 mm ($\frac{1}{2}$ po) et on augmente S_p et a_L à 80 mm.

• Géométrie

Distances minimales $d_F = 9,5$ mm



Configuration choisie



• Résistance de l'assemblage

Résistance ductile	$N_r =$	76,8	kN
Pièces latérales			
Cisaillement par files	$PR_{r,T} =$	100,6	kN
Déchirement en groupe	$PG_{r,T} =$	71,5	kN
Traction nette	$T_{Nr,T} =$	113,7	kN
Pièce centrale			
Cisaillement par files	$PR_{r,T} =$	107,7	kN
Déchirement en groupe	$PG_{r,T} =$	62,3	kN
Traction nette	$T_{Nr,T} =$	79,0	kN

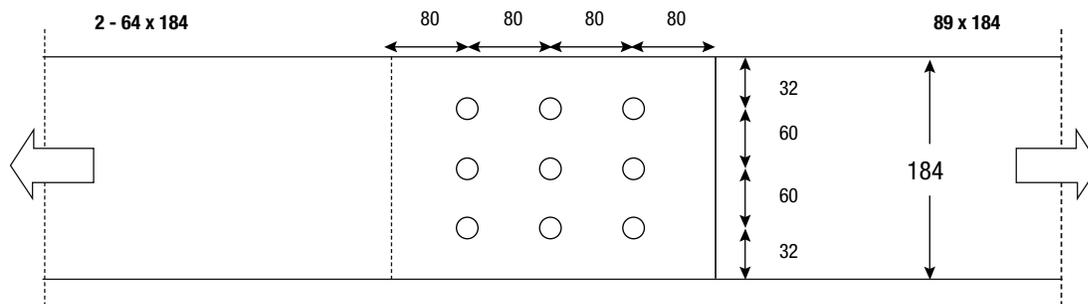
Dans ce cas, la résistance au déchirement de groupe de la pièce centrale (89 x 184 mm) est toujours inférieure à la résistance ductile. La performance du système a tout de même été améliorée de 27 % (62,3 kN vs 48,9 kN).

Exemple 1 – Option 2

On utilise trois files de trois boulons 9,5 mm et on augmente la distance S_O à 60 mm (vérifier la distance de rive), S_P et a_L restent à 80 mm.



• Géométrie



• Résistance de l'assemblage

Résistance ductile	$N_f =$	57,6	kN
Pièces latérales			
Cisaillement par files	$PR_{r,T} =$	75,5	kN
Déchirement en groupe	$PG_{r,T} =$	73,0	kN
Traction nette	$T_{Nr,T} =$	113,7	kN
Pièce centrale			
Cisaillement par files	$PR_{r,T} =$	80,7	kN
Déchirement en groupe	$PG_{r,T} =$	60,2	kN
Traction nette	$T_{Nr,T} =$	79,0	kN

La résistance globale de l'option 2 est réduite par rapport à l'option 1 (57,6 kN au lieu de 62,3 kN), mais la rupture ductile gouverne. Cette configuration utilise moins de boulons et offre une meilleure résistance ultime que la solution de départ, en augmentant légèrement la longueur de l'assemblage (320 mm au lieu de 305 mm pour la solution de départ et 400 mm pour l'option 1). Il aurait aussi été possible d'envisager un assemblage de 2 files de 3 boulons de 12,7 mm ($\frac{1}{2}$ po) espacés de 100 mm.



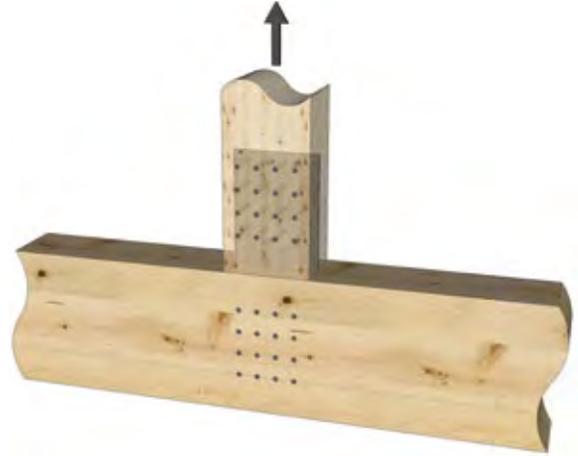
Exemple 2 – Boulons

L'assemblage est constitué d'un tirant supportant une poutre à mi-portée. Les membrures sont en bois lamellé-collé Douglas-mélèze. La jonction est assurée par une plaque insérée de 6,35 mm d'épaisseur. Seize boulons de 12,7 mm ($\frac{1}{2}$ po) sont utilisés dans chaque membrure. On cherche à connaître la résistance de cet assemblage en traction.

L'assemblage est en milieu sec, c'est-à-dire qu'il ne sera pas ou rarement exposé à l'eau; le bois n'est pas traité avec un produit ignifuge ou chimique, ni incisé, et les charges pondérées sont d'une durée d'application normale.

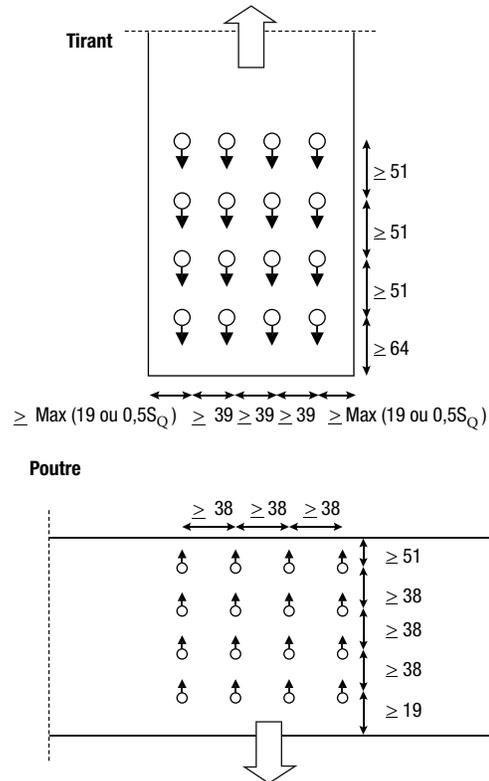
$$K_{SF} = K_{Sv} = K_{St} = K_T = K_D = 1,0$$

Cette configuration d'assemblage nécessite une vérification en deux étapes: la résistance du tirant et celle de la poutre.

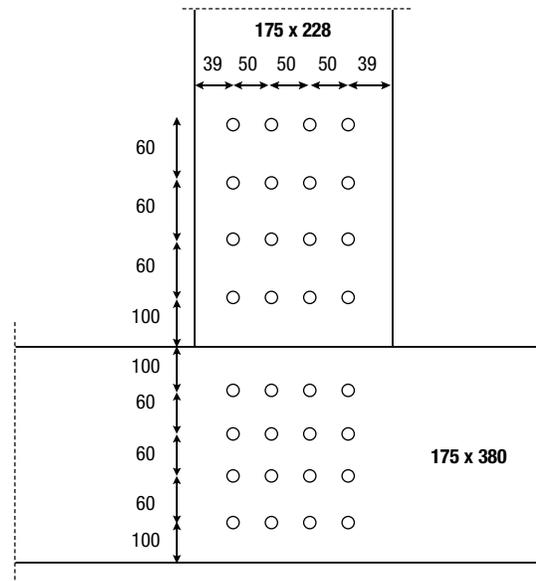


• Géométrie

Distances minimales $d_F=12,7\text{mm}$



Configuration choisie



Vérification du tirant

D-M 18t-E 175 x 228 mm

Les vérifications du tirant sont semblables à celles de l'exemple 1.

• Calcul de la résistance ductile

$$N_r = \phi_y n_u n_s n_f$$

Pièces latérales en bois

$$J_x = 1$$

$$f_1 = 50G(1 - 0,01d_F) J_x K_D K_{SF} K_T = 50 \cdot 0,49(1 - 0,01 \cdot 12,7) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 21,4$$

$$t_1 = 84 \text{ mm}$$

Pièce centrale en acier

$$f_u = 450 \text{ MPa (acier conforme à la norme CSA G40.21)}$$

$$f_2 = 3f_u \left(\frac{\phi_{acier}}{\phi_y} \right) = 3 \cdot 450 \left(\frac{0,8}{0,8} \right) = 1350 \text{ MPa}$$

$$t_2 = 6,35 \text{ mm}$$

Boulon

$$f_y = 310 \text{ MPa}$$

$$d_F = 12,7 \text{ mm}$$

art. 12.4.4.3



art. 12.4.4.3.3.1

art. 12.4.4.3.3.2a)

art. 12.4.4.3.3.3

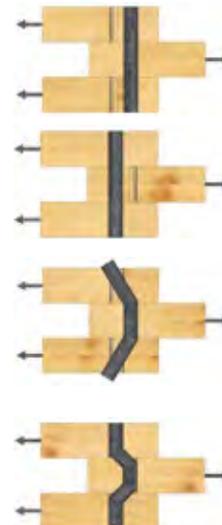
Le calcul de la résistance ductile unitaire (par connecteur), n_u , est déterminé par les équations de l'article 12.4.4.3.2. Pour un assemblage à trois membrures, quatre modes de rupture sont possibles : a), c), d) et g).

Équation a) $n_u = f_1 d_F t_1 = 22,8 \text{ kN}$

Équation c) $n_u = \frac{1}{2} f_2 d_F t_2 = 54,4 \text{ kN}$

Équation d) $n_u = f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_2}{f_1 + f_2} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{t_1}{5d_F} \right) = 9,9 \text{ kN}$

Équation g) $n_u = f_1 d_F^2 \sqrt{\frac{2}{3} \frac{f_2}{f_1 + f_2} \frac{f_y}{f_1}} = 10,6 \text{ kN}$



L'équation d) gouverne. La résistance ductile unitaire est donc de 9,9 kN/plan de cisaillement.

$$n_s = 2 \text{ (nombre de plans de cisaillement)}$$

$$n_f = 16 \text{ (nombre de fixations)}$$

$$N_r = \phi_y n_u n_s n_f = 0,8 \cdot 9,9 \text{ kN} \cdot 2 \cdot 16 = 253,0 \text{ kN}$$

art.12.4.4.3.1

• Calcul de la résistance au cisaillement par files



$$PR_{ij} = 1,2 f_v (K_D K_{Sv} K_T) K_{ls} t n_c a_{cri}$$

$$f_v = 2,0 \text{ MPa (résistance prévue au cisaillement)}$$

$$K_{ls} = 0,65 \text{ (pièce chargée sur une seule face)}$$

$$t = (175 - 6,35)/2 = 84 \text{ mm}$$

$$n_c = 4 \text{ (nombre d'attaches par file)}$$

$$a_{cri} = \min(a_L; S_p) = \min(100; 60) = 60 \text{ mm}$$

art. 12.4.4.4

tableau 7.2

figure 12.9

Résistance d'une file:

$$PR_{ij} = 1,2 f_v (K_D K_{Sv} K_T) K_{ls} t n_c a_{cri} = 1,2 \cdot 2,0 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 0,65 \cdot 84 \cdot 4 \cdot 60 = 31\,450 \text{ N} = 31,4 \text{ kN}$$

Résistance d'un élément:

$$PR_{ri} = \phi_w PR_{ij \min} n_R = 0,7 \cdot 31,4 \cdot 4 = 88,1 \text{ kN}$$

Résistance totale:

$$PR_{rT} = \sum(PR_{ri}) = 2 \times 88,1 \text{ kN} = 176,1 \text{ kN} \text{ (le tirant travaille comme deux pièces de 84 mm)}$$

• Calcul de la résistance au déchirement de groupe



$$PG_{ri} = \phi_w \left[\frac{(PR_{i1} + PR_{iR})}{2} + [f_{ti} (K_D K_{St} K_T) A_{PGi}] \right]$$

art. 12.4.4.5

Résistance d'un élément

$$f_m = 23,0 \text{ MPa (résistance prévue en traction nette)}$$

tableau 7.2

$$A_{PGi} = t \cdot [(n_R - 1)(S_Q - (d_F + 2))] = 84 \cdot [(3)(50 - (12,7 + 2))] = 8\,896 \text{ mm}^2$$

$$PG_{ri} = 0,7 [31\,450 \text{ N} + [23,0 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 9\,400]] = 165\,234 \text{ N} = 165,2 \text{ kN}$$

Résistance totale

$$PG_{rT} = \sum(PG_{ri}) = 2 \times 165,2 \text{ kN} = 330,5 \text{ kN}$$

• Calcul de la résistance à la traction nette



$$T_r = \phi \cdot F_{tn} \cdot A_n \quad \text{art. 12.4.4.6 et art. 7.5.11}$$

$$f_{tn} = 23,0 \text{ MPa} \quad \text{tableau 7.2}$$

$$A_n = t_{net} \cdot (h - n_F (d_F + 2)) = (175 - (6,35 + 1)) \cdot (228 - 4 \cdot (12,7 + 2)) = 28\,366 \text{ mm}^2$$

$$A_g = t \cdot h = 175 \cdot 228 = 39\,900 \text{ mm}^2$$

$$A_n / A_g = 28\,366 / 39\,900 = 71\% < 75\% \quad \text{x la réduction de l'aire est trop importante} \quad \text{art. 12.4.4.6.2}$$

$$T_{NrT} = \phi \cdot f_t (K_D K_H K_{St} K_T) A_n$$

$$T_{NrT} = 0,9 \cdot 23,0 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 28\,366 = 587\,184 \text{ N} = 587,2 \text{ kN}$$

• Calcul de la résistance en traction brute (vérification de section supplémentaire)



$$T_r = \phi \cdot F_{tg} \cdot A_g \quad \text{art. 12.4.4.6 et art. 7.5.11}$$

$$f_{tg} = 17,9 \text{ MPa} \quad \text{tableau 7.2}$$

$$A_g = 39\,900 \text{ mm}^2$$

$$F_{tg} = f_{tg} (K_D \cdot K_H \cdot K_{St} \cdot K_T)$$

$$\phi = 0,9$$

$$T_r = \phi \cdot f_{tg} \cdot (K_D \cdot K_H \cdot K_{St} \cdot K_T) \cdot A_g$$

$$T_r = 0,9 \cdot 17,9 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 39\,900 = 642,8 \text{ kN}$$

Vérification de la poutre

D-M 20f-E 175 x 380 mm

La charge est perpendiculaire au fil du bois. On vérifie la rupture ductile, le fendage et le cisaillement net dans la poutre.



• Calcul de la résistance ductile

La résistance ductile dans la poutre est différente de celle du tirant puisque le chargement agit perpendiculairement au fil.

$$N_r = \phi_y n_u n_s n_f \quad \text{art. 12.4.4.3}$$

Pièces latérales en bois

$$f_1 = 22G(1 - 0,01d_F) K_D K_{SF} K_T = 22 \cdot 0,49(1 - 0,01 \cdot 12,7) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 9,4 \text{ MPa} \quad \text{art. 12.4.4.3.1}$$

$$t_1 = 84 \text{ mm}$$

Pièce centrale en acier

$$f_u = 450 \text{ MPa (acier conforme à la norme CSA G40.21)}$$

art. 12.4.4.3.3.2

$$f_2 = 3f_u \left(\frac{\phi_{acier}}{\phi_y} \right) = 3 \cdot 450 \left(\frac{0,8}{0,8} \right) = 1350 \text{ MPa}$$

$$t_2 = 6,35 \text{ mm}$$

Boulon

$$f_y = 310 \text{ MPa}$$

art. 12.4.4.3.3.3

Le calcul de la résistance ductile unitaire (par connecteur), n_u , est déterminé par les équations de l'article 12.4.4.3.2. Pour un assemblage à trois membrures, quatre modes de rupture sont possibles : a), c), d) et g).

Équation a) $n_u = f_1 d_F t_1$

= 10,0 kN

Équation c) $n_u = \frac{1}{2} f_2 d_F t_2$

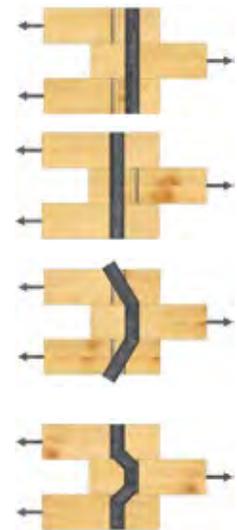
= 54,4 kN

Équation d) $n_u = f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_2}{(f_1 + f_2)} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{t_1}{5d_F} \right)$

= 5,6 kN

Équation g) $n_u = f_1 d_F^2 \sqrt{\frac{2}{3} \frac{f_2}{(f_1 + f_2)} \frac{f_y}{f_1}}$

= 7,1 kN



L'équation d) gouverne. La résistance ductile unitaire est inférieure dans le sens perpendiculaire au fil (5,6 kN au lieu de 9,9 kN).

$$n_s = 2 \text{ (nombre de plans de cisaillement)}$$

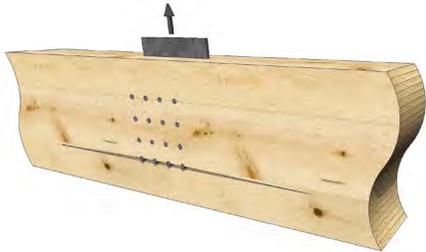
$$n_f = 16 \text{ (nombre de fixations)}$$

$$N_r = \phi_y n_u n_s n_f = 0,8 \cdot 5,6 \text{ kN} \cdot 2 \cdot 16 = 142,1 \text{ kN}$$

art. 12.4.4.3.1

La charge étant appliquée perpendiculairement au fil dans la poutre, la vérification du cisaillement des files, du déchirement en groupe et de la traction nette n'est pas nécessaire. La résistance au fendage (et au cisaillement) de la poutre avec une hauteur effective d_e doit être vérifiée.

Calcul de la résistance au fendage



$$QS_i = 14 \cdot t \sqrt{\frac{d_e}{1 - \frac{d_e}{d}}} \quad \text{art. 12.4.4.7}$$

$$d_e = d - e_p = 380 - 100 = 280 \text{ mm}$$

$$d = 380 \text{ mm}$$

$$t = 84 \text{ mm}$$

$$QS_i = 14 \cdot t \sqrt{\frac{d_e}{1 - \frac{d_e}{d}}} = 14 \cdot 84 \sqrt{\frac{280}{1 - \frac{280}{380}}} = 38\,360 \text{ N} = 38,4 \text{ kN}$$

$$QS_{ri} = \phi_w QS_i (K_D K_{SF} K_T) = 0,7 \cdot 38,4 \text{ kN} (1 \cdot 1 \cdot 1) = 26,9 \text{ kN}$$

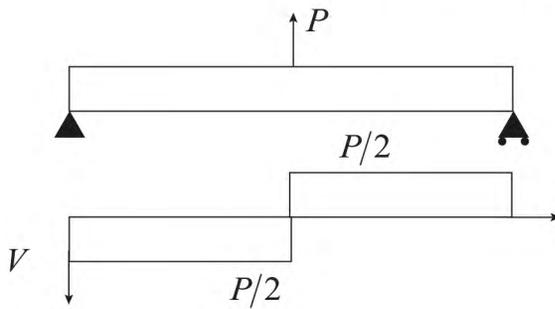
Résistance totale :

$$QS_{rT} = \sum(QS_{ri}) = 2 \times 26,9 \text{ kN} = 53,7 \text{ kN} \quad (\text{la poutre travaille comme deux pièces de } 84 \text{ mm})$$

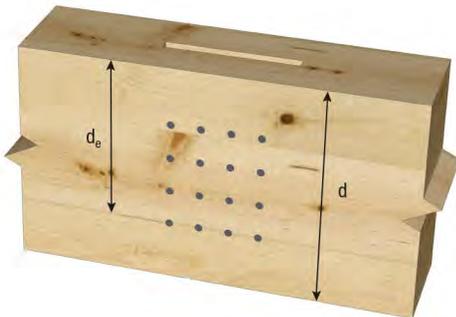
• Calcul de la résistance au cisaillement net

art. 12.2.1.6

Supposons que l'assemblage soit placé à mi-portée, l'effort de cisaillement V_f est égal à $P/2$ donc $V_r \geq P/2$ et $2V_r \geq P$.



La résistance de la poutre au cisaillement net tient compte de la hauteur effective d_e pour le calcul de l'aire brute.



On considère que la poutre a un volume inférieur à 2,0 m³. La résistance pondérée au cisaillement peut donc être calculée au moyen de la méthode simplifiée présentée à l'article 7.5.7.3 b)

$$V_r = \phi \cdot F_v \cdot \frac{2A_g}{3} = \phi \cdot f_v (K_D K_H K_{Sv} K_T) \cdot \frac{2A_g}{3} \quad \text{art. 7.5.7.3 b)}$$

$$\phi = 0,9$$

$$A_g = 2t \times d_e = 2 \cdot 84 \cdot 280 = 47\,040 \text{ mm}^2 \text{ (aire efficace pour la résistance au cisaillement)}$$

$$f_v = 2,0 \text{ MPa (résistance prévue au cisaillement)} \quad \text{tableau 7.2}$$

$$K_H = 1,0 \text{ (coefficient de partage des charges ne s'applique pas)} \quad \text{art. 7.4.4}$$

$$V_r = 0,9 \cdot 2 \text{ MPa} (1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot \frac{2}{3} \cdot 47\,040 \text{ mm}^2 = 56\,448 \text{ N} = 56,4 \text{ kN}$$

$$2V_r = 112,9 \text{ kN}$$

La poutre peut donc résister au cisaillement causé par une force de 112,9 kN appliquée en son centre.

• Résistance de l'assemblage

Tirant			
Résistance ductile	$N_r =$	253,0	kN
Cisaillement par files	$PR_{r,T} =$	176,1	kN
Déchirement en groupe	$PG_{r,T} =$	330,5	kN
Traction nette	$T_{Nr,T} =$	587,2	kN
Traction brute	$T_r =$	642,8	kN
Poutre			
Résistance ductile	$N_r =$	142,1	kN
Fendage	$QS_{r,T} =$	53,7	kN
Cisaillement de la poutre	$2V_r =$	112,9	kN

La résistance de l'assemblage est gouvernée par le fendage dans la poutre. Il est toutefois important de noter que l'assemblage du tirant n'est pas adéquat en raison d'une trop grande réduction de l'aire nette.

Pour augmenter la résistance de la poutre, il est possible d'augmenter son épaisseur ou de diminuer la distance de rive non chargée à son minimum afin d'obtenir un d_e maximal. Avec $e_p = 50$ mm et $d_e = 330$ mm, on obtient une résistance au fendage de 82,5 kN. Il s'agit de la valeur maximale que l'on peut obtenir avec ces dimensions de poutre.

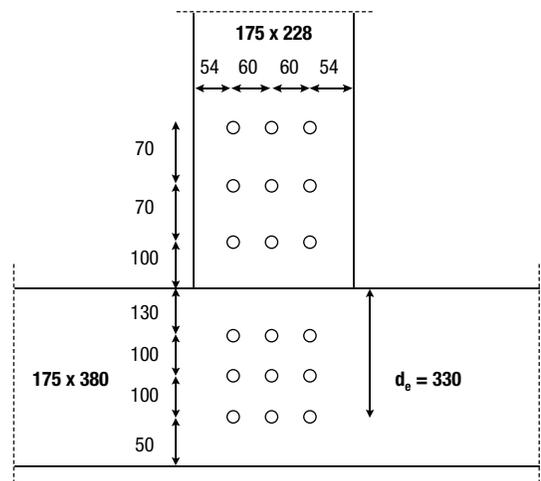
Le nombre de boulons est trop important pour l'effort que peut supporter la poutre perpendiculairement au fil selon cette configuration. La résistance ductile de la poutre est environ deux fois et demie supérieure à sa résistance au fendage (142,1 kN contre 53,7 kN). Il est possible d'optimiser l'assemblage en diminuant le nombre de boulons utilisés.

Exemple 2 – Option 1

Utiliser plutôt trois files de trois boulons 12,7 mm ($\frac{1}{2}$ po) pour les deux assemblages et une distance de rive non chargée, e_p , de 50 mm pour la poutre.



• Géométrie



• Résistance de l'assemblage – Option 1

Tirant			
Résistance ductile	$N_r =$	142,3	kN
Cisaillement de la file	$PR_{r,T} =$	115,6	kN
Déchirement en groupe	$PG_{r,T} =$	283,6	kN
Traction nette	$T_{Nr,T} =$	638,2	kN
Traction brute	$T_{r,T} =$	642,8	kN
Poutre			
Résistance ductile	$N_r =$	80,0	kN
Résistance au fendage	$QS_{r,T} =$	82,5	kN
Cisaillement de la poutre	$2V_r =$	133,1	kN

La résistance ductile dans la poutre gouverne. Cet assemblage nécessite moins de boulons et offre une meilleure résistance que la première solution envisagée (80,0 kN au lieu de 53,7 kN).

La poutre offre un bon comportement tout en étant bien proportionnée. Les faibles différences entre les valeurs de résistance indiquent que les espacements, le dimensionnement et le nombre de boulons sont adéquats.

On remarque cependant que la section du tirant est nettement surdimensionnée par rapport à la résistance globale de l'assemblage (617,1 kN contre 80,0 kN). La dimension du tirant et le nombre de boulons pourraient donc être optimisés.



Exemple 3 – Boulons

L'assemblage est constitué d'un tirant (175 x 228 mm) supportant une poutre (175 x 418 mm) à mi-portée. Les membrures sont en bois lamellé-collé épinette-pin. La jonction est assurée par deux plaques insérées de 6,35 mm d'épaisseur. On utilise des boulons de 12,7 mm ($\frac{1}{2}$ po). On cherche à connaître la résistance de cet assemblage en traction.

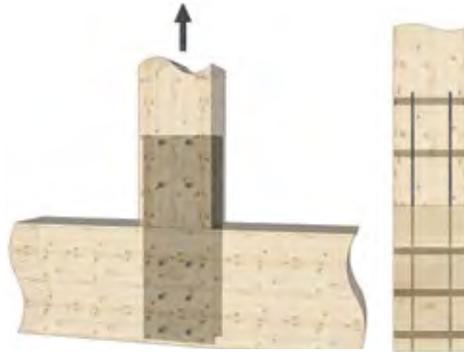
L'assemblage est en milieu sec, c'est-à-dire qu'il ne sera pas ou rarement exposé à l'eau; le bois n'est pas traité avec un produit ignifuge ou chimique, ni incisé, et les charges pondérées sont d'une durée d'application normale.

$$K_{SF} = K_{Sv} = K_{St} = K_T = K_D = 1,0$$

Cette configuration d'assemblage nécessite une vérification en deux étapes: la résistance du tirant et celle de la poutre.

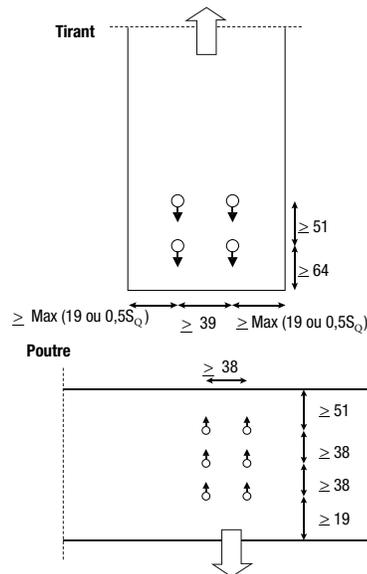
Afin de simplifier les calculs, on considère deux assemblages bois-acier-bois avec $t_1 = 40,1$ mm et

$t_2 = 6,35$ mm. Il faudra toutefois prendre cette hypothèse en considération dans le calcul de la résistance ductile, puisque tous les modes de déformation ne sont pas compatibles avec une telle configuration. Puisque l'assemblage réel n'est pas coupé en deux, on devra tenir compte de la continuité des attaches.

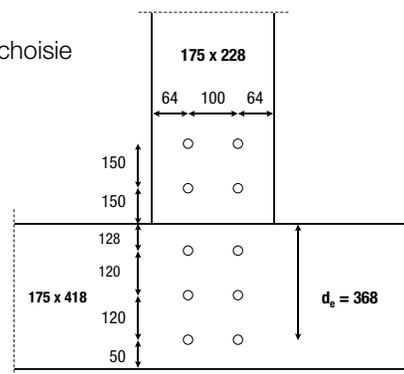


• Géométrie

Distances minimales $d_F = 12,7$ mm



Configuration choisie



Vérification du tirant

Épingle-pin 14t-E 175 x 228 mm

La charge est appliquée parallèlement au fil du bois.
Les vérifications à faire sont donc la résistance ductile, le cisaillement par files, le déchirement de groupe et la traction nette.

• Calcul de la résistance ductile

$$N_r = \phi_y n_u n_s n_f$$



art. 12 .4.4.3

Pièces latérales en bois

$$J_x = 1$$

$$f_1 = 50G(1 - 0,01d_F) J_x K_D K_{SF} K_T = 50 \cdot 0,44(1 - 0,01 \cdot 12,7) \cdot (1 \cdot 1 \cdot 1) = 19,2 \text{ MPa}$$

$$t_1 = [175 - 2 \cdot (6,35 + 1)] / 4 = 40,1 \text{ mm}$$

art. 12.4.4.3.3.1

Pièce centrale en acier

$$f_u = 450 \text{ MPa} \text{ (acier conforme à la norme CSA G40.21)}$$

art. 12.4.4.3.3.2 a)

$$f_2 = 3f_u \left(\frac{\phi_{acier}}{\phi_y} \right) = 3 \cdot 450 \left(\frac{0,8}{0,8} \right) = 1350 \text{ MPa}$$

$$t_2 = 6,35 \text{ mm}$$

Boulon

$$f_y = 310 \text{ MPa}$$

art. 12.4.4.3.3.3

$$d_F = 12,7 \text{ mm}$$

Le calcul de la résistance ductile unitaire (par connecteur), n_u , est déterminé par les équations de l'article 12.4.4.3.2. Pour un assemblage à trois membrures, quatre modes de rupture sont possibles : a), c), d) et g).

Équation a) $n_u = f_1 d_F t_1$

= 9,8 kN

Équation c) $n_u = \frac{1}{2} f_2 d_F t_2$

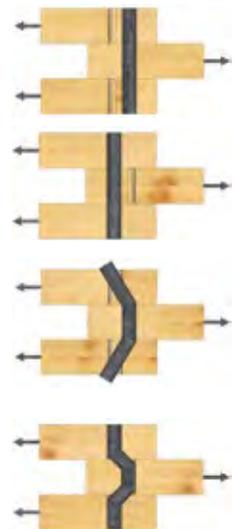
= 54,4 kN

Équation d) $n_u = f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_2}{f_1 + f_2} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{t_1}{5d_F} \right)$

= 7,0 kN

Équation g) $n_u = f_1 d_F^2 \sqrt{\frac{2}{3} \frac{f_2}{f_1 + f_2} \frac{f_y}{f_1}}$

= 10,1 kN



Selon les équations fournies, le mode de rupture d) offre le minimum de résistance. Ce mode de rupture n'est cependant pas réaliste pour un assemblage incluant plusieurs plaques métalliques, car il ne considère pas la formation de rotules plastiques à mi-chemin entre les deux plaques métalliques. Le boulon étant continu, ces rotules plastiques devront se produire et offriront une résistance supplémentaire qui n'est pas incluse dans l'équation d).



On utilisera donc l'équation a) avec une résistance de 9,8 kN/plan de cisaillement.

$$N_r = (\phi_y n_u n_s n_f) \cdot 2 \text{ (pour deux assemblages)}$$

$$N_r = (0,8 \cdot 9,8 \cdot 2 \cdot 4) \cdot 2 = 125,2 \text{ kN}$$

• Calcul de la résistance au cisaillement par files



$$PR_{ij} = 1,2 f_v (K_D K_{Sv} K_T) K_{ls} t n_c a_{cri} \quad \text{art. 12.4.4.4}$$

$$f_v = 1,75 \text{ MPa (résistance prévue au cisaillement)} \quad \text{tableau 7.2}$$

$$K_{ls} = 0,65 \quad \text{figure 12.9}$$

$$t = [175 - 2 \cdot (6,35 + 1)] / 4 = 40,1 \text{ mm}$$

$$n_c = 2$$

$$a_{cri} = \min(a_L; S_p) = \min(150; 150) = 150 \text{ mm}$$

Résistance d'une file:

$$PR_{ij} = 1,2 f_v (K_D K_{Sv} K_T) K_{ls} t n_c a_{cri} = 1,2 \cdot 1,75 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 0,65 \cdot 40,1 \cdot 2 \cdot 150 = 16421 \text{ N} = 16,4 \text{ kN}$$

Résistance d'un élément:

$$\phi_w PR_{ij \min} n_R = 0,7 \cdot 16,4 \cdot 2 = 23,0 \text{ kN}$$

Résistance totale:

$$PR_{rT} = \sum (PR_{ri}) = 4 \times 23,0 \text{ kN} = 92,0 \text{ kN} \text{ (puisque l'on a deux pièces et deux assemblages)}$$

• Calcul de la résistance au déchirement de groupe



$$PG_{ri} = \phi_w \left[\frac{(PR_{i1} + PR_{inR})}{2} + [f_{it} (K_D K_{St} K_T) A_{PGi}] \right] \quad \text{art. 12.4.4.5}$$

Résistance d'un élément

$$f_m = 17,9 \text{ MPa} \text{ (résistance prévue à la traction nette)}$$

tableau 7.2

$$A_{PGi} = t \cdot [(n_R - 1)(S_Q - (d_F + 2))] = 40,1 \cdot [(2 - 1)(100 - (12,7 + 2))] = 3421 \text{ mm}^2$$

$$PG_{ri} = \phi_w \left[\frac{(PR_{i1} + PR_{inR})}{2} + [f_{it}(K_D K_{St} K_T) A_{PGi}] \right]$$

$$= 0,7 \cdot [16421 \text{ N} + [17,9(1 \cdot 1 \cdot 1)3421]] = 54354 \text{ N} = 54,4 \text{ kN}$$

Résistance totale

$$PG_{rT} = \sum (PG_{ri}) = 4 \times 54,4 \text{ kN} = 217,4 \text{ kN} \text{ (puisque'on a deux pièces et deux assemblages)}$$

• Calcul de la résistance en traction nette



$$T_r = \phi \cdot F_m \cdot A_n$$

art. 12.4.4.6 et art. 7.5.11

$$f_m = 17,9 \text{ MPa}$$

tableau 7.2

$$A_n = t_{net} \cdot (h - n_F(d_F + 2)) = (175 - 2 \cdot (6.35 + 1)) \cdot (228 - 2 \cdot (12.7 + 2)) = 31\,836 \text{ mm}^2$$

$$A_g = t \cdot h = 175 \cdot 228 = 39\,900 \text{ mm}^2$$

$$A_n / A_g = 31\,836 / 39\,900 = 80\% \geq 75\% \checkmark$$

art.12.4.4.6.2

$$T_{rNT} = \phi \cdot f_t (K_D K_H K_{St} K_T) A_n = 0,9 \cdot 17,9 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 31\,836 = 512\,871 \text{ N} = 512,9 \text{ kN}$$

• Calcul de la résistance en traction brute (vérification de section supplémentaire)



$$T_r = \phi \cdot F_{tg} \cdot A_g$$

art. 12.4.4.6 et art. 7.5.11

$$f_{tg} = 13,4 \text{ MPa}$$

tableau 7.2

$$A_g = 39\,900 \text{ mm}^2$$

$$F_{tg} = f_{tg} \cdot (K_D \cdot K_H \cdot K_{St} \cdot K_T)$$

$$\phi = 0,9$$

$$T_r = \phi \cdot f_{tg} \cdot (K_D \cdot K_H \cdot K_{St} \cdot K_T) \cdot A_g$$

$$T_r = 0,9 \cdot 13,4 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 39\,900 = 481,2 \text{ kN}$$

Vérification de la poutre

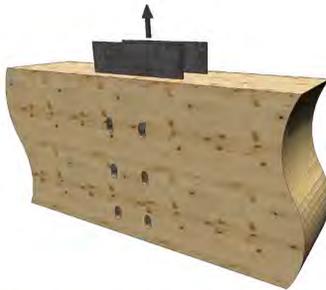
Épinette-pin 20f-E 175 x 418 mm

La charge est perpendiculaire au fil du bois. On vérifie la rupture ductile, le fendage et le cisaillement dans la poutre.

• Calcul de la résistance ductile

$$N_r = \phi_y n_u n_s n_f$$

art. 12.4.4.3



Pièces latérales en bois

$$f_1 = 22G(1 - 0,01d_F)K_D K_{SF} K_T = 22 \cdot 0,44 \cdot (1 - 0,01 \cdot 12,7)(1 \cdot 1 \cdot 1) = 8,5 \text{ MPa}$$

$$t_1 = [175 - 2 \cdot (6,35 + 1)] / 4 = 40,1 \text{ mm} \quad \text{art.12.4.4.3.3.1}$$

Pièce centrale en acier

$$f_u = 450 \text{ MPa} \text{ (acier conforme à la norme CSA G40.21)}$$

art. 12.4.4.3.3.2

$$f_2 = 3f_u \left(\frac{\phi_{acier}}{\phi_y} \right) = 3 \cdot 450 \left(\frac{0,8}{0,8} \right) = 1350 \text{ MPa}$$

$$t_2 = 6,35 \text{ mm}$$

Boulon

$$f_y = 310 \text{ MPa}$$

art. 12.4.4.3.3.3

Le calcul de la résistance ductile unitaire (par connecteur), n_u , est déterminé par les équations de l'article 12.1.4.4.3.2. Pour un assemblage à trois membrures, quatre modes de rupture sont possibles : a), c), d) et g).

Équation a) $n_u = f_1 d_F t_1$

= 4,3 kN



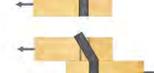
Équation c) $n_u = \frac{1}{2} f_2 d_F t_2$

= 54,4 kN



Équation d) $n_u = f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_2}{f_1 + f_2} \frac{f_y}{f_1} + \frac{t_1}{5d_F}} \right)$

= 4,2 kN



Équation g) $n_u = f_1 d_F^2 \sqrt{\frac{2}{3} \frac{f_2}{f_1 + f_2} \frac{f_y}{f_1}}$

= 6,7 kN



Le mode de rupture d) gouverne, mais ce mode de rupture n'est pas compatible avec la continuité des boulons pour un assemblage utilisant 2 plaques. Le mode de rupture a) est utilisé avec $n_u = 4,3 \text{ kN}$

$$n_s = 2 \text{ (nombre de plans de cisaillement)}$$

$$n_f = 6 \text{ (nombre de fixations)}$$

$$N_r = (\phi_y n_u n_s n_f) \cdot 2 = (0,8 \cdot 4,3 \text{ kN} \cdot 2 \cdot 6) \cdot 2 = 82,6 \text{ kN} \text{ (puisque'on a deux assemblages)}$$

• Calcul de la résistance au fendage



$$d = 418 \text{ mm}$$

$$d_e = d - e_p = 418 - 50 = 368 \text{ mm}$$

$$QS_i = 14 \cdot t \sqrt{\frac{d_e}{1 - d_e/d}} = 14 \cdot 40,1 \sqrt{\frac{368}{1 - 368/418}} = 31\,138 \text{ N} = 31,1 \text{ kN} \quad \text{art. 12.4.4.7}$$

$$QS_{ri} = \phi_w \cdot QS_i (K_D K_{SF} K_T) = 0,7 \cdot 31,1 \text{ kN} \cdot (1 \cdot 1 \cdot 1) = 21,8 \text{ kN}$$

$$QS_{rT} = \sum(QS_{ri}) = 4 \times 21,8 \text{ kN} = 87,2 \text{ kN} \text{ (deux pièces et deux assemblages)}$$

• Calcul de la résistance au cisaillement net

On considère que la poutre a un volume inférieur à 2,0 m³. La résistance pondérée au cisaillement peut donc être calculée au moyen de la méthode simplifiée présentée à l'article 7.5.7.3 b)

$$V_r = \phi \cdot f_v (K_D K_H K_{sv} K_T) \frac{2A_g}{3} \quad \text{art. 12.2.1.6 et art. 7.5.7.3 b)}$$

$$f_v = 1,75 \text{ MPa} \text{ (résistance prévue au cisaillement)} \quad \text{tableau 7.2}$$

$$A_g = t \cdot d_e = (40,1 \times 4) \cdot 368 = 59\,027 \text{ mm}^2$$

$$K_H = 1,0 \text{ (coefficient de partage des charges ne s'applique pas)} \quad \text{art. 7.4.4}$$

$$V_r = 0,9 \cdot 1,75 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1) \frac{2}{3} \cdot 59\,027 = 61\,978 \text{ N} = 62,0 \text{ kN}$$

$$2V_r = 124,0 \text{ kN} \text{ (pour une charge à mi-portée, } 2V_r \geq P \text{)}$$

• Résistance de l'assemblage

La résistance de l'assemblage est limitée par la rupture ductile dans la poutre (82,6 kN). Les résistances du tirant en traction nette et en traction brute étant assez élevées, il serait probablement possible de réduire sa largeur. Il faut cependant s'assurer que la présence des deux plaques et des boulons ne réduit pas trop l'aire nette de la section.

Tirant			
Résistance ductile	$N_r =$	125,2	kN
Cisaillement des files	$PR_{rT} =$	92,0	kN
Déchirement en groupe	$PG_{rT} =$	217,4	kN
Traction nette	$T_{NrT} =$	512,9	kN
Traction brute	$T_r =$	482,1	kN
Poutre			
Résistance ductile	$N_r =$	82,6	kN
Fendage	$QS_{rT} =$	87,2	kN
Cisaillement de la poutre	$2V_r =$	124,0	kN

4.2 Tire-fonds et vis

Généralités

Les tire-fonds et les vis sont des tiges d'acier filetées avec une tête carrée, hexagonale ou rainurée et une pointe effilée qui s'enfonce dans le bois. Leur tige est constituée de deux parties : une section lisse et une section filetée plus ou moins longue. La prise des filets dans le bois offre une résistance latérale, ainsi qu'une résistance à l'arrachement sans que le côté opposé de la pièce ne soit accessible. Ils sont habituellement utilisés conjointement avec des plaques de jonction en acier, en bois d'œuvre et en panneau structural.

Quoique leur comportement soit similaire, les tire-fonds et les vis se distinguent par le diamètre de leur tige, les tire-fonds ayant les plus grands diamètres. La norme de calcul CSA O86 traite des tire-fonds à la section 12.6 et des vis à la section 12.11^[3].

Spécificités techniques

Tire-fonds

Les tire-fonds disponibles au Canada varient de ¼ à 1 po (6,4 à 25 mm) de diamètre et de 3 à 12 po (75 à 300 mm) de longueur. Ils sont généralement commercialisés en dimensions impériales et sont soumis à la norme ASME B18.2.1.

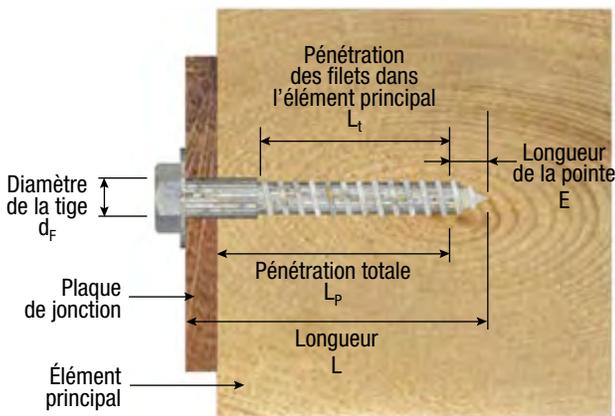


FIGURE 35 • Utilisation du tire-fond (adaptée du MCCB)^[4]

TABLEAU 5 • Diamètre des trous^[4]

Avant-trous pour tire-fonds	Section lisse	Section filetée		
		Feuillus denses	Douglas-mélèze	Essences moins denses
Diamètre de l'avant-trou	Même que la tige	65 à 85 % de la tige	60 à 75 % de la tige	40 à 70 % de la tige

Les tire-fonds requièrent le perçage d'avant-trous permettant d'éviter le fendillement du bois. Ces avant-trous ont la même longueur que la tige et un diamètre déterminé en fonction de l'essence du bois et du diamètre du tire-fond (tableau 5). Les tire-fonds sont utilisés conjointement avec une plaque ou une rondelle métallique pour répartir la pression de la tête sur le bois.

Comme ce type d'attache ne traverse pas complètement l'élément, le calcul de la résistance latérale et à l'arrachement est influencé par la profondeur de pénétration. Une longueur de pénétration minimale de $5 d_F$ dans la pièce principale est requise. La valeur de la longueur filetée utilisée pour le calcul de résistance n'inclut pas la pointe effilée du tire-fond.

Les espacements entre les tire-fonds ainsi que les distances de rive et d'extrémité sont spécifiés à l'article 12.6.2 de la norme CSA O86. Pour éviter le fendage dû au retrait, la distance totale entre les files extrêmes de tire-fonds installés sur une même plaque de jonction en acier ne devrait pas excéder 125 mm. L'utilisation de plusieurs plaques distinctes peut être envisagée afin de respecter cette condition.

Vis à bois

Les vis à bois considérées dans la norme de calcul CSA O86 doivent respecter les exigences de la norme ASME B18.6.1. Elles sont classées selon leur calibre, qui est fonction de leur diamètre, ainsi que leur limite d'élasticité (CSA O86, tableau 12.27).

Les avant-trous ne sont exigés que pour les essences de densité supérieure à 0,5. Les règles de disposition et de préperçage dépendent du diamètre de la tige d_s , de sa partie filetée d_R et de l'extérieur des filets d_F (CSA O86, tableau 12.28) (figure 36).

Les distances de rive et d'extrémité, les espacements ainsi que les profondeurs de pénétration requises sont les mêmes que pour les clous et les pointes (CSA O86, tableau 12.25 et figure 12.17). L'utilisation de vis supplémentaires décalées entre les axes des files est permise (figure 37).

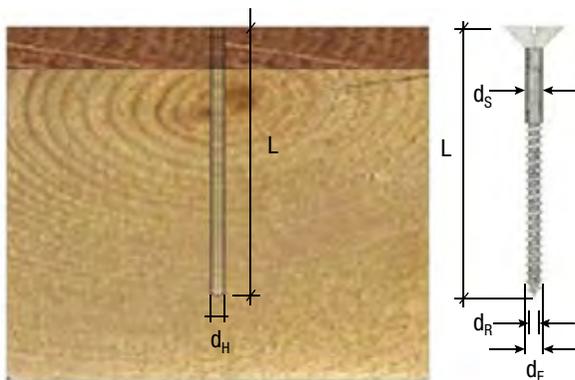


FIGURE 36 • Préperçage des vis ^[17]

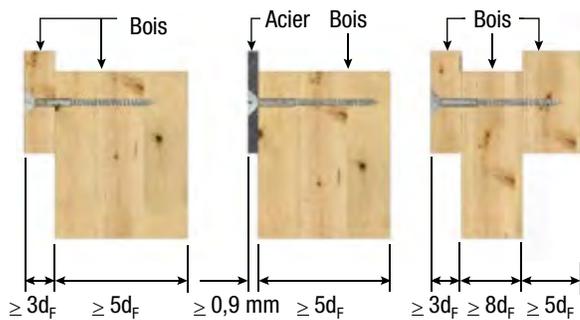


FIGURE 37 • Profondeur de pénétration et épaisseur des éléments minimaux (CSA O86, figure 12.17)

Calcul de la résistance

Tire-fonds

Le tire-fond peut être chargé axialement, latéralement ou selon une combinaison de ces deux modes de chargement. La norme de calcul CSA O86 permet de calculer la résistance à l'arrachement et la résistance latérale pour les assemblages reliant au maximum deux éléments ^[3].

La résistance à l'arrachement des tire-fonds est déterminée en fonction de la longueur de pénétration de la partie filetée, de son diamètre, de sa direction d'enfoncement (en bois de bout ou perpendiculaire au fil) et de l'essence de bois utilisée (CSA O86, art. 12.6.6).

La résistance latérale est calculée selon le modèle européen de rupture ductile (CSA O86, art. 12.6.5). Les résistances unitaires parallèle (p_u) et perpendiculaire (q_u) au fil du bois sont calculées selon les six modes de rupture ductile pour un assemblage de deux membrures (figure 38), en considérant une épaisseur

t_2 égale à la profondeur de pénétration du tire-fond dans l'élément principal. Cette résistance est ensuite multipliée par le nombre d'attaches, et réduite par les coefficients J_G et J_{PL} pour tenir compte de l'effet des groupes d'attaches et de la profondeur réduite. La résistance latérale est également réduite si le tire-fond est utilisé en bout de bois selon l'article 12.6.5.2.

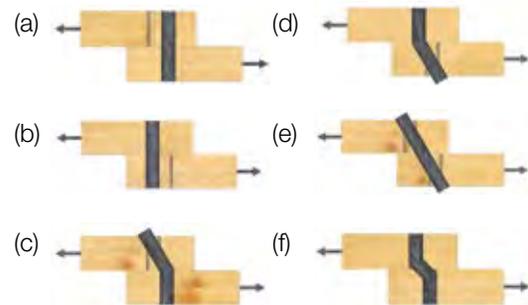


FIGURE 38 • Modes de rupture ductile unitaires selon le modèle européen ^[3]

Vis à bois

La vis peut aussi être chargée axialement, latéralement ou selon une combinaison de ces deux modes de chargement. La norme de calcul CSA O86 permet de calculer la résistance à l'arrachement, ainsi que la résistance latérale pour les assemblages reliant deux ou trois éléments. Les grosses vis d'un calibre supérieur à 12 doivent toutefois être calculées comme étant des tire-fonds.

La résistance latérale unitaire des vis à bois peut être calculée pour des assemblages de deux ou trois éléments selon le modèle de rupture ductile. Cette résistance est ensuite multipliée par le nombre d'attaches, et réduite par les coefficients J_A et J_E qui tiennent compte respectivement des vis insérées en biais ou en bout de bois (CSA O86, art. 12.11.4)

Depuis la version 2014 de la norme CSA O86, la résistance à l'arrachement des vis peut être sollicitée pour des charges de courtes, normales et longues durées. Le calcul de la résistance à l'arrachement inclut deux parties : l'arrachement de la vis de l'élément principal et le poinçonnement de la tête à travers l'élément latéral. La résistance à l'arrachement d'une vis utilisée en bout de bois est considérée comme nulle (CSA O86, art. 12.11.4.4).

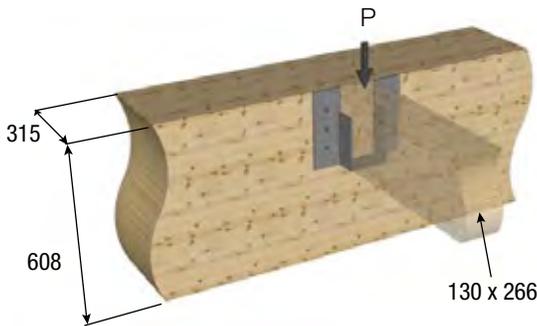
Exemples

Les exemples présentés dans ce guide utilisent les formules de la norme CSA O86^[3]. D'autres exemples de calcul utilisant des tables simplifiées sont présentés dans le *Manuel de calcul des charpentes en bois*^[4].



Exemple 1 – Tire-fonds

Un étrier soutenant une panne est fixé sur une poutre à l'aide de six tire-fonds de 15,875 mm (5/8 po) de diamètre et de 152,4 mm (6 po) de long. La longueur de la pointe effilée est de 9,5 mm. La panne et la poutre sont en bois lamellé-collé épinette-pin. On cherche la résistance latérale de cet assemblage.



L'assemblage se retrouve en milieu sec, le bois n'est ni traité ni incisé et les charges sont d'une durée d'application normale.

$$K_{SF} = K_T = K_D = 1,0$$

• Profondeur de pénétration

Épaisseur de l'étrier = 9,52 mm

$$E = 9,5 \text{ mm (longueur de la pointe effilée)}$$

$$L_p = L - 6,35 - E = 140 - 9,52 - 9,5 = 133,4 \text{ mm}$$

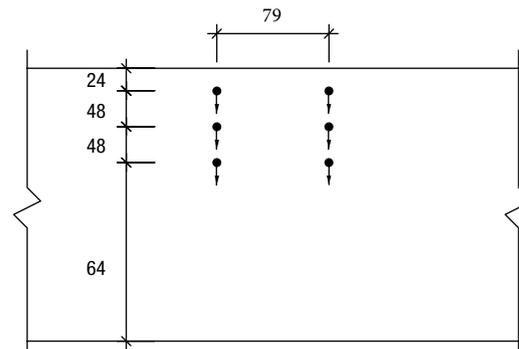
$$L_p = 133 \text{ mm} \geq 5 \cdot d_F = 80 \text{ mm} \checkmark$$

art. 12.6.3.3

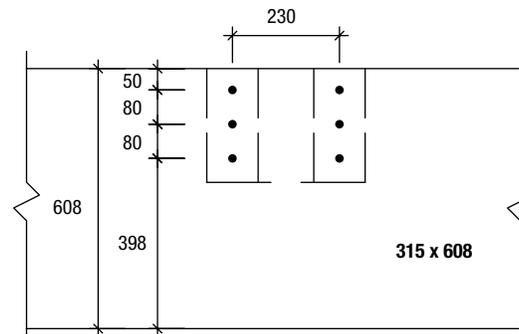
Les tire-fonds qui traversent la poutre seront sollicités latéralement. Le moment qui pourrait être causé par une force P excentrée par rapport à l'étrier est négligé; on considère donc qu'il n'y a aucun effort axial dans les tire-fonds. Le chargement étant appliqué perpendiculairement au fil du bois de la poutre, la résistance latérale à calculer sera donc Q_r .

• Géométrie

Distances minimales $d_F = 15,875 \text{ mm}$



Configuration choisie



• Résistance latérale de l'assemblage

$$Q_r = \phi \cdot q_u (K_D K_{SF} K_T) n_f J_G J_{PL}$$

art. 12.6.5

Calcul de q_u

Pièce latérale en acier

$$f_u = 450 \text{ MPa}$$

$$f_1 = 3 f_u \left(\frac{\phi_{acier}}{\phi_{bois}} \right) = 3 \cdot 450 \cdot \left(\frac{0,8}{0,6} \right) = 1800 \text{ MPa}$$

$$t_1 = 9,52 \text{ mm}$$

Pièce centrale en bois

$G = 0,44$ (densité du bois)

tableau A.11

$$f_2 = 22G(1 - 0,01d_F) = 22 \cdot 0,44 \cdot (1 - 0,01 \cdot 16) = 8,1 \text{ MPa}$$

$$t_2 = L_p = 133,4 \text{ mm}$$

art. 12.6.3

Tire-fond

$$f_y = 310 \text{ MPa}$$

$$d_F = 15,875 \text{ mm}$$

Résistance latérale unitaire des tire-fonds, q_u :

Équation a) $q_u = f_1 d_F t_1$

= 272,0 kN



Équation b) $q_u = f_2 d_F t_2$

= 17,2 kN



Équation c) $q_u = f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_2}{f_1 + f_2} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{1}{5} \frac{t_1}{d_F} \right)$

= 59,6 kN



Équation d) $q_u = f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_2}{f_1 + f_2} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{1}{5} \frac{t_2}{d_F} \right)$

= 767,4 kN



Équation e) $q_u = f_1 d_F^2 \frac{1}{5} \left(\frac{t_1}{d_F} + \frac{f_2 t_2}{f_1 d_F} \right)$

= 57,9 kN



Équation f) $q_u = f_1 d_F^2 \sqrt{\frac{2}{3} \frac{f_2}{f_1 + f_2} \frac{f_y}{f_1}}$

= 10,3 kN



L'équation f) gouverne. Selon ce mode de déformation, le tire-fond se plastifie en deux points alors que le bois et l'acier se déforment. La résistance q_u est de 10,3 kN par tire-fond.

Résistance de l'assemblage

Coefficient J_G

Le coefficient J_G tient compte de l'effet de groupe. Dans notre cas, nous avons une file de trois tire-fonds sur chaque aile de l'étrier. Ces files sont ici considérées indépendantes pour le calcul de l'effet de groupe

A_m = aire de la section transversale brute de l'élément principal, mm^2 .

Selon les notes des tableaux 7.20 et 7.21 du MCCB^[4]:

Pour un chargement perpendiculaire au fil du bois, l'aire de l'élément principal peut être considérée comme le produit de l'épaisseur de l'élément et de la largeur du groupe d'attaches. Pour une seule file de tire-fonds, utiliser l'espacement minimal parallèle au fil comme la largeur du groupe d'attaches.

$$\frac{t}{d_F} = \frac{315}{15,875} = 19,8 > 6$$

L'espacement minimal est donc de 5 fois le diamètre du tire-fond

tableau 12.19

$$A_m = 315 \times 5 \times 15,875 = 25\,003 \text{ mm}^2$$

A_s = somme des aires des sections transversales brutes des plaques de jonction, mm^2 .

Largeur des ailes de l'étrier = 72 mm

$$A_s = 72 \times 9,52 = 685 \text{ mm}^2$$

$$A_m / A_s = 25\,003 / 685 = 36,5$$

Nombre d'attaches dans une file = 3

$$J_G = 0,95$$

tableau 12.3

Coefficient J_{PL}

Le coefficient J_{PL} tient compte de la profondeur de pénétration en fonction du diamètre du tire-fond.

$$\frac{L_p}{d_F} = \frac{133}{15,875} = 8,4 > 8$$

$$J_{PL} = 1,0$$

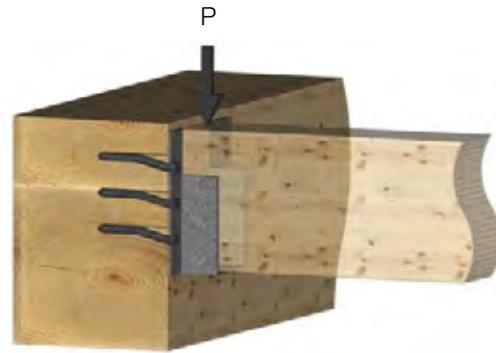
art. 12.6.5.1.1

Résistance de l'assemblage

$$Q_r = \phi \cdot q_u (K_D K_{SF} K_T) n_f J_G J_{PL} = 0,6 \cdot 10,3 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 6 \cdot 0,95 \cdot 1,0 = 35,3 \text{ kN}$$

L'étrier peut résister à une charge pondérée maximale de 35,3 kN.

Il faut aussi calculer la résistance de la poutre au cisaillement en tenant compte de la hauteur effective, d_e .



Note sur le coefficient J_G :

Étant donné que les tableaux 12.2 et 12.3 de la norme CSA O86 ne couvrent pas toutes les valeurs possibles d'aires A_m ou de rapports d'aires A_m/A_s , une alternative envisageable pour le concepteur est d'utiliser l'article 11.3.6 de la norme *National Design Specification for Wood Construction* (NDS), équivalent de la norme CSA O86 aux États-Unis (pour un diamètre de tige inférieur ou égal à 1")^[24].

Dans la norme NDS, le calcul du coefficient intègre plus de paramètres comme par exemple l'espacement entre les attaches et le module d'élasticité des éléments. Les valeurs obtenues peuvent donc varier par rapport à celles obtenues avec la norme CSA O86.

Pour information, dans notre exemple, le coefficient relatif aux groupes d'attaches serait égal à 0,99.



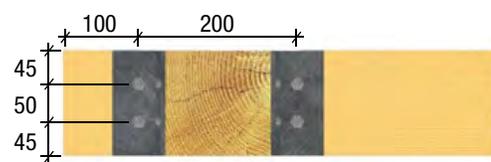
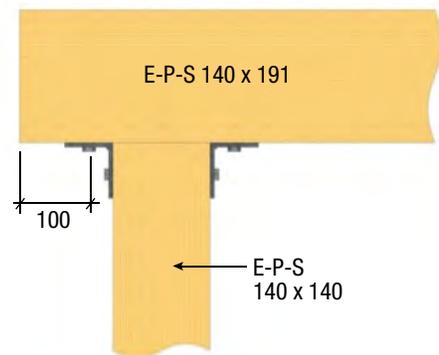
Exemple 2 – Tire-fonds

Calculer la résistance au soulèvement de l'assemblage suivant lorsqu'une charge est appliquée sur le porte-à-faux. La poutre (140 x 191 mm) et les poteaux (140 x 140 mm) sont en bois d'œuvre E-P-S.

L'assemblage dans le poteau est constitué de deux tire-fonds de 9,525 mm (3/8 po) de diamètre et de 75 mm (3 po) de long pour assembler une cornière métallique de 6,35 mm d'épaisseur de chaque côté du poteau. Les tire-fonds sont sollicités latéralement.

L'assemblage sous la poutre est constitué de deux tire-fonds de 9,525 mm (3/8 po) de diamètre et de 125 mm (5 po) de long avec une cornière métallique de 6,35 mm d'épaisseur de chaque côté du poteau. Les tire-fonds sont sollicités en arrachement lorsque la poutre tend à se soulever.

Note: Cet assemblage en arrachement n'est pas recommandé pour transmettre d'importants efforts car il sollicite la poutre en traction perpendiculaire au fil. Il est toutefois utilisé dans cet exemple pour démontrer un calcul de résistance à l'arrachement d'un tire-fond.



L'assemblage se retrouve en milieu sec, le bois n'est ni traité ni incisé et les charges sont d'une durée d'application normale.

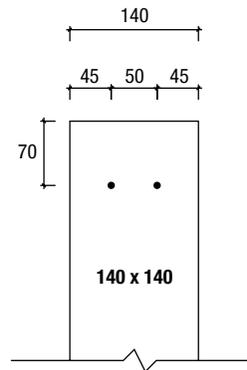
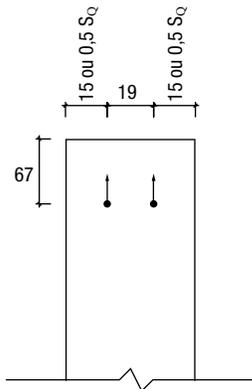
$$K_{SF} = K_T = K_D = 1,0$$

Assemblage à l'extrémité du poteau

• Géométrie

Distances minimales $d_F = 9,525 \text{ mm}$

Configuration choisie



• Profondeur de pénétration

Épaisseur de l'étrier = 6,35 mm

$E = 6,4 \text{ mm}$ - longueur de la pointe effilée (MCCB tableau 7,15)

$$L_p = L - 6,35 - E = 75 - 6,35 - 6,5 = 62,3 \text{ mm}$$

$$L_p = 60 \text{ mm} \geq 5 \cdot d_F = 47,6 \text{ mm}$$

art.12.6.3.3

• Résistance latérale de l'assemblage

$$P_r = \phi \cdot p_u (K_D K_{SF} K_T) n_f J_G J_{PL}$$

art.12.6.5

Calcul de p_u

Pièce latérale en acier

$$f_u = 450 \text{ MPa}$$

$$f_1 = 3 f_u \left(\frac{\phi_{acier}}{\phi_{bois}} \right) = 3 \cdot 450 \cdot \left(\frac{0,8}{0,6} \right) = 1800 \text{ MPa}$$

$$t_1 = 6,35 \text{ mm}$$

Pièce centrale en bois

$G = 0,42$ (densité du bois)

Tableau A11

$$f_2 = 50G(1 - 0,01d_F) = 50 \cdot 0,42 \cdot (1 - 0,01 \cdot 9,525) = 19,0 \text{ MPa}$$

art.12.6.5.1.2

$$t_2 = L_p = 62,3 \text{ mm}$$

Tire-fond

$$f_y = 310 \text{ MPa}$$

$$d_F = 3/8 p_o = 9,525 \text{ mm}$$

Résistance latérale unitaire des tire-fonds, q_u :

Équation a)	$p_u = f_1 d_F t_1$	= 108,9 kN	
Équation b)	$p_u = f_2 d_F t_2$	= 11,3 kN	
Équation c)	$p_u = f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_2}{f_1 + f_2} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{1}{5} \frac{t_1}{d_F} \right)$	= 24,6 kN	
Équation d)	$p_u = f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_2}{f_1 + f_2} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{1}{5} \frac{t_2}{d_F} \right)$	= 216,3 kN	
Équation e)	$p_u = f_1 d_F^2 \frac{1}{5} \left(\frac{t_1}{d_F} + \frac{f_2}{f_1} \frac{t_2}{d_F} \right)$	= 24,0 kN	
Équation f)	$p_u = f_1 d_F^2 \sqrt{\frac{2}{3} \frac{f_2}{f_1 + f_2} \frac{f_y}{f_1}}$	= 5,7 kN	

La résistance est gouvernée par l'équation f) qui considère la plastification du tire-fond en deux points, ainsi que la déformation du bois et de l'acier. La résistance p_u est de 5,7 kN par tire-fond.

Résistance de l'assemblage

$n_f = 2$ (nombre de tire-fonds)

Coefficient J_G

tableau 12.3

Le coefficient J_G tient compte de l'effet de groupe. Dans notre cas, on a 2 files de 1 tire-fond.

$J_G = 1,0$

Coefficient J_{PL}

art.12.6.5.1.1

Le coefficient J_{PL} tient compte de la profondeur de pénétration. Il intervient essentiellement pour les valeurs de pénétration entre $5d_F$ et $8d_F$. Pour des valeurs intermédiaires, l'interpolation linéaire est acceptée.

$L_p = 62,3 \text{ mm} = 6,54 \cdot d_F$

Interpolation linéaire: $\frac{6,54 - 5}{8 - 5} = \frac{J_{PL} - 0,625}{1 - 0,625}$

$J_{PL} = 0,82$

Résistance de l'assemblage

$$P_r = \phi \cdot P_u (K_D K_{SF} K_T) n_f J_G J_{PL} = 0,6 \cdot 5,7 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 2 \cdot 1 \cdot 0,82 = 5,54 \text{ kN} \quad \text{art.12.6.5}$$

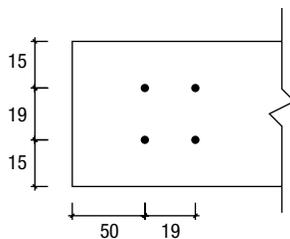
P_r total = $5,54 \cdot 2 = 11,1 \text{ kN}$ (une cornière de chaque coté du poteau)

L'assemblage sur le poteau peut résister à un effort de soulèvement de 11,1 kN.

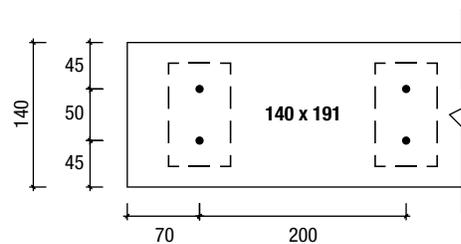
Assemblage sous la poutre

• Géométrie

Distances minimales $d_F = 9,525 \text{ mm}$



Configuration choisie



• Longueur effective de la partie filetée

Épaisseur de l'étrier = 6,35 mm

$E = 6,4 \text{ mm}$ = Longueur de la pointe effilée

$$L_t = L/2 + 12,7 - E = 125/2 + 12,7 - 6,4 = 69 \text{ mm} \quad \text{MCCB tableau 7.15}^{[4]}$$

$$L_t < 11 \cdot D_f = 105 \text{ mm} \checkmark \quad \text{art.12.6.3.2}$$

• Résistance à l'arrachement

$$P_{rw} = \phi \cdot Y_w L_t n_f J_E \quad \text{art.12.6.6.1}$$

$$\phi = 0,6$$

La résistance de base à l'arrachement d'un tire-fond est donnée par mm de pénétration de la partie filetée (celle qui résiste à l'arrachement). Elle est fonction du diamètre du tire-fond (9,525 mm) et de l'essence (E-P-S).

$$y_w = 59 \cdot d_F^{0,82} \cdot G^{1,77} \cdot J_x = 59 \cdot 9,525^{0,82} \cdot 0,42^{1,77} \cdot 1,0 = 80,7 \text{ N/mm}$$

$$J_E = 1,0 \text{ (le tire-fond est positionné perpendiculairement au fil)}$$

$$n_f = 4 \text{ (nombre de connecteurs)}$$

$$P_{rw} = \phi \cdot y_w (K_D K_{SF} K_T) L_t n_f J_E = 0,6 \cdot 80,7 \text{ N/mm} (1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 69 \text{ mm} \cdot 4 \cdot 1 = 13,3 \text{ kN}$$

L'assemblage en arrachement sous la poutre peut résister à un effort de soulèvement de 13,3 kN.

Résistance de l'assemblage poteau-poutre

La résistance de l'assemblage poteau-poutre est le minimum entre la résistance latérale des tire-fonds sur le poteau et la résistance en arrachement des tire-fonds sous la poutre. L'assemblage poteau-poutre peut donc résister à une charge de soulèvement de 11,1 kN.



Exemple 3 – Vis à bois

Calculer la résistance de l'assemblage entre le poteau et la diagonale de contreventement lorsque sollicité par une charge latérale due au vent. L'assemblage est constitué de deux contreplaqués de résineux canadiens de 12,5 mm (1/2 po) vissés de chaque côté des pièces en bois E-P-S n° 1/n° 2 de 89 x 184 mm. Les vis sont de calibre 6 (3,5 mm) et ont une longueur de 50,8 mm (2 po).

Des plaques en contreplaqué ont été choisies, car dans la pratique, la mise en œuvre de vis relativement courtes avec des plaques métalliques abîme généralement le bois en raison de la difficulté d'arrêter le vissage précisément lorsque la tête de la vis atteint la plaque métallique.

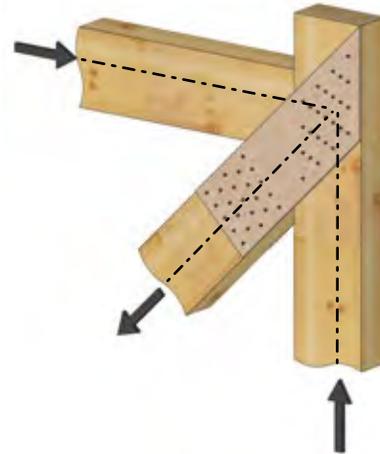
Les plaques et les connecteurs doivent être disposés symétriquement pour ne pas causer d'excentricité dans l'assemblage.

La structure est en milieu sec, le bois n'est ni traité ni incisé et l'assemblage est soumis à des charges de courte durée (vent).

$$K_{SF} = 1,0$$

$$K_T = 1,0$$

$$K_D = 1,15$$



• Profondeur de pénétration



$$t_1 = 12,5 \text{ mm}$$

$$t_2 = 50,8 - 12,5 = 38,3 \text{ mm}$$

$$d_f = 3,5 \text{ mm}$$

$$t_2 \geq 5 d_f$$

$$37,5 \text{ mm} \geq 17,5 \text{ mm} \checkmark$$

$$t_1 \geq 3 d_f$$

$$12,5 \text{ mm} \geq 10,5 \text{ mm} \checkmark$$

figure 12.17

Résistance latérale unitaire :

Comme chaque vis traverse deux éléments, nous utiliserons les équations a), b), d), e), f) et g).

Équation a)	$n_u = f_1 d_F t_1$	= 1,24 kN	
Équation b)	$n_u = f_2 d_F t_2$	= 2,72 kN	
Équation d)	$n_u = f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_3}{(f_1 + f_3)} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{1}{5} \frac{t_1}{d_F} \right)$	= 0,71 kN	
Équation e)	$n_u = f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_3}{(f_1 + f_3)} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{1}{5} \frac{t_2}{d_F} \right)$	= 1,23 kN	
Équation f)	$n_u = f_1 d_F^2 \frac{1}{5} \left(\frac{t_1}{d_F} + \frac{f_2 t_2}{f_1 d_F} \right)$	= 0,79 kN	
Équation g)	$n_u = f_1 d_F^2 \sqrt{\frac{2}{3} \frac{f_3}{(f_1 + f_3)} \frac{f_y}{f_1}}$	= 0,93 kN	

L'équation d) gouverne avec une résistance latérale de 0,71 kN par vis.

Résistance unitaire latérale pondérée : $N_u = n_u (K_D K_{SF} K_T) = 0,71 \cdot (1,15 \cdot 1 \cdot 1) = 0,82 \text{ kN}$

Résistance de l'assemblage

$J_A = 1,0$ (coefficient de vissage en biais)

$J_E = 1,0$ (coefficient relatif au fil de bout)

$N_r = \phi N_u n_F n_s J_A J_E$

Assemblage sur la diagonale

$n_F = 23 \times 2 = 46$ puisqu'il y a une plaque de chaque côté

$N_r = 0,8 \cdot 0,82 \text{ kN} \cdot 46 \cdot 1 \cdot 1 = 30,2 \text{ kN}$

Assemblage sur le poteau

$n_F = 25 \times 2 = 50$

$N_r = 0,8 \cdot 0,82 \text{ kN} \cdot 50 \cdot 1 \cdot 1 = 32,8 \text{ kN}$

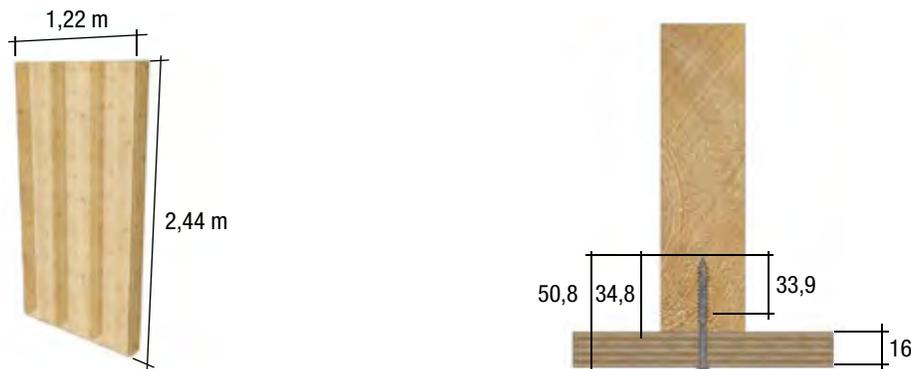
La résistance de l'assemblage est donc gouvernée par l'assemblage sur la diagonale. Une force maximale de 30,2 kN peut être appliquée selon l'axe du contreventement. Les résistances en traction des éléments en bois et en contreplaqué doivent cependant être vérifiées.

Exemple 4 – Vis à bois

Calculer la résistance à la pression négative du vent sur un mur en contreplaqué de 16 mm (⁵/₈ po). On utilise 36 vis de calibre 8 de 50,8 mm (2 po) de long. Les vis sont sollicitées en arrachement. L'ossature du mur est faite de poteaux de 38 x 140 mm en E-P-S n° 1/n° 2 placés aux 406 mm (16 po).

L'assemblage est en milieu sec et le bois n'est ni traité ni incisé ($K_{SF} = K_T = 1,0$). La charge appliquée est de courte durée ($K_D = 1,15$)

Les vis qui sont soumises à une traction axiale ont deux modes de rupture possibles : l'arrachement de la pièce principale et le poinçonnement de la tête à travers le contreplaqué.



• Résistance à l'arrachement de l'élément principal



$$P_{rw} = \phi Y_w L_{pt} n_F$$

art. 12.11.4.2

La résistance à l'arrachement dépend de la longueur de pénétration de la partie filetée (L_{pt}), en mm, dans l'élément principal. Elle dépend de la grosseur de vis et de l'essence de bois utilisée. La résistance unitaire à l'arrachement est multipliée par le nombre de vis utilisées (n_F).

$$\phi = 0,6$$

$$d_F = 4,16 \text{ mm (calibre 8)}$$

tableau 12.27

$$f_y = 620 \text{ MPa}$$

$$G = 0,42$$

tableau A11

Résistance unitaire à l'arrachement par mm :

$$y_w = 59 \cdot d_F^{0,82} \cdot G^{1,77} \cdot J_x = 59 \cdot 4,16^{0,82} \cdot 0,42^{1,77} \cdot 1,0 = 40,9 \text{ N/mm}$$

$$Y_w = y_w \cdot (K_D \cdot K_T \cdot K_{SF}) = 40,9 \cdot (1,15 \cdot 1 \cdot 1) = 47,0 \text{ N/mm}$$

Longueur de la partie filetée :

$$L_{pt} = 33,9 \text{ mm (Max de } 2/3 L \text{ ou } 4d_F)$$

Les vis sont espacées aux 305 mm (12 po), il y a donc neuf vis par file, donc par montant.

$$n_F = 9$$

Résistance totale à l'arrachement

$$P_{rw} = 0,6 \cdot 47,0 \text{ N/mm} \cdot 33,9 \text{ mm} \cdot 9 = 8601 \text{ N} = 8,6 \text{ kN}$$

- **Résistance au poinçonnement de la tête à travers l'élément latéral**



On calcule la résistance qu'offre l'élément latéral au passage de la tête de vis selon s'il qu'il s'agisse d'une plaque d'acier, d'une pièce en bois ou d'un panneau structural. La résistance dépend de l'épaisseur de l'élément latéral (t_1) et du nombre d'attaches (n_F).

$$P_{pt} = 65 \cdot \phi \cdot t_1 \cdot n_F \cdot K_D \text{ (pour un panneau structural)}$$

art. 12.11.4.3

$$\phi = 0,4$$

$$t_1 = 16 \text{ mm}$$

$$n_F = 9$$

$$P_{pt} = 65 \cdot 0,4 \cdot 16 \cdot 9 \cdot 1,15 = 4,31 \text{ kN}$$

- **Résistance de l'assemblage**

Résistance à l'arrachement de l'élément principal

$$P_{rw} = 8,6 \text{ kN}$$

Résistance au tirage de la tête à travers l'élément latéral

$$P_{pt} = 4,31 \text{ kN}$$

La résistance à l'arrachement de cet assemblage sera donc de 4,31 kN pour chaque file de vis, en raison de la résistance au poinçonnement de la tête de vis à travers le contreplaqué. Comme chaque file a une largeur tributaire de 406 mm (16 po), l'aire tributaire de chaque file est :

$$\text{Aire} = 0,406 \text{ m} \times 2,44 \text{ m} = 0,991 \text{ m}^2$$

$$\text{Résistance à la pression négative} = 4,31 \text{ kN} / 0,991 \text{ m}^2 = 4,35 \text{ kN/m}^2 = 4,35 \text{ kPa}$$

Le mur pourra résister à une pression négative du vent de 4,35 kPa.

4.3 Rivets



FIGURE 39 • Rivets^[17]

Généralités

Les rivets pour gros bois, appelés aussi rivets pour bois lamellé-collé, sont de gros clous ayant une tête conique et une tige aplatie qui sont fabriqués d'un acier très résistant. Ce type de connecteur procure un assemblage très rigide tout en permettant d'obtenir un bon comportement ductile à la rupture^[17].

Sa grande rigidité est obtenue par l'enfoncement de la tige sans préperçage, ainsi que par l'encastrement de la tête du rivet de forme oblongue conique dans le trou rond de la plaque de jonction. Ce type d'attache permet d'éliminer le glissement initial (figure 40).

De plus, la tige oblongue, qui glisse entre les fibres du bois sans les sectionner, ne cause pas de perte de résistance de la section brute de la membrure en bois (figure 41). Le positionnement relativement serré des rivets crée une zone de bois comprimée qui assure une friction importante entre le bois et le rivet, et réduit les risques de fendage du bois.

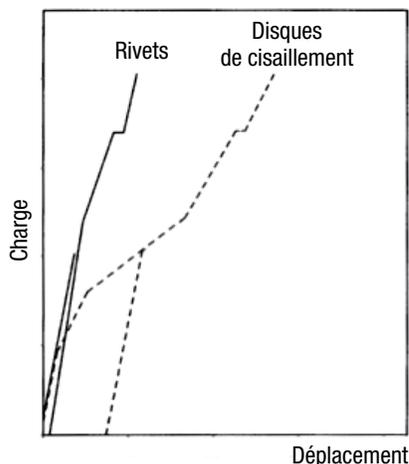


FIGURE 40 • Rigidité des rivets vs disques de cisaillement^[2]

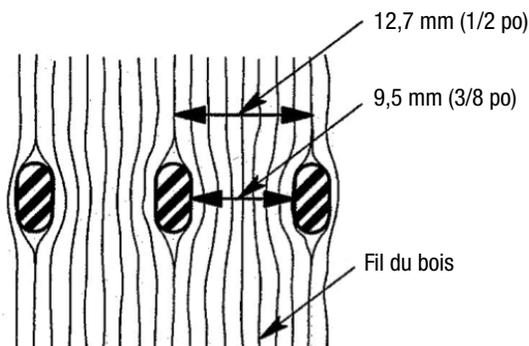


FIGURE 41 • Fibres comprimées dans une membrure après l'insertion des rivets^[2]

Un assemblage avec rivets se comporte comme un bloc, combinant les caractéristiques des connecteurs de surface et celles des connecteurs de type tige. Selon sa configuration, l'assemblage peut être gouverné soit par une rupture ductile (plastification des rivets et enfoncement du bois), soit par une rupture fragile (arrachement en bloc). Des études ont par ailleurs démontré que les assemblages rivetés soumis à un chargement cyclique présentaient un comportement stable et ductile avant la rupture, ainsi qu'une courbe d'hystérésis allongée, ce qui laisse présager une réaction favorable aux séismes^[2].

Quoique l'assemblage avec rivets requiert une plaque de jonction et un grand nombre d'attaches, le temps de pose est relativement rapide et peut se faire à l'aide de marteaux ou de systèmes pneumatiques. La pose est facilitée par l'absence de préperçage ou de découpes préliminaires, permettant un ajustement au chantier. Les rivets peuvent en outre transmettre de plus grandes charges que les autres types d'assemblages pour une même surface de contact. Ils sont aussi plus rigides et sont facilement accessibles pour les vérifications d'usage. Leur efficacité a été démontrée dans plusieurs structures en bois lamellé-collé de grandes dimensions^[4].

Spécificités techniques

Les rivets pour gros bois d'œuvre doivent avoir une dureté Rockwell C32-39, une contrainte de rupture en traction d'au moins 1 000 MPa et un fini de galvanisation à chaud. Les rivets sont offerts en longueurs de 40, 65 et 90 mm. La longueur de pénétration dans la membrure en bois (L_p) est obtenue en soustrayant de la longueur totale du rivet l'épaisseur de la plaque et l'épaisseur de la tête dépassant la plaque (environ 3,2 mm). La profondeur de pénétration des rivets ne doit pas dépasser 70% de l'épaisseur de l'élément en bois, même si une seule face est rivetée (CSA O86, art. 12.7.2.3).

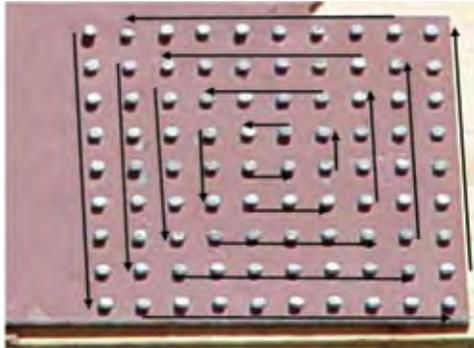


FIGURE 42 • Séquence de positionnement des rivets^[17]

Les plaques de jonction en acier doivent être conformes aux normes CSA CAN3-G40.21 ou ASTM A36. Ces plaques sont calculées selon les efforts de chaque assemblage, mais doivent avoir une épaisseur minimale de 3,2 mm (1/8 po). De surcroît, les plaques utilisées en milieu humide requièrent une galvanisation par immersion à chaud (CSA O86, art. 12.7.1.2).

Les trous percés dans la plaque de jonction ont un diamètre précis entre 6,7 et 7 mm, permettant à la tête conique du rivet de s'y coincer fermement au moment de la pose. Les espacements minimaux ainsi que les distances de rive et d'extrémité à respecter sont présentés à la figure 12.12 de la norme CSA O86 pour les plaques d'acier, et au tableau 12.20 de la norme CSA O86 pour la membrure en bois.

Certaines règles doivent être respectées pour la pose d'un assemblage avec rivets :

- La tige du rivet doit être enfoncée pour que sa direction allongée soit parallèlement au fil du bois afin d'empêcher le sectionnement des fibres qui réduirait la capacité de la pièce en traction (**figure 41**) ;
- Chaque rivet doit être enfoncé à sa pleine capacité pour assurer un bon encastrement de la tête dans la plaque d'acier ;
- L'insertion des rivets doit débuter par la périphérie pour se diriger selon une spirale vers l'intérieur de l'assemblage (**figure 42**). Cette procédure permet d'assurer la compression des fibres du bois qui élimine les risques de fendage et augmente la rigidité de l'assemblage.

Calcul de la résistance

Les rivets sont habituellement soumis à une charge latérale, quoi qu'il soit aussi possible de les solliciter à l'arrachement pour des charges de durée courte ou normale, dans un milieu sec (CSA O86).

Résistance latérale

La résistance latérale d'un assemblage riveté peut être gouvernée par deux modes de rupture : une rupture ductile impliquant la déformation simultanée du bois et des rivets, ou une rupture fragile créée par l'arrachement en bloc de la section rivetée. Pour chaque direction de chargement, parallèle ou perpendiculaire au fil, le mode de rupture présentant la plus petite résistance gouverne. La résistance obtenue est alors multipliée par le coefficient de résistance, ϕ , et le coefficient relatif au matériau, H , avant d'être comparée à la charge prévue pondérée (P_f ou Q_f). Dans le cas d'un chargement à angle, l'équation d'Hankinson sera utilisée pour déterminer la résistance N_r (CSA O86, art. 12.7.3.6).

Le calcul de la résistance est basé sur le résultat d'un grand nombre de données expérimentales et inclut implicitement l'effet de groupe^[2].

Il est à noter que les équations de la norme donnent la résistance pour une plaque d'acier, soit un plan de cisaillement. La résistance obtenue peut être multipliée par le nombre de plaques pour obtenir la résistance de l'ensemble.

Rupture ductile

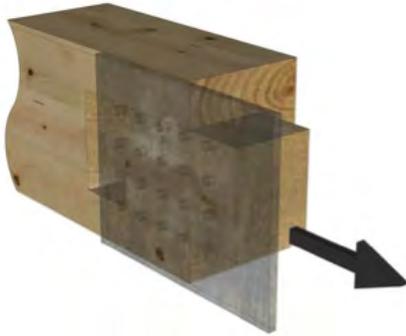
La résistance pour une rupture ductile parallèle (P_y) et perpendiculaire au fil (Q_y) est fonction du nombre de files, du nombre de rivets par file, de la profondeur de pénétration, L_p et du coefficient relatif à l'épaisseur de la plaque, J_y . Le nombre limité de formes et de dimensions offertes pour les rivets simplifie les équations de calcul.

La résistance latérale des rivets enfoncés en bout de bois est considérée comme la moitié de celle perpendiculaire au fil (CSA O86, art. 12.7.3.7).



Rupture fragile

La résistance pour une rupture fragile parallèle (P_w) et perpendiculaire au fil (Q_w) est dépendante de la direction de chargement par rapport au fil du bois.



Dans le cas d'un chargement parallèle au fil, l'arrachement en bloc de la section rivetée se produit par cisaillement du bois sur trois faces et par traction en bout d'assemblage. La géométrie de l'assemblage ainsi que la longueur des rivets jouent un rôle prépondérant. La résistance latérale de l'assemblage, p_w , dépend donc de sa géométrie (CSA O86, tableau

12.21). Dans ce tableau, la dimension b est l'épaisseur de l'élément lorsque deux plaques de jonction sont présentes sur les faces opposées, ou le double de l'épaisseur si une seule plaque de jonction est utilisée. On peut également calculer p_w à l'aide d'une équation (CSA O86, art. A.12.7.3.3.1).

Dans le cas d'un chargement perpendiculaire au fil, la rupture fragile se fait par traction perpendiculaire au fil du bois. La résistance de l'assemblage est fonction de la résistance latérale, q_w (CSA O86, tableau 12.22), de la longueur de pénétration, L_p , et du coefficient C_i , qui tient compte de la distance de rive non chargée, du nombre de rivets par file et de la distance perpendiculaire entre les rivets (CSA O86, tableau 12.23).

Résistance à l'arrachement

L'emploi de rivets pour gros bois chargés en arrachement n'est permis que dans des conditions d'utilisation en milieu sec et pour des durées d'application de charge courtes ou normales. La résistance à l'arrachement, P_{rw} , des rivets dépend de la friction entre le bois et la tige métallique (CSA O86, art. 12.7.4). La résistance de base à l'arrachement y_w , en N/mm, est fonction du type de bois utilisé, et doit être multipliée par la longueur de pénétration, L_p , et le nombre de rivets.

Exemples

Les exemples présentés dans ce guide utilisent les formules du CSA O86. D'autres exemples de calcul utilisant des tables simplifiées sont présentés dans le *Manuel de calcul des charpentes en bois*^[4].

Exemple 1 – Rivets

Déterminer le nombre de rivets nécessaires dans la poutre et dans les membrures obliques pour supporter la charge appliquée. Les membrures forment un angle de 45° avec l'horizontal. Toutes les pièces sont en bois lamellé-collé Douglas-mélèze.

$$T_f = 110 \text{ kN}$$

L'assemblage est en milieu sec ; il n'est ni traité ni incisé et les charges sont d'une durée d'application normale.

$$K_{SF} = K_T = K_D = 1,0$$

On choisit des rivets de 90 mm espacés aux 25 mm dans les deux sens ($S_P = S_Q = 25 \text{ mm}$) et des plaques d'acier de 6,35 mm.

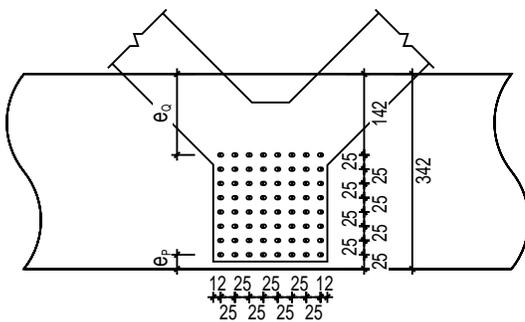


• Géométrie

Poutre - DM 215 x 342

Configuration choisie (8 files de 8 rivets)

$a_{\min} = 75 \text{ mm}$, $e_{P \min} = 25 \text{ mm}$ et $e_{Q \min} = 50 \text{ mm}$



Poutre

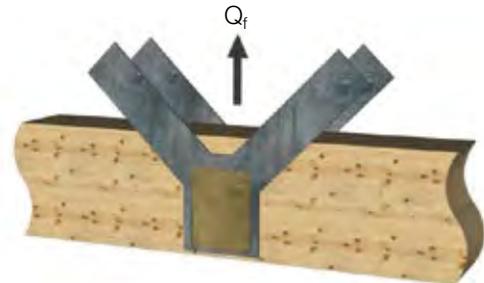
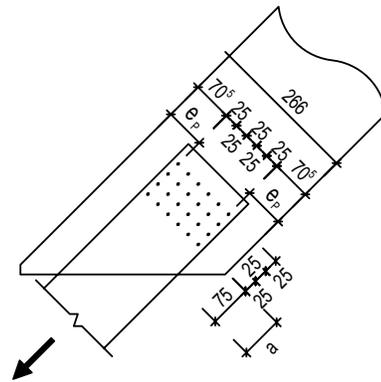
On doit s'assurer que $Q_r \geq Q_f$ (charge perpendiculaire au fil)

$$Q_f = 2 \cdot (110 \sin 45^\circ) = 155,6 \text{ kN}$$

Diagonales - DM 215 x 266

Configuration choisie (6 files de 4 rivets)

$a_{\min} = 75 \text{ mm}$, $e_{P \min} = 25 \text{ mm}$ et $e_{Q \min} = 50 \text{ mm}$



• **Résistance ductile**

$$Q_y = (0,62 L_p^{0,32} n_R n_C) J_y K_{SF} K_T \quad \text{art. 12.7.3.5}$$

$$L_p = 90 - 6,35 - 3,2 = 80,5 \text{ mm}$$

$n_R = 8$ (nombre de files de rivets parallèles au sens d'application de la charge)

$n_C = 8$ (nombre de rivets par file)

$J_y = 1,0$ (coefficient relatif à l'épaisseur de la plaque)

$$K_{SF} = 1,0$$

$$K_T = 1,0$$

$$Q_y = (0,62 \cdot 80,5^{0,32} \cdot 8 \cdot 8) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 161,6 \text{ kN}$$

• **Résistance fragile**

$$Q_w = (q_w L_p^{0,8} C_t) K_D K_{SF} K_T \quad \text{art. 12.7.3.5}$$

$$q_w = 1,19 \text{ kN} \quad \text{tableau 12.22}$$

$$\frac{e_p}{(n_C - 1) S_Q} = \frac{25}{(7) \cdot 25} = 0,143$$

$$\text{Interpolation : } \frac{0,143 - 0,1}{0,2 - 0,1} = \frac{C_t - 5,76}{3,19 - 5,76} \Rightarrow C_t = 4,66 \quad \text{tableau 12.23}$$

$$Q_w = (1,19 \cdot 80,5^{0,8} \cdot 4,66) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 185,4 \text{ kN}$$

La résistance ductile gouverne.

• **Résistance latérale pondérée**

$$Q_r = \phi \cdot Q_u \cdot H \cdot (n_p) \quad \text{art. 12.7.3.4}$$

$$\phi = 0,6$$

$$Q_u = 161,6 \text{ kN} \text{ (minimum entre } Q_y \text{ et } Q_w)$$

$H = 1,0$ (bois lamellé-collé en Douglas-mélèze)

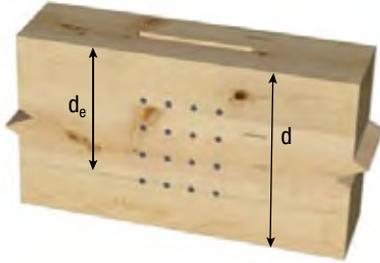
$$Q_r = 0,6 \cdot 161,6 \text{ kN} \cdot 1,0 = 96,9 \text{ kN}$$

• **Résistance de l'assemblage comprenant deux plaques de jonction**

$$Q_r = 96,9 \cdot 2 \text{ plaques} = 193,9 \text{ kN} \geq Q_f = 155,6 \text{ kN} \quad \checkmark$$

La résistance obtenue dépasse la charge appliquée et favorise la rupture ductile. La résistance de l'assemblage dans la poutre sera donc de 193,9 kN.

• Calcul de la résistance au cisaillement net



Calcul de V_r avec d_e plutôt que d :

art. 12.2.1.6

$$d = 342$$

$$d_e = 342 - 25 = 317$$

Supposons que l'assemblage se trouve à mi-portée de la poutre :

$$V_f = \frac{Q_f}{2} = \frac{155,6}{2} = 77,8 \text{ kN}$$

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

art. 7.5.7.3

$$\phi = 0,9$$

$$F_v = f_v (K_D K_H K_{SV} K_T)$$

$$K_H = 1,0 \text{ (coefficient de partage des charges ne s'applique pas)}$$

art. 7.4.4

$$f_v = 2,0 \text{ MPa (résistance prévue au cisaillement)}$$

tableau 7.2

$$F_v = f_v (K_D K_H K_{SV} K_T) = 2,0 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1) = 2,0 \text{ MPa}$$

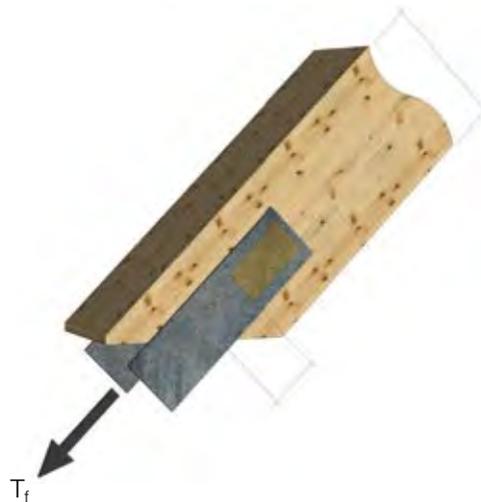
$$A_g = t \times d_e = 215 \cdot 317 = 68\,155 \text{ mm}^2 \text{ (aire efficace pour la résistance au cisaillement)}$$

$$V_r = 0,9 \cdot 2,0 \cdot \left(\frac{2}{3}\right) \cdot 68\,155 = 81\,786 \text{ N} = 81,8 \text{ kN}$$

La membrure a les dimensions suffisantes pour reprendre l'effort de cisaillement de 77,8 kN.

Diagonales

On doit s'assurer que $P_r \geq T_f = 110 \text{ kN}$ (charge parallèle au fil)



• **Résistance ductile**

$$P_y = (1,09 L_p^{0,32} n_R n_C) J_y K_{SF} K_T \quad \text{art. 12.7.3.3}$$

$$L_p = 90 - 6,35 - 3,2 = 80,5 \text{ mm}$$

$n_R = 6$ (nombre de files de rivets parallèles au sens d'application de la charge)

$n_C = 4$ (nombre de rivets par file)

$J_y = 1,0$ (coefficient relatif à l'épaisseur de la plaque)

$$P_y = (1,09 \cdot 80,5^{0,32} \cdot 6 \cdot 4) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 106,5 \text{ kN}$$

• **Résistance fragile**

$$P_w = p_w K_D K_{SF} K_T \quad \text{art. 12.7.3.3}$$

$b = 215 \text{ mm}$ (car on a une plaque de chaque côté)

$$p_w = 145 \text{ kN} \quad \text{tableau 12.21}$$

$$P_w = 145 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 145 \text{ kN}$$

La résistance ductile gouverne.

• **Résistance latérale pondérée**

$$P_r = \phi \cdot P_u H \quad \text{art. 12.7.3.2}$$

$$\phi = 0,6$$

$$P_u = 106,5 \text{ kN} \text{ (minimum entre } P_y \text{ et } P_w)$$

$H = 1,0$ (bois lamellé-collé en Douglas-mélèze)

$$P_r = 0,6 \cdot 106,5 \text{ kN} \cdot 1 = 63,9 \text{ kN}$$

Résistance de l'assemblage comprenant deux plaques de jonction

$$P_r = 63,9 \cdot 2 \text{ plaques} = 127,8 \text{ kN} \geq P_f = 110 \text{ kN} \checkmark$$

La résistance est suffisante pour reprendre la charge. De plus, le mode de rupture ductile est favorisé.

4.4 Clous et pointes

Généralités

Le clou est le type de connecteur le plus répandu dans la construction traditionnelle en bois. Il est fabriqué par l'étirage à froid de l'acier, un mode de production assurant une grande efficacité du matériau. Les clous sont économiques, simples à poser, nécessitent peu d'usinage des pièces assemblées et ne réduisent pas la capacité de la section nette. Leur pose sans préperçage permet de s'ajuster aux imprécisions du chantier, mais leur utilisation est souvent restreinte aux jonctions où l'apparence a peu d'importance.

Les clous et les pointes sont offerts en dimensions très variées, selon plusieurs profils. Les pointes sont des tiges métalliques de plus grande dimension que les clous.

Les clous et les pointes étant des connecteurs de type tige, la résistance latérale est obtenue par la résistance à l'enfoncement du bois ainsi que la résistance en flexion et en cisaillement de la tige du connecteur. Grâce à son élancement, le clou se déforme de façon considérable avant la rupture du bois. Des essais de chargement cyclique sur les assemblages cloués ont ainsi démontré une grande ductilité. La bonne performance aux séismes des constructions à ossature légère en bois démontre aussi le bon comportement sismique des assemblages cloués^[2].

En raison de leur petit diamètre, la résistance latérale des clous est beaucoup plus faible que celle des boulons ou des goujons. Un plus grand nombre d'attaches est donc nécessaire pour atteindre une résistance équivalente à celle d'un assemblage boulonné. Ce nombre important de petits connecteurs permet une meilleure répartition des efforts dans le bois et une plus grande rigidité de l'assemblage.

Spécificités techniques

Les valeurs de résistance indiquées par la norme CSA O86 s'appliquent aux clous et pointes ronds ordinaires en fil d'acier et aux clous ordinaires vrillés jusqu'à la tête, comme le définit la norme CSA B111^[25].

La longueur des clous disponibles varie de ½ po à 6 po et celle des pointes, de 4 po à 14 po. Les espacements ainsi que les distances de rive et d'extrémité à respecter dépendent du diamètre des clous utilisés, de l'orientation des membrures et de l'angle d'application de la charge (CSA O86, art. 12.9.2.1). Comme pour les vis, l'ajout de clous sur les diagonales entre les files est permis. Une profondeur de pénétration minimale est aussi à respecter selon la configuration de l'assemblage (CSA O86, art. 12.9.2.2).

Le préperçage n'est habituellement pas requis. Il est toutefois recommandé pour les clous ou les pointes de plus de 4,88 mm de diamètre afin de diminuer les risques de fendage du bois. Le trou de préperçage est d'environ 75 % du diamètre du clou^[4].

Les distances et espacements indiqués prévoient une teneur en humidité de 10 % et plus au moment de la pose. Si la teneur en humidité du bois est inférieure à 10 % au cours du clouage, les espacements minimaux et les distances de rive et d'extrémité devraient être augmentés et les trous devraient être prépercés pour empêcher le fendillement du bois (CSA O86, art. 12.9.2.1).

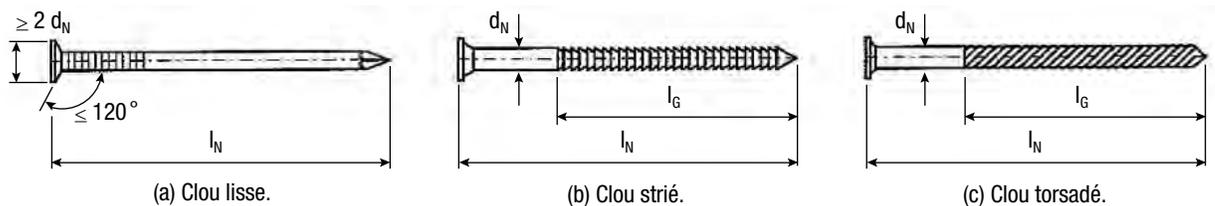


FIGURE 43 • Différents types de clous de construction

Calcul de la résistance

Résistance latérale

La résistance latérale, N_r , d'un assemblage cloué est calculée selon le modèle européen de rupture ductile qui permet de connaître le mode de déformation et la résistance unitaire de l'attache. Celle-ci est calculée en fonction de la résistance à l'enfoncement de l'élément principal et de la plaque de jonction, du diamètre de l'attache et de sa limite élastique (CSA O86, art. 12.9.3).

Un coefficient J_F intervient pour tenir compte des différentes dispositions et caractéristiques du clouage. Étant donné le faible diamètre des connecteurs, la résistance d'un assemblage cloué est calculée de la même façon que la charge, soit appliquée parallèlement ou perpendiculairement au fil. De plus, aucun mode de rupture fragile n'est considéré dans le calcul de résistance.

Résistance à l'arrachement

Les clous et pointes ne peuvent être utilisés en arrachement que pour les charges sismiques et les charges de vent. La résistance unitaire à l'arrachement, y_w , en N/mm dépend du diamètre de l'attache et de l'essence de bois utilisée. Elle est multipliée par la longueur de pénétration, le nombre d'attaches et les coefficients J_A et J_B pour le clouage de biais et le rivetage des clous, pour obtenir la résistance totale à l'arrachement, P_{rw} (CSA O86, art. 12.9.4).

Le calcul de résistance est le même pour les clous lisses et vrillés, même si ces derniers permettent habituellement un plus grand frottement entre l'acier et le bois. Si des clous vrillés sont utilisés, on considère que le calcul de résistance est conservateur.

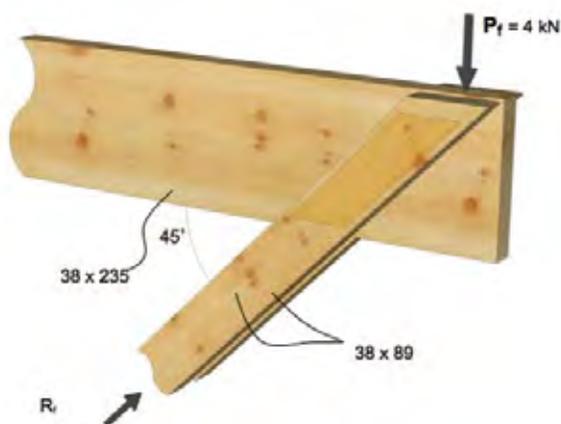
Exemples

Les exemples présentés dans ce guide utilisent les formules de la norme CSA O86^[3]. D'autres exemples de calcul utilisant des tables simplifiées sont présentés dans le MCCB^[4].



Exemple 1 – Clous

Calculer et disposer le nombre de clous nécessaires pour résister aux charges appliquées. La structure est faite de bois de sciage E-P-S n° 1/n° 2.



$$4,0kN = R_f \sin 45^\circ \rightarrow R_f = 5,66 kN$$

Le bois est exposé aux intempéries, il est traité sans incision et le chargement comprend le poids propre et les surcharges dues à l'usage.

$$K_{SF} = 0,67$$

$$K_T = 1,0$$

$$K_D = 1,0$$

Chaque membrure doit donc résister à $5,66 kN / 2 = 2,83 kN$

Choisissons des clous de 76 mm (3 po) avec un diamètre de 3,66 mm.

- Profondeur de pénétration



Vérification des longueurs minimales de pénétration

art. 12.9.2.2

Épaisseur de l'élément latéral

$$38 \text{ mm} \geq 3 \cdot d_F = 3 \cdot 3,66 \text{ mm} = 11 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Pénétration du clou dans l'élément principal

$$L_p = 76 \text{ mm} - 38 \text{ mm} = 38 \text{ mm} \geq 5 \cdot d_F = 5 \cdot 3,66 \text{ mm} = 18,3 \text{ mm} \quad \checkmark$$

- Résistance latérale de l'assemblage

$$N_r = \phi \cdot N_u n_F n_s J_F$$

art. 12.9.3

Calcul de n_u

art.12.9.3.2

Résistance à l'enfoncement :

$$f_1 = 50 \cdot G(1 - 0,01d_F) J_x = 50 \cdot 0,42 \cdot (1 - 0,01 \cdot 3,66) \cdot 1 = 20,2 \text{ MPa}$$

$$t_1 = 38 \text{ mm}$$

$$f_2 = 50G(1 - 0,01d_F) J_x = 20,2 \text{ MPa}$$

$$t_2 = 38 \text{ mm}$$

$$f_3 = 110 \cdot G^{1,8}(1 - 0,01d_F) J_x = 110 \cdot 0,42^{1,8}(1 - 0,01 \cdot 3,66) \cdot 1 = 22,2$$

$$f_y = 50 \cdot (16 - d_F) = 50 \cdot (16 - 3,66) = 617 \text{ MPa}$$

Comme les clous ne traversent que deux membrures, on calculera la résistance unitaire n_u avec les équations a), b), d), e), f) et g).

Résistance latérale unitaire n_u :

Équation a)	$n_u = f_1 d_F t_1$	= 2 814 N	
Équation b)	$n_u = f_2 d_F t_2$	= 2 814 N	
Équation d)	$n_u = f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_3}{f_1 + f_3} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{1}{5} \frac{t_1}{d_F} \right)$	= 1 005 N	
Équation e)	$n_u = f_1 d_F^2 \left(\sqrt{\frac{1}{6} \frac{f_3}{f_1 + f_3} \frac{f_y}{f_1}} + \frac{1}{5} \frac{t_2}{d_F} \right)$	= 1 005 N	
Équation f)	$n_u = f_1 d_F^2 \frac{1}{5} \left(\frac{t_1}{d_F} + \frac{f_2}{f_1} \frac{t_2}{d_F} \right)$	= 1 126 N	
Équation g)	$n_u = f_1 d_F^2 \sqrt{\frac{2}{3} \frac{f_3}{f_1 + f_3} \frac{f_y}{f_1}}$	= 884 N	

L'équation g) gouverne. La résistance latérale unitaire est donc de 884 N.

$$N_u = 884 \cdot (1 \cdot 0,67 \cdot 1) = 592 \text{ N}$$

• Calcul du nombre nécessaire de clous

On ne connaît pas encore le nombre de clous n_F . On sait par contre que :

$$N_r \geq N_f, \text{ donc } \phi \cdot N_u n_F J_F \geq N_f$$

$$n_F \geq \frac{N_f}{\phi \cdot N_u J_F}$$

$$N_f = 2,83 \text{ kN (charge pondérée)}$$

$$\phi = 0,8$$

$$n_s = 1,0 \text{ (nombre de plans de cisaillement d'un clou)}$$

$$J_E = 1,0 \text{ (les clous sont perpendiculaires au fil)}$$

$$J_A = 1,0 \text{ (les clous ne sont pas placés de biais)}$$

$$J_B = 1,0 \text{ (non riveté)}$$

$$J_D = 1 \text{ (relatif aux diaphragmes)}$$

$$J_F = J_E \cdot J_A \cdot J_B \cdot J_D = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$$

$$n_F \geq \frac{2830 \text{ N}}{0,8 \cdot 592 \text{ N} \cdot 1} = 5,98$$

Choix → on utilisera sept clous par membrure

$$N_r = 0,8 \cdot 592 \text{ N} \cdot 7 \cdot 1 = 3318 \text{ N} = 3,32 \text{ kN} \geq N_f = 2,83 \text{ kN} \checkmark$$

• Géométrie

$$Sp = 16 \cdot d_F = 16 \cdot 3,66 \text{ mm} = 59 \text{ mm}$$

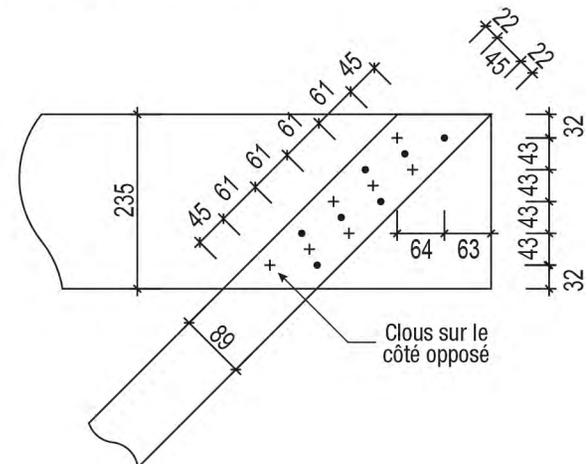
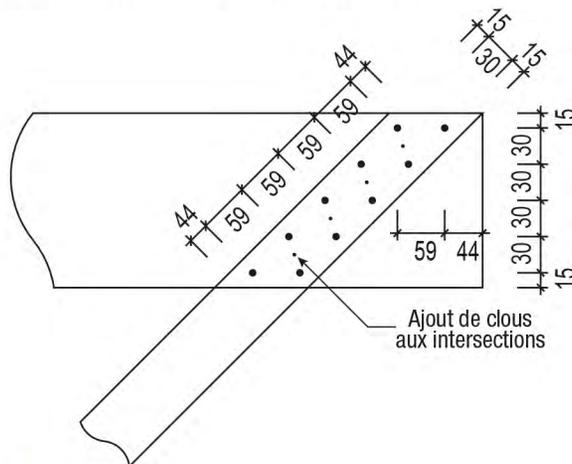
$$a = 12 \cdot d_F = 12 \cdot 3,66 \text{ mm} = 44 \text{ mm}$$

$$S_Q = 8 \cdot d_F = 8 \cdot 3,66 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$$

$$e = 4 \cdot d_F = 4 \cdot 3,66 \text{ mm} = 15 \text{ mm}$$

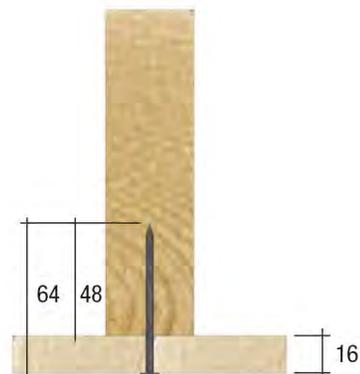
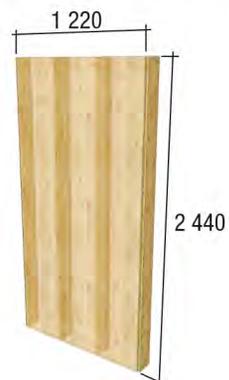
Distances minimales $d_F = 3,66 \text{ mm}$

Configuration choisie



Exemple 2 – Clous

On reprend l'exemple du mur vissé résistant à une charge de vent négative, mais avec des clous de 64 mm ($2\frac{1}{2}$ po). Calculer la résistance à l'arrachement d'un mur en contreplaqué de 16 mm cloué sur des montants en bois E-P-S n° 1/n° 2 de 38 x 140 mm. Le diamètre des clous est de 3,25 mm. L'assemblage est en milieu sec et le bois n'est ni traité ni incisé ($K_{SF} = K_T = 1,0$).



Pour calculer la pression de vent maximale à laquelle le système peut résister, la résistance à l'arrachement des neuf clous positionnés sur un montant est divisée par l'aire tributaire supportée.

• **Résistance à l'arrachement des clous**

$$P_{rw} = \phi \cdot Y_w L_p n_F J_A J_B \quad \text{art. 12.9.4}$$

$$\phi = 0,6$$

$$Y_w = y_w K_{SF} K_T$$

$$y_w = 16,4 \cdot d_F^{0,82} \cdot G^{2,2} \cdot J_x = 16,4 \cdot 3,25^{0,82} \cdot 0,42^{2,2} \cdot 1,0 = 6,4 \text{ N/mm}$$

$$L_p = 64 \text{ mm} - 16 \text{ mm} = 48 \text{ mm}$$

$$n_F = 9$$

$$J_A = 1,0 \text{ (le clouage est perpendiculaire au fil)}$$

$$J_B = 1,0 \text{ (non riveté)}$$

$$P_{rw} = 0,6 \cdot 6,4 \text{ N/mm} \cdot 48 \text{ mm} \cdot 9 \cdot 1 \cdot 1 = 1\,659 \text{ N} = 1,66 \text{ kN}$$

La résistance à l'arrachement est donc de 1,66 kN par file de clous. Chaque file a une largeur tributaire de 406 mm (16 po). L'aire à considérer sera :

$$\text{Aire} = 0,406 \text{ m} \times 2,44 \text{ m} = 0,991 \text{ m}^2$$

$$\text{Résistance à la pression négative} = 1,66 \text{ kN} / 0,991 \text{ m}^2 = 1,67 \text{ kN/m}^2 = 1,67 \text{ kPa}$$

Le mur pourra résister à une pression négative du vent de 1,67 kPa (environ deux fois et demie moindre qu'avec les vis).

4.5 Goujons forcés

Généralités

Les goujons forcés sont généralement faits d'acier, bien qu'on puisse en trouver en bois ou même en plastique. Les utilisations typiques de ce genre de connecteur sont les murs de soutènement en claire-voie avec joints chevauchés^[4]. 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 axiales (CSA O86, art. 12.5.4).

Les goujons forcés étant peu utilisés dans les constructions commerciales en bois, ils ne sont décrits que brièvement dans le présent guide.



Spécificités techniques

Les calculs de la norme CSA O86 sont basés sur l'utilisation de goujons en acier doux allant de 16 à 25 mm en diamètre qui respectent les exigences de la norme CSA G40.21 ou ASTM A 307^[5].

Les goujons forcés doivent être enfoncés dans des trous qui sont de 0,8 à 1,0 mm plus petits que le diamètre de la tige. Ils sont donc tenus en place par la friction entre le bois et l'acier. Afin d'éviter les dommages causés au bois au moment de la pose, le bout des goujons est légèrement chanfreiné. On recommande aussi d'utiliser des goujons dont la longueur est 15 mm inférieure à l'épaisseur des deux pièces de bois combinées.

Les distances de rives et d'extrémités doivent être de $2,5d_F$ et l'espacement entre les goujons, de $4d_F$. Les règles de bonnes pratiques spécifient en outre que le diamètre d'une attache ne devrait jamais être supérieur à 10 % de la largeur des pièces de bois assemblées.

Calcul de la résistance

La résistance latérale d'un goujon forcé est égale à 60 % de la résistance aux modes de rupture fragiles d'un boulon de même diamètre (CSA O86, art. 12.5.6). Les faibles distances d'extrémité admises et le fait que les goujons soient forcés en place peuvent en effet entraîner des problèmes de rétrécissement et de fendillement qui réduisent la résistance.

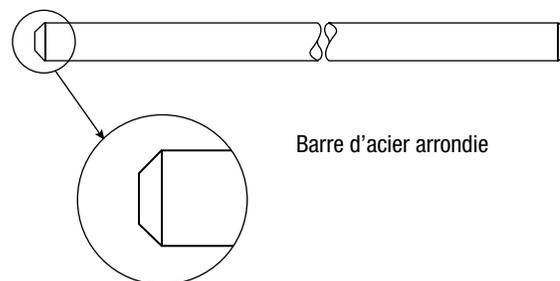


FIGURE 44 • Goujon forcé (Madsen, 2000)



4.6 Autres connecteurs

En plus des moyens d'assemblage traditionnels, il existe d'autres connecteurs ou systèmes d'attache utilisés pour les structures en bois. Ces connecteurs ont été développés dans le but d'améliorer certaines propriétés de l'assemblage comme la résistance, la rigidité ou la ductilité. Dans d'autres cas, ces attaches permettent une installation plus rapide en chantier, sont plus simples, plus économiques, ou encore offrent une apparence plus discrète. Les principales familles de ces connecteurs sont présentées dans ce guide et une liste des différents fabricants et fournisseurs est disponible sur le répertoire des fournisseurs de Cecobois.

4.6.1 Vis structurelles auto-taraudeuses

Au Canada, à ce jour, les vis structurelles auto-taraudeuses sont des produits propriétaires qui ne sont pas inclus dans la norme de calcul CSA O86, contrairement aux vis à bois traditionnelles. Elles doivent toutefois être conçues selon la section « Tire-fond » de la norme CSA O86 dans certaines configurations. En général, contrairement aux tire-fonds, aucun pré-perçage n'est nécessaire pour l'installation des vis, car elles sont conçues pour réduire le fendage des éléments bois lors du positionnement et pour résister au couple nécessaire à leur installation. Le pré-perçage peut être requis pour les plus grands diamètres (≥ 10 mm), dans le bois dense (≥ 500 kg/m³) ou encore pour les vis longues dans les joints à haute résistance.

Les vis structurelles auto-taraudeuses permettent une installation simple et rapide ainsi que la création d'assemblages innovants par leur grande variété de types, de longueurs et de diamètres disponibles. Des photos de vis en cours d'installation sont présentées à la **figure 45**.

Il existe principalement deux types de vis structurelles auto-taraudeuses (**figure 46**) :

Vis partiellement filetées : caractérisées par des filets présents seulement sur une partie de la vis, les vis partiellement filetées permettent de rapprocher et de serrer fermement un assemblage. Pour ce faire, la plaque de jonction, côté tête de vis, doit être entièrement comprise dans la partie lisse de la vis.

Vis pleinement filetées : caractérisées par des filets sur la pleine longueur de la vis, les vis entièrement filetées ne permettent pas de rapprocher des membrures puisqu'elles ne sont pas libres de glisser. Ces vis sont généralement sollicitées axialement en arrachement. Dans certaines configurations, elles peuvent être sollicitées en compression axiale, constituer des assemblages poteaux-poutres ou augmenter la résistance à la compression perpendiculaire au fil aux appuis des poutres.



FIGURE 46 • Vis structurelles auto-taraudeuses partiellement et pleinement filetées
(Images : MyTiCon Timber Connectors)



Photo : Stéphane Groleau



Photo : Stéphane Groleau

FIGURE 45 • Vis structurelles auto-taraudeuses en cours d'installation

Il existe plusieurs types d'assemblages avec ces vis qui peuvent être simplifiés en trois catégories :

- Vis chargées axialement (en arrachement ou en compression)
- Vis chargées latéralement (ou en cisaillement)
- Vis chargées en combinaison des charges axiales et latérales

Dans chaque cas, une attention particulière doit être portée quant à la géométrie de l'assemblage au sujet de son installation. En effet, puisque les vis structurales auto-taraudeuses sont généralement installées sans pré-perçage, les paramètres d'installation du connecteur sont modifiés. Il est donc important de se référer aux instructions du fabricant afin de s'assurer du respect des distances minimales d'installation.

L'essence de bois dans laquelle les vis sont installées doit également être prise en considération. À titre d'exemple, l'installation dans du sapin de Douglas nécessitera de respecter des dimensions minimales plus importantes afin de tenir compte des risques plus élevés de fendage de cette essence.

4.6.1.1 : Vis chargées axialement en arrachement :

Un assemblage en arrachement pur est généralement caractérisé par l'orientation perpendiculaire des vis par rapport au plan de contact entre les membrures et par un effort parallèle à l'axe des vis. Le procédé de calcul est similaire à celui des tire-fonds, mais les vis structurales auto-taraudeuses peuvent développer des capacités en arrachement significativement supérieures. Il est donc important de vérifier la résistance en traction de la vis. Ce type d'assemblage est dépendant du type de vis et des membrures utilisées.

4.6.1.1.1 : Conception des assemblages avec des vis structurales auto-taraudeuses partiellement filetées chargées axialement en arrachement :

La résistance de l'assemblage est généralement caractérisée par la plus petite des valeurs suivantes :

- Résistance pondérée en arrachement de la vis dans la membrure principale
- Résistance pondérée au poinçonnement de la tête de la vis dans la plaque de jonction
- Résistance pondérée en traction de la vis

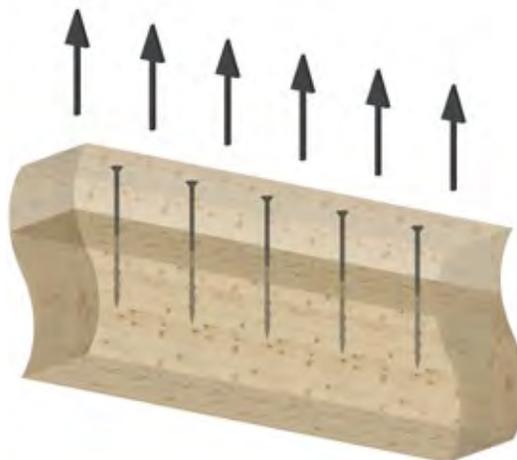


FIGURE 47 • Assemblage de vis partiellement filetées chargées axialement en arrachement

4.6.1.1.2 Conception des assemblages avec des vis structurales auto-taraudeuses pleinement filetées chargées axialement en arrachement

La résistance de l'assemblage est généralement caractérisée par la plus petite des valeurs suivantes :

- Résistance pondérée en arrachement de la vis dans la membrure principale
- Résistance pondérée en arrachement de la vis dans la membrure secondaire
- Résistance pondérée en traction de la vis

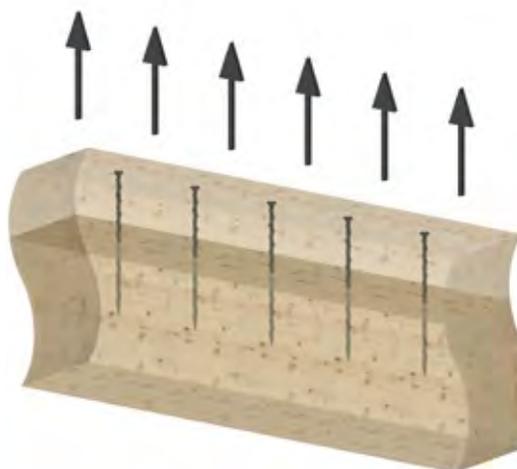


FIGURE 48 • Assemblage de vis entièrement filetées chargées axialement en arrachement

4.6.1.2 Conception des assemblages latéraux avec vis structurelles auto-taraudeuses chargées en cisaillement :

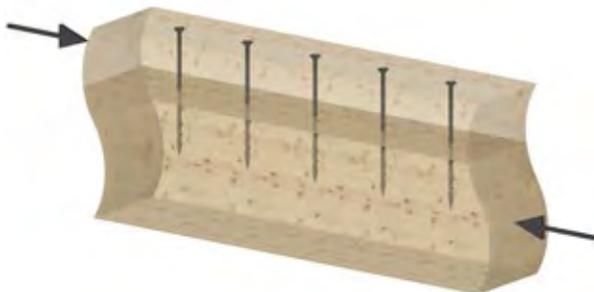


FIGURE 49 • Assemblage de vis partiellement filetées chargées en cisaillement

Un assemblage latéral en cisaillement est caractérisé par l'orientation perpendiculaire des vis par rapport au plan de cisaillement et par un effort parallèle au plan de cisaillement. La conception de ces assemblages en cisaillement peut être faite selon la section 12.6.5 de la norme CSA O86 pour les tire-fonds^[9].

Il est à noter que pour le calcul de la résistance unitaire latérale selon la norme CSA O86, la valeur de résistance élastique (f_y) des tire-fonds doit être remplacée par la résistance élastique de la vis auto-taraudeuse donnée par le fabricant de la vis.

4.6.1.3 Conception des assemblages avec vis structurelles auto-taraudeuses chargées axialement et latéralement :

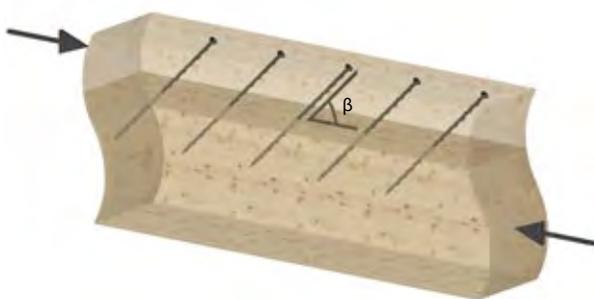


FIGURE 50 • Assemblage de vis entièrement filetées chargées axialement et latéralement

Un assemblage chargé en combinaison de ces charges est généralement caractérisé par l'orientation des vis à un angle β de 30° à 45° par rapport au plan de cisaillement de l'assemblage et par un effort parallèle au plan de cisaillement. Il faut considérer que l'angle d'insertion des vis influence la résistance de l'assemblage. Ce type d'assemblage est habituellement réalisé à l'aide de vis auto-taraudeuses pleinement filetées.

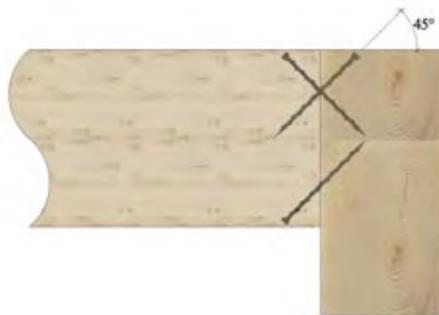
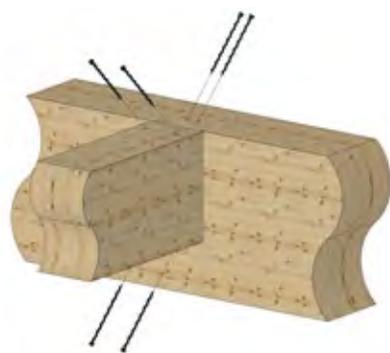
La résistance de l'assemblage est généralement caractérisée par la plus petite des valeurs suivantes :

- Résistance pondérée en arrachement de la vis dans la membrure principale
- Résistance pondérée en arrachement de la vis dans la membrure secondaire
- Résistance pondérée en traction de la vis
- Résistance pondérée en cisaillement de la vis

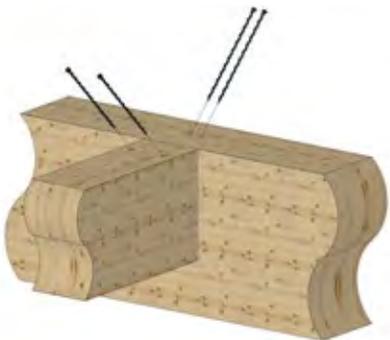
Notons que la contribution de la résistance en cisaillement est généralement négligée dans ce type d'assemblage en raison de la différence de rigidité entre les vis en cisaillement et en arrachement. Cette différence de rigidité implique qu'un assemblage avec vis en cisaillement est habituellement plus ductile qu'un assemblage avec vis en arrachement ou en combinaison, qui sont plus rigides.

4.6.1.4 Autres exemples d'application des vis structurelles auto-taraudeuses

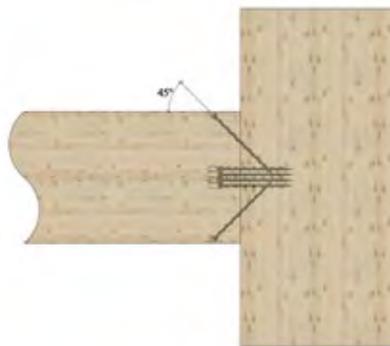
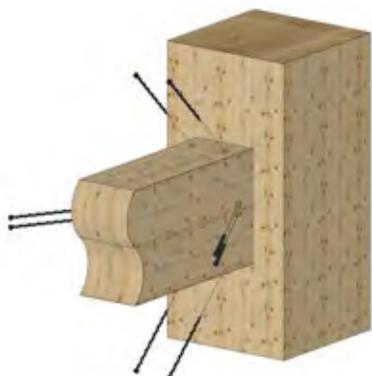
La figure 51 présente d'autres exemples d'application possibles pour les vis structurelles. Il faut noter que ces assemblages sont plus complexes que ceux mentionnés précédemment et nécessitent par conséquent des vérifications plus poussées. Par exemple, lorsqu'une vis est chargée en compression axiale, il est nécessaire de vérifier sa résistance à la compression axiale et au flambement. Il est également possible de renforcer la résistance à la compression perpendiculaire au fil à un appui à l'aide de vis entièrement filetées.



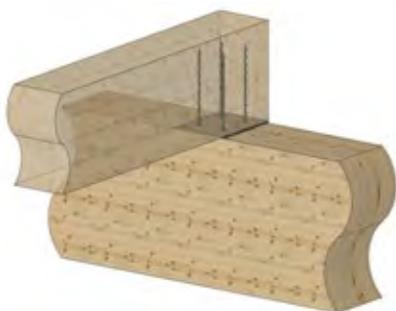
a) Assemblage d'une poutre secondaire sur une poutre principale à l'aide de vis entièrement filetées installées à 45 degrés



b) Assemblage d'une poutre secondaire sur une poutre principale à l'aide de vis entièrement filetées installées à 45 degrés



c) Assemblage poteau-poutre à l'aide de vis entièrement filetées installées à 45 degrés



d) Renfort de compression perpendiculaire à un appui à l'aide de vis entièrement filetées

FIGURE 51 • Autres exemples d'application

4.6.2 Goujons auto-perceurs

Les goujons auto-perceurs peuvent être utilisés dans des assemblages avec plaques métalliques internes. Ils permettent des assemblages sans jeu, car tous les éléments à assembler sont percés dans une seule et même opération.

Des appareils de pose manuels ou avec assistance pneumatique sont disponibles auprès des fournisseurs pour assurer une mise en place adéquate des goujons auto-perceurs. Ces outils sont particulièrement utiles lorsque les connecteurs sont très élancés.



FIGURE 52 • Goujon auto-perceur SBD (Image : Rothoblaas)

4.6.3 Connecteurs préconçus

Les connecteurs préconçus sont des connecteurs dont les valeurs de résistance sont déjà fournies par le fabricant en fonction de certaines conditions d'installation qui doivent être respectées. Le fabricant fournit habituellement le degré de résistance au feu. Ces connecteurs constituent des assemblages bois sur bois, bois-acier ou encore bois-béton. Ils peuvent permettre d'économiser beaucoup de temps de conception, mais il faut toutefois s'assurer d'obtenir des valeurs applicables au Canada auprès du fabricant.



FIGURE 53 – Connecteur MEGANT (images : MyTiCon Timber Connectors)



FIGURE 54 – Connecteur Ricon S VS (images : MyTiCon Timber Connectors)

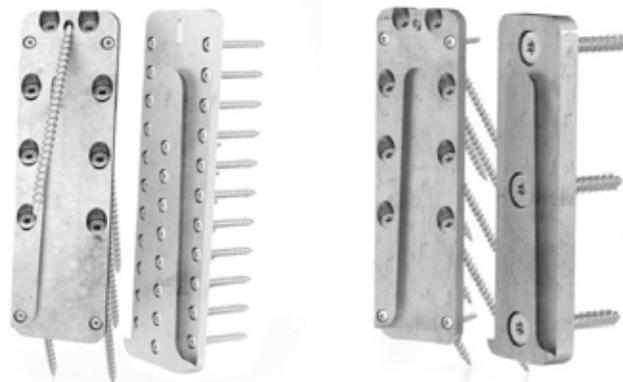


FIGURE 55 – Connecteurs UV-T et UV-C, respectivement (images : Rothoblaas)



FIGURE 56 – Connecteurs ALUMIDI (Image : Rothoblaas)

4.6.4 Tiges collées

Utilisée depuis les années 1970 en URS^[26] et depuis les années 1980 en Europe^[27], la technique d'assemblages conçus à l'aide de tiges collées (*glued-in rods*) permet de former des assemblages performants axialement et très rigides. Ils offrent une rigidité rotationnelle^{[28][29]} et sont capables de répartir les contraintes dans les éléments de bois^[30]. Les efforts sont transmis au bois par des tiges filetées fixées à l'aide de résines structurales époxyde ou polyuréthane dans des trous prépercés (**figure 57**). Ces tiges sont ensuite boulonnées à une ferrure ou, dans certains cas, soudées à une plaque d'appui qui est

elle-même fixée à une plaque de jonction qui transmet les charges d'une membrure à l'autre (**figure 58**). Ces connecteurs sont souvent utilisés pour obtenir des assemblages invisibles transmettant des efforts de traction (Exemple de réalisation : **figure 62 c**). La performance de ce type d'assemblage est bien sûr tributaire du bon comportement à long terme de la résine utilisée et des conditions environnementales (humidité et température). Les tiges insérées collées ont fait l'objet d'études en Scandinavie, en Russie, en Nouvelle-Zélande, en Suisse, en Allemagne et au Canada, dans le but d'élargir les possibilités d'utilisation du bois lamellé-collé dans les constructions exigeant des assemblages rigides^[2].

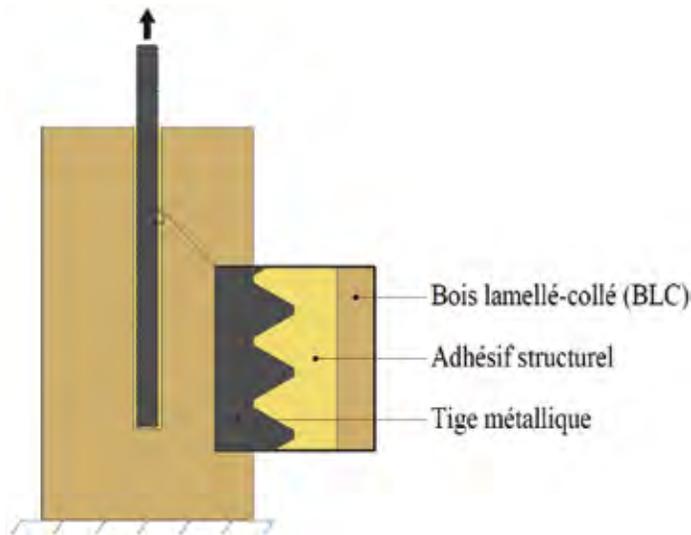


FIGURE 57 – Assemblage par tige collée^[31], adapté de^[32]

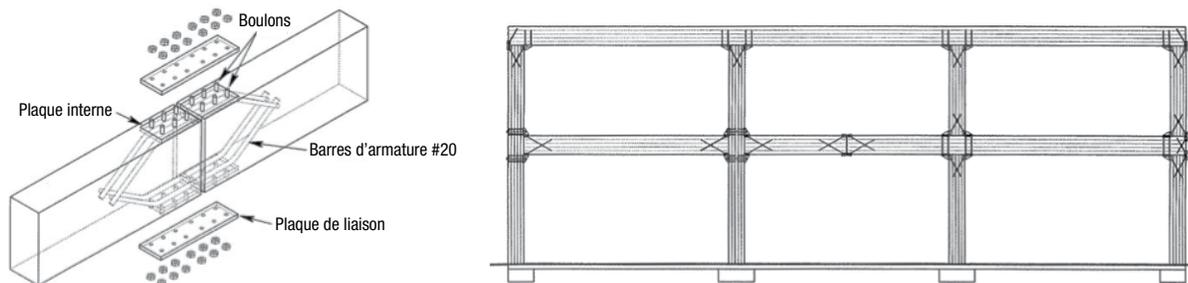


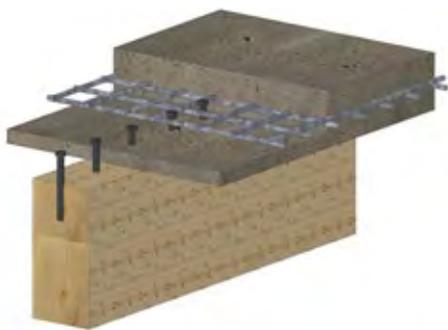
FIGURE 58 – Exemple d'assemblages rigides par tiges insérées collées^[2]

Bien que la norme CSA O86 et l'Eurocode n'incluent toujours pas les assemblages par tiges collées, l'annexe nationale allemande^[33], la norme italienne^[34], la norme russe^[35] ainsi que la norme néo-zélandaise^[36] contiennent leurs règles de dimensionnement.

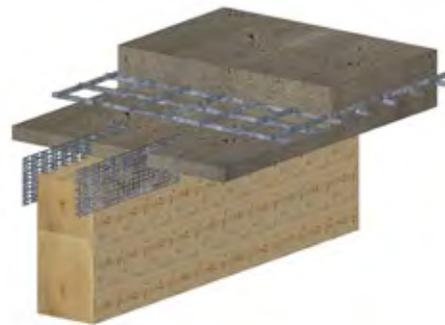
4.6.5 Assemblages bois-béton

Plusieurs types d'assemblages sont disponibles pour connecter le bois au béton et pour permettre un comportement composite. Des connecteurs particuliers existent pour assembler des planchers bois-béton

comme des plaques de métal déployé insérées en partie dans le bois, collées à l'époxy puis recouvertes de béton, ou encore des plaques clouées et recouvertes de béton. Il existe également des ancrages vissés combinés à des clés de cisaillement recouverts de béton et des vis à double filetage dont la section supérieure est filetée en sens contraire à celle du bas. Ces vis pénètrent dans le bois jusqu'aux filets inversés, puis le béton est coulé par-dessus. L'inversion du filet empêche ensuite le déplacement des vis et du bois par rapport au béton. Les vis peuvent être posées perpendiculairement à la surface ou à 45 degrés.



a) Clés de cisaillement



b) Plaques clouées



c) Plaques collées



d) Vis

FIGURE 59 – Assemblages pour planchers bois-béton

4.6.6 Ferrures de levage

Bien qu'elles ne fassent pas partie de la structure du bâtiment, les ferrures d'attache, ou ferrures de levage, doivent être considérées au même titre que les connecteurs structuraux pour s'assurer d'un montage rapide et sans heurt. Les ferrures de levage peuvent être articulées ou non et peuvent être conçues spécifiquement pour un projet ou pour un type de projet.

Plusieurs types d'assemblages de levage sont disponibles en format préconçu. Ces derniers sont des produits propriétaires et chaque connecteur doit être utilisé selon les recommandations strictes du fabricant. Dans tous les cas, l'état des ferrures doit être soigneusement vérifié entre chaque levage. La **figure 60** montrent l'utilisation de telles ferrures en chantier.



Photo: Stéphane Groleau

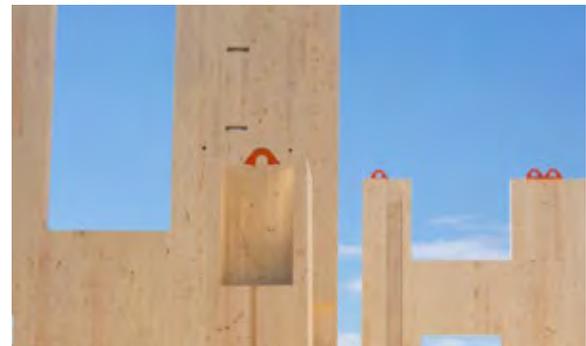


Photo: Stéphane Groleau

FIGURE 60 – Levage d'un panneau de CLT et ferrure de levage non articulée

4.6.7 Exemples de réalisations



a) Poutres sous-tendues, Gare fluviale de Lévis



d) Assemblages invisibles – Complexe Synergia, Saint-Hyacinthe



b) Plaques de jonction – Condos Origine, Québec



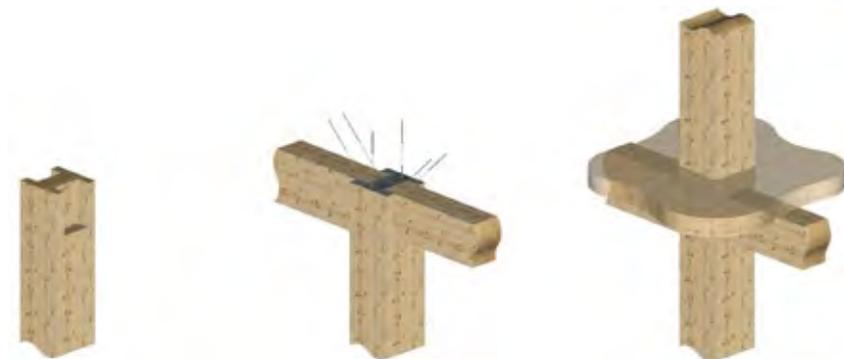
e) Assemblage facilitant l'écoulement de l'eau dans une piscine – Cité Verte, Québec



c) Assemblages par tiges insérées collées – Pont de Crest, France



f) Assemblages de murs de refend – condos Origine, Québec



g) Assemblage poteau-poutre et dalle CLT, étapes 1, 2 et 3 – Condos Origine, Québec

FIGURE 61 – Exemples de réalisations

5 Assemblages par contact

Les assemblages par contact permettent de joindre des éléments en bois sans avoir recours à l'utilisation de connecteurs métalliques. Ces techniques d'assemblage sont utilisées depuis des siècles par les artisans charpentiers dans la réalisation de charpentes traditionnelles en bois. Elles sont principalement basées sur la bonne capacité du bois à transmettre des forces en compression, mais utilisent aussi des moyens, tels les goujons en bois, pour supporter un inversement des charges. Ces assemblages peuvent ainsi transmettre des efforts allant de faibles à modérés. Comme elles nécessitent habituellement l'enlèvement d'une quantité assez importante de bois au joint, ces méthodes peuvent exiger l'utilisation de pièces de charpente plus grosses^[4].

La bonne performance des assemblages par contact est assurée par un travail de charpenterie précis, ainsi que par une compréhension poussée des propriétés mécaniques du matériau bois. De nos jours, les machines de taille à commande numérique facilitent la réintégration de ce type d'assemblages en permettant la production rapide de façonnage précis des pièces de bois.

La norme de calcul canadienne ne traite pas directement de ces techniques d'assemblage. Les hypothèses de calcul proposées par les normes européennes peuvent cependant aider l'ingénieur à concevoir ces joints. Des hypothèses conservatrices doivent être favorisées afin de pallier les imprécisions possibles au moment de la fabrication.

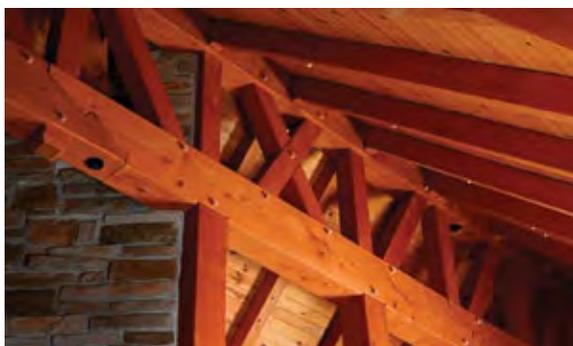


FIGURE 62 • Charpente et joints traditionnels (Charpentes Montmorency)

5.1 Embrèvements

Généralités

Les embrèvements sont des configurations d'assemblage qui transmettent des efforts par compression entre deux membrures qui s'appuient l'une sur l'autre. Les embrèvements peuvent comporter plusieurs angles pour augmenter les surfaces de contact. Une distribution uniforme des charges sur les surfaces de contact dépend d'une bonne conception et d'une réalisation soignée. La résistance réelle de ce type d'assemblage est donc tributaire des défauts de fabrication et des variations dimensionnelles possibles. Une conception adaptée doit aussi éviter de créer des efforts en traction perpendiculaire au fil.

L'embrèvement simple est le plus courant, mais l'embrèvement arrière peut être utilisé si la distance d'extrémité est trop courte. L'embrèvement double combine les deux pour permettre d'augmenter la surface d'appui totale (**figure 63**).

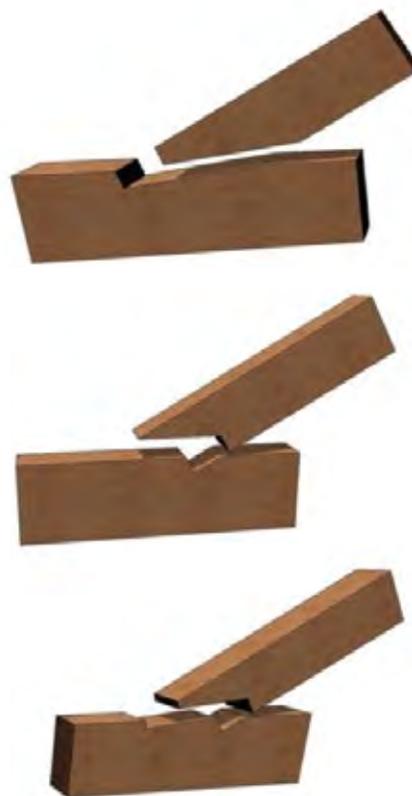


FIGURE 63 • Principaux types d'embrèvements^[14]

Calcul de la résistance

Le calcul de la résistance d'un emboîtement fait appel aux résistances du bois en compression parallèle, perpendiculaire et à angle par rapport au fil. La résistance au cisaillement parallèle au fil est aussi sollicitée lorsque l'emboîtement est près de l'extrémité de l'élément principal.

La norme de calcul canadienne ne traite pas directement de ces techniques d'assemblage. Quoique le calcul des emboîtements soit traité dans l'Eurocode 5^{[18]*}, il s'avère difficile pour les concepteurs canadiens d'utiliser les hypothèses de calcul proposées par la norme européenne en raison d'une grande différence dans les règles d'évaluation de la résistance en compression perpendiculaire au fil du bois. L'utilisation des résistances données par la norme CSA O86 avec les équations proposées par l'Eurocode 5 occasionnerait une importante surestimation de la résistance de ces assemblages. Le présent chapitre traite donc uniquement de concepts généraux portant sur la résistance de ce type d'assemblage^[14].

Le phénomène d'interpénétration des fibres de bois peut réduire la résistance d'un assemblage par emboîtement et augmenter les déformations. Ce phénomène est causé par l'enfoncement du bois plus dur (cernes de bois d'été) dans les cernes plus tendres

(bois de printemps), lorsque deux pièces de bois sont mises bout à bout ou avec un angle faible. Ce phénomène touche peu les membrures qui se rencontrent avec un angle élevé, s'approchant de 90°.

Emboîtement simple

Selon le modèle de calcul présenté dans la norme suisse SIA pour un emboîtement simple, toute la charge axiale est reprise par la surface de contact du bout de l'entaille. La résistance de l'emboîtement est donc basée sur la résistance en compression oblique transférée bois sur bois. La résistance réelle de l'emboîtement est dépendante de la précision de l'assemblage, car une surface de contact inégale pourrait modifier le cheminement des forces.

Comme la résistance en compression du bois parallèle au fil est supérieure à celle perpendiculaire, l'angle de coupe influence la résistance de l'emboîtement (**figure 64**). Si la pièce secondaire est coupée à 90°, elle offrira une résistance maximale, mais la résistance sera réduite sur l'élément principal (a). Si la coupe est perpendiculaire au fil de la pièce principale, c'est la résistance de la pièce secondaire qui sera réduite (b). On obtient une résistance optimale lorsque l'angle est égal sur les deux membrures (c). L'angle de coupe (ϵ) optimal est donc la bissectrice entre les deux membrures.

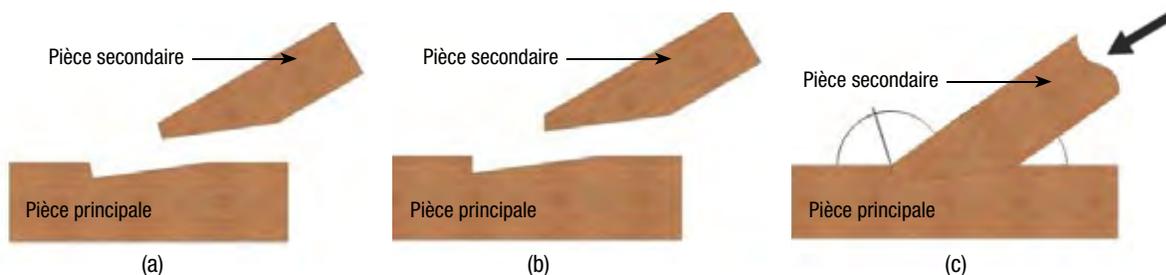


FIGURE 64 • Emboîtement simple – Influence de l'angle de coupe

Dans les cas où l'emboîtement se trouve près de l'extrémité, une longueur minimale v est établie pour résister à l'effort de cisaillement. (**figure 65**)

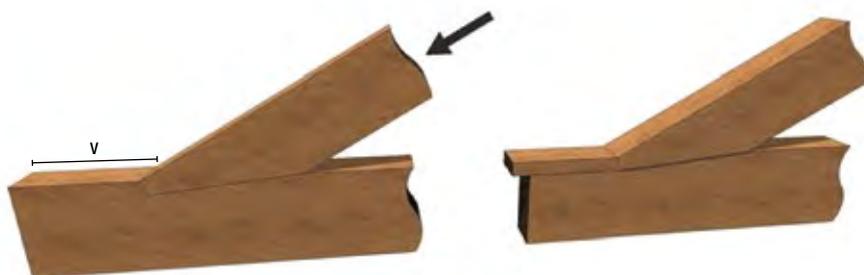


FIGURE 65 • Longueur d'extrémité résistante au cisaillement longitudinal

La composante verticale de la charge est reprise par la surface arrière de l'embrèvement. La profondeur de l'élément secondaire, d , doit être suffisante pour assurer une résistance adéquate. Cette restriction est rarement contraignante pour des angles β inférieurs à 60° .

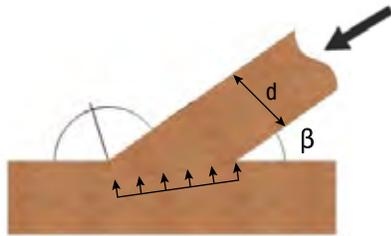


FIGURE 66 • Reprise de la composante verticale de la charge

Finalement, une dernière attention doit être apportée à l'élément embrevé pour s'assurer que la section réduite résiste aux efforts appliqués.

Embrèvement arrière

Dans un embrèvement arrière, l'angle de coupe est généralement perpendiculaire à l'axe de la membrure secondaire. Cette configuration permet d'éviter un transfert de charge sur la partie avant de l'embrèvement, ce qui induirait des efforts en traction perpendiculaire au fil (**figure 67**).

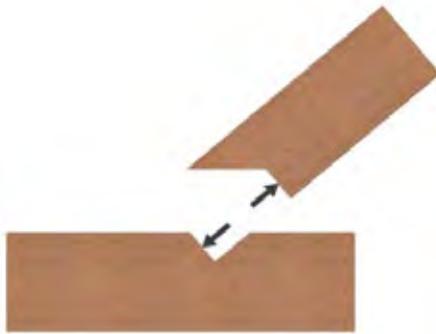


FIGURE 67 • Embrèvement arrière

Seul le talon peut donc servir d'appui et résister à la force appliquée. La résistance en compression oblique dans la pièce principale et la résistance en compression parallèle de la pièce secondaire doivent être vérifiées. Si les deux membrures ont les mêmes valeurs de résistance unitaire, la membrure principale contrôle le calcul, car la résistance oblique est plus faible que la résistance parallèle au fil.

Une telle disposition diminue l'efficacité du transfert des charges puisque l'angle de contact n'est pas identique sur les deux pièces, mais elle permet d'augmenter la distance entre l'embrèvement et l'extrémité de la membrure principale pour résister au cisaillement longitudinal.

La profondeur d'entaille est plus importante pour ce type d'embrèvement. La longueur de bout pour résister au cisaillement est calculée de la même façon que pour un embrèvement simple.

Afin d'éviter la fissuration, on laisse généralement un espace de 1 à 2 mm entre la partie avant de l'embrèvement et la pièce principale (**figure 68**).



FIGURE 68 • Traction perpendiculaire au fil dans un embrèvement arrière mal conçu

Embrèvement double

L'embrèvement double combine les avantages de l'embrèvement simple et arrière, c'est-à-dire que l'angle de coupe est optimisé et que la longueur de cisaillement est maximale. La partie avant est configurée comme un embrèvement simple avec une profondeur t_1 et l'arrière est coupé à 90° sur une profondeur t_2 . Ce type d'assemblage est plus complexe à réaliser que les deux précédents. Pour que les hypothèses de calcul soient valides, il faut toutefois que le contact entre les surfaces soit assuré par un découpage précis ou par l'insertion de cales d'ajustement à l'avant.

La profondeur t_1 doit être plus petite que t_2 afin de bien séparer les plans de cisaillement.

La longueur de bout pour résister au cisaillement et la reprise de la composante verticale de la charge par le fond de l'embrèvement sont calculées de la même façon que pour un embrèvement simple.

L'embrèvement double est la méthode qui affaiblit le moins la section principale car les profondeurs d'entaille sont plus faibles. La quantité de travail qu'il nécessite est toutefois beaucoup plus importante que pour un embrèvement simple.



FIGURE 69 • Embrèvement double



6 Exemple de calcul complet

Cet exemple vise à détailler les étapes d'un calcul complet d'un assemblage. Dans les exemples précédents, seules les vérifications propres à chaque catégorie d'attache étaient présentées. Tous les éléments composant un assemblage doivent toutefois être vérifiés selon la norme de calcul applicable et le matériau utilisé. Les plans détaillés de cet assemblage sont fournis à la fin de cet exemple.

Exemple 1 – Calcul complet

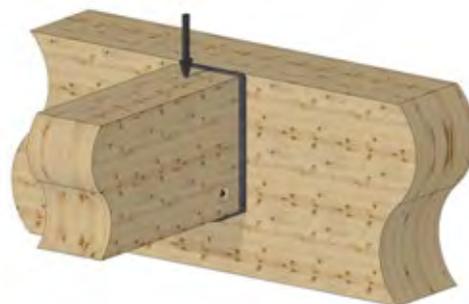
On désire calculer et configurer un assemblage supportant une solive sur une poutre principale. L'effort à transmettre est de 60 kN. Un étrier avec raidisseur interne et six boulons de diamètre 19,05 mm (¾ po) ASTM A307 sont utilisés pour transférer la charge de la solive vers la poutre. La poutre et la solive sont en bois lamellé-collé Douglas-mélèze 20f-E.

Les distances entre les boulons, de rive et d'extrémité, ont été calculées pour satisfaire les distances minimales. De plus, comme les deux files de boulons sont perpendiculaires au fil du bois de la poutre principale, la longueur totale des files ne devrait pas dépasser 125 mm afin d'éviter les effets indésirables du retrait du bois sur l'assemblage. Des files de boulons trop longues pourraient faire fendre la poutre. Les vérifications à faire sont :

- la résistance de l'assemblage boulonné,
- le calcul de la longueur d'appui de la solive,
- le système de résistance au soulèvement de la solive,
- la résistance des boulons,
- la résistance à la compression du bois sous les rondelles (boulons en traction),
- la résistance des soudures,
- la résistance du métal de l'étrier.

Résistance de l'assemblage boulonné

Le calcul de résistance se fait selon la section 5.1 – Boulons et goujons. Dans ce cas, il faut vérifier la résistance ductile de l'assemblage ainsi que la résistance au fendage de la poutre.



$K_D = 1$	Tableau 5.1	Le présent calcul considère la charge totale pondérée, calculée selon une combinaison de la charge permanente et de la charge d'utilisation. La charge la plus courte de cette combinaison est utilisée pour déterminer K_D , à moins que la charge permanente ne soit plus grande que la charge de durée normale (art. 5.3.2.2)
$K_{SF} = 1$	Tableau 12.1	L'assemblage, fabriqué à l'aide de bois sec ($TH < 19\%$), sera utilisé en milieu sec, c'est-à-dire qu'il ne sera pas ou rarement exposé à l'eau.
$K_T = 1$	Tableau 6.11	Le bois utilisé n'est pas traité avec un produit ignifuge ou chimique, ni incisé.

Résistance ductile

La longueur d'appui de l'attache sur l'élément en bois est de 185 mm en considérant les perçages.

$$N_r = 73,7 \text{ kN (mode de rupture g) – deux rotules plastiques)}$$

$$N_r = 73,7 \text{ kN} \geq P_f = 60,0 \text{ kN}$$

Résistance au fendage

L'épaisseur de l'élément en bois pour le calcul du fendage est l'épaisseur réelle de l'élément, soit 215mm.

$$Q_{S_{rt}} = 169,5 \text{ kN} \geq P_f = 60,0 \text{ kN}$$



Calcul de la longueur d'appui de la solive

L'appui de la solive sur l'étrier doit être d'une longueur suffisante pour que la contrainte ne dépasse pas la résistance perpendiculaire du bois ($Q_r \geq Q_f$).



$$Q_r = \emptyset F_{cp} A_b K_B K_{Z_{cp}}$$

tableau 7.5.9

$$\emptyset = 0,8$$

$$F_{cp} = f_{cp} (K_D K_{S_{cp}} K_T) = 7 \text{ MPa}$$

tableau 7.2

$$A_b = 75,5 \cdot 2 \cdot L_b = 151 \text{ mm} \cdot L_b$$

$$K_B = 1$$

Puisque la condition a) de l'article 6.5.6.5 n'est pas respectée, le coefficient K_B reste égal à 1,0. En effet, la surface d'appui est située à l'extrémité de l'élément, donc au moins une partie de la surface d'appui se situe à moins de 75 mm de l'extrémité.

$$K_{Z_{cp}} = 1,148$$

Selon l'article 7.5.9.2, pour le bois lamellé-collé, la hauteur correspond à l'épaisseur d'une lamelle. Dans le cas présent, avec une lamelle de 38mm, le rapport largeur/hauteur est de 75,5mm/38mm, soit 1,99. On trouve ensuite $K_{Z_{cp}}$ par interpolation linéaire :

$$Q_r = 0,8 \cdot 7 \text{ MPa} \cdot 151 \text{ mm} \cdot L_b \cdot 1 \cdot 1,148$$

$$Q_r = 0,9708 \text{ kN} / \text{mm} \cdot L_b \geq Q_f = 60,0 \text{ kN}$$

$$L_b \geq 61,8 \text{ mm} \rightarrow \text{choix: } L_b = 78,6 \text{ mm}$$

$$Q_r = 76,3 \text{ kN} \geq Q_f = 60,0 \text{ kN}$$

Système de résistance au soulèvement de la solive

Un boulon de 9,525 mm (3/8 po) est installé afin de résister à une force de soulèvement de 5,0 kN. Ce boulon doit être positionné dans le bas de la solive afin d'éviter qu'un retrait éventuel dans le bois ne fasse perdre le contact entre la solive et l'appui de l'étrier, ce qui pourrait créer de la fissuration.



Résistance ductile

$$N_r = 5,1 \text{ kN}$$

(Longueur d'appui de l'attache sur l'élément bois: 2 x 63,5 mm)

Résistance au fendage

$$Q_{Srt} = 12,7 \text{ kN}$$

(Épaisseur de l'élément pour le fendage: 2 x 83,5 mm)

$$Q_{Srt} \geq N_r \geq 5,0 \text{ kN}$$

Bien que la résistance ductile de l'assemblage soit suffisante, son taux de sollicitation est très élevé. Il pourrait être judicieux de choisir un boulon de grade A325 plutôt que A307, ce qui porterait la résistance ductile de l'assemblage à 6,5 kN.

Résistance des boulons

La résistance des boulons eux-mêmes doit être vérifiée. Pour cet assemblage, la situation la plus critique est celle des boulons supérieurs, qui résistent à un chargement combiné en traction-cisaillement en raison de l'excentricité de la charge. On doit dans ce cas utiliser l'équation d'interaction suivante:

$$\left(\frac{V_f}{V_r}\right)^2 + \left(\frac{T_f}{T_r}\right)^2 \leq 1,0$$

Boulons ASTM A307:

$$F_y = 310 \text{ MPa}$$

$$F_u = 410 \text{ MPa}$$

Plaques d'acier (G40.21M 300W):

$$F_y = 300 \text{ MPa}$$

$$F_u = 450 \text{ MPa}$$

Puisque le cisaillement est concentrique, il est réparti également entre les six boulons.

$$V_f = 60 \text{ kN} / 6 \text{ boulons} = 10 \text{ kN}$$

Calcul de la résistance au cisaillement (filets exclus du plan de cisaillement):

$$V_r = 0,6 \cdot \Phi_b \cdot n \cdot m \cdot A_b \cdot F_u$$

n = nombre de boulons

m = nombre de plans de cisaillement

$$V_r = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 285 \text{ mm}^2 \cdot 410 \text{ MPa}$$

$$V_r = 56,1 \text{ kN} \geq V_f = 10 \text{ kN}$$



CSA S16, art. 13.12.1.2 c) [15]

Les deux boulons supérieurs sont soumis à un effort en traction T_f en raison de l'excentricité $e_x = 60\text{mm}$. Cette excentricité produit un moment sur l'assemblage :

$$M_f = 60 \text{ kN} \cdot 60 \text{ mm} = 3600 \text{ kN.mm}$$

L'effort T_f dans les boulons supérieurs peut être calculé comme suit en utilisant la méthode de l'analyse élastique présentée dans la référence Picard et Beaulieu^[38]. Cette méthode est valide si on considère qu'il ne se produit aucune séparation des parois assemblées, c'est-à-dire que la force de traction produite par les charges dans le boulon le plus sollicité demeure inférieure à la force de serrage du boulon (précontrainte).

$$T_f = \left(\frac{12 \cdot M_f r_m}{BD^3} \right) \cdot A_t + Q$$

Q étant l'effort supplémentaire causé par un effet de levier éventuel, r_m la distance entre l'axe neutre de l'assemblage et le boulon le plus sollicité.

Considérons en premier lieu que $Q = 0$.

$$T_f = \left(\frac{12 \cdot 3600 \cdot 122}{175 \cdot 304^3} \right) \cdot \left(\frac{175}{2} \cdot 60 \right) = 5,63 \text{ kN}$$

Les deux boulons supérieurs sont sollicités chacun par un effort de 5,63 kN (sans tenir compte de l'effet de levier).

Au-delà d'une épaisseur t_{\max} , la plaque est suffisamment rigide pour que l'effet de levier soit nul.

$$t_{\max} = \sqrt{\frac{4P_f b'}{\phi \cdot p F_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 5,63 \cdot 35}{0,9 \cdot 60 \cdot 0,300}} = 6,98 \text{ mm}$$

Comme l'épaisseur réelle de la plaque (6,35 mm) est légèrement inférieure à la valeur de t_{\max} (6,98 mm), il y a un effet de levier à considérer.

Effet de levier^[37] art. 4.8.2 :

$$Q = T_f \left(\frac{\alpha \delta}{1 + \alpha \delta} \right) \left(\frac{b'}{a'} \right)$$

$$b' = b - 0,5d_f = \frac{95 - 6,35}{2} - 0,5 \cdot 19,05 = 34,8 \text{ mm}$$

$$a' = a + 0,5d_f = 40 + 0,5 \cdot 19,05 = 49,5 \text{ mm}$$

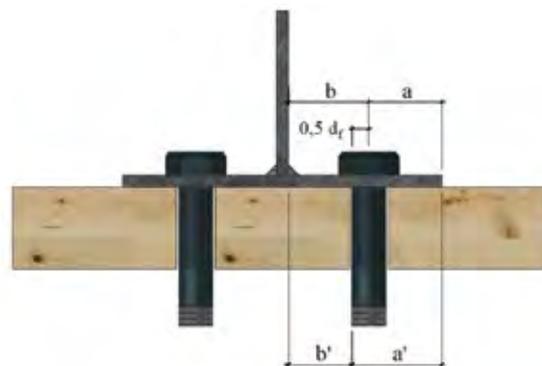
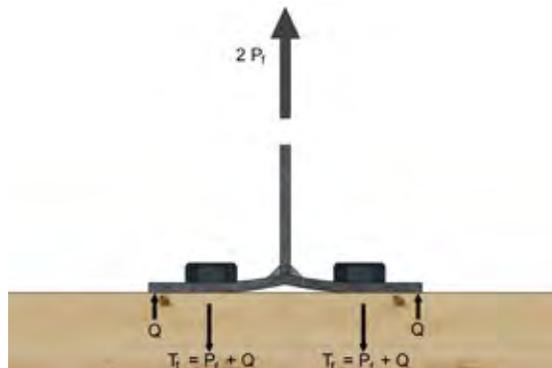
$$\delta = 1 - \frac{d + 2}{p} = 1 - \frac{19,05 + 2}{60} = 0,65$$

p = espacement des attaches dans la file

$$\alpha = \frac{1}{0,65} \left[\frac{4 \cdot 5,63 \cdot 35}{0,9 \cdot 60 \cdot 6,35^2 \cdot 0,300} - 1 \right] = 0,318$$

$$Q = 5,63 \left(\frac{0,318 \cdot 0,65}{1 + 0,318 \cdot 0,65} \right) \left(\frac{35}{49,5} \right)$$

$$Q = 0,68 \text{ kN}$$



Adapté de Picard et Beaulieu^[37]

Il faut ensuite ajouter l'effet de levier à T_f .

$$T_f = \left(\frac{12 \cdot M_f r_m}{BD^3} \right) \cdot A_t + Q$$

$$T_f = 5,63 \text{ kN} + 0,682 \text{ kN}$$

$$T_f = 6,30 \text{ kN}$$

Calcul de T_r :

$$T_r = 0,75 \cdot \varnothing_b \cdot A_b \cdot F_u$$

CSA S16, art. 13.12.1.3^[15]

$$T_r = 0,75 \cdot 0,8 \cdot 285 \text{ mm}^2 \cdot 410 \text{ MPa}$$

$$T_r = 70,1 \text{ kN} \geq T_f = 6,30 \text{ kN}$$

On doit finalement vérifier la résistance au cisaillement et à la traction combinés avec l'équation d'interaction :

$$\left(\frac{V_f}{V_r} \right)^2 + \left(\frac{T_f}{T_r} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\left(\frac{10}{56,1} \right)^2 + \left(\frac{6,30}{70,1} \right)^2 = 0,04 \leq 1,0$$

La résistance des boulons est donc largement suffisante.

Résistance à la compression du bois sous les rondelles

Comme certains boulons sont sollicités en traction, la surface d'appui des rondelles sur le côté opposé de la poutre doit être assez grande pour que le bois puisse résister à l'effort de compression. L'aire d'appui est égale à l'aire de la rondelle moins celle du trou de boulon. L'effort de traction dans les boulons T_f engendre la compression perpendiculaire au fil Q_r .

Pour des rondelles de 51 mm (Diamètre extérieur de 50,8 mm et diamètre intérieur de 20,6 mm) :

$$A_b = \pi \cdot 25,4^2 - \pi \cdot 10,3^2 = 1694 \text{ mm}^2$$

$$Q_f = 6,30 \text{ kN}$$

$$Q_r = \varnothing \cdot F_{cp} \cdot A_b \cdot K_B \cdot K_{Zcp} \quad \text{CSA O86, art. 15.3.3.7.2}^{[3]}$$

$$Q_r = 0,8 \cdot 7 \text{ MPa} \cdot 1694 \text{ mm}^2 \cdot 1 \cdot 1$$

$$Q_r = 9,48 \text{ kN} \geq Q_f = 6,30 \text{ kN}$$

Résistance des soudures

Les plaques d'acier perpendiculaires entre elles seront fixées à l'aide de soudures d'angle. Il faut vérifier la résistance des soudures sous les charges appliquées.

Soudures verticales excentriques

L'assemblage soudé est concentrique en cisaillement et excentrique en flexion. On utilise des cordons de soudure de 6 mm.

En raison de l'excentricité, la résistance de l'assemblage soudé est inférieure à celle d'un assemblage sans excentricité.

Électrode E49

$X_u = 490 \text{ MPa}$



Rupture des soudures : (Handbook of steel construction, 11th edition, p. 3-57)

Calcul du ratio d'excentricité :

$$a = e_x / L = 60 / 304 = 0,197$$

$$Q = \frac{F_y t}{X_u D} = \frac{300 \cdot 6,35}{490 \cdot 6} = 0,648$$

$$a/Q = 0,305$$

Pour $a/Q \leq 0,53$:

$$P_{r0} = 2(0,67) \phi 0,7071 X_u DL = 2(0,67)0,58 \cdot 0,7071 \cdot 490 \cdot 6 \cdot 304 = 491,17 \text{ kN}$$

$$a_{53} = 0,53Q = 0,53 \cdot 0,648 = 0,343$$

$$P_{r53} = \frac{0,711 \phi F_y t L}{a_{53} (Q+1,421)} = \frac{0,711 \cdot 0,58 \cdot 300 \cdot 6,35 \cdot 304}{0,343(0,648+1,421)}$$

$$P_{r53} = 336,12 \text{ kN}$$

$$P_r = P_{r0} \left[1 - 1,89 \left(\frac{a}{Q} \right) \right] + 1,89 \left(\frac{a}{Q} \right) P_{r53}$$

$$P_r = 491,17 [1 - 1,89 (0,304)] + 1,89 (0,304) 336,52$$

$$P_r = 401,9 \text{ kN} \geq P_f = 60 \text{ kN}$$

Rupture de la plaque :

Pour toutes valeurs de a/Q :

$$M_p = \frac{tL^2 F_u}{4} = \frac{6,35 \cdot 304^2 \cdot 450}{4} = 6,6 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$V_p = \frac{tL F_u}{2} = \frac{6,35 \cdot 304 \cdot 450}{2} = 434 340 \text{ N}$$

$$P_r = \frac{2\phi V_p (\sqrt{a^2 L^2 V_p^2 + 3M_p^2} - aL V_p)}{3M_p}$$

$$P_r = \frac{2 \cdot 0,58 \cdot 434 340 (\sqrt{0,197^2 \cdot 304^2 \cdot 434 340^2 + 3 \cdot (6,6 \times 10^6)^2} - 0,197 \cdot 304 \cdot 434 340)}{3 \cdot 6,6 \times 10^6}$$

$$P_r = 232,1 \text{ kN} \geq P_f = 60 \text{ kN}$$



Soudures horizontales

Pour ces soudures, l'excentricité est négligée. On vérifie la résistance au cisaillement du métal de base, la résistance au cisaillement de la soudure et la résistance à la traction du métal de base.

Électrode E49
 $X_u = 490 \text{ MPa}$

Cisaillement du métal de base :

$$V_r = 0,67 \cdot \phi_w A_m F_u \quad \text{CSA S16, art. 13.13.2.2}^{[39]}$$

$$V_r = 0,67 \cdot 0,67 \cdot 6 \cdot (175 - 6,35 + 2(90-6)) \cdot 450$$

$$V_r = 408,0 \text{ kN} \geq V_f = 60,0 \text{ kN}$$

Note : Cette vérification ne fait plus partie de la norme CSA S16 depuis l'édition de 2019.

Cisaillement des soudures

$$V_r = 0,67 \cdot \phi_w A_w X_u (1,0 + 0,5 \sin^{1,5} \phi) M_w \quad \text{CSA S16, art. 13.13.2.2}^{[15]}$$

$$A_w = 0,707 DL = 0,707 \cdot 6 \cdot 336,65 = 1428,1 \text{ mm}^2$$

$$\theta = 90^\circ$$

$$M_w = 1$$

$$V_r = 0,67 \cdot 0,67 \cdot 1428,1 \cdot 490 \cdot 1,5 \cdot 1$$

$$V_r = 471,2 \text{ kN} \geq V_f = 60,0 \text{ kN}$$

Traction de la plaque

Cette résistance est vérifiée avec une section plus petite lors du calcul de la résistance à la plastification de la section brute à la section suivante.



Résistance du métal de l'étrier

Deux modes de mise hors service sont possibles pour l'acier en traction : la plastification de la section brute et la rupture de l'aire nette. La rupture en cisaillement de la plaque inférieure et la rupture en par déchirement local en cisaillement-traction par arrachement des deux coins de l'étrier peuvent aussi survenir. Finalement, les résistances au cisaillement des files ainsi qu'à la pression diamétrale des boulons doivent être calculées.

Plastification de la section brute

$$T_r = \phi A_g F_y$$

$$\phi = 0,9$$

$$A_g = 1474 \text{ mm}^2$$

$$T_r = 0,9 \cdot 1474 \text{ mm}^2 \cdot 300 \text{ MPa}$$

$$T_r = 398,0 \text{ kN} \geq T_f = 60,0 \text{ kN}$$

CSA S16, art. 13.2^[15]



Rupture de la section nette

$$T_r = \phi_u A_{ne} F_u$$

$$A_{ne} = 1182 \text{ mm}^2$$

$$T_r = 0,75 \cdot 1182 \text{ mm}^2 \cdot 450 \text{ MPa}$$

$$T_r = 399,0 \text{ kN} \geq T_f = 60,0 \text{ kN}$$

CSA S16, art. 13.2^[15]



Cisaillement de la plaque inférieure

$$V_r = \phi \cdot A_g \cdot 0,6 F_y$$

$$V_r = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 6,35 \cdot 336,65 \cdot 300$$

$$V_r = 346,3 \text{ kN} \geq V_f = 60,0 \text{ kN}$$

Picard et Beaulieu, art. 4.4.2, eq. 4,14^[37]

Rupture par déchirement local en cisaillement-traction :

$$T_r = \phi_u \left[U_t A_n F_u + 0,6 A_{gv} \left(\frac{F_y + F_u}{2} \right) \right]$$

$$\phi_u = 0,75$$

$$U_t = 1,0 \text{ (symétrique)}$$

$$A_n = (40 \cdot 2 - 21)6,35 = 374,65 \text{ mm}^2$$

$$A_{gv} = 150 \cdot 2 \cdot 6,35 = 1905 \text{ mm}^2$$

$$T_r = 0,75 \left[1,0 \cdot 374,7 \cdot 450 + 0,6 \cdot 1905 \left(\frac{300 + 450}{2} \right) \right]$$

$$T_r = 447,9 \text{ kN} \geq T_f = 60,0 \text{ kN}$$

CSA S16, art. 13.11^[15]



Cisaillement des files :

$$T_r = \phi_u \left[0,6 A_{gv} \left(\frac{F_y + F_u}{2} \right) \right]$$

CSA S16, art. 13.11^[15]

$$A_{gv} = 4 \cdot 150 \cdot 6,35 = 3810 \text{ mm}^2$$

$$T_r = 0,75 \left[0,6 \cdot 3810 \left(\frac{300 + 450}{2} \right) \right]$$

$$T_r = 642,9 \text{ kN} \geq T_f = 60,0 \text{ kN}$$

Pression diamétrale

$$B_r = 3 \phi_{br} n t d F_u$$

CSA S16, art. 13.12.1.2 a)^[15]

$$B_r = 3 \cdot 0,8 \cdot 6 \cdot 6,35 \text{ mm} \cdot 19,05 \text{ mm} \cdot 450 \text{ MPa}$$

$$B_r = 783,9 \text{ kN} \geq B_f = 60,0 \text{ kN}$$

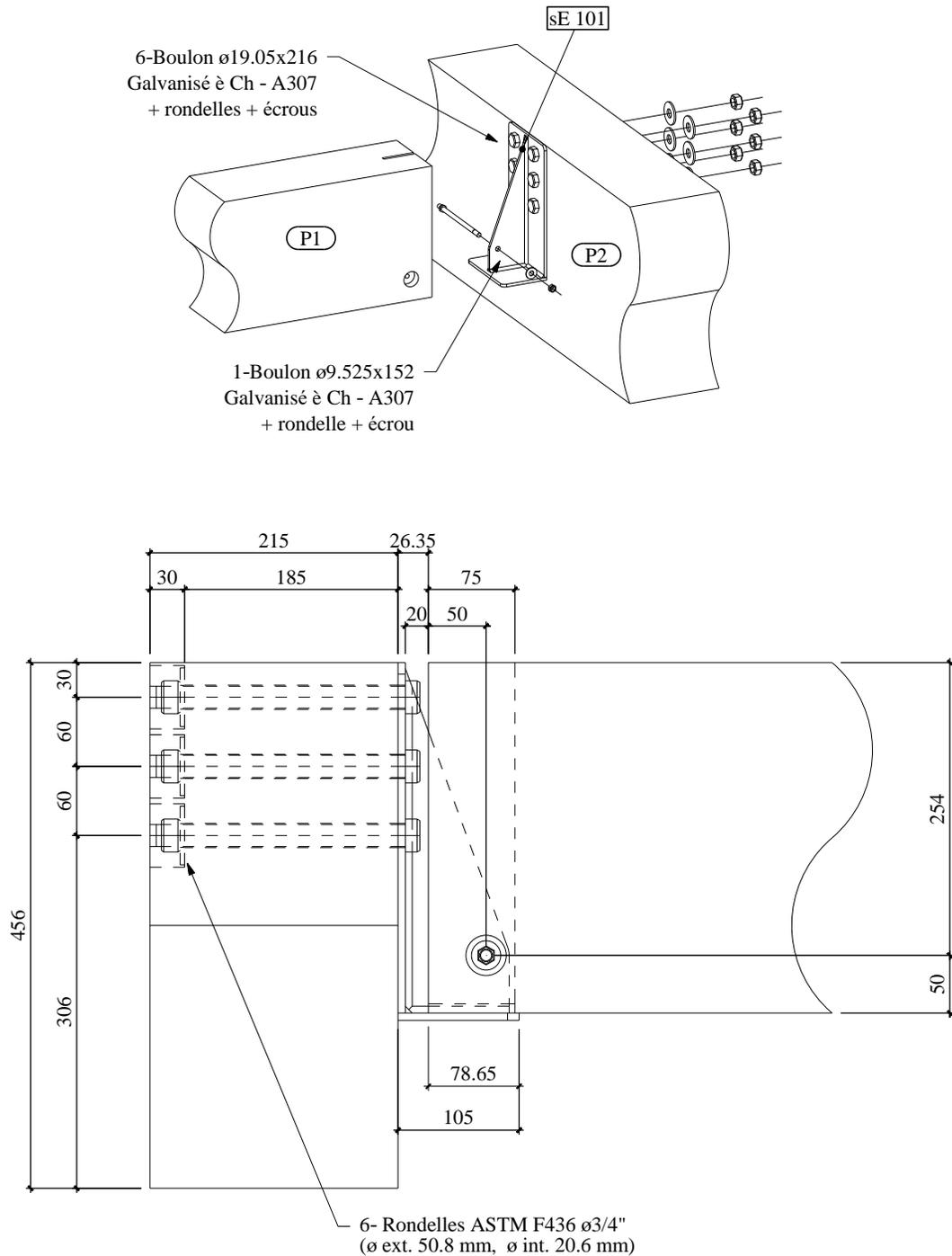


Toutes les vérifications sont concluantes.

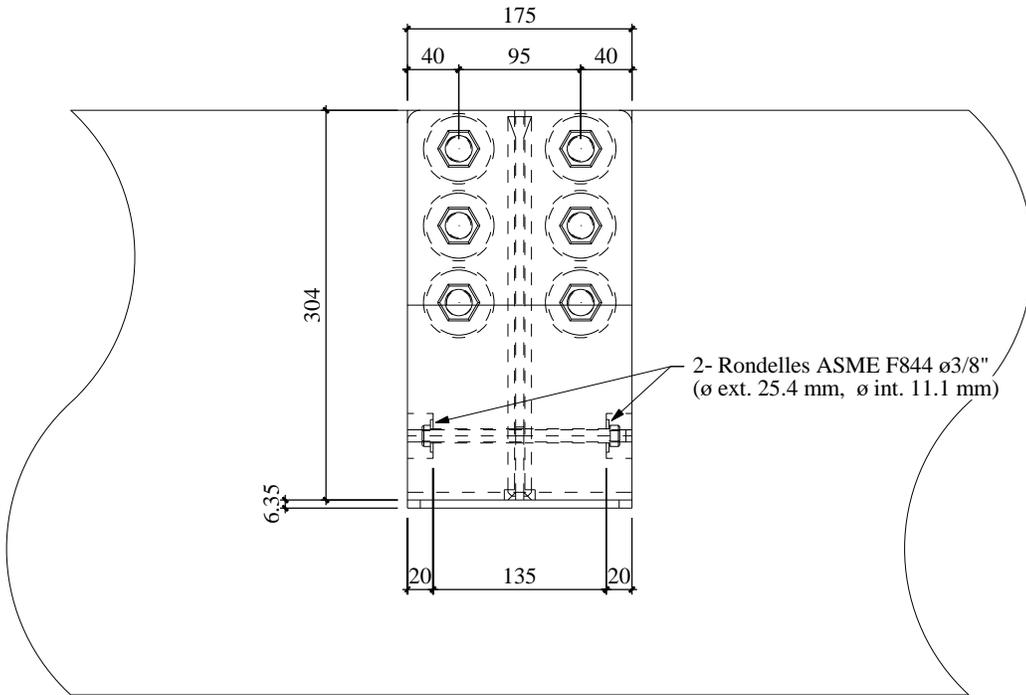
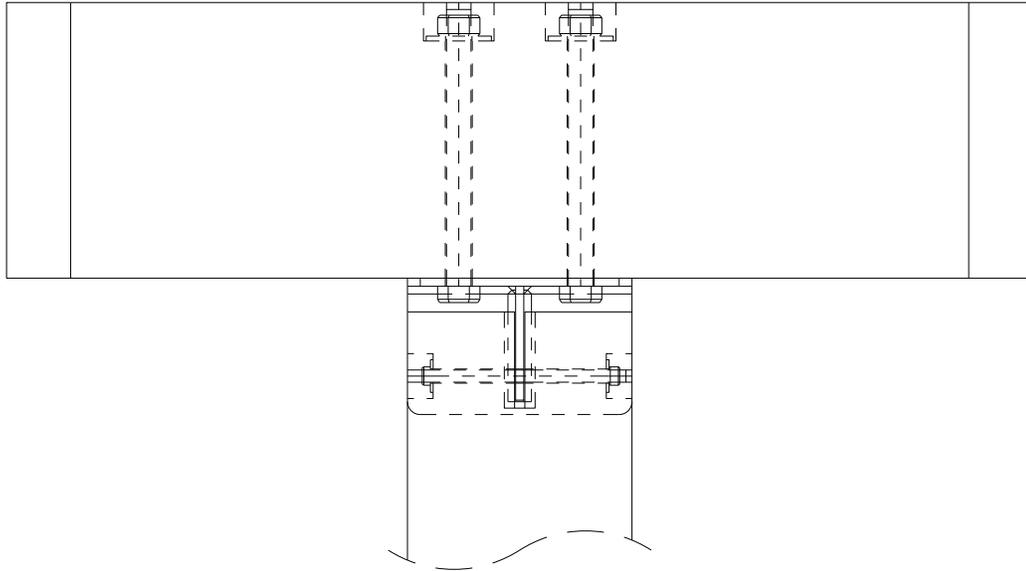
L'assemblage est donc gouverné par la résistance à la rupture ductile des boulons dans le bois. La résistance de l'assemblage est ainsi de 73,7 kN.



Plans détaillés de l'assemblage

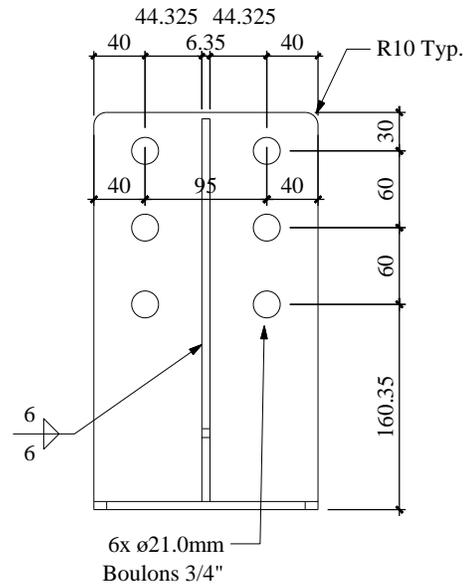
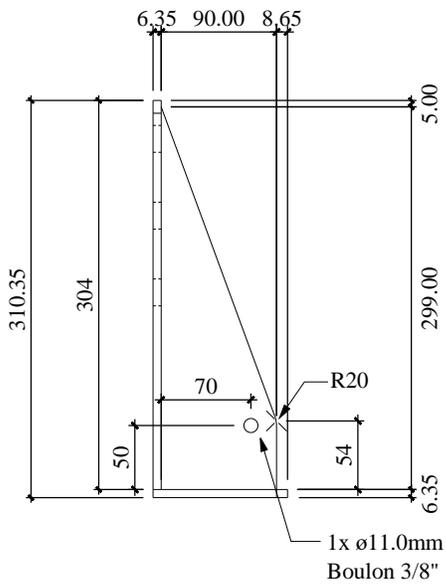
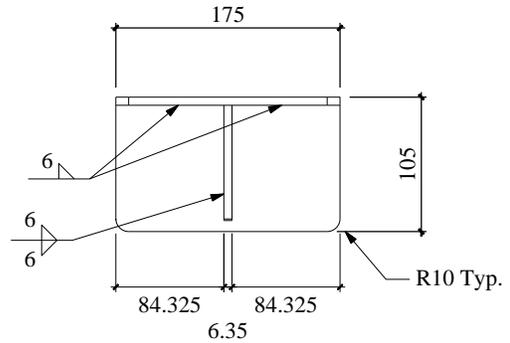
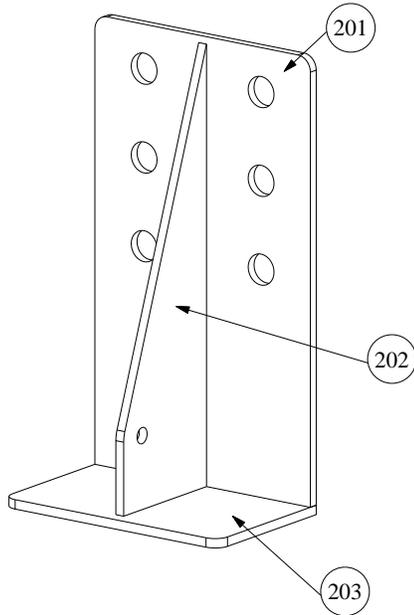


cecobois Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois	1175 avenue Lavigerie, bureau 200	Titre: ASSEMBLAGE COMPLET		Rév.	Description	Date
	Québec (Québec) G1V 4P1	Projet: GUIDE ASSEMBLAGES		A	-	-
	418-650-7193	Conéu par: CECO	Vérifié par: CECO	-	-	-
	www.cecobois.com	à chelle: 1:5		-	-	-
		No dessin: M 0 0 1	Date: -	-	-	-



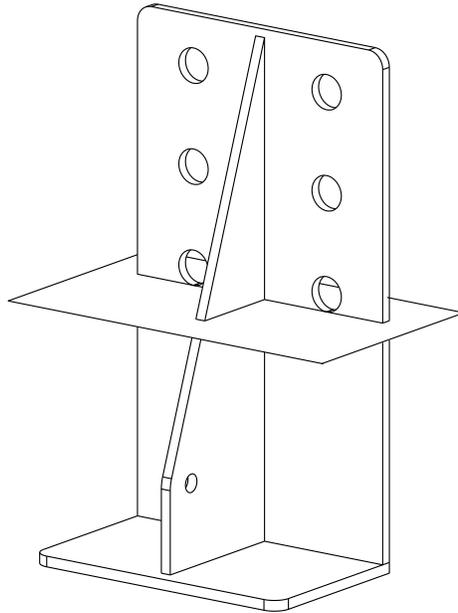
Seal Weld

Note: Les cordons de soudure doivent être continus et étanches sous cratère



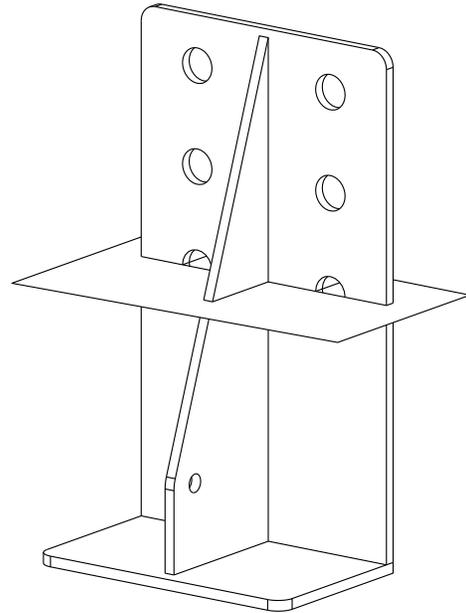
cecobois Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois	Projet:	Soudures Typ.: 	Poids: 4.3 kg	Dessiné par: CECO	à chelle: 1:5
	GUIDE ASSEMBLAGES		Fini: GALV. CH	Vérifié par: CECO	
	Titre:		Division: ACIER	Date: -	N ^o pièce: sE 101
	à TRIER			Révision: -	

Détails pour vérifications acier



Surface coupée (section brute)
1474 mm²

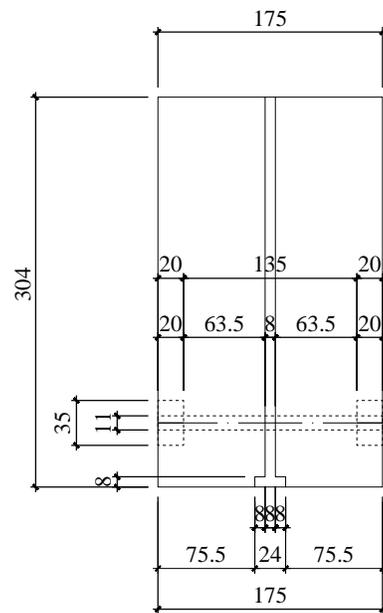
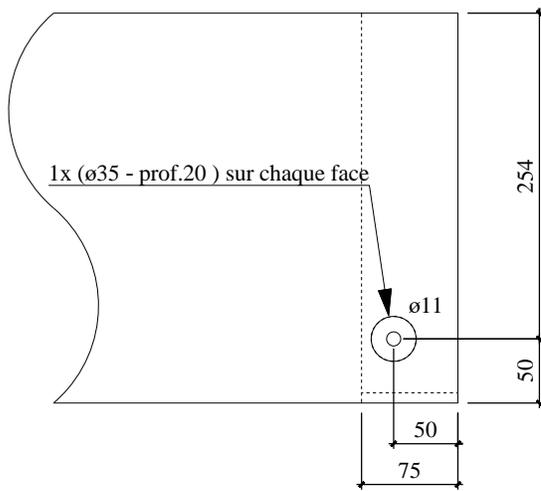
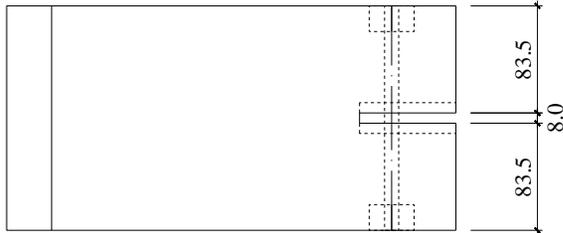
Longueur de la coupe sur la
pièce 202 (triangulée)
57.1 mm



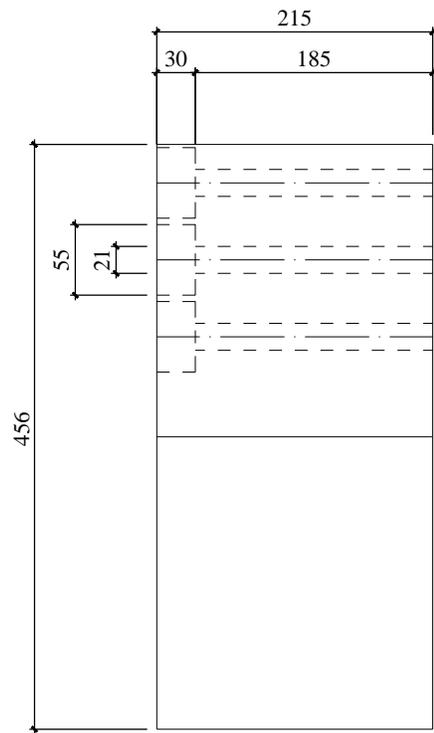
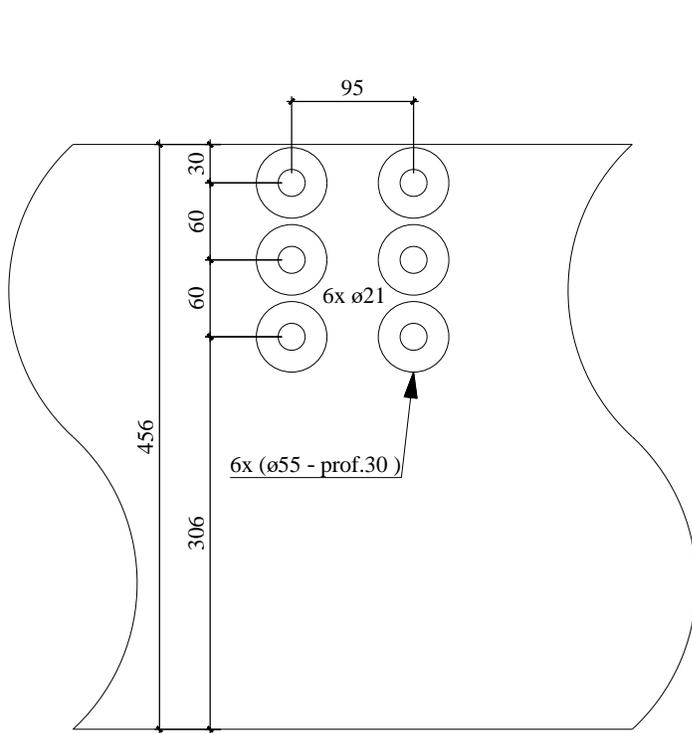
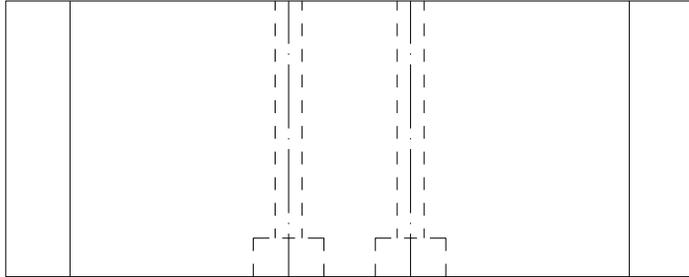
Surface coupée (section nette)
1182 mm²

Longueur de la coupe sur la
pièce 202 (triangulée)
53.2 mm

No Art	Description	Grade	Superficie	Poids	Qté
201	PL 6.35mm (175 x 304)	44W	–	2.5 kg	1
202	PL 6.35mm (90 x 299)	44W	–	0.8 kg	1
203	PL 6.35mm (105 x 175)	44W	–	0.9 kg	1



cecobois Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois	PROJET GUIDE ASSEMBLAGES	ESSENCE BLC DOUGLAS-Mà LÈZE	FINI AUCUN	DESSINà PAR CECO	à CHELLE 1:5
	TITRE POUTRE SECONDAIRE	CLASSE DE CONTRAINTES 20f-E	DIVISION 01 BOIS	VERIFIà PAR CECO	N° PIÈCE P 1



cecobois Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois	PROJET	ESSENCE	FINI	DESSIN ^a PAR	à CHELLE
	GUIDE ASSEMBLAGES	BLC DOUGLAS-Mà LÈZE	AUCUN	CECO	1:5
	TITRE	CLASSE DE CONTRAINTES	DIVISION	VERIFI ^a PAR	N ^o PIÈCE
	POUTRE PRINCIPALE	20f-E	01 BOIS	CECO	P 2

7 Références

- [1] Cecobois (2011). *Guide de bonnes pratiques pour la construction commerciale en gros bois d'œuvre ou d'ingénierie*, Québec, Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois.
- [2] Madsen B. (2000). *Behaviour of Timber Connexions*, Timber Engineering Ltd., North Vancouver, Canada.
- [3] CSA O86 (2019). *Engineering design in wood*, Canadian Standards Association.
- [4] CCB (2018). *Manuel de calcul des charpentes en bois 2018*, Ottawa, Conseil canadien du bois.
- [5] CSA O141 (2014). *Softwood lumber*, Association canadienne de normalisation.
- [6] CCQ (2015). *Code de construction du Québec*, Chapitre 1 – Bâtiment, et Code national du bâtiment – Canada 2010 (modifié), volume 1 et 2. Conseil national de recherches du Canada.
- [7] Cecobois (2012). *Guide technique sur la conception de poutres et colonnes en gros bois*, Québec, Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois.
- [8] CSA O122 (2016). *Bois de charpente lamellé-collé*, Association canadienne de normalisation.
- [9] ASTM D5456 (2018). *Standard Specification for Evaluation of Structural Composite Lumber Products*, West Conshohocken, PA, USA: ASTM International.
- [10] Lie T. (1977). « *A method for assessing the fire resistance of laminated timber beams and columns* », Canadian Journal of Civil Engineering, 4, pp. 161-169.
- [11] CAN/ULC-S101-14-RÉV1 (2014). *Méthodes d'essai normalisées de résistance au feu pour les bâtiments et les matériaux de construction*, Ottawa, Conseil canadien des normes.
- [12] CCB (2011). *Introduction to Wood Design*, Ottawa, Conseil canadien du bois.
- [13] Herzog T., Natterer J., Volz M., Winter W. et Schweitzer R. (2005). *Construire en bois*, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, Suisse, 375 p.
- [14] Natterer J., Sandoz J.-L. et Rey M. (2004). *Construction en bois, traité de génie civil de l'École polytechnique fédérale de Lausanne*, volume 13, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, Suisse, 509 p.
- [15] CSA S16 (2019). *Design of Steel Structures*, Canadian Institute of Steel Construction
- [16] Frenette, C.D. (1997). *The seismic response of a Timber frame with dowel type connections*, Mémoire de maîtrise, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 143 p.
- [17] Mohammad M. et A. Salenikovich (2010). « *Assemblages pour les structures en gros bois* », Construire en bois, cecobois, Québec, Canada, vol 1, no 2, p. 6-7.
- [18] EN 1995-1-2 (2005). *Eurocode 5 – Conception et calcul des structures en bois - Partie 1-2: généralités - Calcul des structures au feu*, Comité européen de normalisation (CEN).
- [19] Peng, L., Hadjisophocleous G., Mehaffey J. et Mohammad M. (2010). *On the fire performance of wood-wood-wood and wood-steel-wood connections using bolts and dowels as fasteners*, Minutes de la conférence Interflam 2010, juillet 2010, Université de Nottingham, Royaume-Uni.
- [20] EN 1993-1-2 (2005). *Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-2: règles générales - Calcul du comportement au feu*, Comité européen de normalisation (CEN).
- [21] Frangi et al (2014). *Fire resistance tests on beam-to-column shear connections*. 8th International Conference on Structures in Fire, Shanghai, Chine.
- [22] ASTM A307.10 (2010) *Standard Specification for Carbon Steel Bolts and Studs*, 60 000 PSI Tensile Strength, West Conshohocken, PA, USA: ASTM International.
- [23] Quenneville, P. et Salenikovich A. (2010). *Formation sur les assemblages*, organisée par cecobois, Montréal et Québec, janvier 2010.
- [24] NDS (2015). *National Design Specification for Wood Construction (NDS)*, American Wood Council.
- [25] CSA B111-1974 (R2003). *Wire Nails, Spikes and Staples*, Association canadienne de normalisation.
- [26] Turkovsky, S. (1989). *Designing of glued wood structures joints on glued-in bars*. In Proceedings of 22th conference of CIB-W18, Berlin, Germany Paper 22-7-13, pages 480_495, Berlin, Germany.
- [27] Connolly, T. and Mettem, C. J. (2003). *Development of Eurocode-type design rules for axially loaded bonded-in rods*. Report for project LICONs.
- [28] Gehri, E. (2001). *Ductile Behaviour and group effect of glued-in steel rods*. In RILEM Symposium on Joints in Timber Structures, pages 333-342, Stuttgart (Germany).

[29] Verslype, J. (2016). *Caractérisation d'un dispositif d'assemblage bois de type tiges collées en pied de poteau*. Master's thesis, Haute École Leonard de Vinci, Université Laval.

[30] Gattesco, N., Gubana, A., Buttazzi, M., and Melotto, M. (2017). *Experimental investigation on the behavior of glued-in rod joints in timber beams subjected to monotonic and cyclic loading*. *Engineering Structures*, 147 :372 - 384.

[31] Bouchard, R. (2019). « *Comportement en traction longitudinale d'assemblages multi-tiges dans le bois lamellé-collé* ». Mémoire de maîtrise, Québec, Université Laval, 157p.

[32] Feldt, P et Thelin, A. (2018). *Glued-in Rods in Timber Structures*, Master's Thesis, Gothenburg, Sweden, Chalmers University of Technology, 96p.

[33] DIN (2012). *DIN 1052-10:2012 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken*. Deutsches Institut für Normung e.V.

[34] CNR-DT 206-R1 (2018). *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno*.

[35] СП 64.13330.2017. *Timber Structures*. Updated Version. СНиП II-25-80. Moscow. 2017

[36] Buchanan, A. H. (2007). *Timber design guide*. New Zealand Timber Industry Federation.

[37] Picard, A. et D. Beaulieu (2005). *Calcul des charpentes en acier Tome 1*, 2e édition, Institut canadien de la construction en acier.

[38] Picard, A. et D. Beaulieu (2010). *Calcul des charpentes en acier Tome 2*, Institut canadien de la construction en acier.

[39] CSA S16 (2014). *Règles de calcul des charpentes en acier*, Association canadienne de normalisation.

Autres normes et lectures complémentaires

[ANSI/APA PRG 320 (2018). *Standard for Performance-Rated Cross-Laminated Timber*, Tacoma, WA, USA, APA – The Engineered Wood Association.

ASME B18.2.1 (2010). Square, Hex, Heavy Hex, and Askew Head Bolts and Hex, Heavy Hex, Hex Flange, Lobed Head, and Lag Screws (Inch Series).

ASME B18.6.1 (2008). Wood Screws (Inch Series).

ASTM A36/A36M.08 (2008). *Standard Specification for Carbon Structural Steel ASTM International*, West Conshohocken, PA, 2003, DOI:10.1520/A0036_A0036M-08, www.astm.org.

ASTM D3737.09 (2009). *Standard Practice for Establishing Allowable Properties for Structural Glued Laminated Timber (Glulam)*, West Conshohocken, PA, USA: ASTM International.

Benoit Y., B. Legrand et V. Tastet (2008). *Calcul des structures en bois*, Guide d'application Eurocode 5.

CCB (1997). *Manuel de la construction en bois*, Ottawa, Conseil canadien du bois.

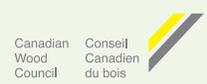
CCB (1998). *Introduction à la technologie de la construction en bois*, Ottawa, Conseil canadien du bois.

CSA G40.20.F04/G40.21.F04 (C2009). *Exigences générales relatives à l'acier de construction laminé ou soudé/Acier de construction*, Association canadienne de normalisation.

CSA O177.06 (2011). *Règles de qualification des fabricants de bois de charpente lamellé-collé*, Association canadienne de normalisation.

Konig, J. (2005). « *Structural Fire Design Of Timber Structures According To Eurocode 5* », *Fire Safety Science*, 8, p. 303-313.

Madsen, B. (1992). *Structural Behaviour of Timber*, Timber Engineering Ltd., North Vancouver, Canada.



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

Février 2020

www.cecobois.com

cecobois

Centre d'expertise
sur la construction
commerciale en bois