

GLULAM HANDBOOK FRANCE

MANUEL DU BOIS LAMELLÉ
VOL. 2





ADAPTATION FRANÇAISE DU
GLULAM HAND BOOK

MANUEL DU BOIS LAMELLÉ

Volume 2

Présentation d'un matériau
du XXI^{ème} siècle

Cet ouvrage, adaptation française du Glulam handbook, a été réalisé dans le cadre de la campagne « Bois Lamellé dans la Ville » avec le soutien de SNBL, SWEDISH WOOD, CODIFAB, ACERBOIS



TABLE DES MATIÈRES

PRÉFACE	11
CHAPITRE 1 : LE BOIS LAMELLÉ-COLLÉ EN TANT QUE MATÉRIAU DE CONSTRUCTION.....	13
1.1. Introduction	13
1.2. Rappels sur l'histoire du matériau*	14
1.3. Marché et atouts du bois lamellé collé	16
1.3.1. Évolution de la production de bois lamellé collé	16
1.3.2. Des atouts indéniables.....	17
1.3.3. Assemblages	17
1.3.4. Chantier sec, structure hautement performante	18
1.4. Le cycle de vie du bois lamellé.....	18
1.4.1. Ressource forestière et puits de carbone.....	18
1.4.2. Fabrication raisonnée	19
1.5. Production du bois lamellé collé	21
1.5.1. Processus de fabrication	21
1.5.2. Bois lamellé-collé – marquage CE	24
1.5.3. Bois massif reconstitué	25
1.5.4. Résistance et rigidité.....	25
1.5.5. Classes de résistance	27
1.5.6. Bois lamellé-collé refendu	29
1.5.7. Adhésifs.....	30
1.6. Éléments lamellés-collés. Dimensions et formes	31
1.6.1. Norme de production – Dimensions standards	31
1.6.2. Dimensions maximales de la section	32
1.6.3. Longueur maximale	33
1.6.4. Contre-flèche	33
1.6.5. Déviations autorisées.....	33

1.7. Aspect et finition de surface	33
1.7.1. Bois	34
1.7.2. Joints de colle.....	34
1.7.3. Surfaces.....	34
1.7.4. Traitement de surface.....	34
1.7.5. Protection du bois de construction.....	36
1.8. Protection pendant le transport, le stockage et le montage	37
1.8.1. Transport et montage	38
1.8.2. Commande et livraison	40

CHAPITRE 2 : MÉTHODES DE CALCUL DES STRUCTURES EN BOIS ET EN LAMELLÉ-COLLÉ..... 43

2.1. Introduction générale au calcul de structure	43
2.1.1. Processus de conception et calcul préliminaire.....	43
2.1.2. Conception détaillée reposant sur une vérification.....	44
2.2. Application des Eurocodes	45
2.2.1. Les différents Eurocodes et les exigences générales	45
2.2.2. Situations de projet et vérifications.....	46
2.2.3. Principes de calcul aux états limites	47
2.2.4. Vérification basée sur la méthode des coefficients partiels	48
2.2.5. Effets de charge et combinaisons d'actions.....	50
2.2.6. Classes de sécurité	50
2.3. Concepts utilisés pour le calcul aux états limites du lamellé-collé et du bois	51
2.3.1. Effet de la teneur en humidité et classes de service	51
2.3.2. Classes de durée de charge.....	52
2.3.3. Calcul aux états limites ultimes des éléments en bois lamellé-collé	53
2.3.4. Calcul aux états limites de service des éléments en bois lamellé-collé	54
2.4. Recommandations relatives aux contre-flèches et limite des flèches	54
2.4.1. Contre-flèche	55
2.4.2. Flèches	55

CHAPITRE 3 : SYSTÈMES STRUCTURAUX EN BOIS LAMELLÉ-COLLÉ..... 57

3.1. Systèmes à poutres et à poteaux	59
3.2. Poutres continues	61
3.3. Poutres à treillis.....	62
3.4. Fermes à trois rotules.....	63
3.5. Arcs.....	66
3.6. Portiques	67
3.7. Cantilevers.....	68
3.8. Coques.....	69
3.9. Combinaison de différents types d'éléments lamellés-collés.....	69
3.10. Ponts en bois lamellé-collé	70
3.10.1. Tablier de pont précontraint	71
3.10.2. Ponts à poutres	72
3.10.3. Poinçon, ferme à contrefiches	73

3.10.4. Ponts en arc	73
3.10.5. Ponts suspendus et à haubans.....	74
3.10.6. Ponts caténares.....	74
3.11. Eléments d'assemblage	75
3.12. Tableau récapitulatif	75

CHAPITRE 4 : POUTRES DROITES ET POTEAUX..... 79

4.1. Poutres	79
4.1.1. Flexion et cisaillement	79
4.1.2. Traction et traction/flexion combinées	81
4.1.3. Déversement.....	81
4.1.4. Compression perpendiculaire au fil	85
4.1.5. Contraintes de compression inclinées par rapport au fil.....	89
4.2. Flambement axial.....	90
4.2.1. Longueurs de flambement.....	90
4.2.2. Approche de calcul	91
4.2.3. Compression axiale pure (conformément à l'Eurocode 5)	92
4.2.4. Flexion et compression axiale combinées	95

CHAPITRE 5 : TROUS ET ENTAILLES..... 99

5.1. Poutres entaillées en extrémité	99
5.2. Renforcement des poutres entaillées en extrémité	101
5.2.1. Renforcement interne des poutres entaillées en extrémité.....	102
5.2.2. Renforcement externe des poutres entaillées en extrémité	103
5.2.3. Poutres trouées	104
5.3. Renforcement des poutres percées.....	108
5.3.1. Renforcement interne des poutres percées	109
5.3.2. Renforcement externe des poutres percées	110

CHAPITRE 6 : ETATS LIMITES DE SERVICE..... 113

6.1. Exigences de performances.....	113
6.2. Déformations statiques	115
6.2.1. Déformations	116
6.2.2. Effets à long terme et effets climatiques.....	117
6.2.3. Combinaisons d'actions	118
6.2.4. Limitation des déformations.....	120
6.2.5. Méthodes pour éviter les problèmes de déformation	122
6.2.6. Méthodes de calcul pour différents types de structures en bois lamellé-collé.....	122
6.3. Vibrations	128
6.3.1. Charges dynamiques.....	129
6.3.2. Approches de calcul pour limiter les vibrations dans les planchers en lamellé-collé	131
6.3.3. Eviter les problèmes de vibration	133
6.4. Retrait/gonflement du bois.....	134

CHAPITRE 7 : POUTRES A INERTIE VARIABLE, COURBES ET BANANES	137
7.1. Poutres à inertie variable	138
7.2. Poutres courbes et bananes	139
7.3. Méthodes de calcul	141
7.3.1. Poutres à inertie variable.....	141
7.3.2. Calcul préliminaire de poutres à double décroissance en appui simple soumises à une charge uniformément répartie	146
7.3.3. Poutres courbes et bananes	147
7.3.4. Calcul préliminaire de poutres courbes et bananes en appui simple soumises à une charge uniformément répartie.....	151
7.4. Renforcement des poutres à double décroissance, courbes et bananes soumises à des contraintes de traction perpendiculaires au fil	152
7.4.1. Méthodes courantes de renforcement de structures soumises à une traction perpendiculaire au fil aux effets néfastes	153
7.4.2. Calcul du renforcement	154
CHAPITRE 8 : POUTRES TREILLIS	157
8.1. Géométrie des poutres à treillis	157
8.1.1. Poutres à membrures parallèles.....	159
8.1.2. Fermes	159
8.1.3. Poutres bow string et lenticulaires	160
8.1.4. Efforts dans les barres de treillis.....	161
8.2. Etude de conception	162
8.2.1. Dimensionnement préliminaire des éléments	163
8.2.2. Règles générales concernant le dimensionnement des éléments	164
8.3. Calcul des efforts dans les éléments et les assemblages	166
8.3.1. Flambement des éléments comprimés	167
8.4. Vérification des états limites de service	169
8.5. Détails	169
8.5.1. Nœuds d'assemblage des barres de treillis et des membrures.....	169
8.5.2. Nœuds au faîtage et aux appuis	172
CHAPITRE 9 : FERMES A TROIS ARTICULATIONS	175
9.1. Fermes à trois articulations à chevrons simples (non renforcés)	176
9.1.1. Déformations	178
9.1.2. Reprise du soulèvement	178
9.2. Calcul préliminaire d'une structure à trois articulations possédant un tirant en acier et soumise à une charge uniformément répartie	179
9.3. Vérification des états limites de service	181
9.4. Détails	181
9.4.1. Ancrage du tirant au chevron	181
9.4.2. Assemblage de faîtage articulé.....	182
9.4.3. Assemblage entre le chevron et le tirant en acier	183

CHAPITRE 10 : PORTIQUES	185
10.1. Calcul et conception du portique à trois articulations	186
10.2. Forces internes et réactions d'appui	186
10.3. Méthode de calcul	188
10.4. Vérification de la stabilité	189
10.4.1. Flambement latéral (autour du petit axe)	189
10.4.2. Flambement dans le plan (flambement autour du grand axe)	192
10.5. Vérification de l'état limite de service	194
10.6. Calcul des reins	195
10.6.1. Reins courbes	195
10.6.2. Reins assemblés par entures multiples	195
10.6.3. Reins de portiques reconstitués	197
10.7. Détails	199
10.7.1. Détail de la base articulée de portiques aux reins courbes et assemblés par entures multiples	199
10.7.2. Assemblage de faîtage articulé	200
10.7.3. Détails de structures reconstituées	201
CHAPITRE 11 : ARCS	203
11.1. Propriétés géométriques utiles d'arcs de faible hauteur	205
11.2. Etude de conception	206
11.3. Conception et calcul d'arcs à trois articulations	206
11.3.1. Forces internes et réactions d'appui	207
11.4. Vérification de la stabilité	211
11.4.2. Flambement dans le plan (autour du grand axe)	213
11.5. Traction perpendiculaire au fil et cisaillement	218
11.6. Détails	218
11.6.1. Détail de la base articulée des arcs	218
11.6.2. Assemblage de faîtage articulé	219
CHAPITRE 12 : PANNES	221
12.1. Pannes croisées	222
12.2. Pannes et système cantilever	224
12.3. Pannes inclinées	225
CHAPITRE 13 : STABILISATION HORIZONTALE	229
13.1. Considérations générales	229
13.2. Stabilisation globale	230
13.3. Système de contreventement pour les structures importantes	233
13.3.1. Charges horizontales	234
13.3.2. Réduction des déformations latérales	237
13.3.3. Renforcement de la résistance au flambement	238

13.3.4. Contreventement des murs.....	241
13.3.5. Contreventement de toiture.....	246
13.3.6. Contreventement de portiques et d'arcs	255
13.4. Exigences de résistance et de rigidité pour les systèmes de contreventement.....	255
13.4.1. Exigences pour le contreventement de poteaux.....	255
13.4.2. Exigences pour le contreventement de poutres.....	258
13.5. Cas particuliers	261
13.5.1. Éléments en bois sollicités en compression au niveau de leur côté libre	261
13.5.2. Force induite par des changements de géométrie	264

CHAPITRE 14 : ASSEMBLAGES.....267

14.1. Assemblages et détails de fixation – Vue d'ensemble	268
14.2. Considérations particulières	268
14.2.1. Généralités.....	268
14.2.2. Modélisation : lignes d'épure et excentricités.....	269
14.2.3. Humidité et durée de charge	270
14.2.4. Rupture par fendage.....	271
14.2.5. Rupture des plaques métalliques	276
14.3. Pieds de poteau.....	279
14.3.1. Pied de poteau articulé.....	279
14.3.2. Pied de poteau rigide.....	285
14.4. Assemblage poteau-poutre.....	291
14.4.1. Vis insérées à un certain angle.....	291
14.4.2. Étriers soudés	292
14.5. Assemblage poutre-poutre	294
14.5.1. Étrier monté sur le dessus avec des plaques externes	294
14.5.2. Étrier simple face monté sur le dessus	295
14.5.3. Étriers latéraux.....	296
14.6. Tête de poteau	296
14.6.1. Plaques externes.....	297
14.6.2. Goujons collés.....	301
14.6.3. Poutres encastrées	302
14.7. Liaisons (assemblages de poutres, de faitage et joints cantilever).....	303
14.7.1. Assemblages de poutres articulés	303
14.7.2. Assemblage de poutres rigide.....	304
14.7.3. Assemblage de faitage articulé.....	305
14.8. Fixations de tirants	306
14.9. Noeuds.....	308

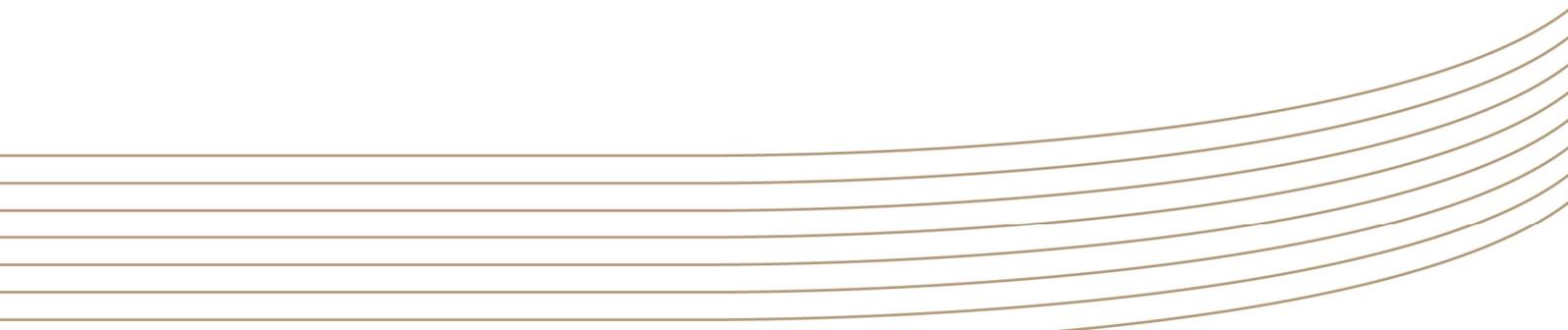
CHAPITRE 15 : LE BOIS LAMELLE COLLE ET LE FEU.....311

15.1. Le bois : combustibilité, combustion, aspects de la dégradation thermique.....	311
15.1.1. Introduction	312
15.1.2. Aspects de la dégradation thermique.....	313

15.1.3. Modifications des caractéristiques du bois induites par la température	314
15.2. Calcul des structures résistant au feu	315
15.3. Détermination de la résistance au feu	317
15.4. Résistance au feu des assemblages	321
15.5. Protection des structures en bois contre le feu	324
15.5.1. Protection par élément unique.....	324
15.5.2. Protection des assemblages	326
15.6. Critères de calcul.....	330

CHAPITRE 16 : DETAILS DES STRUCTURES EN BOIS LAMELLE COLLE..... 335

16.1. Détails associés à un transfert d'efforts efficace	336
16.1.1. Charges concentrées importantes suspendues à des poutres	336
16.1.2. Assemblage poteau-poutre.....	336
16.1.3. Appuis d'arcs, de poutres ou de barres inclinées	337
16.1.4. Excentricité aux noeuds.....	337
16.1.5. Nœuds avec de longues plaques métalliques dans les barres de treillis.....	338
16.1.6. Assemblage poutre-poutre à différents niveaux	339
16.2. Détails permettant Les variations dimensionnelles du fait de la variation de l'humidité.....	340
16.2.1. Joint à rotule de portiques.....	340
16.2.2. Assemblage poutre-poutre	341
16.2.3. Assemblage poutre-poutre	341
16.3. Détails assurant la protection du bois contre toute dégradation	342
16.3.1. Poteau en bois-base en béton	342
16.3.2. Pièges à eau	343
16.3.3. Planches de revêtement d'éléments porteurs	344
16.3.4. Synthèse.....	344



PRÉFACE

L'objectif du présent volume est d'aider le lecteur à concevoir des structures en bois lamellé-collé. L'accent a notamment été mis sur la compréhension de deux éléments :

- › le principe de conception des systèmes structuraux en bois lamellé-collé et, en particulier, des structures à grande portée ;
- › le principe de conception des assemblages des systèmes structuraux en bois lamellé-collé.

Le présent volume se rapporte principalement à la norme européenne EN 1995-1-1:2004 (Eurocode 5), mais certaines règles fondamentales concernant la conception des éléments en acier et des assemblages découlent de la norme européenne EN 1993-1-1:2005 (Eurocode 3). Les règles énoncées dans ce volume s'appuient également sur les règles d'application françaises liées à la norme EN 1995-1-1, établies dans l'annexe nationale. Par ailleurs, en cas d'absence de règles ou de méthodes de calcul dans l'Eurocode 5, d'autres approches conceptuelles sont proposées.

Concernant la conception (i) de poutres trouées, (ii) de charges fixées près du côté tendu d'une poutre et (iii) de renforcements pour prévenir la fissuration due à des contraintes perpendiculaires au fil, les règles allemandes DIN EN 1995-1-1/NA sont proposées par exemple dans l'attente de l'intégration de telles règles dans l'EN 1995-1-1 à venir. Le présent document est également basé sur des approches reposant sur des résultats de recherche et des expériences pratiques.

Ce volume est principalement destiné aux ingénieurs en structure et aux étudiants en ingénierie.

L'interprétation des codes du bâtiment, des rapports de recherche, de l'ensemble des documents relatifs au secteur, etc. est celle des auteurs et vise à refléter la pratique actuelle de la conception structurale. Les informations données n'ont qu'une valeur indicative ; la responsabilité de la conception finale revient à l'ingénieur en structure.

CHAPITRE 1

1. LE BOIS LAMELLÉ-COLLÉ EN TANT QUE MATÉRIAU DE CONSTRUCTION

1.1. INTRODUCTION

Le bois lamellé est un composant bois de haute technicité. L'utilisation de lamelles en bois classées selon leur résistance et assemblées par entures multiples permet de fabriquer des poutres de presque toutes les tailles et toutes les formes. Basé sur l'utilisation du seul matériau de construction réellement renouvelable – le bois –, le lamellé possède des avantages indéniables sur le plan environnemental.

Le bois lamellé se caractérise par une résistance et une rigidité excellentes comparées au bois de sciage de mêmes dimensions. Ce matériau se distingue par un rapport résistance/poids exceptionnel : à résistance égale le bois lamellé se révèle nettement plus léger que les autres matériaux de structure, comme l'acier, ce qui lui permet d'importants franchissements, et en conséquence de grandes structures. Il est ainsi techniquement possible d'obtenir une portée de 150 mètres, voire davantage.

La possibilité de concevoir librement la forme de la section combinée à la possibilité d'utiliser des poutres à inertie variable ou courbes et de concevoir des structures à grande portée a ainsi motivé le choix du bois lamellé dans de nombreux projets à haute valeur architecturale.

À l'heure actuelle, le bois lamellé est utilisé pour tout type de construction, notamment pour les immeubles d'habitations multi-étages, les bâtiments d'activités et immeubles de bureaux, les halls, les stades de sport, les piscines, les ponts routiers ou encore les maisons. Lorsque la conception, les détails et la protection contre les intempéries sont appropriés, le bois lamellé se prête à la plupart des applications.

1.2. RAPPELS SUR L'HISTOIRE DU MATERIAU*

Si l'on retrouve des traces du procédé propre au bois lamellé dès le 12^{ème} siècle au Japon, c'est à l'architecte français Philibert De l'Orme (conseiller du roi Henri II et responsable des chantiers royaux) que l'on doit le procédé de lamellation, qui annonce les prémices du bois lamellé en Europe. En 1548, l'architecte met en place un procédé – reposant sur des lamelles de courtes sections solidarises par clavetage - afin de réaliser des charpentes en voutes.

De multiples évolutions et déclinaisons (notamment s'agissant de l'assemblage des lamelles) interviennent au cours des siècles en Europe. En France, c'est le Colonel Émy qui, au XIX^e siècle, opère une synthèse de ces expériences pour faire avancer encore le procédé de fabrication de ce matériau, afin de réaliser nombre de manèges. Il aboutit ainsi à l'empilement de planches disposées horizontalement et cintrées perpendiculairement à leur plan ; les joints sont décalés. Ces planches sont serrées par des liens moisants, alternés avec boulons et colliers en acier. Le procédé qui fut appliqué au manège de Libourne en 1821 et à celui de Bayonne en 1826 avec des portées de 21 mètres.

Mais c'est à Otto Hetzer (1846-1911), charpentier, ingénieur, propriétaire d'une scierie et inventeur de Weimar, que l'on doit l'invention proprement dite du « bois lamellé collé ». Dans le brevet DRP n°197773 de 1906, Hetzer décrit comment construire des poutres lamellées de forme courbe : les « Hetzer binder ». La colle utilisée était à base de caséine (à partir des protéines du lait). Le « Reichseisenbahnhalle », réalisé à l'occasion de l'Exposition universelle de Bruxelles de 1910, est l'une des premières structures en lamellé-collé d'importance. Sa charpente, composée d'arcs et dotée de tirants, présentait une portée libre de 43 mètres. À l'époque, Hetzer avait déjà réalisé une cinquantaine de structures de relativement grande portée, mais cette réalisation, par son caractère exceptionnel et la liberté accordée à la forme par la haute technicité du matériau, marqua une étape décisive.

Après l'invention à Weimar et son industrialisation par Otto Hetzer, la technique du bois lamellé se développa rapidement (dès 1910) en Suisse puis au Pays-Bas ; puis dans les pays du Nord de l'Europe (dès 1918). Guttorm Brekke, employé en tant qu'ingénieur au sein de la société Otto Hetzer AG, acquit les droits pour la Norvège, la Suède et la Finlande. Il installa une usine de fabrication de la poutre Hetzer binder à Mysen, en Norvège : la Trækonstruktioner A/S, qui deviendra à la fin des années 1950 Moelven (très active aujourd'hui encore). Une filiale suédoise est créée en 1919. Parmi les premières structures en bois lamellé-collé réalisées en Suède, il convient de citer les halls des gares centrales de Stockholm, Göteborg et Malmö.



Figure 1.1 : Principal hall de la gare centrale de Malmö (Suède), construit en 1923. Le bâtiment de la gare remplit encore pleinement ses fonctions. Architecte : Folke Zettervall, SJ Arkitektkontor, Suède.



Figure 1.2 : Gare centrale de Stockholm – le principal hall actuel a été construit en 1925. Architecte : Folke Zettervall.

Si Suède et Norvège ont largement consolidé leur position de précurseurs au cours des décennies qui ont suivi, une seconde étape a vu, au cours du XX^e siècle, d'autres pays se joindre à la dynamique. L'Amérique du Nord importa le concept au milieu des années 30 (aux Etats-Unis, dans un premier temps, le Canada suivra ensuite). Le procédé s'est réellement développé outre-Atlantique entre les années 1950 et 1970. En Finlande, la production de bois lamellé a débuté en 1945, avec la fabrication par la société Oy Laivateollisuus AB des premières coques de navires en bois lamellé destinés à l'URSS en tant qu'indemnités de guerre. C'est un peu plus tard, à partir de la fin des années 1950 (1958) que le bois lamellé a débuté une percée dans l'industrie du bâtiment.

En France, c'est après la seconde guerre mondiale que le procédé revient sur sa terre d'origine. Les premières applications industrielles apparaissent dans les années 1950 et des usines commencent à apparaître. Le développement de cette industrie est intimement lié à la nécessité de reconstruction et d'équipement du pays, largement soutenu par les politiques publiques. Entre les années 60 et 80, nombre de complexes sportifs, salles polyvalentes, bâtiments d'enseignement... ont été édifiés avec le bois lamellé, permettant ainsi à l'industrie de se développer.

**) Pour plus de détails, se reporter au Volume 1*

1.3. MARCHE ET ATOUTS DU BOIS LAMELLE COLLE

1.3.1. Évolution de la production de bois lamellé collé

La production de bois lamellé dans le monde, relativement faible jusqu'au début des années 60, a notablement augmenté depuis. On peut ainsi citer en exemple une production des pays nordiques estimée au-delà de 200 000 m³ en 2012 (dont près 50% sont exportés) ; une production française estimée à 180 000 m³ en 2013.

La plus grande partie du bois lamellé utilisé en France est destinée à des bâtiments d'activité (bâtiments industriels, logistiques, tertiaires et centres commerciaux), des bâtiments d'équipement (écoles, piscines, gymnases, stades, parkings) et des logements. On note une tendance récente, en France comme dans de nombreux autres pays, vers les immeubles résidentiels multi-étages. Un usage plus important à ce jour dans les pays scandinaves (où ce type de bâtiments représente 60 % des applications du bois lamellé sur des réalisations de moyenne hauteur), tandis qu'elle est en plein développement en France.

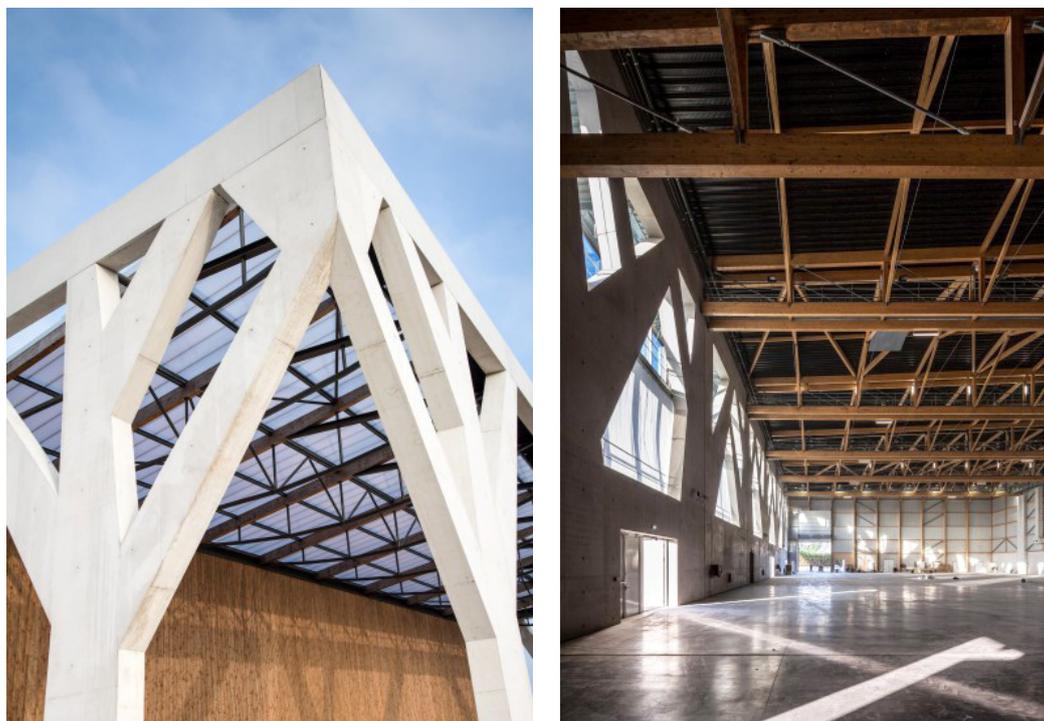


Figure 1.3 : Parc des expositions de Quimper, 2014. Architectes : Philippe Brulé.

1.3.2. Des atouts indéniables

La technique de collage moderne et les excellentes caractéristiques de résistance du bois font du bois lamellé un matériau de construction hautement performant, doté de caractéristiques exceptionnelles :

- › Aspect séduisant et moderne, qui confère une valeur ajoutée à l'environnement intérieur et extérieur,
- › Rapport résistance/poids élevé, qui permet la construction de structures à grande portée,
- › Exigences de fabrication élevées et bonne stabilité dimensionnelle dans des conditions normales de température et d'humidité,
- › Haute résistance au feu, exigence essentielle pour les bâtiments publics et ERP,
- › Propriétés thermiques satisfaisantes : il réduit l'effet des ponts thermiques ainsi que le risque de condensation,
- › Léger, le bois lamellé va de pair avec de faibles coûts de transport et de montage et impacte ainsi favorablement le coût et la complexité des fondations,
- › Durable et notablement résistant aux ambiances agressives (y compris chimiquement agressives),
- › Production flexible, la fabrication d'éléments structuraux courbes en bois lamellé est économiquement très satisfaisante comparée à d'autres matériaux.



Figure 1.4 : Lycée professionnel maritime Florence Arthaud, de Saint-Malo, livré en 2015. Architecte : Liard & Tanguy.

1.3.3. Assemblages

Les structures en bois lamellé se caractérisent par un montage rapide et simple d'éléments préfabriqués. Ces éléments peuvent être assemblés à l'aide de méthodes traditionnelles simples, et notamment par clouage, vissage ou boulonnage, quel que soit le moment de l'année ou les conditions climatiques. Outre ces moyens traditionnels, il

existe, pour les situations plus exigeantes, des méthodes plus sophistiquées qui utilisent, par exemple, des plaques métalliques et des goujons insérés ou des goujons collés.



Figure 1.5 : Assemblages de la résille de bois dessinée par le stade Allianz Riviera de Nice, 2013, arch.. Wilmotte & ass.

1.3.4. Chantier sec, structure hautement performante

Une structure en bois lamellé peut supporter sa pleine charge immédiatement après son montage et, s'agissant d'un matériau à base de bois, tout ajustement nécessaire sur place peut être effectué à l'aide de simples outils à main.

Ces structures relèvent d'une méthode de construction sèche et une protection appropriée contre les intempéries est nécessaire, ce qui procure des avantages concernant l'environnement de travail.

1.4. LE CYCLE DE VIE DU BOIS LAMELLÉ

1.4.1. Ressource forestière et puits de carbone

Combinée à des politiques favorables à une gestion forestière durable, comme cela est le cas en France, l'utilisation du bois dans la construction présente des avantages considérables en termes d'impact environnemental et climatique comparé à l'utilisation d'autres matériaux de construction. Premièrement, la fabrication de bois lamellé ne nécessite que peu d'énergie. Deuxièmement, les sous-produits dérivés de la fabrication, tels que la sciure et les copeaux de bois, sont utilisés pour produire de l'énergie (pour chauffer les séchoirs par exemple), et remplacent donc les combustibles fossiles. Enfin, la gestion durable des forêts favorise un renouvellement constant et se révèle bénéfique à la croissance des forêts. Le bois lamellé est en outre recyclable et valorisable, et ces réutilisations n'ont pas d'impact sur le changement climatique (lié aux émissions de gaz à effet de serre).

Au cours de sa croissance, un arbre absorbe du CO₂ sous l'action de la photosynthèse. Le carbone est alors stocké dans le bois (et demeure séquestré plusieurs décennies, une fois mis en œuvre, sous forme de bâtiments, par exemple). L'augmentation de l'utilisation de bois dans le secteur de la construction, en remplacement d'autres matériaux moins efficaces sur le plan climatique, permet ainsi de créer un puits de carbone temporaire. Même si la durée de vie de ce puits de carbone est limitée (50-100 ans), il réduit temporairement l'émission nette de gaz à effet de serre. Un mètre cube de bois lamellé prélève environ 800 kg de CO₂. Le cycle de vie du bois lamellé est représenté sur la figure suivante.

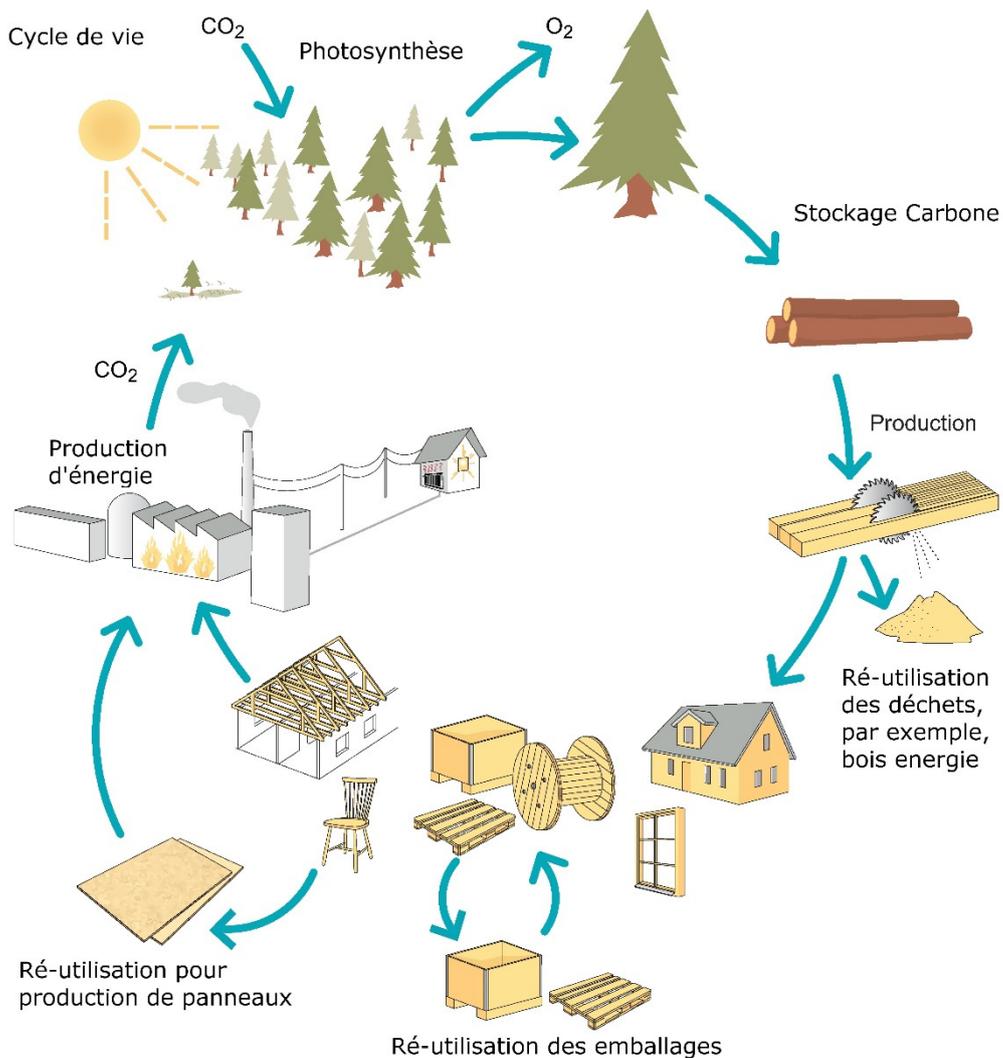


Figure 1.6 : Le cycle de vie des produits du bois : depuis la forêt jusqu'au recyclage

1.4.2. Fabrication raisonnée

Les méthodes utilisées pour fabriquer le bois lamellé présentent d'autres avantages environnementaux. Le bois lamellé est fabriqué à partir de lamelles en bois collées les unes aux autres. Elles n'ont aucun impact négatif sur l'environnement pendant leur cycle de vie et peuvent être facilement utilisées, recyclées ou servir à produire de l'énergie. Les matières utilisées sont le bois (épicéa le plus couramment, mais aussi sapin, pin sylvestre, douglas, mélèze ou encore chêne, western hemlock, pin laricio, pin noir d'Autriche, pin maritime, peuplier, pin radiata, épicéa de Sitka ou western red cedar) et une colle synthétique.



Figure 1.7 : Récupération des chutes de bois lors de la fabrication pour valorisation énergétique.

La colle est fabriquée à partir de matières premières non renouvelables qui se caractérisent par un profil environnemental négatif. La quantité de colle utilisée par unité de volume est cependant si faible (moins de 1% du poids) que l'effet sur le produit final est négligeable. Il est également important de souligner que les colles mises en œuvre ont réalisé des progrès considérables en matière d'émissions (se reporter au Volume 1). Pendant la fabrication, des émissions liées au processus se produisent sous la forme d'eau, utilisée pour nettoyer le matériel d'encollage, l'excès de colle durcie et de petites quantités de matériau inhabituel pendant le durcissement.

Le bois lamellé étant généralement adapté à des projets spécifiques, donnant lieu à une fabrication sur-mesure, il ne génère pas de déchets importants sur le lieu de construction et se distingue ainsi par des chantiers peu polluants présentant un minimum de déchets. Les emballages sont composés de matières recyclables.

Tout au long de son cycle de vie, le bois lamellé n'a aucun impact négatif d'importance sur l'environnement. Lors de sa vie en œuvre, il peut être entretenu selon des méthodes traditionnelles. Il est facilement réparable – les différentes parties d'un élément en bois lamellé peuvent, au besoin, être facilement remplacées. Le bois lamellé peut aussi être travaillé ultérieurement de différentes façons, et notamment par un traitement abrasif ou par ponçage.

Les fabricants de bois lamellé produisent des déclarations environnementales selon un modèle commun (FDES et DEP). Ces déclarations indiquent l'impact environnemental du produit pendant la partie de son cycle de vie pouvant être contrôlée par le fabricant, c'est-à-dire de l'extraction de la matière première au moment où le produit fini sort de l'usine.

1.5. PRODUCTION DU BOIS LAMELLE COLLE

L'expression « bois lamellé collé » utilisée ci-après est employée dans le même sens que celui défini dans la norme européenne EN 14080, ce qui signifie par ailleurs que toutes les exigences relatives à la fabrication et au produit, énoncées dans ladite norme, sont respectées. Le bois lamellé collé est donc un élément de construction qui se compose d'au moins deux panneaux ou planches de bois (conifère) collés. L'épaisseur des lamelles est au minimum de 6 mm et peut atteindre jusqu'à 45 mm. Le sens du fil doit coïncider avec l'axe longitudinal de l'élément. Les plans de joint sont parallèles à la largeur (normalement la plus petite face de la poutre).

1.5.1. Processus de fabrication

La fabrication du bois lamellé-collé suit globalement les mêmes étapes quel que soit le fabricant ou le pays. La figure ci-dessous donne une représentation schématique du processus de fabrication.

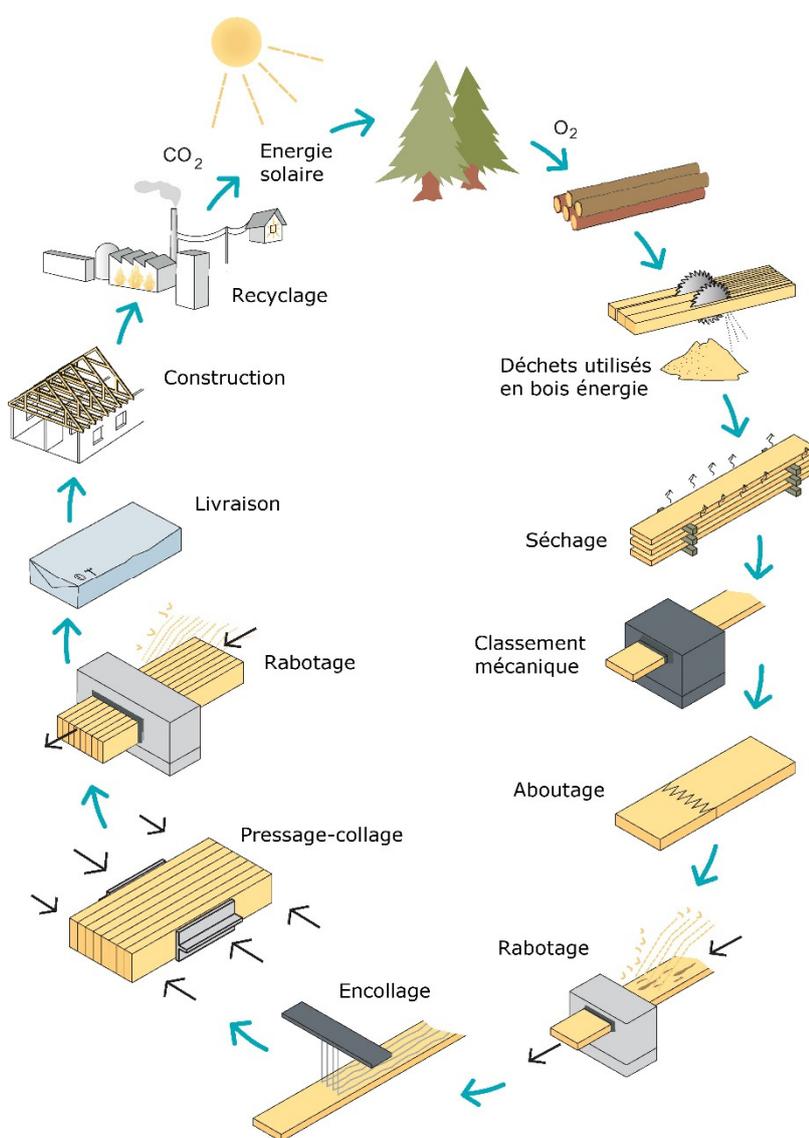


Figure 1.8 : Fabrication du bois lamellé-collé. Représentation schématique.

La matière première utilisée est le bois massif, classé selon sa résistance ; le bois utilisé est généralement de l'épicéa. Pour les travaux de construction destinés à être exposés à des conditions de forte humidité, du pin imprégné (traité sous pression) est parfois utilisé. Dans de rares cas, lorsque des raisons esthétiques imposent d'autres essences de bois, du bouleau ou du mélèze, par exemple, sont utilisés.

En règle générale, le bois qui sort de la scierie est sec et classé selon sa résistance. La teneur en humidité des lamelles doit être comprise entre 6 et 15 % lorsqu'elles sont collées les unes aux autres, et la différence de teneur en humidité entre deux lamelles adjacentes ne doit pas excéder 5 %. La résistance du plan de collage est alors optimale et la teneur en humidité de la structure finie est équilibrée, ce qui réduit le risque de fendage et de déformation. Il est normal que des fissures se forment dans le bois ; elles n'ont généralement pas d'impact négatif sur la capacité résistante de la structure.

La section transversale d'un élément lamellé-collé peut être constituée de lamelles appartenant à une même classe de résistance. Le bois lamellé-collé est alors « homogène ». Néanmoins, les lamelles externes de la section transversale d'une poutre, qui subissent en général les plus fortes contraintes, sont habituellement constituées de bois de meilleure qualité ; ce type de composition est appelé « bois lamellé-collé panaché ». Il est donc nécessaire de prévoir un espace suffisant au sein de l'usine pour stocker simultanément du bois appartenant à au moins deux classes de résistance différentes.

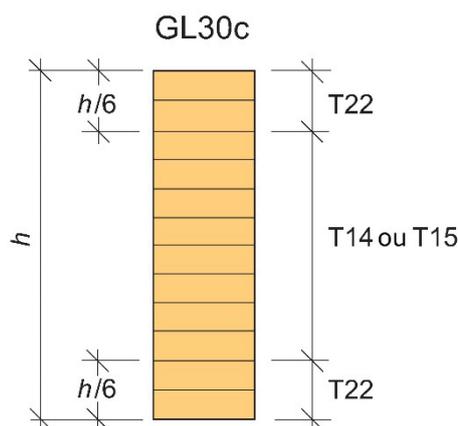


Figure 1.9 : Assemblage de bois lamellé-collé panaché. Exemple d'assemblage possible pour du lamellé-collé classé GL30C conformément à la norme EN 14080. Les notations T14, T15 et T22 correspondent aux classes de résistance ; les nombres correspondant à la valeur caractéristique de la résistance à la traction des lamelles. Les lamelles internes sont classées T14 ou T15. La qualité T14 satisfait des exigences légèrement plus élevées concernant la résistance des aboutages à entures multiples des lamelles externes que la qualité T15.

Les lamelles sont aboutées par entures multiples pour obtenir des lamelles longues (30-40 m environ). Ces lamelles sont ensuite coupées à la longueur souhaitée et placées les unes sur les autres. Dans le cas du bois lamellé-collé panaché, il convient de faire attention au placement des lamelles internes et externes. Pour empêcher l'apparition de contraintes lors du séchage et du mouillage de la section, les lamelles sont tournées de façon à ce que leur cœur soit orienté dans la même direction dans l'ensemble de la section. Les lamelles externes sont cependant toujours tournées le cœur vers l'extérieur.

Selon le système d'encollage utilisé, il convient de laisser la colle durcir au niveau des aboutages jusqu'à plusieurs heures avant de raboter, puis d'encoller immédiatement, les côtés plats des lamelles.

Les lamelles empilées sont ensuite hissées dans des presses où la pression nécessaire est appliquée. Cette opération doit être réalisée avant que la colle durcisse, après une heure environ, le temps exact dépendant du type d'adhésif utilisé et de la température de la pièce. Les lamelles peuvent être courbées au moment où la pression est appliquée, ce qui

donne des formes cambrées ou courbes. La colle durcit ensuite dans des conditions contrôlées d'humidité et de température, à l'aide, éventuellement, d'un système de chauffage. Les poutres droites peuvent aussi être fabriquées à l'aide d'une presse à haute fréquence en continu.

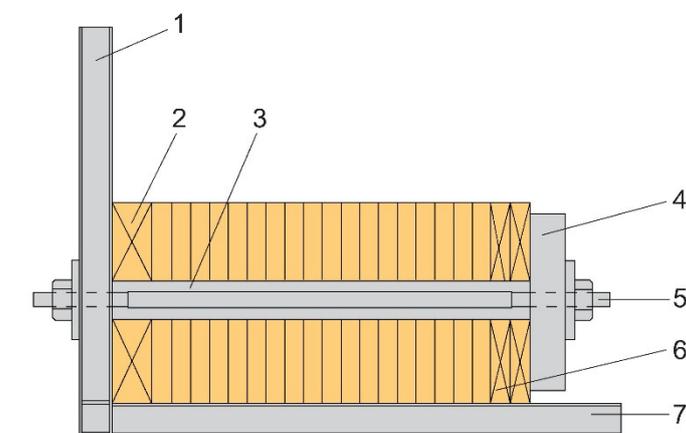


Figure 1.10 : Représentation schématique d'une presse. (1) Butée verticale. (2) Base de répartition de la pression, configuration possible de la contre-flèche. (3) Séparateur. (4) Bloc de compression. (5) Tirant. (6) Planches de répartition de la pression. (7) Butée horizontale.

Lorsque la colle a durci, la pression est relâchée et les éléments lamellés collés sont retirés de la presse pour être placés sur une raboteuse où les côtés sont rabotés selon le degré de finition requis.

Il convient ensuite d'effectuer le travail final, qui consiste par exemple à scier finement les arêtes et à usiner l'élément, notamment pour les assemblages. Dans certains cas, les éléments reçoivent une finition de surface au sein de l'usine. Pour finir, les éléments font l'objet d'une vérification visuelle et d'un marquage avant d'être emballés et chargés en vue de leur transport vers le lieu de construction ou de stockage des produits finis.

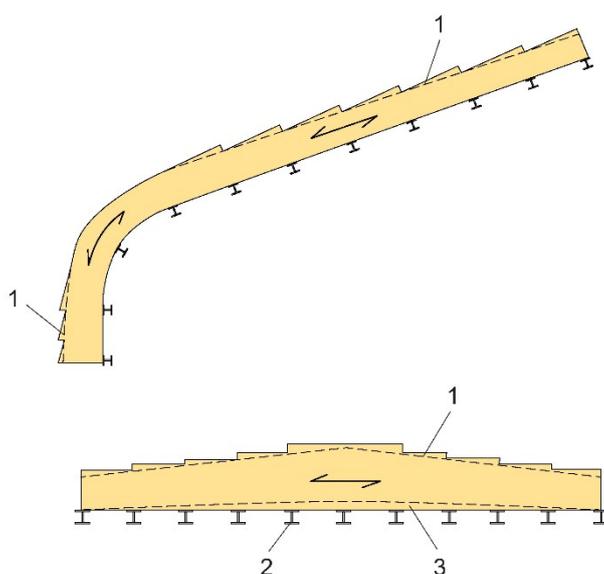


Figure 1.11 : Élément structural à hauteur variable. (1) Dégauchissage. (2) Butée verticale. (3) Base de répartition de la pression, gabarit de la possible contre-flèche.

La fabrication est supervisée par le contrôleur de l'usine qui enregistre les conditions déterminantes pour la qualité des produits, telles que la teneur en humidité du bois lamellé, la température et la teneur en humidité de la pièce où a lieu l'encollage, la durée de l'encollage et du levage.

Le paramètre le plus important dans la fabrication du lamellé-collé est la qualité des plans de collage. Une attention particulière est donc accordée à la résistance des aboutages et à la qualité des plans de collage entre les lamelles par l'intermédiaire d'un contrôle interne permanent de la production en usine. Ce contrôle interne est surveillé par un organisme de contrôle externe agréé par les autorités.

1.5.2. Bois lamellé-collé – marquage CE

La norme européenne EN 14080 et les normes référencées dans la norme EN 14080 définissent les exigences applicables au bois lamellé-collé marqué CE. L'objectif du marquage CE est de permettre la libre circulation des produits sur le marché européen et la comparaison des produits de différents fabricants grâce à la déclaration d'un certain nombre de propriétés (résistance à la flexion, module d'élasticité, réaction au feu, etc.). La norme EN 14080 définit donc les propriétés que doit déclarer le fabricant, les principes généraux à appliquer lors de la fabrication, les exigences relatives aux matières premières et aux équipements et les exigences relatives au produit fini. Afin de respecter les spécifications de la norme EN 14080, le fabricant doit établir, documenter et utiliser un système de contrôle de la production en usine (système CPU) pour garantir que les produits mis sur le marché sont conformes aux caractéristiques indiquées.

Le système CPU comprend des procédures, des inspections et des essais et/ou des évaluations ainsi que l'utilisation des résultats pour contrôler les matières premières, les composants, l'équipement, le processus de fabrication et le produit lui-même. Le système CPU adopté par le fabricant doit être documenté de façon systématique sous la forme de protocoles et de procédures écrites.

Avant de mettre un produit sur le marché, des essais de type initiaux (ETI) ainsi qu'une inspection initiale de l'usine et du CPU doivent être réalisés par un organisme notifié externe. L'ETI vise à évaluer le produit afin de garantir sa conformité avec les propriétés devant être indiquées par le fabricant et les exigences générales de la norme EN 14080. L'inspection initiale de l'usine et du CPU vise à garantir que le CPU inclut tous les éléments à prendre en compte et que ces derniers sont mis en place.

Si l'ETI et les inspections initiales révèlent que toutes les exigences sont satisfaites, le fabricant peut apposer le marquage CE sur ses produits. Une surveillance continue du CPU doit néanmoins s'exercer deux fois par an ; cette surveillance prend généralement la forme de visites inopinées. L'objectif de cette surveillance continue est de garantir que le CPU est toujours assuré et adapté à la production en cours. Tous les éventuels changements de production, par exemple, doivent être évalués ; des inspections relatives à l'entretien des équipements et des outils doivent être effectuées, et les valeurs des essais et des mesures effectués par le fabricant doivent être revues pour garantir qu'elles correspondent toujours aux valeurs des échantillons soumis à l'essai de type initial.



Figure 1.12 : Marquage CE.

1.5.3. Bois massif reconstitué

Le bois massif reconstitué est constitué de 2 à 5 lamelles d'une épaisseur comprise entre 45 et 85 mm ; ce type de bois est également régi par la norme EN 14080. Le bois massif reconstitué possède les mêmes caractéristiques que le bois lamellé-collé, si ce n'est que sa résistance est légèrement plus faible.

1.5.4. Résistance et rigidité

Le bois lamellé-collé possède les mêmes caractéristiques de résistance que le bois de construction ordinaire :

- › Sa résistance varie selon l'angle entre la charge et le sens du fil (anisotropie),
- › Sa résistance diminue lorsque la teneur en humidité augmente,
- › Sa résistance diminue lorsque la durée de charge augmente,
- › Les caractéristiques des matériaux sont variables, aussi bien au sein d'un même élément qu'entre différents éléments.

Un élément lamellé-collé se caractérise néanmoins par une résistance moyenne plus élevée et des propriétés de résistance moins variables qu'un élément similaire en bois massif. Cet effet dit de lamellation s'explique généralement de la façon décrite ci-après.

La résistance de la section la plus faible – présence d'un nœud ou aboutage, par exemple – est déterminante pour la résistance d'une planche en bois. Il existe ainsi une différence notable entre les planches. Une poutre en bois lamellé collé se compose cependant de lamelles de différentes résistances et le risque que plusieurs lamelles comportant des défauts majeurs se retrouvent dans la même section de poutre est minime.

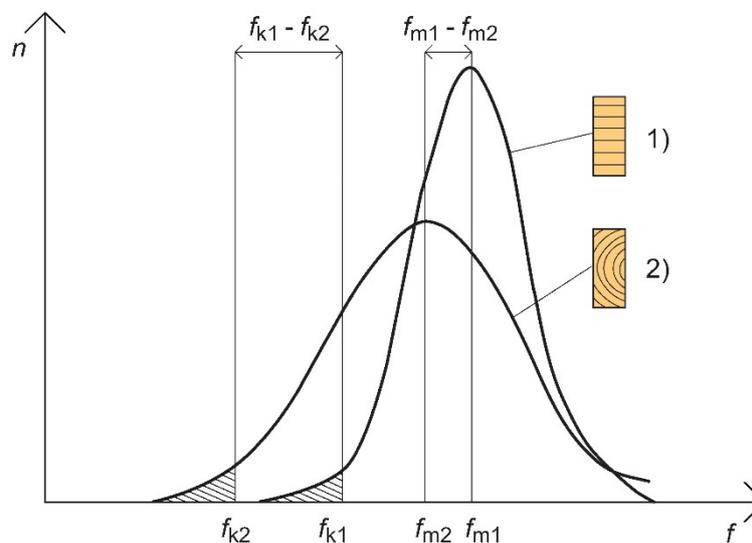


Figure 1.13 : Un élément structural en bois lamellé-collé se caractérise par une résistance moyenne plus élevée et des propriétés de résistance moins variables qu'un élément équivalent en bois massif.

Dans le cas des poutres en bois lamellé collé testées dans des conditions de laboratoire, c'est-à-dire avec une sollicitation à court terme et une teneur en humidité de 12 % environ, les ruptures sont très fragiles et sont presque toujours dues à un nœud ou à un aboutage sur le côté tendu de la poutre. L'écrasement du bois sur le côté comprimé précède parfois la rupture finale, sans pour autant modifier sa nature fragile. Une rupture fragile signifie notamment que la contrainte n'est pas redistribuée pendant le processus de rupture et que la capacité résistante est atteinte lorsqu'à un moment donné, la

contrainte dépasse une valeur critique. Étant donné que la probabilité qu'une poutre contienne un défaut capable de provoquer une rupture augmente proportionnellement au volume, la résistance des poutres de grande taille est généralement inférieure à celle des poutres de petite taille. Cet « effet de volume » (effet d'échelle ou loi de Weibull) a été assez bien démontré par des essais à court terme en laboratoire, mais il n'a fait l'objet que d'études incomplètes dans le cas de sollicitations à long terme.

Selon l'Eurocode 5, par exemple, les résistances caractéristiques du bois lamellé-collé sont à la base de la conception. Ces valeurs caractéristiques correspondent aux valeurs formelles d'un grand nombre d'éléments, tels que les poutres lamellées-collées. L'estimation de la résistance caractéristique, par exemple, se base sur l'utilisation d'un diagramme de fréquence pour la résistance à la rupture. À partir de ces données d'essai, il est ensuite possible, avec un degré de précision acceptable, d'adapter une distribution statistique – normale ou log-normale – au diagramme de fréquence ou, au moins, à sa partie centrale.

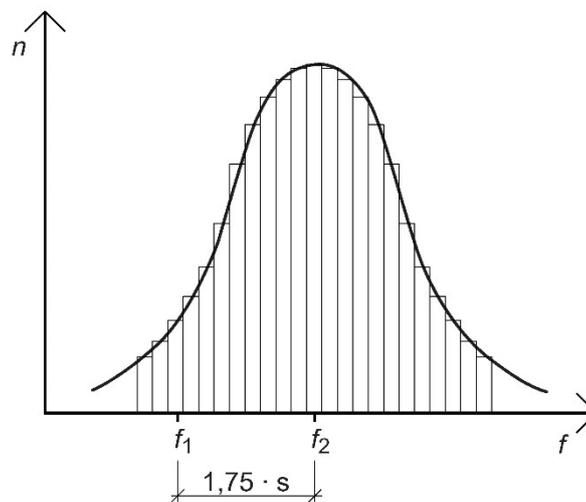


Figure 1.14 : Exemple d'un diagramme de fréquence avec courbe de distribution normale superposée.

Si l'on part du principe, pour simplifier, que la résistance à la rupture est normalement distribuée, il est possible de calculer la valeur caractéristique f_k à partir de la formule suivante :

$$f_k = f_{mean} - c \cdot s \quad (1.1)$$

où

f_{mean} correspond à la moyenne et s à l'écart-type de la résistance. Le paramètre c est un coefficient dont la valeur dépend de la façon dont la valeur caractéristique est définie (c'est-à-dire quel centile), du nombre de points de données utilisés dans l'estimation de la distribution statistique et de l'écart-type utilisé pour le calcul (connu ou estimé). L'écart-type est une mesure statistique de la variabilité des valeurs mesurées. La résistance caractéristique du matériau ne dépend donc pas seulement de la valeur moyenne, mais aussi dans une large mesure de la variabilité du matériau et du nombre d'essais effectués. Dans les situations de calcul structural, la valeur de résistance à utiliser est basée sur la valeur correspondant au fractile à 5 % le plus bas, c'est-à-dire sur la valeur en dessous de laquelle, statistiquement, 5 valeurs réelles sur 100 céderont. Si le nombre d'essais est important, $c = 1,75$.

Pour les analyses de la déformation à l'état limite de service (module d'élasticité, module de cisaillement), la rigidité est calculée de la même manière, mais en utilisant comme point de départ la moyenne, et non la valeur correspondant au fractile à 5 %. Pour calculer

les valeurs de rigidité à utiliser dans les analyses de la résistance – flambement élastique, déversement, par exemple –, la valeur correspondant au fractile à 5 % est utilisée.

1.5.5. Classes de résistance

Une classe de résistance est attribuée au bois lamellé-collé fabriqué conformément à la norme EN 14080. La norme EN 14080 donne la possibilité d’attribuer une classe de résistance au bois lamellé-collé selon différentes méthodes :

- Calcul des propriétés du bois lamellé-collé en fonction des propriétés des lamelles,
- Essais sur des poutres en dimensions réelles,
- Attribution directe d’une classe de résistance conformément à la norme EN 14080.

En règle générale, la résistance d’un élément lamellé-collé est déterminée par la résistance du bois utilisé, sa position dans la section et la résistance des aboutages. La norme EN 14080 prédéfinit un certain nombre de classes de résistance pour le bois lamellé-collé, mais le fabricant peut se servir des méthodes a) et b) précédemment mentionnées pour définir une classe de résistance unique afin, par exemple, d’optimiser le rendement de la matière première localement disponible. Le Tableau 1.1 et le Tableau 1.2 indiquent les valeurs de résistance et de rigidité pour les classes de résistance du bois lamellé-collé prédéfinies dans la norme EN 14080. Le Tableau 1.3 fournit les équations à utiliser pour définir un profil de résistance unique.

Tableau 1.1 : Classes de résistance du bois lamellé-collé définies dans la norme EN 14080. Bois lamellé-collé panaché. Le fabricant peut également définir une classe de résistance unique afin de maximiser le rendement de la matière disponible.

Propriété ^a	Symbole	Classe de résistance du bois lamellé-collé						
		GL 20c	GL 22c	GL 24c	GL 26c	GL 28c	GL 30c	GL 32c
Résistance à la flexion	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Résistance à la traction	$f_{t,0,g,k}$	15	16	17	19	19,5	19,5	19,5
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Résistance à la compression	$f_{c,0,g,k}$	18,5	20	21,5	23,5	24	24,5	24,5
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Résistance au cisaillement (cisaillement et torsion)	$f_{v,g,k}$	3,5						
Résistance au cisaillement roulant	$f_{r,g,k}$	1,2						
Module d'élasticité	$E_{0,g,moyen}$	10 400	10 400	11 000	12 000	12 500	13 000	13 500
	$E_{0,g,05}$	8 600	8 600	9 100	10 000	10 400	10 800	11 200
	$E_{90,g,moyen}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Module de cisaillement	$G_{g,moyen}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Module de cisaillement roulant	$G_{r,g,moyen}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Masse volumique ^b	$\rho_{g,k}$	355	355	365	385	390	390	400
	$\rho_{g,moyen}$	390	390	400	420	420	430	440

^a Les propriétés indiquées dans ce tableau ont été calculées selon 5.1.5 en tenant compte des combinaisons indiquées dans le tableau 2. Si différentes combinaisons conduisent à des valeurs caractéristiques différentes, les valeurs les plus basses sont indiquées ici.

^b Calculée comme étant la moyenne pondérée des masses volumiques des différentes zones de lamelles, voir 5.1.5.3, 5^{ème} paragraphe.

Tableau 1.2 : Classes de résistance du bois lamellé-collé définies dans la norme EN 14080. Bois lamellé-collé homogène. Le fabricant peut également définir une classe de résistance unique afin de maximiser le rendement de la matière première disponible.

Propriété	Symbole	Classe de résistance du bois lamellé-collé						
		GL 20h	GL 22h	GL 24h	GL 26h	GL 28h	GL 30h	GL 32h
Résistance à la flexion	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Résistance à la traction	$f_{t,0,g,k}$	16	17,6	19,2	20,8	22,4	24	25,6
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Résistance à la compression	$f_{c,0,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Résistance au cisaillement (cisaillement et torsion)	$f_{v,g,k}$	3,5						
Résistance au cisaillement roulant	$f_{r,g,k}$	1,2						
Module d'élasticité	$E_{0,g,moyen}$	8 400	10 500	11 500	12 100	12 600	13 600	14 200
	$E_{0,g,05}$	7 000	8 800	9 600	10 100	10 500	11 300	11 800
	$E_{90,g,moyen}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Module de cisaillement	$G_{g,moyen}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Module de cisaillement roulant	$G_{r,g,moyen}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Masse volumique	$\rho_{g,k}$	340	370	385	405	425	430	440
	$\rho_{g,moyen}$	370	410	420	445	460	480	490

Tableau 1.3 : Résistances caractéristiques et rigidités en N/mm² et masses volumiques en kg/m³ du bois lamellé-collé homogène.

Propriété	Valeurs caractéristiques
Résistance à la flexion (N/mm ²) $f_{m,g,k}$	La résistance caractéristique à la flexion doit être calculée à l'aide de l'expression suivante : $f_{m,g,k} = -2,2 + 2,5 f_{t,0,i,k}^{0,75} + 1,5 (f_{m,j,k} / 1,4 - f_{t,0,i,k} + 6)^{0,65}$ L'expression ne doit être utilisée que pour une résistance caractéristique à la flexion à plat de l'aboutage à entures multiples dans la plage : $1,4 f_{t,0,i,k} \leq f_{m,j,k} \leq 1,4 f_{t,0,i,k} + 12$ La formule est applicable au bois lamellé-collé sans aboutage à entures multiples à condition de prendre $f_{m,j,k}$ égal à : $f_{m,j,k} = 1,4 f_{t,0,i,k} + 12$
Résistance à la traction (N/mm ²) $f_{t,0,g,k}$	La résistance caractéristique à la traction doit être prise égale à 80 % des valeurs caractéristiques de la résistance à la flexion $f_{m,g,k}$.
$f_{t,90,g,k}$	0,5
Résistance à la compression (N/mm ²) $f_{c,0,g,k}$	La résistance caractéristique à la compression doit être prise égale à $f_{m,g,k}$ en N/mm ² , où $f_{m,g,k}$ est la résistance caractéristique à la flexion du bois lamellé-collé.
$f_{c,90,g,k}$	2,5
Résistance au cisaillement (N/mm ²) $f_{v,g,k}$	3,5
$f_{r,g,k}$	1,2
Module d'élasticité (N/mm ²) $E_{0,g,moyen}$	Le module d'élasticité moyen doit être pris égal à $E_{0,g,moyen} = 1,05 E_{t,0,i,moyen}$.
$E_{90,g,moyen}$	300
Module de cisaillement (N/mm ²) $G_{g,moyen}$	650
$G_{r,g,moyen}$	65
Masse volumique (kg/m ³) $\rho_{g,k}$	1,1 $\rho_{l,k}$
$\rho_{g,mean}$	$\rho_{l,mean}$

Il convient de noter que ni l'Eurocode 5 ni la norme EN14080 n'indiquent de valeurs de résistance ou de rigidité pour les éléments en flexion selon l'axe faible, c'est-à-dire en flexion selon un axe perpendiculaire aux plans de collage de la section. Ceci est problématique en cas de flexion oblique.

Une solution simple consiste à utiliser la même résistance pour la flexion selon l'axe y et la flexion selon l'axe z , c'est-à-dire que $f_{m,y,d} = f_{m,z,d}$.

1.5.6. Bois lamellé-collé refendu

Le bois lamellé-collé peut être scié perpendiculairement aux plans de collage en 2 ou 3 parties (bois lamellé-collé refendu).

Il convient de noter que le bois lamellé-collé refendu fait l'objet d'un traitement spécial dans la norme EN 14080. Les poutres lamellées-collées étroites, dont la largeur est inférieure à 90 mm, sont généralement fabriquées en sciant des sections plus larges à l'aide d'une scie à ruban. La norme EN 14080 définit des règles concernant le déclassement possible du bois lamellé-collé en conséquence de cette procédure de refend. Conformément à la norme EN 14080, chaque partie doit avoir une largeur minimum b de 38 mm et un rapport hauteur/largeur maximum de $h/b \leq 8$. Selon la procédure de classement et l'assemblage, la résistance caractéristique du bois lamellé-collé refendu doit être déterminée à l'aide de la méthode a) ou b) comme suit :

- a) Si la procédure de classement garantit que toutes les lamelles de l'élément lamellé-collé refendu possèdent les propriétés déclarées, la résistance, la rigidité et la masse volumique du bois lamellé-collé refendu doivent être déterminées en fonction des propriétés des lamelles.
- b) Si les deux exigences décrites ci-après sont respectées, la valeur caractéristique de la résistance à la flexion $f_{m,s,k}$ du bois lamellé-collé refendu en flexion doit être déterminée à partir de la valeur caractéristique de la résistance à la flexion $f_{m,g,k}$ du bois lamellé-collé en vraie grandeur par l'équation (1.2) ou (1.3) :
 - i. la valeur caractéristique de la résistance à la traction de la lamelle est, au minimum, de 18 N/mm² et, au maximum, de 30 N/mm² et
 - ii. la valeur caractéristique de la résistance à la traction des lamelles internes n'est pas inférieure de plus de 8 N/mm² à la valeur caractéristique de la résistance à la traction des lamelles externes.

$$f_{m,s,k} = f_{m,g,k} - \frac{96}{f_{t,0,l,k} - 6} + 4 \quad \text{pour une coupe} \quad (1.2)$$

$$f_{m,s,k} = f_{m,g,k} - \frac{96}{f_{t,0,l,k} - 6} \quad \text{pour deux coupes} \quad (1.3)$$

où :

$f_{m,s,k}$ correspond à la valeur caractéristique de la résistance à la flexion du bois lamellé-collé refendu en N/mm² ;

$f_{m,g,k}$ correspond à la valeur caractéristique de la résistance à la flexion du bois lamellé-collé avant d'être refendu en N/mm² ;

$f_{t,0,l,k}$ correspond à la valeur caractéristique de la résistance à la traction des lamelles externes en N/mm².

La valeur moyenne du module d'élasticité parallèle au fil $E_{0,s,mean}$ du bois lamellé-collé refendu doit être déterminée à partir de la valeur moyenne du module d'élasticité $E_{0,g,mean}$ du bois lamellé-collé en vraie grandeur par l'équation (1.4) :

$$E_{0,s,mean} = E_{0,g,mean} - 500 \text{ en N/mm}^2 \quad (1.4)$$

Les autres propriétés mécaniques doivent être déterminées à l'aide du Tableau 1.3. Les valeurs de la masse volumique sont les mêmes que celles du bois lamellé-collé en vraie grandeur.

Toutefois, si la procédure de classement utilisée pour classer les lamelles garantit également les propriétés des lamelles refendues, aucun déclassement n'a lieu d'être.

1.5.7. Adhésifs

Les adhésifs utilisés possèdent des propriétés reconnues en termes de résistance et de durabilité en cas de sollicitation à long terme. Seuls sont utilisés des adhésifs justifiant d'une longue expérience pratique. Les exigences formelles relatives aux adhésifs sont définies dans les normes EN 14080, EN 301 et EN 302.

Auparavant, les adhésifs utilisés pour fabriquer le bois lamellé-collé étaient généralement des adhésifs bi composants synthétiques du type phénol-résorcinol-formaldéhyde (PRF). Tous les adhésifs PRF qui servent à fabriquer le bois lamellé-collé sont de type I et peuvent être utilisés quelle que soit la classe de service, c'est-à-dire aussi bien à l'intérieur qu'à l'extérieur. Les adhésifs PRF produisent des joints brun-rougeâtre sombres.

À l'heure actuelle, les adhésifs les plus courants sont les colles MUF (mélamine-urée-formaldéhyde). Ce type d'adhésif procure également une adhérence résistante et durable, adaptée à toutes les classes de service. Les joints fraîchement enduits de mélamine sont clairs, mais s'assombrissent au fil du temps.

Pour l'aboutage à entures multiples des lamelles, le choix porte généralement sur la mélamine la plus claire. Le marquage du bois lamellé-collé doit indiquer le type de colle utilisée (I ou II conformément à la norme EN 14080).

Les adhésifs font l'objet d'un développement continu et de nouveaux types sont régulièrement mis sur le marché. Il est ainsi possible d'utiliser des adhésifs polyuréthane monocomposants (classes de service 1 et 2).

Outre les adhésifs utilisés pour fabriquer le bois lamellé-collé lui-même, des adhésifs servent à la fabrication des assemblages (plaques métalliques et goujons collés) ou pour réparer sur place des structures anciennes. Dans ces cas, les adhésifs polyuréthane ou époxyde sont couramment utilisés.

1.6. ÉLÉMENTS LAMELLES-COLLES. DIMENSIONS ET FORMES

La technique du bois lamellé-collé permet de varier la forme de la section transversale, la géométrie et la taille des éléments structuraux. Les limites sont fixées par des aspects pratiques, tels que la taille du lieu de production, la capacité des équipements mécaniques et les possibilités de transport. Certains de ces facteurs limitants sont commentés ci-après.

Les sections rectangulaires sont les plus courantes, mais d'autres sections peuvent être fabriquées, et notamment des sections en forme d'I, de T et de L, des sections creuses ou une combinaison de sections rectangulaires collées en bloc.

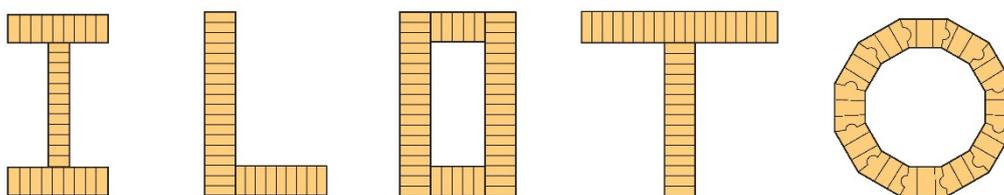


Figure 1.15 : Exemples de sections conçues à partir de sections rectangulaires composées de plusieurs éléments lamellés-collés.

1.6.1. Norme de production – Dimensions standards

Les éléments lamellés collés droits de section rectangulaire sont normalement composés de lamelles (pin traité) de 45 mm ou 33 mm d'épaisseur. Leur largeur correspond aux gammes standards des scieries. Une fois les côtés rabotés (environ 10 mm au total), on obtient des largeurs standards de 90, 115, 140, 165, 190, 215 et 240 mm. L'exactitude des dimensions dépend du traitement des côtés, à savoir s'ils sont destinés à être rabotés et poncés ou seulement rabotés, auquel cas il est toléré que les côtés ne soient pas complètement rabotés.

Le Tableau 1.4 donne les dimensions usuelles. Les dimensions sont valables pour les éléments dont la surface est proprement rabotée à une teneur en humidité de référence de 12 %. Les éléments courbes peuvent – selon le rayon – nécessiter des lamelles plus fines.

Tableau 1.4 : Sections transversales des éléments lamellés collés droits. Dimensions nominales correspondant aux surfaces rabotées (mm). Dimensions standards usuelles.

b x h	b x h	b x h
42 x 180	115 x 180	90 x 90
42 x 225	115 x 225	115 x 115
42 x 270	115 x 270	140 x 135
56 x 225	115 x 315	140 x 140
56 x 270	115 x 360	160 x 160
66 x 270	115 x 405	165 x 165
66 x 315	115 x 450	
90 x 180	115 x 495	
90 x 225	115 x 630	
90 x 270	140 x 225	
90 x 315	140 x 270	
90 x 360	140 x 315	
90 x 405	140 x 360	
90 x 450	140 x 405	

1.6.2. Dimensions maximales de la section

La largeur maximale (mesurée parallèlement au plan de collage) est limitée par le simple fait qu'il est difficile d'obtenir du bois de sciage d'une largeur supérieure à 225 mm ; dans certains cas, toutefois, il est possible de se procurer du bois dont la largeur peut atteindre jusqu'à 260 mm. Après rabotage, cela équivaut respectivement à des largeurs nominales de 215 mm et 240 mm. Il est possible de concevoir des éléments mesurant jusqu'à 700-800 mm de large ($190 + 190 + 190 + 190 = 760$ mm) en les collant en bloc. Il est également possible d'obtenir des poutres d'une grande largeur en encollant les chants des lamelles avant de former la section transversale.

La hauteur maximale (dimension de la section mesurée perpendiculairement au plan de collage) est limitée à environ 2 m par les machines à raboter. Plusieurs méthodes permettent d'obtenir de plus grandes hauteurs, et notamment l'encollage du faîtage d'une poutre à double décroissance à un stade ultérieur, après le rabotage. Il a ainsi été possible de concevoir des poutres lamellées-collées mesurant jusqu'à 3 m de haut.

L'utilisation judicieuse du matériau implique souvent des poutres hautes et étroites, qui sont parfois difficiles à manipuler sur le lieu de construction. Pour des raisons pratiques, la largeur ne doit pas être inférieure à 1/10 de la hauteur.

1.6.3. Longueur maximale

Certaines usines de bois lamellé-collé produisent des éléments pouvant mesurer jusqu'à 40 m de long. Dans la pratique néanmoins, la longueur est restreinte par les infrastructures de transport.

1.6.4. Contre-flèche

Il est parfois nécessaire de courber les poutres lamellées-collées en appui simple à grande portée (plus de 10-12 m) afin de réduire les problèmes dus aux flèches. Il est possible de concevoir une poutre avec une contre-flèche moyenne mesurant jusqu'à 200 mm. Des recommandations concernant l'ampleur de la contre-flèche sont données dans cet ouvrage.

1.6.5. Déviations autorisées

Les éléments lamellés collés sont fabriqués avec autant de précision que les sections en acier laminé ou les éléments en béton. Les déviations autorisées sont indiquées dans la norme EN 14080. Le tableau ci-dessous présente plusieurs déviations autorisées de base.

Tableau 1.5 : Déviations autorisées pour le bois lamellé-collé.

Dimension nominale	Déviations maximales
Largeur toutes les largeurs	± 2 mm
Hauteur $h \leq 400$ mm $h > 400$ mm	de +4 mm à -2 mm de +1 % à -0,5 %
Déviations maximales des angles de la section par rapport aux angles droits	1:50
Longueur $L \leq 2$ m $2 \text{ m} \leq L \leq 20$ m $L > 20$ m	± 2 mm ± 0,1 % ± 20 mm
Voilement longitudinal des poutres droites (gauchissement maximal sur 2000 mm de long)	≤ 4 mm
Déviations maximales par rapport à la forme courbe nominale (par mètre de poutre le long de la forme courbe)	± 4 mm (≤ 6 lamelles) ± 2 mm (> 6 lamelles)

1.7. ASPECT ET FINITION DE SURFACE

Le bois lamellé-collé est un matériau de construction dont les principales qualités sont en principe la résistance, la rigidité et la durabilité.

Les éléments lamellés collés ne possèdent généralement pas la qualité d'aspect et la finition de surface exigées pour les ouvrages de menuiserie et le mobilier. La plupart des produits standards respectent néanmoins des exigences normales en matière d'aspect, pour autant qu'ils soient convenablement traités lors du transport et sur le lieu de construction.

1.7.1. Bois

Le lamellé-collé est fabriqué à partir de bois classé selon sa résistance, ce qui signifie qu'il contient des nœuds de taille réduite, mais non qu'il en est dépourvu. Le bois à haute résistance peut également contenir des nœuds assez importants – dans le cas des lamelles du milieu, le diamètre du nœud peut être aussi large que l'épaisseur de la lamelle.

1.7.2. Joints de colle

Comme mentionné ci-dessus, les adhésifs phénol-résorcinol produisent des joints sombres alors que les adhésifs mélamine produisent des joints clairs. Les joints à base de mélamine peuvent cependant s'assombrir au fil du temps. Les aboutages des lamelles apparaissent alors sous la forme de taches sombres ou de fines lignes en zigzag sur les côtés des éléments, en particulier si de la colle phénol-résorcinol a été utilisée.

Les éléments lamellés collés dont la largeur est inférieure à 90 mm sont généralement sciés à partir d'éléments plus larges. Le trait de scie peut alors passer par des fissures ouvertes ou obturées par de la colle, ce qui peut provoquer un éclatement et, en particulier si de la colle phénol-résorcinol a été utilisée, des taches de colle clairement visibles sur la surface sciée. Il convient donc d'éviter d'utiliser des éléments refendus en cas d'exigences élevées en matière d'aspect.

1.7.3. Surfaces

Lorsque les éléments lamellés collés sont retirés de l'encolleuse, ils (les côtés en particulier) sont irréguliers et marqués par l'excédent de colle qui a débordé des joints. Pour des raisons pratiques et esthétiques, les quatre côtés sont donc rabotés avant la livraison. Les exigences du client en matière d'aspect déterminent la quantité à raboter. L'architecte et l'ingénieur en structure doivent se mettre d'accord sur le travail à réaliser dans chaque cas. L'ingénieur en structure peut ensuite concevoir la structure en se servant de la dimension réelle des éléments comme point de départ.

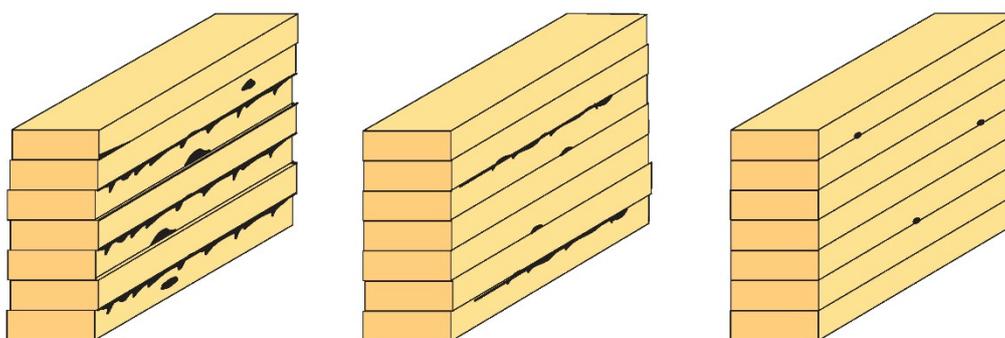


Figure 1.16 : Exemples de catégories d'aspect. De gauche à droite : surfaces égalisées, surfaces rabotées (catégorie d'aspect industrielle) et surfaces proprement rabotées ou surfaces proprement rabotées et réparées (catégorie d'aspect architecturale).

1.7.4. Traitement de surface

L'objectif du traitement de surface est de donner à la surface du bois l'aspect souhaité et de protéger le matériau des changements soudains d'humidité pour empêcher la formation de fissures. Par ailleurs, les finitions qui entraînent la formation d'une pellicule, telles que la peinture ou la laque, permettent de garder plus facilement le bois propre et contribuent à le protéger des dommages mécaniques. Les finitions de surface peuvent aussi être utilisées pour empêcher la propagation des flammes et l'émission de fumées en cas d'incendie.

La surface du bois lamellé-collé peut être traitée suivant les méthodes et à l'aide des produits utilisés pour le bois ordinaire, et donc être teintée, peinte ou laquée. Les exigences techniques, économiques et esthétiques déterminent le choix à prendre dans chaque cas particulier. Les éléments lamellés collés sont fournis non traités, sauf s'il en a été convenu autrement.

Si les exigences en matière d'aspect sont basses, le bois lamellé-collé ne nécessite normalement aucun autre traitement à l'intérieur. La structure doit être protégée par d'autres moyens pendant toute la durée de la construction afin de ne pas être endommagée par l'humidité et d'empêcher l'apparition de taches. Dans le cas des structures situées à l'extérieur mais protégées, il suffit généralement d'utiliser un apprêt

(une teinte incolore ou pigmentée, par exemple), éventuellement combiné à une protection chimique contre les attaques fongiques qui favorisent la décoloration. Si les exigences visuelles sont élevées, il peut être nécessaire d'appliquer un ou plusieurs revêtements.

Le bois lamellé-collé situé à l'extérieur est soumis à une teneur en humidité très variable ; il convient donc de le traiter pour réduire le risque de fendage dangereux. Dans ce cas également, la protection contre l'humidité peut être combinée à une protection chimique du bois. Le traitement de surface ne fournit cependant pas de protection durable contre la pourriture (voir la section ci-après sur la protection du bois). Il convient, lorsque cela est possible, de protéger les structures en bois lamellé-collé situées à l'extérieur en les recouvrant d'un toit ou d'un revêtement aéré.

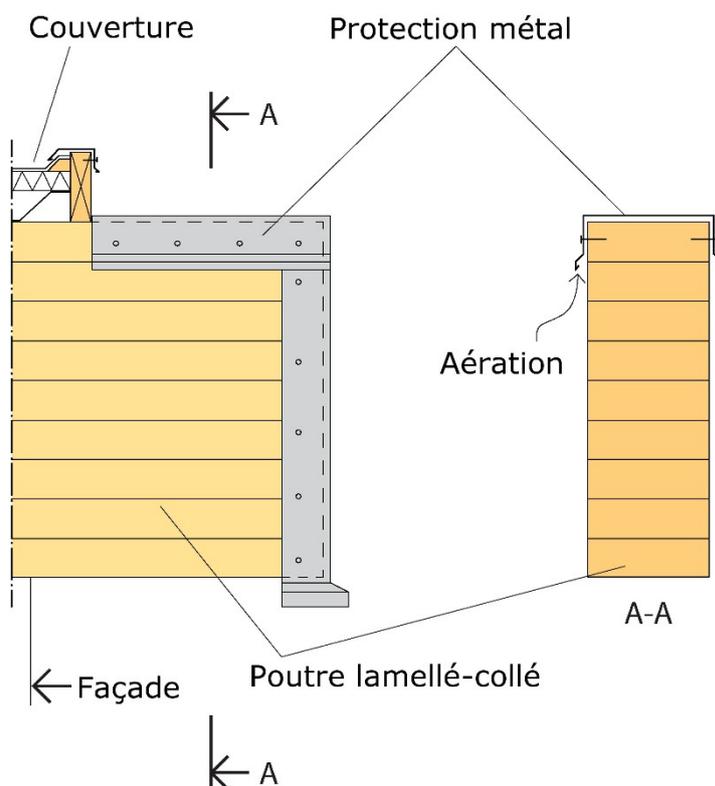


Figure 1.17 : Exemple de protection d'une poutre en porte-à-faux située à l'extérieur.

En l'absence de traitement externe, le matériau vieillit sous l'influence des UV et du mauvais temps et acquiert au fil des années une surface gris velours ou brun goudron en cas d'emplacement ensoleillé. Ces couleurs sont typiques des vieux bâtiments en bois. Il n'existe à l'heure actuelle aucun traitement de surface permettant de préserver sur le long terme et dans des conditions d'entretien raisonnables l'aspect « blanc » du bois frais situé à l'extérieur. Si le vieillissement naturel du bois n'est pas souhaitable dans le cas d'une structure extérieure, il convient de choisir un traitement coloré.

Tous les traitements de surface externes doivent faire l'objet d'un entretien. Le but des opérations d'entretien et les intervalles qui les séparent dépendent de l'emplacement de la structure et du type de traitement de surface choisi. Les teintures nécessitent des opérations d'entretien plus fréquentes que les peintures opaques, mais sont plus faciles à entretenir. Afin que la surface ne s'assombrisse pas à chaque traitement, l'entretien de la surface teintée peut être effectué à l'aide d'une teinte incolore ou diluée.

1.7.5. Protection du bois de construction

Le bois est une matière organique qui peut, dans certaines circonstances, être attaquée par des champignons ou des insectes ravageurs. Dans chaque cas particulier, ceci peut sembler être un désavantage, mais d'un point de vue écologique, il s'agit d'un des principaux avantages de ce matériau. Tout au long de la durée de vie du bâtiment, la structure doit cependant être protégée de ces attaques. Il convient pour ce faire de procéder à une conception rigoureuse des détails pour garantir que les conditions qui président à la décomposition ne se présentent pas.

La protection du bois de construction repose sur le principe de garder le bois aussi sec que possible (teneur en humidité inférieure à 20 %). Si cela n'est pas possible, la structure doit être conçue de façon à sécher rapidement après avoir été mouillée. Lorsqu'il est sec, le bois ne se dégrade pas. Il est très important d'utiliser des accessoires bien conçus pour empêcher la pénétration de l'humidité ; au moment de concevoir les joints et les organes d'assemblage, il convient de veiller à ce que l'eau libre ne puisse pas s'infiltrer dans le bois (en limitant l'exposition des surfaces du bois de bout, en évitant les petits espaces qui entraîneront une succion capillaire, etc.). Dans certains cas (construction d'un pont par exemple), la protection la plus simple consiste à recouvrir complètement le lamellé-collé de panneaux ou de planches de bois. Il est ensuite facile de les remplacer. Lors de la construction d'un pont, il est également courant d'utiliser des passerelles pour piétons couvertes, car elles permettent d'améliorer non seulement le confort des utilisateurs finaux, mais aussi la protection environnementale.

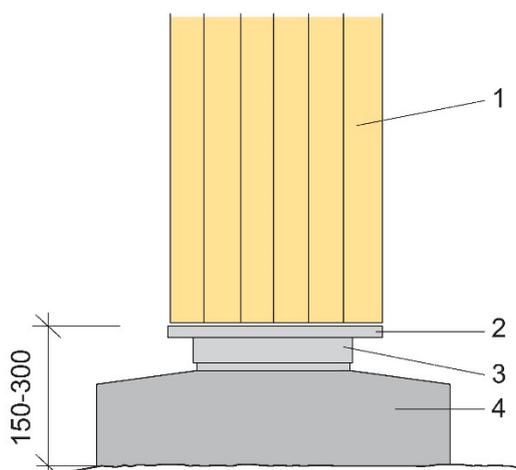


Figure 1.18 : Système de protection du bois pour une base de poteau lamellé-collé. 1. Poteau lamellé-collé. 2. Protection contre l'humidité à l'aide d'un panneau de fibres dures de 5 mm, par exemple. 3. Plaque d'espacement (en acier, bois traité ou béton). 4. Fondation en béton.

Une autre méthode efficace pour protéger le bois de la pourriture consiste à traiter le bois sous pression à l'aide d'un fluide protecteur approprié. Le traitement autoclave ne remplace cependant pas une conception bien détaillée et doit seulement être considéré comme un complément, car la pénétration d'humidité dans la structure cause des problèmes autres que la pourriture.

Le choix du produit de traitement et les exigences relatives à la pénétration et à l'absorption doivent constituer un compromis entre le souhait du propriétaire du bâtiment d'une protection efficace contre la pourriture et les exigences de la société d'un environnement sain et exempt de substances toxiques. L'utilisation d'une protection chimique est réglementée par la législation et diverses normes.

Le bois lamellé-collé peut être fabriqué à partir de lamelles qui ont été traitées avant d'être rabotées et collées. Après le collage, les côtés peuvent soit être laissés bruts ou être rabotés normalement en usine. Dans les deux cas, l'application d'un produit approprié permet d'améliorer l'effet protecteur.

Le bois lamellé-collé peut aussi être traité après le collage, mais la taille de l'élément est alors limitée par la taille de l'équipement nécessaire au traitement. En raison du risque de fendage, le traitement doit être effectué à l'aide de produits à base d'huile. Les produits créosotes doivent être utilisés avec beaucoup de prudence pour assurer la sécurité des travailleurs.

1.8. PROTECTION PENDANT LE TRANSPORT, LE STOCKAGE ET LE MONTAGE

Les éléments lamellés collés destinés à être visibles dans la structure finale sont livrés sous emballage, individuellement ou en lot, dans un film plastique ou du papier afin d'être protégés de la pluie/neige et de la saleté pendant le transport, le stockage et le montage.

L'emballage n'offre pas une protection fiable contre l'humidité. Dans des circonstances défavorables, l'humidité peut en effet se condenser à l'intérieur de l'emballage. L'emballage doit alors être ouvert pour évacuer l'eau. Il est donc préférable dans la plupart des cas de retirer l'emballage des éléments lamellés collés dès que possible après le montage (à condition que la toiture soit en place et que les conditions atmosphériques à l'intérieur du bâtiment soient appropriées). Cela permet de réduire le risque d'apparition de taches d'humidité à la surface du bois lamellé-collé, ce qui doit bien entendu être évité lorsque des surfaces de bois nu restent visibles une fois le bâtiment fini.

Au moment de stocker les éléments lamellés collés sur le lieu de construction, il convient de faire attention à différents aspects :

- › Ne jamais poser les éléments lamellés collés directement sur le sol ;
- › Placer les éléments sur des supports transversaux propres (!) d'au moins 250 mm de haut qui assurent une bonne ventilation ;
- › Le sol doit être sec et plat afin que les éléments ne se déforment pas ou ne soient pas inégalement sollicités ;
- › Placer des liteaux transversaux propres (!) entre les éléments et placer les liteaux verticalement l'un sur l'autre.

En cas de stockage en plein air, les éléments lamellés collés doivent être protégés à l'aide de bâches, par exemple, et être placés sur des liteaux propres (!) afin que l'aération soit suffisante sous les bâches. Les bâches ne doivent pas toucher le sol.

Le stockage à long terme des éléments sur le lieu de construction doit être évité, en particulier à l'extérieur.

Il peut être convenu que les éléments lamellés collés soient livrés avec une protection des bords pour réduire le risque d'endommagement pendant le transport et le montage. Lors du levage par grue, il convient d'utiliser des sangles larges et de protéger les bords des éléments lamellés collés à l'aide de cornières en acier ou d'un système similaire afin que le levage ne laisse pas de marques. Les gants de travail, les sangles et tout autre matériel

de levage doivent être exempts de salissures non adhérentes. Ne pas marcher sur les surfaces qui seront apparentes une fois le montage terminé !

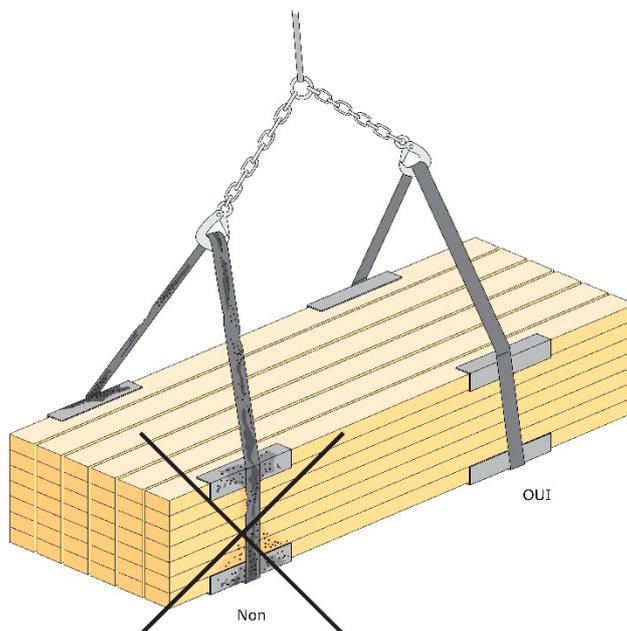


Figure 1.19 : Vérifier que les gants de construction, les sangles et tout autre matériel de levage sont propres.

1.8.1. Transport et montage

Le transport et le montage sont les dernières étapes de la construction d'une structure en bois lamellé-collé. On pourrait croire qu'elles ne revêtent pas beaucoup d'importance, mais elles exigent le même soin que les étapes précédentes, car elles peuvent avoir un effet déterminant non seulement sur la conception, mais aussi sur la planification et le budget du projet.

1.8.1.1. Transport

Le transport s'effectue généralement par route. Les règles de circulation variant d'un pays à l'autre, elles peuvent avoir une incidence sur les dimensions indiquées ci-dessous.

Les éléments ne mesurant pas plus de 9-10 m de long peuvent être transportés par des camions ordinaires. Les éléments qui mesurent plus de 12 m de long doivent être transportés sur des semi-remorques dotées d'un plateau télescopique. Ce système permet de transporter des éléments mesurant jusqu'à 30-35 m de long. Dans le cas de poutres longues en petite quantité, ce type de transport revient cher ; il est donc préférable de les diviser en sections plus courtes transportables par un camion normal.

Les véhicules longs nécessitent une autorisation spéciale des autorités. Les éléments ne dépassant pas 25-30 m de long ne posent généralement pas problème. La longueur maximale admise sans autorisation spéciale varie selon les pays, mais elle est généralement de 25 m environ. En principe, un transport spécial est nécessaire lorsque l'élément fait plus de 2,5 m de large ou 4,5 m de haut, ce qui est souvent le cas des portiques ou des arcs. Le transport ferroviaire ou maritime est également possible, mais impose d'autres limites. Les problèmes de transport peuvent généralement être palliés en divisant la structure en plusieurs sections adaptées au transport, qui sont ensuite assemblées sur le lieu de construction.

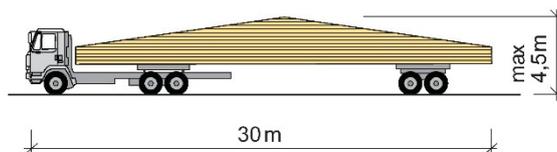


Figure 1.20 : La longueur et la hauteur maximales autorisées pour les véhicules ne disposant pas d'une autorisation spéciale varient selon les pays.

1.8.1.2. Montage

Le montage des structures en bois lamellé-collé nécessite presque toujours l'utilisation d'un appareil de levage (en principe une grue mobile).

La meilleure solution consiste à hisser l'élément lamellé-collé directement du camion à sa place dans le bâtiment. Ceci est néanmoins rarement possible et en règle générale, un certain temps de stockage sur le lieu de construction est nécessaire. Les instructions indiquées précédemment doivent, dans ce cas, être suivies.

Au moment de la livraison, il convient de vérifier si le nombre d'éléments lamellés collés et d'organes d'assemblage est conforme à la commande.

Il est important de planifier le montage avant de décharger les éléments lamellés collés pour éviter de perdre du temps en rechargement. Le marquage clair et systématique de chaque élément lamellé-collé et des organes d'assemblage est également important pour accomplir le montage avec efficacité.

Tant que le système de stabilisation du bâtiment n'est pas achevé, des mesures temporaires doivent être prises pour que la structure résiste au vent et aux autres charges pendant toute la durée de la construction. Des câbles d'acier tendus à l'aide de tendeurs à lanterne constituent le meilleur moyen de fixer les portiques et les arcs. Les câbles sont également utilisés pour positionner correctement la structure avant la mise en place de la charpente de comble ou de tout dispositif similaire.

Les emballages en plastique des poutres doivent être ouverts par le dessous pour empêcher l'humidité de pénétrer. L'emballage peut aussi être complètement retiré, mais les éléments visibles risquent alors d'être salis lors du montage. Les charpentes de comble qui consistent en des tôles ondulées posées directement sur les poutres sont particulièrement vulnérables, car l'eau qui s'écoule par les joints des tôles peut décolorer les côtés des poutres avant que l'isolation et le carton-feutre bitumé soient mis en place.

Les portiques et les arcs à trois rotules sont composés de deux parties qui sont raccordées aux fondations en béton ou aux poteaux et sont reliées l'une à l'autre à l'aide d'éléments de fixation en acier fixés au faîtage. L'utilisation d'une grue mobile et d'une tour d'assemblage amovible sous le faîtage permet d'assembler facilement et dans de bonnes conditions de sécurité les structures de grande taille. Lors du montage, chaque moitié de portique ou d'arc est hissée et mise en place à l'aide d'une grue mobile. Le pied ou le point le plus bas est fixé à un élément de fixation ou à la tête d'un poteau et l'extrémité supérieure est placée sur la tour, où elle est reliée à l'autre moitié, préalablement hissée et mise en place de la même façon. Dès que le contreventement est en place, la tour d'assemblage est déplacée vers l'unité suivante et le processus est répété.

1.8.2. Commande et livraison

1.8.2.1. Spécifications

Les éléments suivants doivent être indiqués sur les plans et dans les spécifications :

- › Code d'identification (par exemple B1, P3, etc.)
- › Type d'élément (par rapport au plan par exemple)
- › Dimension nominale (largeur x hauteur au niveau de l'appui gauche/hauteur maximale/hauteur au niveau de l'appui droit x longueur en mm) Pour les poutres et poteaux à hauteur constante, seule une hauteur doit être indiquée. Pour les éléments spéciaux (poutre à double décroissance asymétrique, par exemple), les dimensions doivent figurer sur un plan.
- › Classe de résistance
- › Type d'adhésif (I ou II conformément à la norme EN 14080)
- › Finition de surface (indiquer au besoin les côtés laissés visibles)
- › Traitement de surface (le cas échéant)
- › Contre-flèche (le cas échéant)
- › Essences de bois (autres que l'épicéa ; pin traité sous pression par exemple)
- › Déviations autorisées.

Exemple de spécifications : 4 poutres à double décroissance 165 x 680/1370/680 x 22000 mm, GL24h/type I, surfaces proprement rabotées – Contre-flèche : 120 mm.

Au moment d'établir un devis ou de passer une commande, il convient également d'indiquer les éléments suivants :

- › Nombre d'unités identiques (à noter qu'un portique à trois rotules ou un arc à trois rotules se compose de deux éléments)
- › Référence éventuelle à un plan montrant les trous, les entailles, etc.
- › Exigences particulières concernant l'emballage (emballage individuel, protection des bords, etc.)
- › Calendrier de livraison
- › Détails relatifs au déchargement (grue ou appareil de chargement)
- › Nom et adresse correspondant au projet

1.8.2.2. Cotation

Une cotation claire et précise facilite la fabrication et réduit le risque d'erreurs.

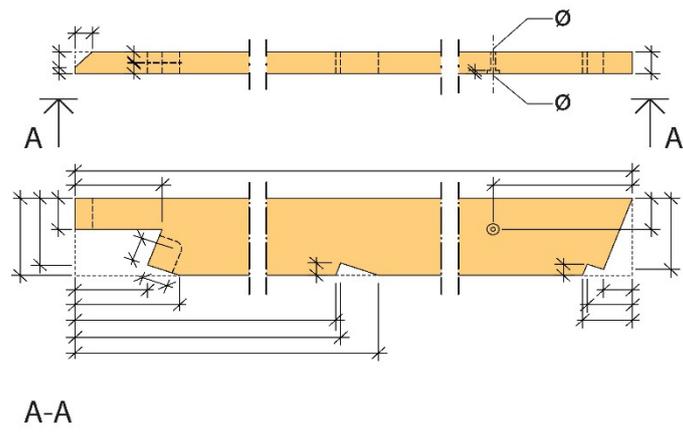


Figure 1.21 : Exemple de cotation.

CHAPITRE 2

2. MÉTHODES DE CALCUL DES STRUCTURES EN BOIS ET EN LAMELLÉ-COLLÉ

2.1. INTRODUCTION GENERALE AU CALCUL DE STRUCTURE

Le calcul des structures implique de choisir les dimensions des membres porteurs de façon à minimiser le risque qu'une défaillance de la structure provoque des lésions corporelles graves et à garantir que le bâtiment remplit correctement ses fonctions dans des conditions d'utilisation normale, c'est-à-dire en service. La structure porteuse doit être conçue en fonction des exigences définies concernant la résistance, les performances et la durabilité du matériau pendant toute la durée de vie de la structure.

Le calcul des structures repose sur la vérification. L'objectif de cette dernière est de démontrer que les exigences définies concernant le matériau, les dimensions et le système structural choisis sont respectées. La vérification peut prendre la forme de calculs ou d'essais ou supposer une combinaison des deux.

La durée de service correspond à la période pendant laquelle une structure est destinée à être utilisée aux fins prévues, grâce aux opérations d'entretien planifiées, mais sans qu'aucune réparation d'importance soit nécessaire. La durée de service recommandée pour les bâtiments est généralement de 50 ans et celle des ponts de 100 ans.

2.1.1. Processus de conception et calcul préliminaire

L'étude de conception constitue la première étape d'un projet de construction. Elle consiste à identifier et à examiner les besoins, à définir les exigences relatives aux

solutions potentielles, à évaluer et à approuver les solutions potentielles et à développer un concept structural approprié en vue de la conception ultérieure. Une fois le concept choisi, défini et approuvé, la deuxième étape du processus de conception consiste à effectuer une vérification conformément au code de conception normatif. La phase intuitive, qui fait partie de la première étape, inclut la définition des objectifs propres au projet, la compréhension des souhaits du client et leur transformation en une liste d'exigences, la compréhension des critères de dimensionnement tels que spécifiés par la société en fonction des codes de calcul en vigueur, l'élaboration de solutions conceptuelles simples applicables à diverses idées et l'évaluation préliminaire de chacune des idées. Les exigences du projet doivent être aussi claires que possible et inclure des aspects tels que les performances, les paramètres qualitatifs, la fiabilité, la sécurité, la durée de vie du produit, l'esthétique, l'ergonomie, l'économie et l'entretien. Le principal objectif de la recherche systématique est de donner naissance à toute une série de concepts possibles. Le meilleur moyen de faire naître de nouveaux concepts est probablement de combiner la méthode intuitive et la méthode systématique. La recherche systématique permet de développer diverses idées qui sont ensuite appliquées dans le cadre du processus de réflexion intuitif.

Le principal objectif de l'évaluation préliminaire est de réduire le nombre de concepts. Cet objectif peut être atteint par l'intermédiaire de discussions ou à l'aide de modèles d'analyse préliminaire. Il est important que la solution proposée soit justifiée et de pouvoir revenir à cette étape à un stade ultérieur du processus. La phase d'analyse inclut le classement des différents concepts, la réalisation d'une analyse simplifiée des risques de chaque concept et la réalisation d'une évaluation finale des concepts. Le classement peut être déterminé en s'appesantissant les objectifs et les exigences afin de pouvoir établir une comparaison systématique entre les différents concepts. Un modèle mettant en rapport le classement des diverses exigences avec les différents concepts est alors produit. Le concept le mieux classé est celui qui occupe la position la plus élevée. L'analyse des risques est un élément majeur de l'étude de conception. Tous les risques éventuels liés aux deux ou trois concepts les mieux classés doivent être listés. Ces risques peuvent concerner la construction, le transport, la production, les intempéries ; il peut s'agir de risques économiques, de risques d'accident, etc.

L'objectif du dimensionnement préliminaire (ou prédimensionnement) est d'estimer les dimensions des éléments porteurs d'un bâtiment, tels que les fermes, les poutres, les poteaux, les murs et les planchers.

Pour établir les dimensions préliminaires, il convient généralement de déterminer les combinaisons d'actions pertinentes afin d'estimer les forces sectionnelles qui agissent sur la partie structurale analysée. L'estimation des dimensions des sections repose sur :

- › l'expérience et les recommandations
- › la valeur de calcul préliminaire des forces (interaction y comprise)
- › la valeur de calcul préliminaire des contraintes
- › la valeur de calcul préliminaire de la flèche

2.1.2. Conception détaillée reposant sur une vérification

2.1.2.1. Résultats et processus

Tous les partis architecturaux clés doivent être pris au cours de la phase de conception détaillée. La conception détaillée doit déboucher sur les résultats suivants :

- › la structure est entièrement et clairement définie et validée
- › tous les principaux systèmes de construction sont définis

- › tous les éléments sont entièrement conçus et agencés
- › les coûts et les méthodes de construction sont établis avec précision
- › un accord concernant les tolérances est conclu entre les sociétés concernées pour assurer la constructibilité, la préfabrication et le transport
- › les niveaux de qualité sont définis
- › des spécifications normatives sont définies en fonction des systèmes prévus et terminés

Le processus de conception structurale est réglementé par le code de conception applicable dans la zone géographique où la structure est destinée à être construite. Dans certains pays, les codes de conception reposent sur des principes tels que le calcul aux états limites, la fiabilité ou la contrainte admissible. Le calcul aux états limites est valable dans la plupart des pays européens et toutes les étapes de ce processus sont décrites dans les différents Eurocodes. Un même code de conception doit être utilisé pour concevoir une structure dans son intégralité.

2.1.2.2. Vérification

La vérification est la partie la plus importante du calcul structural. Depuis 2010, plusieurs codes communs à tous les pays de l'Union européenne, les « Eurocodes », doivent être utilisés pour concevoir des structures. La vérification de la capacité résistante d'une structure ou d'une de ses parties est effectuée à l'état limite ultime, alors que la vérification permettant de savoir si elle fonctionne est réalisée à l'état limite de service. Pour vérifier une structure à l'état limite ultime, le concepteur doit créer des modèles structuraux et de charges en utilisant des valeurs de calculs pour les actions, le matériau ou les propriétés du produit ainsi que des données géométriques. La sélection des cas de charge implique l'identification des combinaisons d'actions, des possibles changements de direction et de position des actions, ainsi que des déformations et imperfections à prendre en compte.

2.2. APPLICATION DES EUROCODES

2.2.1. Les différents Eurocodes et les exigences générales

Les Eurocodes – ensemble de règles techniques harmonisées concernant la conception des structures – ont été établis par la Commission européenne pour remplacer les règles nationales des différents États membres de l'Union européenne. Ils doivent être utilisés conjointement et comprennent les normes suivantes, chacune étant en général constituée d'un certain nombre de parties :

- › EN 1990 Eurocode 0 : Bases de calcul des structures
- › EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures
- › EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
- › EN 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
- › EN 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton
- › EN 1995 Eurocode 5 : Calcul des structures en bois
- › EN 1996 Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie
- › EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique
- › EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
- › EN 1999 Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium

Les articles des Eurocodes se caractérisent par deux symboles, utilisés tout au long des textes normatifs. Le premier est la lettre « P » qui signifie « principe ». Les exigences qui suivent cette lettre doivent être respectées. Les principes comprennent des énoncés d'ordre général et des définitions ne comportant pas d'alternative. Lorsque la lettre « P » n'apparaît pas, cela signifie qu'il s'agit d'une « règle d'application » ou une « recommandation ». Ces règles d'application sont des règles généralement reconnues qui sont conformes aux exigences des principes mais elles peuvent être remplacées par d'autres solutions. L'Eurocode 0 définit les principes de calcul aux états limites et des exigences en matière de sécurité, d'aptitude au service et de durabilité des structures. Les exigences générales suivantes concernant le processus de conception sont spécifiées dans l'Eurocode 0 :

- › le choix du système structural et le projet de structure sont réalisés par un personnel suffisamment qualifié et expérimenté ;
- › l'exécution est confiée à un personnel suffisamment compétent et expérimenté ;
- › une surveillance et une maîtrise de la qualité adéquates sont assurées au cours du travail, à savoir dans les bureaux d'études, les usines, les entreprises et sur le chantier ;
- › les matériaux et produits de construction sont utilisés de la manière spécifiée dans les Eurocodes, ou dans les normes d'exécution appropriées, ou dans les spécifications citées en référence pour les matériaux ou produits ;
- › la structure bénéficiera de la maintenance adéquate ;
- › l'utilisation de la structure sera conforme aux hypothèses admises dans le projet.

2.2.2. Situations de projet et vérifications

Pour vérifier une structure ou une de ses parties, le concepteur doit faire une distinction entre les situations de projet (cf. Tableau 2.1), les agents, les actions, les combinaisons d'actions et leurs effets (cf. Figure 2.1). Les agents sont par exemple la gravité, le vent, la neige, le rayonnement solaire, les séismes, etc. Les actions sont par exemple les charges, les pressions, les températures, les accélérations au sol, etc. Les combinaisons d'actions regroupent des actions susceptibles de se produire en même temps. Enfin, les effets sur la structure des combinaisons d'actions peuvent être les contraintes, les forces et les moments internes, les rotations, les déplacements, etc.

Les Eurocodes s'appuient sur le calcul aux états limites. L'état limite correspond aux conditions au-delà desquelles la structure ne satisfait plus les exigences de performances requises. Ces conditions sont classées en deux types d'états limites : état limite ultime ou état limite de service. Les états limites ultimes (ELU) concernent la sécurité ; il s'agit des états associés à un effondrement ou à d'autres formes similaires de défaillance structurale. Les états limites de service (ELS) correspondent aux états dans lesquels la structure, bien qu'elle reste debout, se comporte de façon insatisfaisante en raison, par exemple, d'une déformation ou d'une vibration excessive. La Figure 2.1 illustre la méthode de vérification ou de calcul.

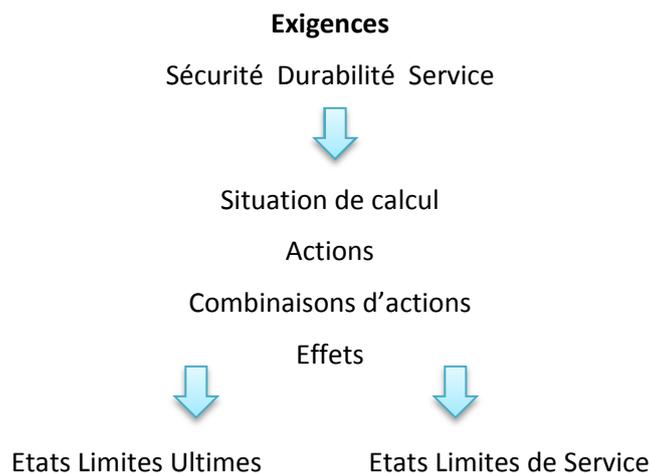


Figure 2.1 : Exigences et terminologie utilisées dans la méthode de calcul.

Tableau 2.1 : situations de projet et vérifications qui leur sont associées.

Situations de calcul		Vérifications
Durable	Utilisation normale	ELU et ELS
Transitoire	Exécution Conditions temporaires (entretien, réparation)	ELU et ELS
Accidentelle	Utilisation normale	ELU
	Pendant l'exécution	ELU
Séisme	Utilisation normale	ELU et ELS
	Pendant l'exécution	ELU et ELS

La conception et les détails des structures en lamellé-collé et en bois doivent être réalisés conformément à l'Eurocode 5. Ce dernier n'est cependant valable qu'en combinaison avec l'Eurocode 0 et l'Eurocode 1, celui-ci concernant tous les types de charge. L'Eurocode 5 se divise en trois parties :

- › EN 1995-1-1 - Conception et calcul des structures en bois – Partie 1-1 : Généralités – Règles communes et règles pour les bâtiments ;
- › EN 1995-1-2 - Conception et calcul des structures en bois – Partie 1-2 : Généralités – Calcul des structures au feu ;
- › EN 1995-2 - Conception et calcul des structures en bois – Partie 2 : Ponts.

Les Eurocodes peuvent contenir des paramètres laissés à choix national (certaines règles de calcul et valeurs de coefficient). Ces paramètres déterminés au niveau national (PDN) sont rassemblés dans l'Annexe Nationale de l'Eurocode en question. À noter que les annexes nationales contiennent également des clauses complémentaires non contradictoires avec les règles Eurocodes.

2.2.3. Principes de calcul aux états limites

L'Eurocode 0 décrit deux méthodes de calcul aux états limites :

- › méthodes de la fiabilité,
- › méthode des coefficients partiels.

Le calcul aux états limites repose sur une approche statistique, qui suppose une évaluation de la probabilité d'atteindre un état limite donné, et sur l'établissement du

niveau maximum acceptable de cette probabilité à des fins de calcul. Considérons un cas particulier, à savoir lorsque l'état limite de défaillance peut être décrit en termes d'effet de charge E et de résistance R de sorte que la défaillance se produira si $E > R$ (cas fondamental). L'effet de charge E correspond généralement à une valeur maximale pendant une durée de référence T (souvent égale à une année pour les charges variables avec le temps). E et R sont des variables aléatoires. La marge de sécurité définie comme $Z = R - E$ est également une variable aléatoire, de sorte que la structure est considérée comme sûre lorsque $Z > 0$. Si on part du principe que R et E sont normalement distribués avec des valeurs moyennes μ_R et μ_E , ainsi que des écarts-types σ_R et σ_E , la probabilité de défaillance P_f peut être exprimée par l'équation (2.1).

$$P_f = P(Z \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) = \Phi(-\beta) \quad (2.1)$$

où $\Phi(\)$ correspond à la fonction de distribution normale standard, $\mu_Z = \mu_R - \mu_E$ et $\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_E^2$ et $\beta = \mu_Z / \sigma_Z$ correspond à l'indice de fiabilité. L'indice de fiabilité β permet de mesurer le niveau de sécurité et de savoir de combien d'écarts-types la zone de défaillance ($Z < 0$) est éloignée de la valeur moyenne de Z. La relation entre β et P_f est indiquée dans le Tableau 2.2.

Tableau 2.2 : relation entre l'indice de fiabilité et la probabilité de défaillance

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Les codes de construction basés sur le calcul aux états limites, tels que l'Eurocode 0, définissent généralement un niveau de sécurité formel en termes d'indice cible minimum de fiabilité β_{target} (ou probabilité de défaillance maximum admissible). Dans l'Eurocode 0, l'indice cible de fiabilité est fixé à 4,7 pour une durée de référence d'une année et à 3,8 pour une durée de référence de 50 ans. Dans les applications nationales, de nombreux pays autorisent β_{target} à dépendre des conséquences prévues de la défaillance, définies par les classes de fiabilité. Cela signifie par exemple qu'il est possible d'utiliser des valeurs inférieures pour β_{target} dans les cas où les conséquences d'une défaillance en termes de vie humaine sont considérées comme faibles et vice versa. Les méthodes de la fiabilité ne sont généralement pas adaptées à un calcul structural ordinaire, mais peuvent être utilisées à des fins de calibration des codes et de comparaison de niveaux de fiabilité des structures. En cas de calcul ordinaire, il est préférable de se servir de la méthode des coefficients partiels.

2.2.4. Vérification basée sur la méthode des coefficients partiels

Dans le cas d'une conception technique normale, l'évaluation basée sur un indice de fiabilité n'est pas pratique. Il est donc préférable d'utiliser la méthode des coefficients partiels de sécurité. Cette méthode utilise plusieurs coefficients de sécurité (coefficients partiels), chacun d'entre eux prenant en compte les divers types d'incertitude ayant une incidence sur les calculs. Par exemple :

- › incertitude dans les valeurs représentatives des actions (γ_f)
- › incertitude dans les propriétés des matériaux (γ_m)
- › conséquences d'une défaillance (γ_d)

Le concept de valeur caractéristique, qui doit reposer sur une définition statistique claire, constitue la base de la méthode des coefficients partiels de sécurité. Les actions caractéristiques (communément appelées « charges ») sont définies dans l'Eurocode 1. Les valeurs de calcul des actions sont obtenues en multipliant les actions caractéristiques par les coefficients partiels de sécurité γ . La valeur d'un coefficient partiel de sécurité pour les charges et les propriétés des matériaux dépend de la définition de la valeur caractéristique utilisée. Dans le cas des actions variables avec le temps (telles que la neige et le vent), une définition typique de la valeur caractéristique Q_k est que la probabilité de dépasser Q_k doit être de 2 % par an. Cela revient à dire que Q_k doit avoir une période de retour de 50 ans, ce qui signifie que sur une période de 50 ans, le niveau de charge Q_k n'est dépassé qu'une seule fois en moyenne.

Concernant le cas fondamental à l'état limite ultime, il convient de vérifier que la résistance de calcul R_d est supérieure à l'effet de charge de calcul E_d pour l'élément structural considéré.

$$R_d > E_d \quad (2.2)$$

Cette exigence doit être vérifiée pour chaque mode de défaillance et un certain nombre de combinaisons d'actions différentes selon la situation de projet. La valeur de calcul E_d de l'effet de charge est déterminée sur la base des actions permanentes G , des actions variables avec le temps Q et des actions accidentelles. La valeur de calcul G_d des actions permanentes est déterminée par :

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k \quad (2.3)$$

où γ_G correspond à un coefficient partiel de sécurité pour la charge permanente G et G_k à la valeur caractéristique des actions permanentes, habituellement définie comme le fractile à 50 % ou la valeur moyenne.

Les valeurs de calcul des actions variables sont définies par :

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k \quad (2.4)$$

où γ_Q correspond à un coefficient partiel de sécurité pour l'action variable Q et Q_k à la valeur caractéristique de l'action variable Q , habituellement définie comme le fractile à 98 % de la distribution pour les maximums annuels de Q .

La valeur de calcul R_d de la résistance est principalement déterminée sur la base des propriétés des matériaux et des dimensions. La valeur de calcul f_d du paramètre de résistance f est définie par :

$$f_d = \eta \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (2.5)$$

où γ_M correspond au coefficient partiel de sécurité associé au matériau, f_k à la valeur caractéristique des propriétés du matériau, habituellement définie comme le fractile à 5 %, et η à un coefficient représentant les différences entre les conditions in situ applicables à la structure et les conditions d'essais utilisées pour déterminer les propriétés.

À l'état limite de service, la condition critique est généralement formulée de telle sorte que la valeur de calcul de la flèche, de la vibration, du glissement dans un assemblage, etc. doit être inférieure à une valeur requise absolue ou relative.

L'application de la méthode des coefficients partiels peut varier d'un pays à l'autre.

2.2.5. Effets de charge et combinaisons d'actions

L'expression « effets de charge » couvre par exemple les moments ou les forces internes ainsi que les flèches induites par les charges. En principe, la structure n'est pas conçue pour une charge unique, mais pour une combinaison d'actions (poids propre et charge de neige, par exemple). Pour obtenir une valeur de combinaison de calcul pour chaque situation de charge, chaque action doit être considérée à tour de rôle comme une action dominante (valeur totale) et être combinée aux autres actions considérées avec leurs valeurs de combinaison, définies par une réduction de la valeur caractéristique Q_k par les coefficients ψ_0 , ψ_1 et ψ_2 comme suit :

- › La valeur de combinaison ($\psi_0 Q_k$), utilisée pour la vérification d'ELU et pour les combinaisons caractéristiques d'ELS irréversibles (ELS pour lesquels certaines conséquences d'actions entraînant un dépassement des exigences de service spécifiées subsisteront lorsque les actions auront disparu).
- › La valeur fréquente ($\psi_1 Q_k$), utilisée pour la vérification d'ELU impliquant des actions accidentelles et pour la vérification d'ELS réversibles. La valeur fréquente est choisie telle que le temps de dépassement corresponde à 1 % de la durée.
- › La valeur quasi-permanente ($\psi_2 Q_k$), utilisée pour l'évaluation des effets à long terme d'un ELS, tels que les flèches ou les fissures, et pour la représentation d'une action variable dans les combinaisons accidentelles d'un ELS. Correspond à la moyenne temporelle de l'action variable Q .

Le coefficient ψ_2 peut également être considéré comme un coefficient qui convertit les charges de courte durée en une action permanente équivalente afin de calculer les déformations à long terme dues au fluage.

La norme EN 1990 énonce les règles relatives aux combinaisons d'actions pour les différentes situations de projet mentionnées dans le Tableau 2.1. Ces règles définissent comment doivent être combinées les actions permanentes et les actions variables pour déterminer l'effet de charge. Le format général suivant est, par exemple, valable pour tout calcul dans des situations de projet durables ou transitoires à l'état limite.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.6)$$

où les indices j et i désignent respectivement la $j^{\text{ème}}$ composante d'action permanente et la $i^{\text{ème}}$ composante d'action variable, et

- › $Q_{k,1}$ correspond à la valeur caractéristique de l'action variable dominante
- › $\gamma_{Q,1}$ correspond au coefficient partiel de sécurité associé à $Q_{k,1}$

L'annexe nationale française de l'Eurocode 0 indique qu'il n'est en général pas nécessaire de considérer plus de deux actions variables agissant simultanément.

2.2.6. Classes de sécurité

Le risque que la défaillance d'une structure provoque des lésions corporelles graves dépend du type de bâtiment (classé selon son utilisation) et des parties du bâtiment concernées (classées selon leur fonction). Le risque de lésion corporelle est par exemple plus élevé en cas de défaillance d'une poutre de toiture qu'en cas de défaillance d'un montant dans une cloison. Il sera également plus élevé si la poutre soutient la toiture d'une salle de sport que s'il s'agit d'un porche.

Certains pays tiennent compte de ces différences en rattachant les structures porteuses à différentes classes de sécurité en fonction des conséquences d'une défaillance structurale. La classe de sécurité détermine l'importance du contrôle ou la valeur du coefficient partiel γ_d à l'état limite ultime. Lorsque la classe de sécurité est incluse dans le format général de l'équation 2.6, elle influence la valeur de calcul totale de l'effet de charge E_d (cf. Éq. 2.7). Il existe trois classes de sécurité différentes : la classe de sécurité 1 ($\gamma_d = 0,83$), qui suppose un faible risque de lésions corporelles graves ; la classe de sécurité 2 ($\gamma_d = 0,91$), qui suppose un risque moyen de lésions corporelles graves ; et la classe de sécurité 3 ($\gamma_d = 1$) qui suppose un risque élevé de lésions corporelles graves. À l'état limite de service cependant, aucune distinction n'est faite entre les classes de sécurité. Les Eurocodes ne mentionnent actuellement aucun rattachement à des classes de sécurité.

$$E_d = \gamma_d \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_d \cdot \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_d \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.7)$$

2.3. CONCEPTS UTILISES POUR LE CALCUL AUX ETATS LIMITES DU LAMELLE-COLLE ET DU BOIS

En tant que matériaux de construction, le lamellé-collé et le bois se différencient de l'acier, du béton armé ou d'autres composites par diverses caractéristiques. Le bois est une matière biologique et naturelle qui possède des propriétés extrêmement variables. Il s'agit d'un matériau orthotrope, c'est-à-dire que ses propriétés varient selon les directions, et hygroscopique, ce qui signifie que sa teneur en humidité varie en fonction de l'humidité relative de l'air ambiant. Certaines caractéristiques sont propres à la conception de structures en bois lamellé collé :

- › la teneur en humidité du bois et les classes de service ;
- › la durée de charge pour différents types de charge ;
- › les coefficients partiels pour les propriétés des matériaux et les ajustements à l'aide de divers coefficients de modification ;
- › l'augmentation possible des valeurs de calcul de la flexion et de la traction en raison de l'effet d'échelle ;
- › les différentes réponses du matériau lorsque les charges sont appliquées dans différentes directions en lien avec l'orientation du fil du bois.

2.3.1. Effet de la teneur en humidité et classes de service

La teneur en humidité et les variations de la teneur en humidité ont une incidence élevée sur toutes les propriétés des produits à base de bois et notamment du lamellé-collé. La teneur en humidité affecte à la fois la résistance et la rigidité. Pour tenir compte de cet effet lors de la conception, trois classes de services ont été définies dans l'Eurocode 5, à savoir :

- › La classe de service 1, qui se caractérise par une humidité dans les matériaux correspondant à une température de 20 °C et une humidité relative de l'air environnant ne dépassant 65 % que quelques semaines par an. L'humidité moyenne

dans la plupart des bois résineux n'excède pas 12 %. Cette classe inclut, par exemple :

- les éléments dans les de bâtiments chauffés en permanence ;
 - les planchers au-dessus de vides sanitaires aérés par de l'air intérieur ;
 - Les structures en bois lamellé collé qui couvrent des piscines intérieures dont l'ambiance est correctement contrôlée pour permettre d'atteindre les conditions de cette classe.
- › La classe de service 2, qui se caractérise par une humidité dans les matériaux correspondant à une température de 20 °C et une humidité relative de l'air environnant ne dépassant 85 % que quelques semaines par an. L'humidité moyenne dans la plupart des bois résineux n'excède pas 20 %. Cette classe inclut, par exemple :
- les planchers et les fermes de greniers non chauffés, mais aérés ;
 - les planchers au-dessus de vides sanitaires aérés par de l'air extérieur ;
 - les structures en bois lamellé-collé dans des pièces ou des bâtiments qui ne sont pas chauffés en permanence, comme les maisons secondaires, les locaux de stockage non chauffés, les manèges non isolés et les bâtiments agricoles ;
 - les structures en bois lamellé-collé qui couvrent les piscines mal aérées.
- › La classe de service 3, qui se caractérise par des conditions climatiques amenant des humidités supérieures à celles de la classe de service 2. L'humidité moyenne dans la plupart des bois résineux excède 20 %. Cette classe inclut, par exemple :
- les structures en bois lamellé-collé dans des pièces ou des bâtiments où l'humidité est occasionnée par des processus ou un stockage ;
 - les structures qui ne sont pas protégées de l'humidité ou qui sont en contact direct avec l'eau.

2.3.2. Classes de durée de charge

Le bois subit une importante perte de résistance sur une période de temps donnée. Des classes de durée de charge ont été établies pour tenir compte de cette perte de résistance et faciliter le calcul. Les classes de durée couvrent toute une série de durées pouvant s'appliquer dans la pratique et les actions qui leur sont associées (cf. Tableau 2.3). L'influence de la durée de charge sur la capacité résistante du bois lamellé-collé est prise en compte en attribuant un coefficient k_{mod} en fonction de la classe de service et de l'une des cinq classes de durée de charge présentées dans le Tableau 2.3. Le coefficient de durée de charge k_{mod} est un coefficient de réduction pour la résistance caractéristique du bois, du lamellé-collé et des autres produits à base de bois qui varie entre 0,2 et 1,1. Ce coefficient est de 1,1 et engendre une augmentation de la résistance caractéristique seulement en cas de charge instantanée et de lamellé-collé sec (classes de service 1 et 2 conformément à la norme EN 14080).

Tableau 2.3 : classes de durée de charge.

Classe	Période de temps	Exemples de charges
Permanent	Plus de 10 ans	Poids propre
Long terme	6 mois - 10 ans	Stockage Équipements fixes
Moyen terme	1 semaine - 6 mois	Neige à partir de 1000 m Charge d'exploitation
Court terme	< 1 semaine	Neige en dessous de 1000 m
Instantané	Instantané	Vent, impact, explosion, ...

Les valeurs du coefficient de modification k_{mod} sont indiquées dans le Tableau 2.4. Si la combinaison d'actions consiste en des actions appartenant à différentes classes de durée de charge, il convient d'utiliser pour k_{mod} une valeur qui correspond à l'action ayant la plus courte durée d'application.

Tableau 2.4 : les valeurs de k_{mod} pour le lamellé-collé, le lamibois (LVL) et le bois massif dépendent des classes de service et de durée de charge.

Matériau	Classe de service	Classe de durée de charge				
		Permanent	Long terme	Moyen terme	Court terme	Instantané
Lamellé-collé, LVL et bois	1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
	2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
	3	0,5	0,55	0,65	0,7	0,9

Lorsqu'un assemblage est constitué de plusieurs éléments en bois ayant différentes valeurs de k_{mod} , le coefficient de modification de résistance peut être déterminé par :

$$k_{mod} = \sqrt{k_{mod,1} k_{mod,2}} \quad (2.8)$$

où $k_{mod,i}$ correspond au coefficient de modification de résistance des éléments 1 et 2.

2.3.3. Calcul aux états limites ultimes des éléments en bois lamellé-collé

La valeur de calcul de la capacité résistante à l'état limite ultime est déterminée sur la base de la valeur de calcul de la résistance du bois lamellé-collé. Tout d'abord, la valeur caractéristique f_k est prise à partir de l'un des Tableaux 1.1 – 1.3, qui donnent les propriétés de résistance et de rigidité caractéristiques courantes en N/mm² et les masses volumiques en kg/m³. Ensuite, la valeur de calcul f_d pour la propriété adéquate est calculée conformément à l'équation 2.5. Pour le bois lamellé-collé, l'équation 2.9 s'applique.

$$f_d = k_{mod} k_h \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (2.9)$$

La valeur caractéristique f_k est ajustée en utilisant k_{mod} suivant le type de charge et la classe de service et selon le coefficient partiel γ_M qui est de 1,25 pour le bois lamellé-collé en raison des incertitudes qui lui sont associées. Les classes de résistance du lamellé-collé étant certifiées et le processus de fabrication du lamellé-collé étant soumis à un contrôle spécifique, la valeur du coefficient partiel γ_M est inférieure à celle applicable pour le bois massif.

Dans le cas des sections transversales rectangulaires dont la hauteur est inférieure à 600 mm, les valeurs caractéristiques de la résistance à la flexion $f_{m,k}$ et de la résistance caractéristique à la traction parallèle au fil $f_{t0,k}$ peuvent être augmentées du coefficient k_h (coefficient d'effet d'échelle). Pour les autres propriétés de résistance caractéristique, le coefficient k_h est égal à 1.

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1}, 1,1 \right\} \quad (2.10)$$

où h correspond à la hauteur (en mm) de la section transversale.

Conformément aux règles définies dans l'Eurocode 5, la résistance à la flexion et à la traction doit être corrigée en fonction des effets d'échelle. Dans les règles actuelles, la capacité en cisaillement du bois lamellé-collé est réduite du coefficient k_{cr} .

2.3.4. Calcul aux états limites de service des éléments en bois lamellé collé

À l'état limite de service, la structure doit être suffisamment rigide pour éliminer toute vibration ou déformation susceptible de perturber les fonctions d'un élément du bâtiment (évacuation des eaux du toit, par exemple). La rigidité d'un élément lamellé-collé est affectée par sa géométrie ainsi que par plusieurs facteurs. Ces facteurs sont la durée de la charge, la teneur en humidité et la température du matériau. Les variations de charge et la teneur en humidité (qui inclut les changements d'humidité) sont particulièrement importantes.

Au moment de calculer la déformation, il convient de définir les charges à prendre en compte. Trois combinaisons d'actions différentes peuvent être appliquées afin de définir les situations de projet voulues. Les combinaisons d'actions pour les états limites de service sont définies dans l'Eurocode 0. De plus amples informations sur le calcul de la déformation initiale et finale des éléments lamellés collés et des pièces d'assemblage sont fournies dans le chapitre 6.

2.4. RECOMMANDATIONS RELATIVES AUX CONTRE-FLECHES ET LIMITE DES FLECHES

D'un point de vue esthétique, il est préférable de limiter la flèche des poutres de toiture, par exemple. Même lorsqu'elles n'excèdent pas $1/300$ de la portée, les flèches sont visibles, en particulier en cas de lignes de référence horizontales. Les exigences visuelles varient cependant en fonction du type de bâtiment – elles sont par exemple moins élevées pour un local de stockage que pour un hall d'exposition.

2.4.1. Contre-flèche

Il est possible de remédier, dans une certaine mesure, aux inconvénients des flèches en prévoyant un certain nombre de contre-flèches dans la structure. L'ampleur de la contre-flèche peut correspondre à la flèche induite par le poids propre calculé (plus éventuellement la valeur normale de la charge variable). Ceci confère normalement une horizontalité lors de l'utilisation. La contre-flèche est avant tout pertinente dans le cas des poutres sur appuis libres dont la portée atteint 6 à 8 m. Les poutres continues qui reposent sur plusieurs appuis n'ont, en principe, pas besoin de contre-flèches.

La contre-flèche doit toujours être spécifiée lorsque la pente d'une toiture est modérée. Elle doit être conçue de sorte que la pente mène vers les gouttières, même en cas de pleine charge de neige. Si tel n'est pas le cas, l'eau stagnante provenant de la neige fondue, de la neige et de la glace peut entraîner une augmentation de la flèche et, de ce fait, un risque de rupture au niveau des poutres de toiture. En outre, le risque de fuite et de dégâts des eaux est élevé. Une pente de 3% minimum doit toujours être visée.

2.4.2. Flèches

Le chapitre 6 présente les flèches acceptables pour les éléments droits par rapport à la portée de plusieurs types d'éléments. Ces informations peuvent également être utilisées pour les arcs, les portiques et d'autres structures.

L'assemblage à des murs intérieurs non porteurs doit être conçu de façon à ce que le plancher puisse fléchir librement sans transférer les charges au mur. Si tel n'est pas le cas, le mur risque d'être endommagé et/ou de surcharger le plancher en dessous. Les exigences concernant la limite des flèches sont généralement moins élevées pour les structures secondaires que pour la structure principale. Cependant, cela ne doit pas entraîner une altération des fonctions (rupture des matériaux de couverture, par exemple).

CHAPITRE 3

3. SYSTÈMES STRUCTURAUX EN BOIS LAMELLÉ-COLLÉ

Le bois lamellé-collé permet de concevoir des systèmes structuraux très variés. Le présent chapitre décrit un certain nombre de structures de base en bois lamellé-collé pour des bâtiments tels que des halls et des ponts en bois, de systèmes simples composés de poteaux et de poutres à des structures constituées de portiques ou en forme de coque qui – chacune à leur manière et dans une plus ou moins grande mesure – mettent à profit les avantages du bois lamellé-collé.

Le choix du système structural est avant tout déterminé par la fonction du bâtiment, par des considérations d'ordre architectural (hauteur libre, contraintes relatives à la pente du toit, lumière naturelle, etc.) (cf. Figure 3.1) ainsi que par le budget. Dans certains cas, les contraintes liées à la fabrication et au transport peuvent aussi s'avérer déterminantes (cf. Chapitre 1).

Il est possible d'optimiser l'utilisation du matériau en suivant les recommandations ci-dessous (règles) :

- › les éléments doivent, de préférence, être soumis à des forces axiales (compression, traction),
- › les moments de flexion élevés et le risque élevé de flambement latéral (poutres élancées) doivent être évités,
- › les forces de cisaillement doivent être examinées avec attention,
- › les excentricités et les torsions doivent être évitées,
- › les tractions perpendiculaires au fil dues aux charges ou au retrait doivent être évitées,
- › les systèmes spatiaux sont généralement la meilleure solution en termes de stabilisation et de robustesse.

En règle générale, il est possible d'optimiser les systèmes structuraux de différentes manières :

- › en adaptant les dimensions aux forces sectionnelles (poutres à double décroissance par exemple – cf. Figure 3.5),
- › en choisissant bien l'emplacement des appuis (appuis intermédiaires, poutres continues),
- › en choisissant l'emplacement des articulations (systèmes Gerber par exemple),
- › en utilisant des contrefiches pour diminuer la portée (cf. Figure 3.2),
- › à l'aide de poutres armées (pour créer des appuis élastiques intermédiaires) (cf. Figures 3.11 à 3.13).

Les éléments qui créent une surface sont généralement « auto-optimisés », car ils remplissent plusieurs fonctions : structure porteuse, stabilisation et cloisonnement de l'espace (Figure 3.3).

Le Tableau 3.1 reproduit à la fin de ce chapitre donne un aperçu des systèmes structuraux en bois lamellé-collé les plus courants. Pour faciliter le choix, ce tableau indique la portée recommandée ainsi que la hauteur approximative des éléments pour les différents types de structures. Les valeurs indiquées correspondent à des valeurs moyennes dans des conditions normales. La hauteur h de l'élément peut être légèrement réduite en cas de charges faibles ou lorsque les éléments sont proches les uns des autres. Le contraire est aussi valable.

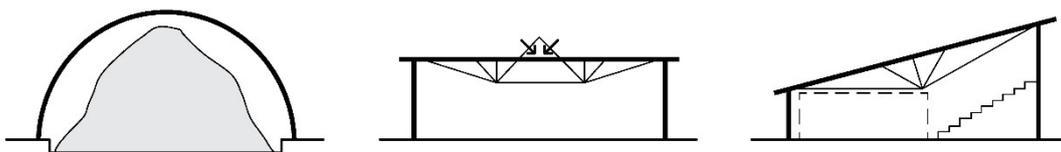


Figure 3.1 : Différentes contraintes conditionnent la forme d'un bâtiment : utilisation du bâtiment comme lieu de stockage pour des matériaux en vrac, lumière naturelle à travers le toit et hauteur libre imposée.

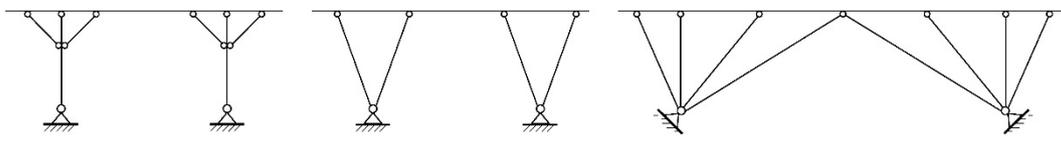


Figure 3.2 : Contrefiches réduisant la portée libre d'une poutre.

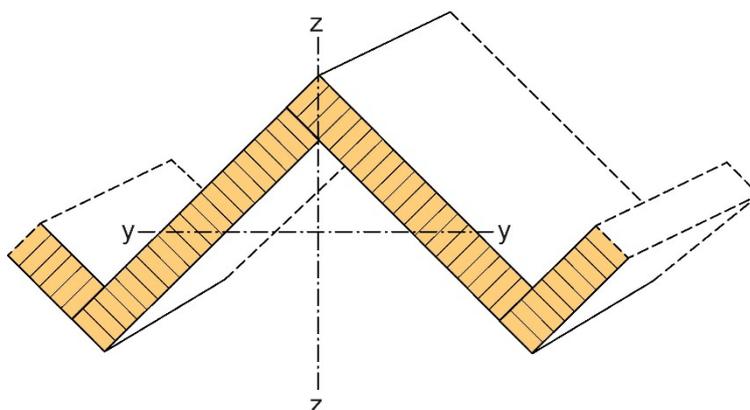


Figure 3.3 : Système superficiel (structure plissée) remplissant plusieurs fonctions : cloisonnement de l'espace, structure porteuse, stabilisation.

3.1. SYSTEMES A POUTRES ET A POTEAUX

La structure en bois lamellé-collé la plus simple et la plus courante consiste en des poutres dont chaque extrémité est en appui simple sur des poteaux. Lorsque la portée est faible, les poutres à section constante sont souvent préférables, alors qu'en cas de portées plus grandes, il peut être économiquement avantageux que la hauteur de la section transversale varie en fonction des forces présentes dans la poutre. L'assemblage de la poutre et du poteau doit être conçu de façon à empêcher le flambement latéral de la poutre (« ferrures en U » – cf. Chapitre 14).

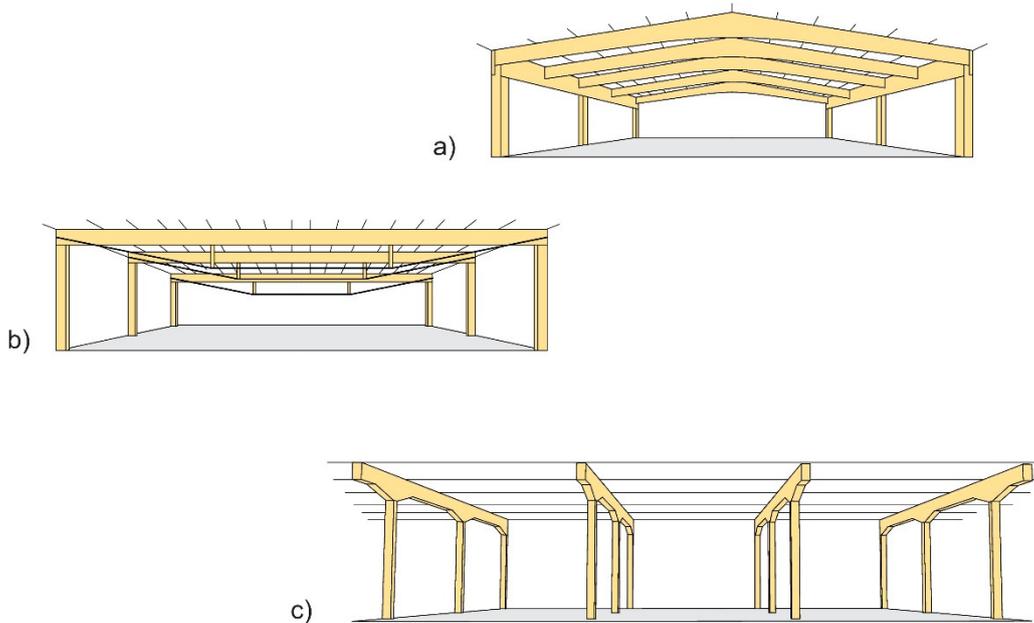


Figure 3.4 : Systèmes à poutres et à poteaux. (a) Poutres bananes dont le dessous est incurvé, (b) poutres armées et (c) poutres se caractérisant par une hauteur de section transversale plus importante au niveau des appuis (plus bas).

Dans le cas d'une poutre à double décroissance symétrique, par exemple, la hauteur maximale de la section transversale se situe à mi-travée, là où le moment de flexion est le plus important (Figure 3.5). Cependant, en raison de l'inclinaison de la surface du bois, les contraintes de compression perpendiculaires au fil s'intensifient au niveau du bord incliné. Ceci n'est pas très problématique dans le cas de la poutre représentée par la Figure 3.5. Si la poutre est retournée, en revanche, le côté incliné est soumis à une sollicitation en traction et les contraintes de traction perpendiculaires au fil s'intensifient au niveau du bord, ce qui peut entraîner une grave fissuration de la poutre. Les poutres à double décroissance ne doivent donc être utilisées que lorsque le côté incliné est le côté comprimé en flexion (côté supérieur). De plus amples informations à ce sujet sont fournies dans le Chapitre 7.

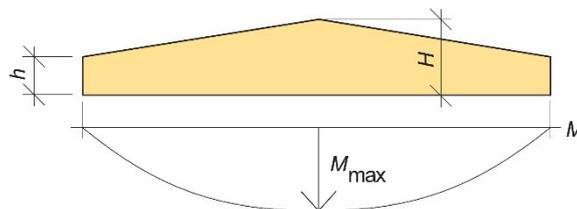


Figure 3.5 : La forme d'une poutre à double décroissance symétrique suit la courbe du diagramme des moments d'une poutre en appui simple soumise à une charge uniformément répartie. Ce type de poutre offre donc une meilleure économie de matériau que les poutres à hauteur constante.

Le choix de la hauteur structurale la plus basse est souvent déterminé par la déformation, c'est-à-dire par la flèche maximale autorisée, plutôt que par la capacité résistante.

La face inférieure des poutres lamellées-collées est souvent droite, mais il est possible de lui faire suivre une courbe plus ou moins marquée pour des raisons esthétiques ou fonctionnelles. La poutre à double décroissance symétrique dont le dessous est incurvé constitue une forme courante (Figure 3.4 a). Dans le cas des poutres courbes, cependant, les contraintes perpendiculaires au fil sont plus importantes et doivent être prises en compte au moment de la conception. Très souvent, ces poutres sont renforcées à l'aide de goujons collés, de vis autotaraudeuses ou de panneaux contreplaqués pour les contraintes de traction perpendiculaires au fil (cf. Chapitre 7).

Le rôle d'un bâtiment est essentiellement de fournir des services, ce qui a un impact considérable sur le plan architectural. Une question à cet égard revient souvent : est-il possible de faire des trous et des entailles dans les éléments lamellés-collés ? Dans le cas d'une poutre ordinaire, les forces de cisaillement sont supportées par l'ensemble de la section transversale. Or les forces de cisaillement étant plus importantes au niveau des appuis, il n'est généralement pas recommandé de faire des trous et des entailles près des appuis. Les trous doivent être placés au centre de la section transversale, où les contraintes de flexion sont faibles. La Figure 3.6 indique la zone où il est préférable de pratiquer un trou dans le cas d'une poutre en appui simple. L'argument ci-dessus se rapporte à des principes. De plus amples informations sur la conception des poutres trouées et entaillées sont fournies dans le Chapitre 5. Aucun trou ne doit être fait dans les zones de poutre soumises à des contraintes perpendiculaires au fil (certaines parties des poutres à inertie variable, des poutres courbes et des poutres bananes, par exemple).

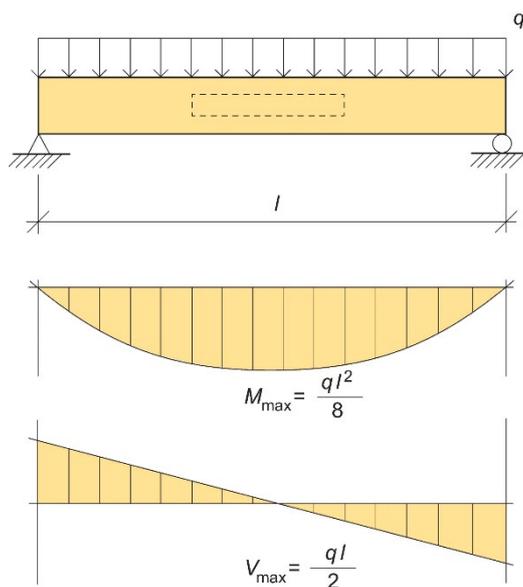


Figure 3.6 : Moments externes et forces de cisaillement d'une poutre en appui simple soumise à une charge uniformément répartie. Des trous peuvent être faits dans la partie centrale de la poutre.

Les poteaux lamellés-collés possèdent généralement une bonne capacité résistante. La longueur de flambement d'un poteau encasté, libre au niveau de l'extrémité supérieure, équivaut environ au double de sa hauteur. Cependant, étant donné qu'il est presque impossible de fixer parfaitement un poteau (glissement et espacement des organes d'assemblage mécaniques), la longueur de flambement équivaut, dans la pratique, à un peu plus du double de la longueur L du poteau (cf. Chapitre 4). Dans le cas d'un poteau ordinaire, articulé aux extrémités supérieure et inférieure, la longueur de flambement est égale à L.

Il est normal que le bâtiment soit conçu de façon à permettre l'encastrement des poteaux à leur extrémité supérieure, en les reliant à la charpente de comble par exemple. Dans le cas des bâtiments ne dépassant pas 3 - 4 m de haut, il est généralement avantageux sur le plan économique de fixer les poteaux dans les fondations pour assurer la stabilité. Les fondations doivent alors être conçues pour les moments résultants. Dans le cas des bâtiments plus hauts, il est généralement avantageux de mettre en place un contreventement diagonal ou une poutre au vent. Pour en savoir plus, se référer au Chapitre 13.

3.2. POUTRES CONTINUES

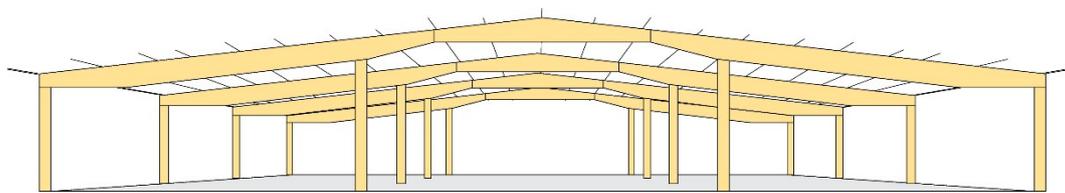


Figure 3.7 : Poutres continues

Les poutres qui reposent sur plusieurs appuis ou les poutres en porte-à-faux permettent de mieux optimiser l'utilisation du matériau que les poutres en appui simple, car le moment de flexion ne varie pas énormément le long de la poutre. Il est possible d'améliorer l'efficacité en augmentant la hauteur de la poutre au niveau des appuis internes, ce qui augmente le moment de flexion au niveau de ces appuis et diminue le moment de flexion au niveau de la travée.

Les poutres continues peuvent avantageusement être conçues sous la forme d'un « système Gerber ». Dans ce cas, les assemblages sont articulés et placés de façon à obtenir une répartition favorable des moments de flexion et des longueurs adaptées au transport. L'emplacement adéquat des articulations Gerber pour les poutres continues soumises à une charge uniformément répartie est indiqué dans le Chapitre 12 (pannes).

Les systèmes à poutres continues sont particulièrement adaptés aux structures porteuses primaires des toitures. Pour les structures secondaires, cependant, il est préférable d'utiliser des poutres en appui simple afin d'empêcher une rupture progressive (pour en savoir plus, se référer au Chapitre 12).

3.3. POUTRES A TREILLIS

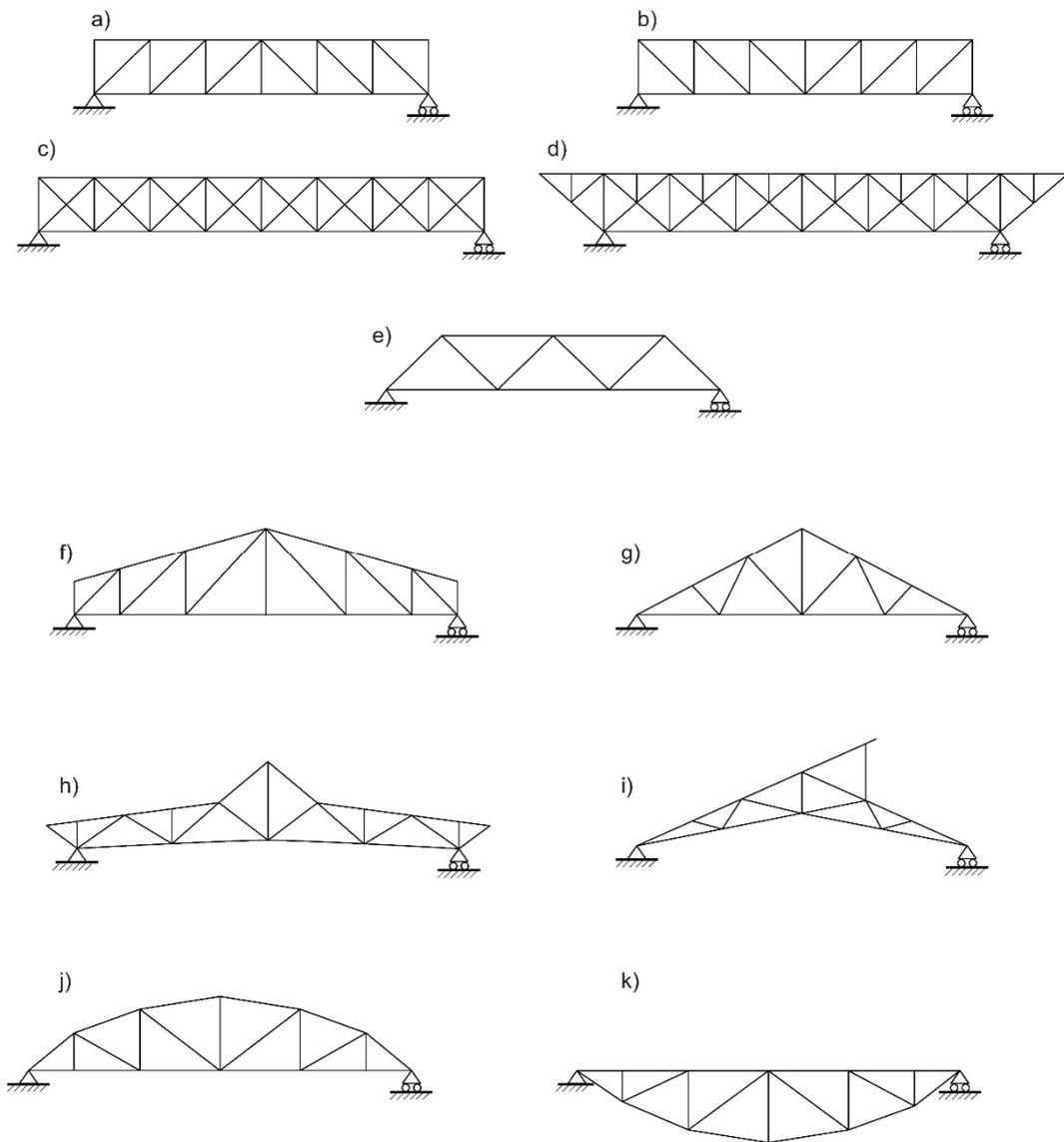


Figure 3.8 : Poutres à treillis supportant des charges verticales (poids mort, neige) au niveau de la membrure supérieure. (a-e) Poutres à treillis parallèles : (a) diagonales comprimées, (b) diagonales tendues, (c) diagonales doubles ou (d) avec appuis supplémentaires au niveau de la membrure comprimée, (e) poutre à treillis parallèle avec diagonales comprimées et tendues – idéale en cas de nombre restreint d'assemblages. (f-g) Poutres à treillis triangulaires : (f) tronquée, (g) normale. (h-i) Poutres à treillis spécialement conçues pour laisser passer la lumière naturelle. (j-k) Poutres bow-string : (j) montants et diagonales avec force de traction ou très faible force de compression, (k) contrefiches verticales comprimées et diagonales tendues.

En cas de grande portée, lorsque les poutres massives s'avèrent trop lourdes et utilisent trop de matériau, certains types de poutres à treillis peuvent offrir une solution de remplacement viable (Figure 3.8). Ceci est notamment valable lorsque le toit doit suivre une légère pente et que la hauteur de construction est relativement importante.

Entre autres avantages, les poutres à treillis peuvent être fabriquées en usine en unités adaptées au transport. Ces unités sont ensuite assemblées sur le lieu de construction. L'un de leurs inconvénients, en revanche, est qu'elles supposent un grand nombre de nœuds parfois compliqués qui impliquent des coûts élevés. Il est souhaitable que l'architecte prenne part à la conception de la poutre à treillis, notamment en ce qui concerne les nœuds et les autres détails. Au moment de la conception des poutres à

treillis, il convient de vérifier les différents emplacements des diagonales afin d'optimiser la structure (Figure 3.8). À chaque nœud, les axes centraux des éléments assemblés doivent se croiser en un seul point afin d'empêcher les excentricités, qui entraînent des moments de flexion (secondaires).

Les réseaux (et autres pièces similaires) nécessaires au fonctionnement des services peuvent, dans de nombreux cas, être placés près de l'élément supérieur d'une poutre à treillis ou au-dessus de l'élément inférieur. Les éléments comprimés sont en bois lamellé-collé alors que les éléments tendus peuvent être en acier (câbles d'acier). Dans ce cas, la hauteur structurale correspond à la distance entre les axes centraux des éléments supérieurs et inférieurs. Elle peut soit être constante tout au long de la poutre ou suivre la répartition du moment de flexion (Figures 3.8 f-k). Les poutres à treillis constituent une bonne solution en cas de portées mesurant de 30 à 85 m.

3.4. FERMES A TROIS ROTULES

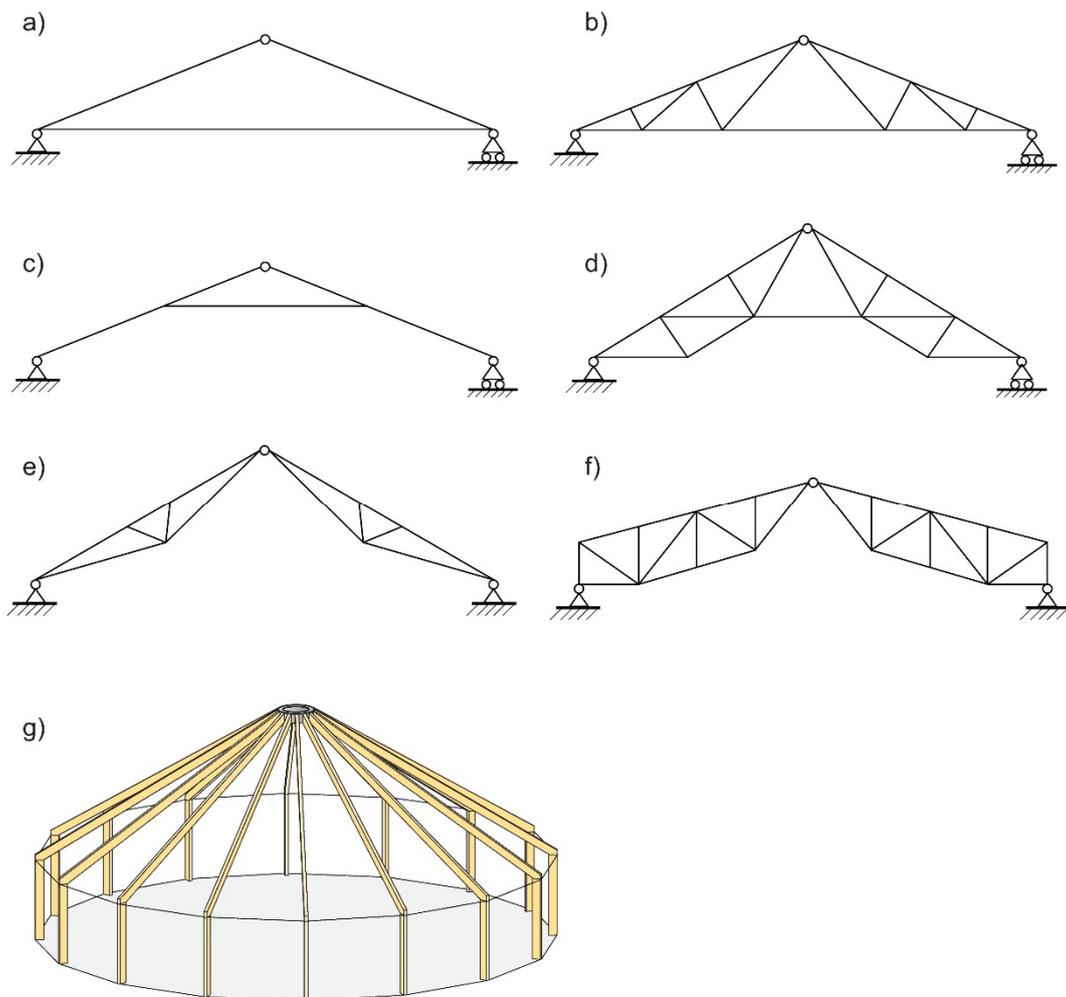


Figure 3.9 : Fermes à trois rotules (a) Ferme à trois rotules avec tirant ; (b) ferme à trois rotules avec poutres armées et tirant ; (c) ferme à trois rotules avec tirant dans la partie centrale ; (d) ferme à trois rotules avec poutres armées et tirant dans la partie centrale ; (e, f) ferme à trois rotules avec poutres armées sans tirant (deux appuis d'encastrement) ; (g) fermes à trois rotules disposées en cercle avec un anneau de traction de forme polygonale le long du bord du toit.

Les fermes à trois rotules et les autres systèmes de fermes peuvent constituer une bonne solution sur le plan économique et de la capacité résistante lorsque les exigences relatives à la portée excluent l'utilisation de poutres massives et que diverses raisons empêchent celle des arcs et des portiques.

Sous sa forme la plus simple, une ferme à trois rotules consiste en deux poutres appuyées l'une contre l'autre et en un assemblage articulé au niveau du faîtage. Les extrémités inférieures sont articulées au niveau des fondations ou reliées l'une à l'autre à l'aide d'un élément tendu, souvent en acier (Figure 3.9). Dans ce dernier cas, la ferme est généralement soutenue par des poteaux, mais l'élément tendu peut aussi être inséré dans un tube coulé dans la dalle de plancher. En principe, les poutres sont droites et de hauteur constante, mais le type et la forme des poutres peuvent varier (poutres armées, par exemple).

La *poutre armée* (ou sous tendue) peut être considérée comme une forme structurale intermédiaire entre les poutres massives et les poutres à treillis (Figures 3.10, 3.11). Les assemblages sont cependant moins nombreux et de conception plus simple que dans le cas d'une structure s'apparentant purement à une poutre à treillis. Certaines sociétés fabriquent des pièces métalliques spécialement conçues pour ce type de poutres, et notamment des éléments tendus et des organes d'assemblage. Par une mise en précontrainte, les tirants peuvent avoir un effet positif sur le comportement au flambement des contrefiches comprimées (cf. Figure 3.12). Lorsque la contrefiche commence à dévier hors du plan, la charge concentrée sur la contrefiche (à partir des tirants) passe de la direction verticale à inclinée tout en continuant de pointer vers l'assemblage entre la contrefiche et la poutre. La résultante au niveau de A est une force horizontale P_1 qui permet une autostabilisation du système et une diminution du déplacement induit au niveau de A (Figure 3.12a). L'effet d'autostabilisation fonctionne tant que le point d'assemblage entre la poutre et la contrefiche se situe au même niveau ou au-dessus des points d'assemblage entre la poutre et les tirants (cf. Figure 3.12). Pour garantir l'autostabilisation de ce système, la poutre armée doit être dotée d'une contre-flèche suffisante, de sorte que même en cas de pleine charge, la flèche corresponde au moins à $L/200$. Dans le cas des poutres sans contre-flèche, d'autres méthodes de stabilisation peuvent être utilisées : stabilisation de l'extrémité inférieure de la contrefiche contre le déplacement hors-plan ou assemblages rigides entre la poutre et la contrefiche, par exemple (Figure 3.13). La Figure 3.13b montre qu'en cas de sollicitation asymétrique (sollicitation d'un seul côté de l'élément principal) potentielle, il n'est pas recommandé d'utiliser une jambe de force composée d'éléments pouvant supporter la compression, car l'élément de stabilisation pourrait pousser l'élément principal sur le côté, ce qui le déstabiliserait. Dans ce cas, la méthode de stabilisation à l'aide de tirants (Figure 3.13c) est plus sûre.

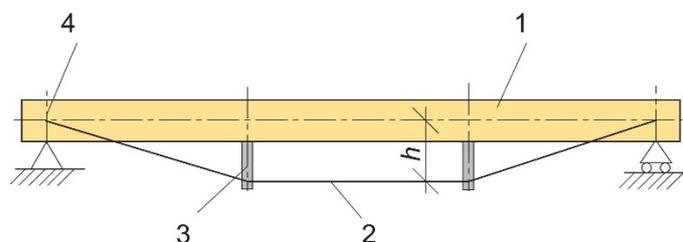


Figure 3.10 : Exemple d'une poutre armée d'une hauteur structurale h ; (1) poutre, (2) élément tendu (acier), (3) élément comprimé (contrefiche), (4) éléments de fixation en acier encastrés ou externes.

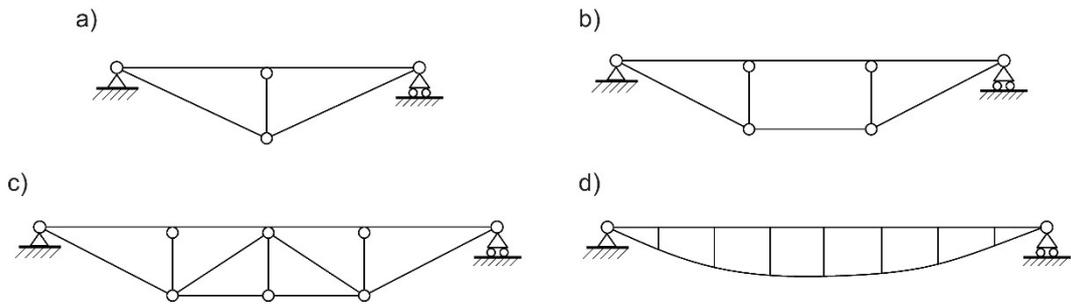


Figure 3.11 : (a-c) Poutres armées dotées d'un nombre variable de contrefiches. (d) Poutre en ventre de poisson.

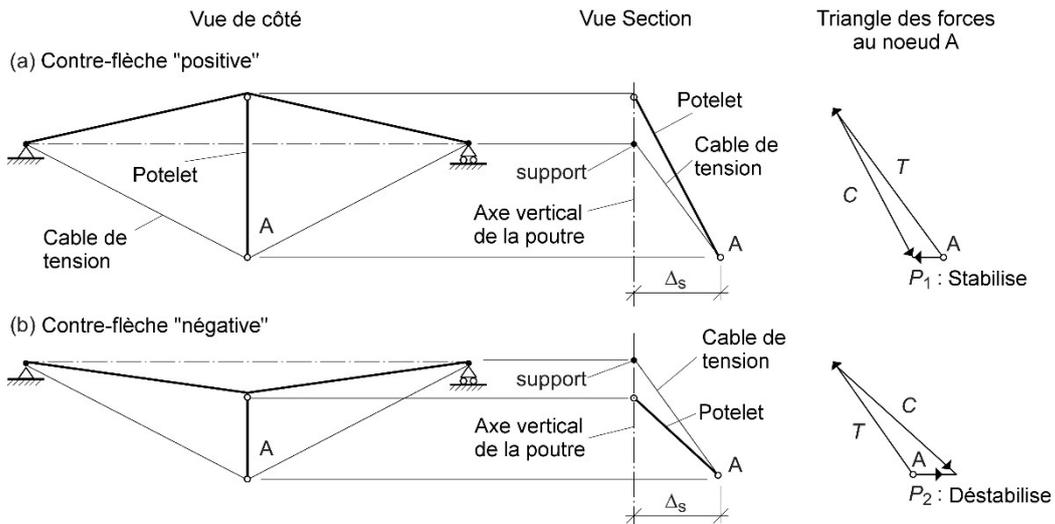


Figure 3.12 : (a) Poutres armées stabilisatrices avec contre-flèche, créant un système autostabilisateur. (b) Situation déstabilisatrice dans le cas d'une poutre initialement déformée avec une contre-flèche négative.

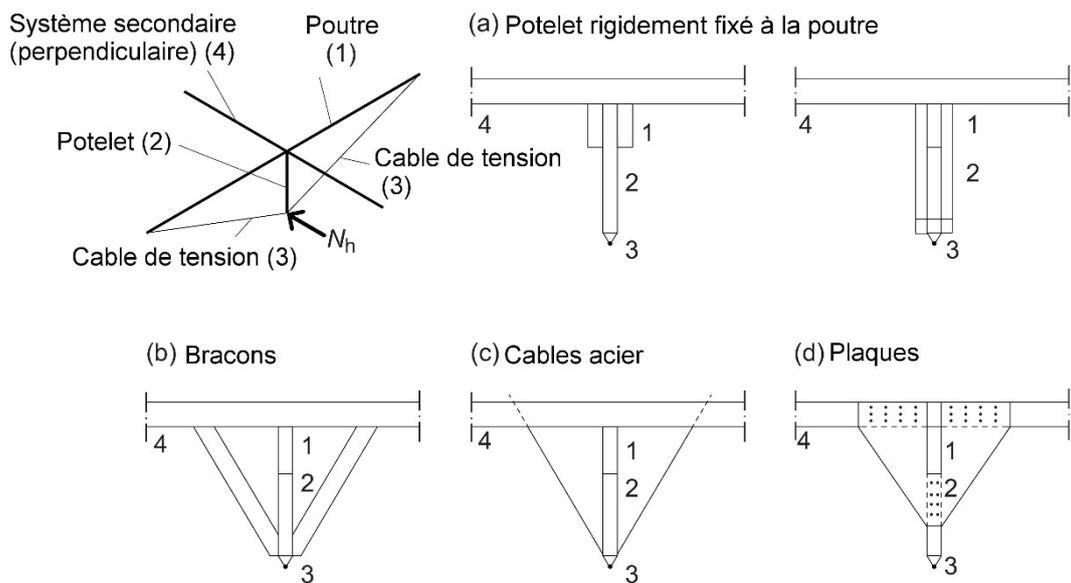


Figure 3.13 : Poutres armées stabilisatrices soit à l'aide de différents types d'assemblages rigides entre la poutre et la contrefiche (a, d), soit par le contreventement de l'extrémité inférieure de la contrefiche contre le déplacement hors-plan (b, c).

Les fermes à trois rotules peuvent avantageusement être conçues comme des *ossatures spatiales*. Les poutres de toiture sont alors disposées de façon à rayonner à partir du faîte et les éléments tendus prennent la forme d'un anneau de traction de forme polygonale reliant les extrémités inférieures des poutres le long du bord du toit (cf. Figure 3.9g).

3.5. ARCS

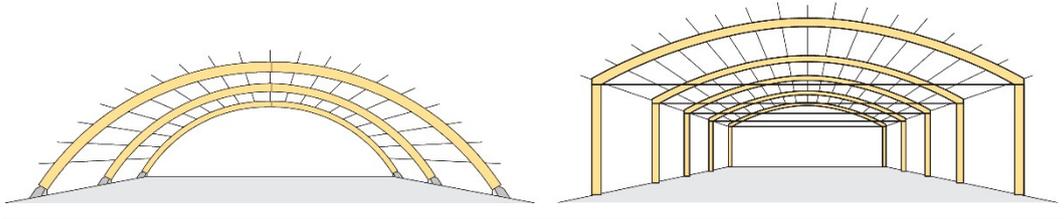


Figure 3.14 : Arcs. (a) Arcs à trois rotules sur des fondations, (b) arcs avec tirants sur des poteaux.

Le bois lamellé-collé est un matériau de construction très polyvalent qui permet par exemple de construire facilement des formes courbes telles que des arcs ou des portiques. À chaque type de sollicitation correspond une forme pleinement efficace – le « courbe des pressions ». Un arc qui suit la courbe des pressions et qui est uniquement soumis à des charges verticales subira une compression pure sur toute sa longueur. Si la charge est uniformément répartie sur le plan horizontal, la courbe des pressions sera une parabole, alors qu'en cas de charges concentrées, ce sera un polygone. Cependant, la plupart des structures supportant différentes charges et combinaisons d'actions (poids propre, neige, vent, charges de neige ou de vent asymétriques ou décentrées, etc.), il est difficile de trouver une courbe des pressions unique adaptée à tous les cas de charges/toutes les combinaisons d'actions. La géométrie de l'arc doit donc être choisie pour les charges les plus importantes ou pour les charges permanentes ; l'arc sera soumis au fil du temps à différentes combinaisons de compressions et de flexions.

L'arc permettant une utilisation plus efficace du matériau, la hauteur de la section transversale sera beaucoup plus faible que dans le cas d'une poutre avec une portée et une sollicitation identiques. La différence de fonctionnement entre une poutre et un arc est illustrée à la Figure 3.15.

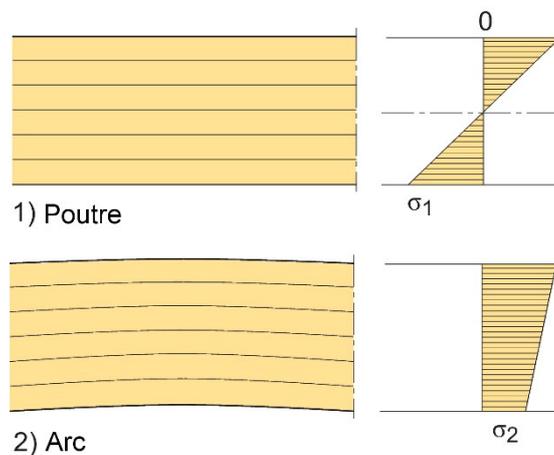


Figure 3.15 : Les contraintes de flexion d'une poutre sollicitée (1) varient selon la hauteur. Compression en haut et traction en bas. Au centre de la section transversale, la contrainte est égale à zéro. Dans le cas d'un arc (2), en revanche, la compression intervient tout au long de la section transversale.

Les structures en bois lamellé-collé, qui offrent de multiples possibilités de conception et une haute résistance, sont particulièrement viables en cas de grandes portées. Parmi les arcs en bois lamellé-collé construits, certains ont une portée libre de plus de 100 m.

Dans la pratique, les arcs circulaires sont probablement la forme la plus utilisée pour les petites portées. En cas de grandes portées en revanche, les arcs paraboliques peuvent s'avérer plus économiques. Pour accroître la hauteur libre à proximité des appuis, l'adoption d'une forme elliptique ou autre peut être préférable. Un autre moyen d'accroître la hauteur libre consiste à placer l'arc sur des poteaux (Figure 3.14b).

Un arc exige des appuis stables, ce que procurent une structure attenante, les fondations ou des éléments tendus spéciaux. Ceux-ci peuvent être visibles ou, dans les halls par exemple, être placés sous la dalle de plancher (Figure 3.14).

Les arcs sont normalement conçus avec des éléments de fixation articulés au niveau des appuis et (en général) du faîtage. Dans le cas de grandes portées, d'autres fixations peuvent être prévues en vue du transport. Ces assemblages doivent être rigides et placés à des endroits où les moments de flexion sont faibles.

L'arc à trois rotules est isostatique, ce qui signifie des calculs simples et une insensibilité au tassement des appuis. Ce type d'arc est également stable dans son propre plan et ne transmet pas de moments de flexion aux fondations. Cependant, les arcs n'étant pas stables dans la direction hors-plan et étant soumis au flambement des poteaux et à un flambement latéral, ils ne doivent pas être trop élancés (la largeur de la section transversale ne doit pas être trop faible) et ils doivent être contreventés en conséquence (voir également le Chapitre 13).

Lorsqu'ils sont disposés en cercle, les arcs revêtent une forme similaire à un dôme. Dans le cas d'un véritable dôme, une structure en coque est utilisée. Un dôme peut constituer une solution intéressante en cas de grandes portées.

3.6. PORTIQUES

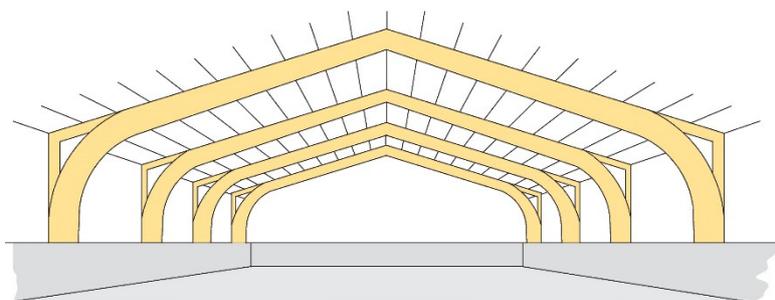


Figure 3.16 : Portique aux reins courbes.

Pour des raisons fonctionnelles, esthétiques ou économiques, l'adoption d'un arc dessinant une forme autre que parabolique (économie de matériau) ou circulaire peut être préférable. Les exigences relatives à la hauteur libre de l'ensemble de la construction imposent souvent l'adoption de la forme caractéristique du bois lamellé-collé, à savoir un portique à trois rotules aux reins courbes (Figure 3.16) ou, en cas d'exigences extrêmes concernant l'utilisation de l'ensemble de la zone, aux reins à angles vifs.

Dans les deux cas, les fonctions du bâtiment sont améliorées, au détriment d'un potentiel d'utilisation du matériau légèrement plus faible. Le portique à trois rotules possède par ailleurs les mêmes avantages que l'arc à trois rotules, à savoir qu'il implique des calculs et

des fondations simples. Ce type de structure est particulièrement adapté aux sous-sols pauvres, car il ne transfère aucun moment de flexion aux fondations.

La forme traditionnelle est symétrique dans le plan, mais il est possible d'obtenir des volumes intéressants par l'intermédiaire de combinaisons avec d'autres éléments de construction – courbes ou droits – ou d'agencements tridimensionnels de demi-portiques.

3.7. CANTILEVERS

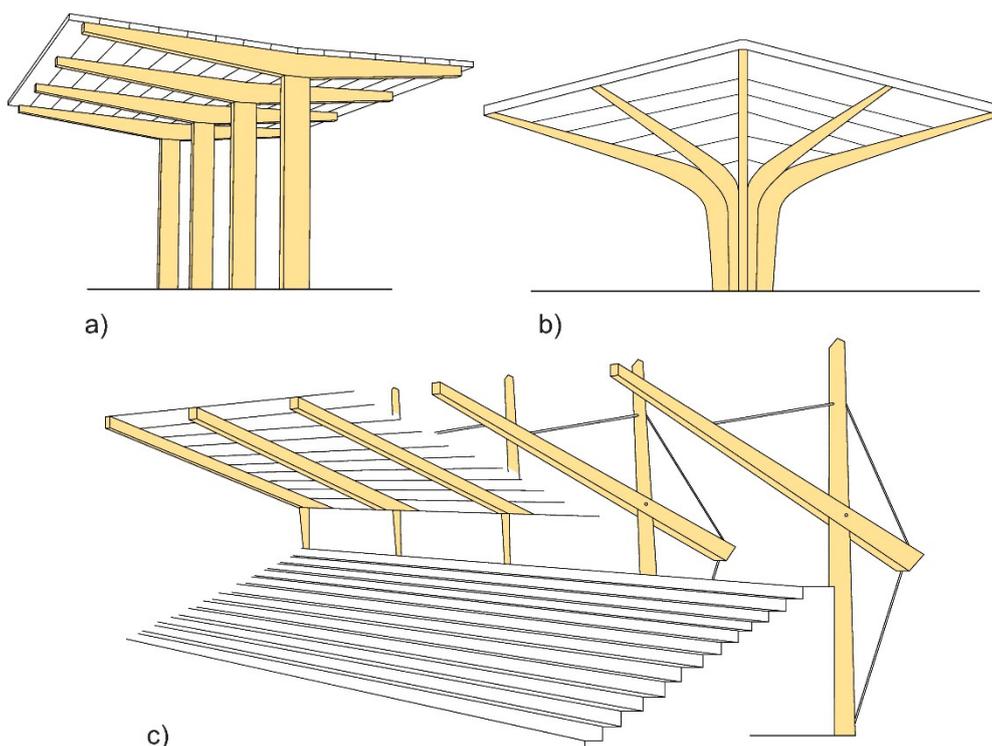


Figure 3.17 : Cantilevers. (a,b) Toiture isolée avec poteaux encastrés, (c) tribune avec cantilevers à l'arrière.

Dans de nombreux contextes, les exigences imposent qu'un des deux ou les deux côtés longs d'un bâtiment soient ouverts et dépourvus de poteaux. Ceci est notamment le cas des scènes en plein air, des toitures isolées des quais de gare et des tribunes (Figure 3.17).

Dans tous ces cas, le bois lamellé-collé offre des solutions sous la forme de poutres droites ou de potences courbes en porte-à-faux – demi-portiques. Dans les deux cas, les moments d'encastrement importants doivent être transférés aux structures communicantes, qui doivent donc être conçues en conséquence.

3.8. COQUES

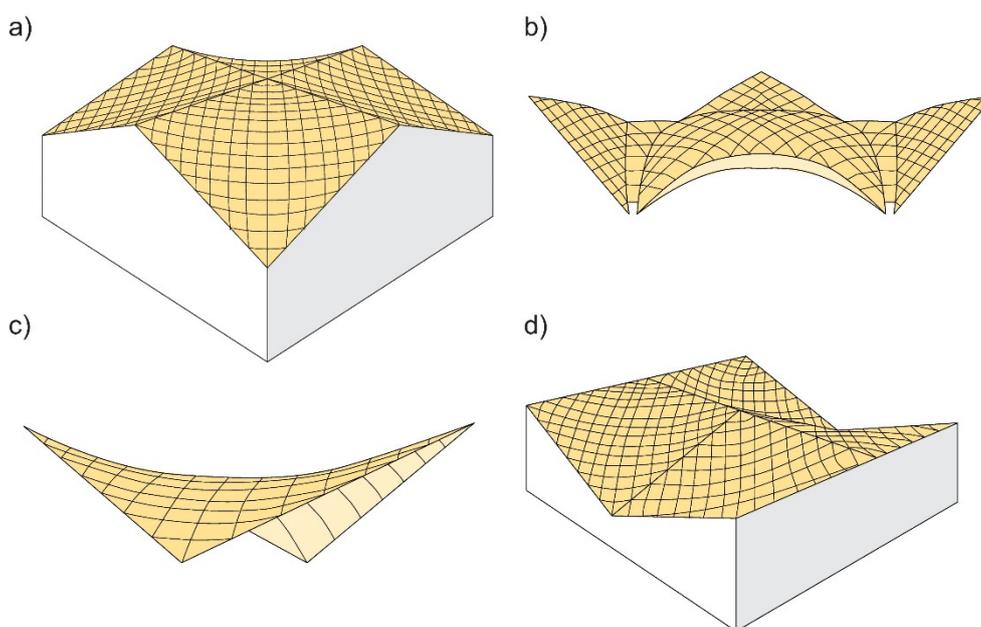


Figure 3.18 : Coques. (a, c, d) Paraboloïdes hyperboliques, (b) coques entrecroisées.

Les coques permettent de créer une large variété de formes avancées et de grandes zones dépourvues de poteaux. La combinaison de plusieurs coques du même type permet d'obtenir des toitures de formes très variées. Parmi les types de coques existants (le dôme ayant déjà été mentionné dans la section réservée aux arcs), le conoïde et le paraboloïde hyperbolique sont relativement courants (Figure 3.18). Ces deux formes présentent une caractéristique très intéressante, à savoir que leur surface peut être engendrée par des droites et qu'elle peut donc facilement être construite à partir d'une ou de plusieurs couches entrecroisées de planches en bois ou de tôles ondulées.

3.9. COMBINAISON DE DIFFERENTS TYPES D'ÉLÉMENTS LAMELLES-COLLES

La combinaison de plusieurs systèmes structuraux offre généralement des solutions élégantes.

Il est possible de répondre au souhait d'une lumière du jour abondante à l'aide d'une toiture à redans composée de fermes à trois rotules placées sur des poutres continues (Figure 3.19a).

Il est également possible de surmonter les difficultés liées à la nature du sous-sol en concentrant les forces de réaction aux charges en un nombre réduit de points d'appui, doté chacun d'une dalle de fondation renforcée. Dans le cas des systèmes mixtes à arcs et à poutres illustrés par les Figures 3.19 b et c, la majeure partie de la charge du toit est supportée par les arcs.

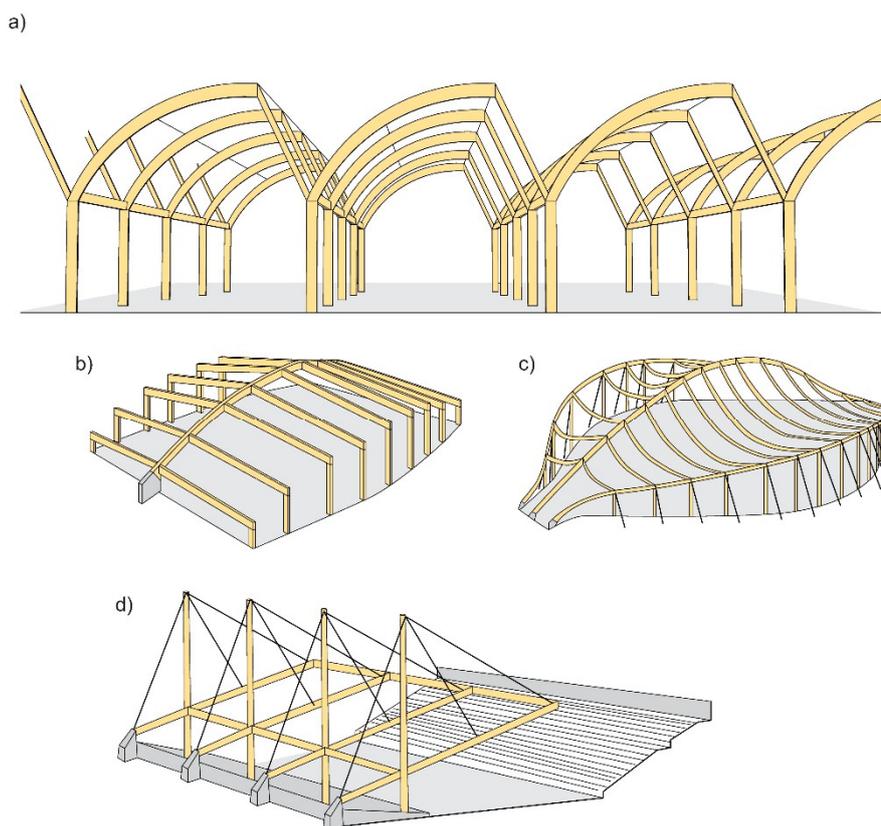


Figure 3.19 : Systèmes mixtes. (a) Toiture à redans, (b, c) combinaisons de poutres et d'arcs, (d) toiture haubanée.

3.10. PONTS EN BOIS LAMELLE-COLLE

La plupart des ponts en bois actuellement construits sont des passerelles (pour piétons, cyclistes, etc.). Au cours des dernières années cependant, l'intérêt porté aux ponts routiers en bois s'est accru et un grand nombre de ponts de ce type ont été construits.

D'un point de vue structural, il existe une différence entre la sous-structure d'un pont et sa superstructure. La superstructure correspond à la partie porteuse – principalement horizontale – qui franchit un obstacle (un cours d'eau par exemple). La superstructure inclut le tablier, les poutres principales qui supportent le tablier et la structure primaire, correspondant par exemple aux poutres ou aux arcs qui supportent les charges (poids propre, charges de trafic, neige et vent) et qui les transfèrent à la sous-structure.

La sous-structure transfère ensuite les charges aux fondations par le biais des culées et de divers types d'appuis intermédiaires. De nos jours, ces derniers sont souvent fabriqués en béton armé ou parfois en acier, alors qu'auparavant, ils étaient généralement en pierres ou en briques. Il est possible d'utiliser des poteaux en bois à condition qu'ils soient protégés en cas de contact avec l'eau.

Les ponts à poutres, les ponts en arc et les ponts à câbles (ponts suspendus ou à haubans) sont les trois principaux types de superstructure de pont (cf. Figures 3.20 et 3.21). En règle générale, les ponts à poutres incluent des ponts-dalles, des poutres à treillis et d'autres types de structures consistant en des assemblages de barres (Figure 3.20). Il est également possible de combiner différents types de structures. Étant donné que les systèmes structuraux utilisés pour les charpentes de comble (précédemment décrits) ne diffèrent que légèrement de ceux utilisés pour les ponts, seuls les aspects propres aux ponts en bois seront mentionnés dans la présente section.

Plusieurs conditions déterminent le choix de la structure la mieux adaptée à chaque cas, et notamment les exigences relatives à la portée et à la hauteur libres, la place disponible pour la structure et le type de trafic. L'aspect revêt souvent une importance significative, car en principe les ponts de grande taille marquent le paysage. Parmi les autres facteurs qui influencent le choix, il convient de mentionner la nature du sol et les exigences relatives au matériau de construction à utiliser.

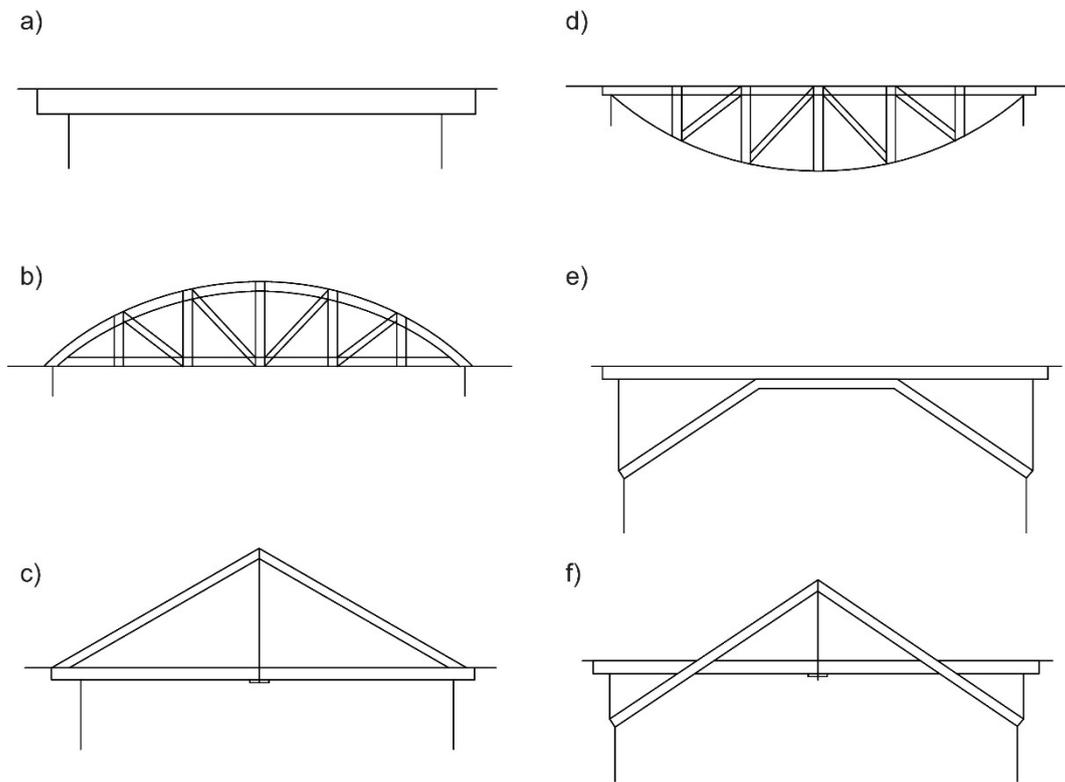


Figure 3.20 : Ponts à poutres : a) poutre simple, b) poutre tendue à la base, c) poinçon, d) poutre à treillis, e) ferme à contrefiches, f) poinçon et ferme à contrefiches combinés.

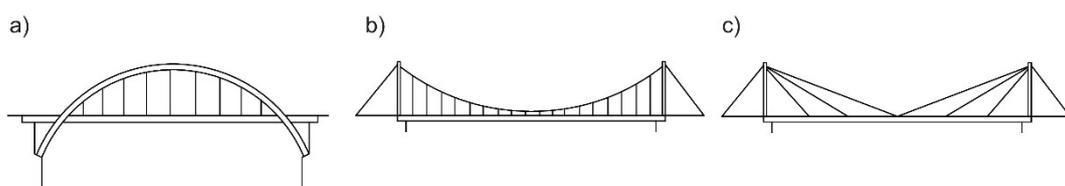


Figure 3.21 : (a) Pont en arc, (b) pont suspendu, (c) pont à haubans.

3.10.1. Tablier de pont précontraint

L'un des types de ponts en bois les plus simples est le tablier en bois cloué-laminé, qui consiste en une série de planches placées côte à côte ou de madriers cloués les uns aux autres ; la chaussée et le système structural sont combinés dans la même structure. La version moderne de ce principe est le pont-dalle en bois précontraint transversalement, généralement appelé « tablier de pont précontraint » (cf. Figure 3.22).

La dalle de la route est constituée de poutres lamellées-collées – de madriers en cas de petite portée – pressées les unes contre les autres à l'aide de tiges en acier de précontrainte. Cette structure est facile à monter et la dalle possède de bonnes caractéristiques de répartition de la charge. En raison de sa rigidité latérale, elle ne

nécessite aucun contreventement supplémentaire. La dalle est normalement imperméable à l'humidité ; sa surface supérieure protège le bois de l'humidité provenant d'en haut. Seule une petite surface du bois est donc exposée et les variations de la teneur en humidité (jeu du bois) sont également faibles.

La chaussée peut avantageusement être rendue continue sur plusieurs travées. Un tablier de pont précontraint peut également servir d'élément supérieur ou inférieur pour une poutre à treillis.

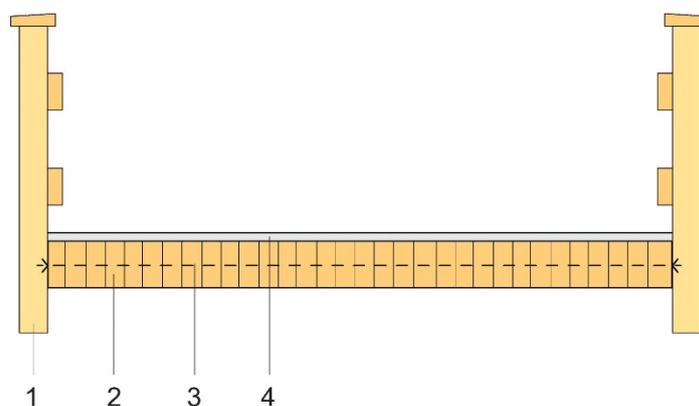


Figure 3.22 : Pont-dalle avec dalle lamellée-collée précontrainte transversalement. (1) Garde-fou. (2) Poutres lamellées-collées droites. (3) Tirant en acier. (4) Surface de roulement.

3.10.2. Ponts à poutres

Dans le cas des ponts à poutres, la structure porteuse consiste généralement en deux poutres lamellées-collées longitudinales ou plus ; lorsque la portée et les charges sont faibles, ces poutres peuvent être en bois de sciage. Les poutres peuvent couvrir une ou plusieurs travées. Lorsque la distance entre les poutres est faible, le tablier, composé de madriers, peut reposer directement sur les poutres (Figure 3.23).

Dans le cas des ponts de petite taille, le tablier peut servir de diaphragme et supporter les charges horizontales (le vent, par exemple), tout en empêchant le flambement des poutres. En cas de portée plus importante, un contreventement est nécessaire ; il prend généralement la forme de poutres à treillis horizontales placées entre les poutres principales, au niveau de leur face supérieure ou inférieure.

Lorsque les poutres principales sont plus largement espacées, le tablier repose sur des poutres secondaires transversales, qui transfèrent la charge aux poutres principales. La surface supérieure du tablier, composé de madriers reposant sur les poutres secondaires, est généralement recouverte d'asphalte (Figure 3.24). En cas de grande portée et de trafic intense, le tablier est généralement une dalle précontrainte, qui agit structurellement avec les poutres principales formant une section en T ou en caisson. Le tablier servant alors de diaphragme pour les charges horizontales, aucune mesure spéciale n'est nécessaire pour contrer la force du vent.

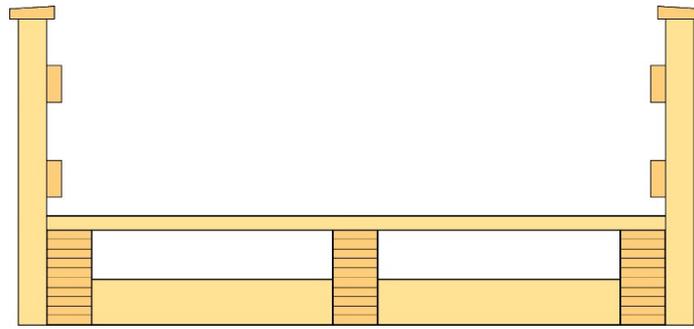


Figure 3.23 : Pont à poutres avec des madriers posés directement sur les poutres lamellées-collées.

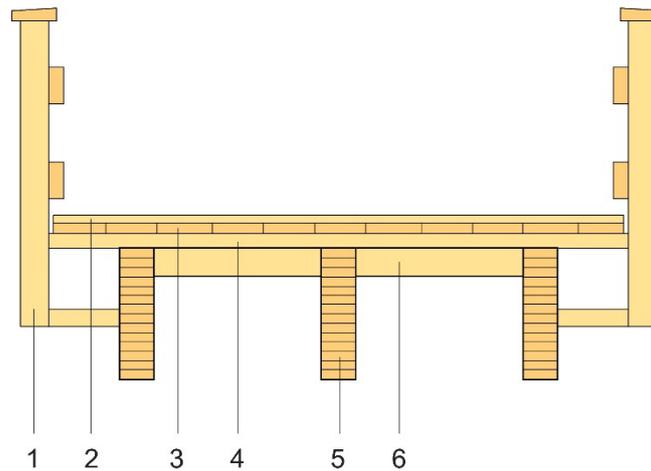


Figure 3.24 : Pont à poutres avec des poutres secondaires transversales et des madriers. (1) Garde-fou. (2) Surface de roulement. (3) Madriers. (4) Poutre secondaire transversale. (5) Poutres lamellées-collées. (6) Contreventement.

3.10.3. Poinçon, ferme à contrefiches

Les ponts à poutres conçus avec un poinçon ou une ferme à contrefiches (Figures 3.20 c, e et f) étaient auparavant utilisés en cas de travées trop importantes pour être reliées par des poutres ordinaires. Les poutres principales étaient alors accompagnées d'un ou de plusieurs points d'appui intermédiaires, ce qui signifie que le matériau était utilisé de façon plus efficace. Les tirants sont généralement en acier. Au cours du processus de conception, il convient de prendre en compte les différences des matériaux en termes de propagation de la chaleur et de propriétés de rigidité.

Les fermes à contrefiches peuvent constituer une solution efficace dans le cas, par exemple, d'un pont à poutres traversant un ravin profond, les contrefiches inclinées pouvant être soutenues par les côtés du ravin. Les fermes à contrefiches peuvent être considérées comme une forme intermédiaire entre un pont à poutres et un arc.

3.10.4. Ponts en arc

Ces structures se composent généralement de deux arcs, la chaussée étant placée à la base, au milieu ou au sommet des arcs (Figure 3.25). Les arcs sont limités sur les côtés par des poutres à treillis ou des portiques. De même que le tablier, ces éléments sont également utilisés pour supporter les charges de vent et toute autre force horizontale à laquelle est soumise la structure.

Pour des raisons liées au transport et à la fabrication, les arcs sont souvent conçus comme des arcs à trois rotules, en particulier en cas de portée supérieure à 20 mètres. Par ailleurs, grâce à l'arc à trois rotules, la structure est isostatique et peut supporter des déplacements relativement importants au niveau des fondations. S'il est préférable, pour d'autres raisons, d'utiliser des arcs à deux rotules, il est possible de faire des assemblages rigides sur le lieu de construction.

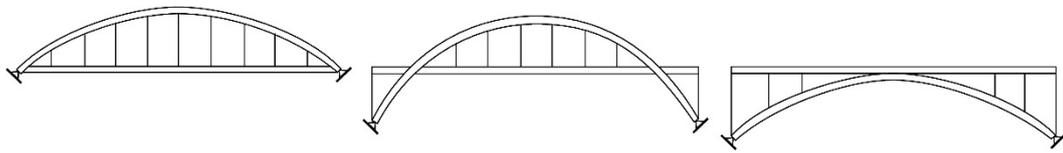


Figure 3.25 : Ponts en arc à tablier inférieur, intermédiaire et supérieur.

3.10.5. Ponts suspendus et à haubans

Un pont suspendu consiste en une chaussée renforcée suspendue à des câbles porteurs entre deux pylônes à l'aide de tirants verticaux (Figure 3.21b).

Un pont à haubans consiste en un pont à poutres soutenu par deux appuis rigides ou plus. Entre ces appuis, des poutres sur appuis élastiques sont soutenues par des câbles obliques partant d'un ou de plusieurs pylônes. Les réactions d'appui obliques des câbles induisent des forces axiales dans les poutres du pont. Les différences de rigidité et de propagation de la chaleur des matériaux (de l'acier et du bois, par exemple) doivent être prises en compte lors de la conception.

3.10.6. Ponts caténaire

Un pont caténaire est une sorte de pont suspendu dont le tablier remplit deux fonctions : (1) surface de roulement (courbe) pour les piétons et les véhicules légers et (2) élément de pont primaire, précontraint et en traction (cf. Figure 3.26). La courbe en forme de chaînette du pont est en partie déterminée par le cas de charges en question. En raison d'une certaine rigidité à la flexion du tablier et d'une sollicitation asymétrique, la forme dévie de celle d'une chaînette. Les forces horizontales importantes doivent être supportées par la sous-structure. La longueur de la structure varie selon les variations dimensionnelles du bois (retrait ou gonflement) et, dans une moindre mesure, les variations de température, qui doivent être prises en compte au moment de la conception.

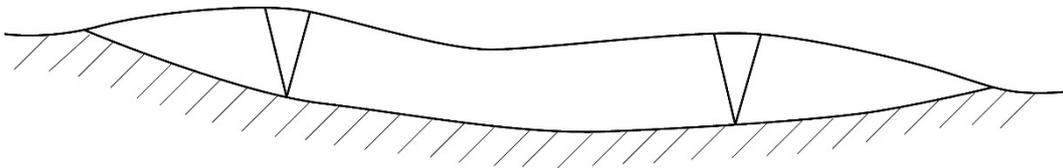


Figure 3.26 : Exemple d'un pont caténaire.

3.11. ELEMENTS D'ASSEMBLAGE

Les structures en bois lamellé-collé sont souvent visibles et sont donc un élément fondamental de l'architecture d'un bâtiment (en bois). Ceci est également vrai pour les éléments d'assemblage. La conception de ces derniers doit donc bénéficier d'une attention particulière de la part du concepteur.

Dans l'ancienne technique de construction en bois, les assemblages étaient généralement conçus pour ne transférer que les forces de compression ; ils ne pouvaient transférer les forces de traction que dans une très faible mesure. De nos jours, les assemblages et les raccords sont réalisés à l'aide de pointes, de vis, de boulons et de différents éléments de fixation en acier qui peuvent aussi bien transférer les forces de traction que de compression (se référer au Chapitre 14 pour obtenir des informations détaillées sur les différents éléments d'assemblage et les méthodes de calcul).

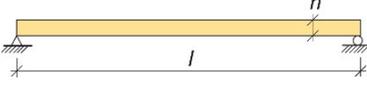
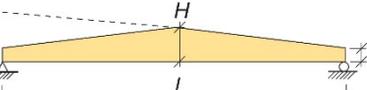
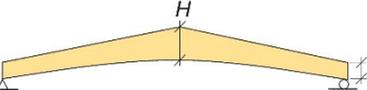
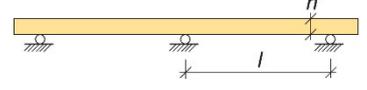
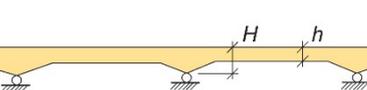
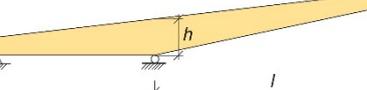
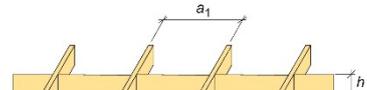
Les éléments de fixation en acier transfèrent les forces de façon plus concentrée et mieux définie que les anciens types d'assemblage en bois. Une articulation qui unit deux éléments structuraux sans la possibilité de transférer les moments peut, par exemple, être conçue comme une véritable articulation.

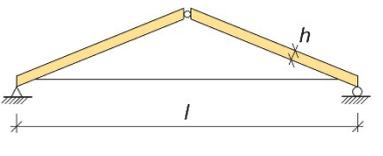
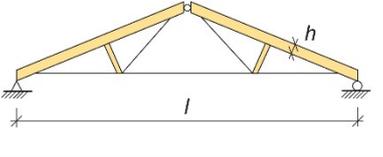
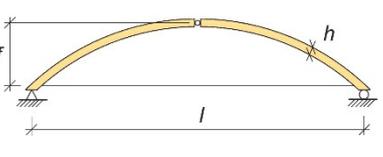
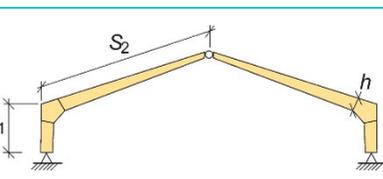
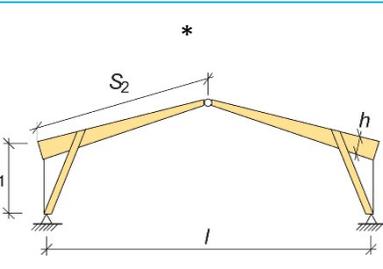
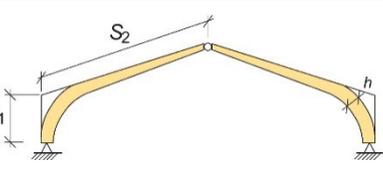
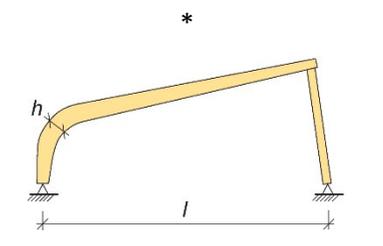
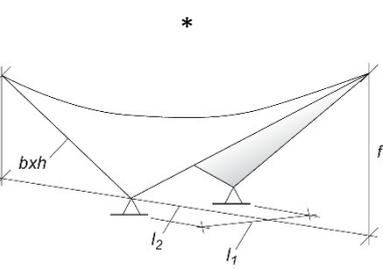
3.12. TABLEAU RECAPITULATIF

Le Tableau récapitulatif 3.1 ne couvre que les types de structures en bois les plus courantes pour les bâtiments. Il indique les hauteurs structurales approximatives et les portées recommandées pour différents types de structures afin d'aider le concepteur dans son choix et de simplifier la conception. Les valeurs indiquées correspondent à des valeurs moyennes dans des conditions normales. Lorsque la sollicitation est faible ou que les unités sont peu espacées, les hauteurs structurales peuvent être légèrement plus basses que celles indiquées dans le tableau. L'inverse est également vrai. La bonne proportion (valeur initiale) entre la hauteur d'un élément h et sa largeur b est $h/b = 5$. Le choix du système structural est souvent conditionné par des contraintes liées à la fabrication et au transport.

Les valeurs indiquées dans le Tableau 3.1 correspondent aux valeurs initiales recommandées pour la hauteur des éléments, et non aux valeurs finales. Il convient d'effectuer des calculs de dimensionnement détaillés pour trouver les dimensions finales de l'élément à l'état limite ultime et à l'état limite de service. Une contre-flèche peut, au besoin, être intégrée au système pour anticiper les flèches futures. Dans le cas de certaines structures, telles que les arcs, il convient de vérifier les contraintes de traction perpendiculaires au fil. Il convient aussi de considérer attentivement les différents coefficients de forme, tels que les charges de neige, sur différents types de toiture. Toutes les structures doivent être contreventées pour empêcher le flambement latéral et pour résister aux charges horizontales (cf. Chapitres 4 et 13).

Tableau 3.1 : systèmes structuraux en bois lamellé-collé. Pentés de toiture et portées recommandées. Hauteur approximative de la section transversale des éléments (entraxe de 6 m environ, charge variable de 3,0 kN/m² environ, poids propre de la charpente de comble de 0,5 kN/m²). Les systèmes en italique et suivis d'un * sont moins courants.

Représentation schématique du système	Nom	Pente appropriée	Portée appropriée [m]	Hauteur [m]
	Poutre droite sur 2 appuis	$\geq 3^\circ$	< 24	$h \sim \frac{l}{14}$
	Poutre sous tendue droite sur 2 appuis	3 - 30°	< 50	$h \sim \frac{l}{33}$ $H \sim \frac{l}{12}$
	Poutre à double décroissance, poutre à simple décroissance	1,4 - 6°	10 - 25°	$h \sim \frac{l}{20}$ $H \sim \frac{l}{14}$
	Poutre « banane » à double décroissance symétrique	3 - 15°	10 - 20°	$h \sim \frac{l}{30}$ $H \sim \frac{l}{16}$
	Poutre continue droite sur plusieurs appuis	$\geq 3^\circ$	< 25	$h \sim \frac{l}{14}$
	<i>*Poutre continue à goussets sur plusieurs appuis</i>	$\geq 3^\circ$	< 25	$h \sim \frac{l}{18}$ $H \sim \frac{l}{14}$
	Poutre en porte-à-faux sur deux appuis	$\geq 10^\circ$	< 12	$h \sim \frac{l}{7}$
	Poutre à treillis droite sur deux appuis	$\geq 3^\circ$	25-85	$h \sim \frac{l}{12}$
	<i>*Grille orthogonale</i>	$\geq 3^\circ$	12-25	$h \sim \frac{l}{20}$ (a = 2,4 - 7,2 m)

Représentation schématique du système	Nom	Pente appropriée	Portée appropriée [m]	Hauteur [m]
	Ferme à trois articulations avec ou sans tirant	$\geq 14^\circ$	15 - 30°	$h \sim \frac{l}{28}$
	Ferme à trois articulations avec tirants et poutres sous tendues	$\geq 14^\circ$	25 - 80°	$h \sim \frac{l}{45}$
	Arc à trois (ou deux) articulations avec ou sans tirant	$\frac{f}{l} \geq 0,14$	20 - 100°	$h \sim \frac{l}{50}$
	Portique à trois articulations et reins assemblés par entures multiples	$\geq 14^\circ$	15 - 25°	$h \sim \frac{s_1 + s_2}{13}$
	*Portique avec jambe de force	$\geq 14^\circ$	10 - 50°	$h \sim \frac{l}{30}$
	Portique à trois articulations et reins courbes	$\geq 14^\circ$	15 - 50°	$h \sim \frac{s_1 + s_2}{15}$
	*Demi-portique étagé	$\geq 20^\circ$	10 - 25°	$h \sim \frac{l}{25}$
	*Coque en forme de paraboloïde hyperbolique	$\frac{f_1 + f_2}{l_1 + l_2} \geq 0,2$	$l_1 \sim l_2$ 15 - 60°	$h \sim b \sim \frac{l}{70}$ (poutres de bordure)

CHAPITRE 4

4. POUTRES DROITES ET POTEAUX

4.1. POUTRES

Les poutres sont généralement des éléments lamellés collés droits de section rectangulaire qui travaillent en flexion. Elles peuvent être utilisées pour les ponts, les solives de plancher, les poutres de toiture, les pannes, etc. Les poutres à inertie variable et les poutres courbes sont présentées dans les chapitres 7 et 11.

Dans le cas des poutres, il convient de procéder à des vérifications concernant la résistance mécanique (en général la flexion et le cisaillement), les flèches et les vibrations. La compression perpendiculaire au fil doit également être vérifiée au niveau des appuis des poutres. Différents critères de dimensionnement peuvent s'avérer déterminants selon la longueur de la poutre. Pour les poutres de portée moyenne, la flexion est très importante, alors que dans le cas des poutres de portée courte à moyenne fortement sollicitées, c'est le cisaillement qui est crucial. Dans le cas des poutres à longue portée, les critères d'aptitude au service en matière de déformations et de vibrations peuvent également être déterminants. Dans le cas des poutres de portée L moyenne et en appui simple soumises à une charge uniformément répartie, les hauteurs de poutre correspondent environ à $L/20$ pour le moment de flexion et à $L/30$ pour le cisaillement (selon la sollicitation).

4.1.1. Flexion et cisaillement

Selon la théorie de la flexion élastique, lorsqu'un élément rectangulaire plein est soumis à un moment de flexion M selon l'axe fort ($y-y$), la contrainte normale à n'importe quelle distance z de la fibre neutre est définie par :

$$\sigma = \frac{M \cdot z}{I_y} \quad (4.1)$$

où I_y correspond au moment d'inertie de la section transversale de l'élément selon l'axe y - y . Pour calculer les contraintes maximales au niveau des bords supérieur et inférieur d'une poutre de section rectangulaire, le module d'inertie W_y selon l'axe fort est utilisé :

$$W_y = \frac{I_y}{h/2} = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (4.2)$$

b correspondant à la largeur de la poutre et h à sa hauteur.

Il est ensuite possible de calculer la contrainte de flexion maximale dans la section transversale en divisant le moment de flexion de calcul M de la poutre lamellée collée par le module d'inertie :

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M}{W_y} \quad (4.3)$$

Il est possible de déduire des expressions similaires concernant la flexion selon l'axe faible de l'élément.

Si un élément travaille en flexion selon deux axes (fort et faible) en même temps, les conditions de calcul à satisfaire sont données par :

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} &\leq 1 \\ k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} &\leq 1 \end{aligned} \quad (4.4)$$

où $\sigma_{m,y,d}$ et $\sigma_{m,z,d}$ sont les valeurs de calcul des contraintes de flexion selon les axes principaux et $f_{m,y,d}$ et $f_{m,z,d}$ les valeurs de calcul correspondantes pour les résistances à la flexion. À noter que pour le bois lamellé collé, la résistance à la flexion sur l'axe faible n'est pas la même que la résistance à la flexion sur l'axe fort en raison de l'effet système et des différentes qualités des lamelles. Le coefficient de modification k_m traduit la possibilité de redistribution des contraintes ainsi que l'inhomogénéité du matériau. Pour les éléments lamellés collés de section rectangulaire, $k_m = 0,7$. Pour les autres sections, $k_m = 1,0$.

Tous les éléments qui travaillent en flexion sont également soumis à des contraintes de cisaillement parallèles à l'axe de la poutre. Dans une poutre, les contraintes de cisaillement maximales interviennent au niveau de l'axe neutre et sont égales à zéro aux bords. Dans le cas des sections rectangulaires, la contrainte de cisaillement maximale τ (au niveau de l'axe neutre) est donnée par :

$$\tau = \frac{3V}{2 \cdot b \cdot h} \quad (4.5)$$

où V correspond à l'effort tranchant, b à la largeur de la poutre et h à la hauteur de la poutre.

Dans le cadre du calcul, il convient de satisfaire l'expression suivante :

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (4.6)$$

où τ_d correspond à la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement et $f_{v,d}$ à la valeur de calcul de la résistance au cisaillement. En raison de la fissuration du bois due à des contraintes induites par l'humidité, l'Eurocode 5 recommande de ne pas utiliser la largeur totale b de l'élément lamellé collé, mais une largeur efficace $b_{ef} = k_{cr} \cdot b$, avec $b_{ef} < b$. Les différentes valeurs de k_{cr} en fonction, principalement, du type de bois sont indiquées dans les documents d'application nationale de l'Eurocode 5. En France, le coefficient k_{cr} dépend des conditions d'exposition (classes de service) ; les valeurs sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau 4.1 : Valeurs du coefficient de fissuration k_{cr} selon les classes de service

Classe de service	k_{cr}
1	$k_{cr} = 1$
2	$k_{cr} = 0,67$ lorsque le rapport des chargements est tels que $\frac{G_k}{G_k + \sum_{i \neq 1} Q_{k,i}} \geq 0,7$ $k_{cr} = 1$ sinon
3	$k_{cr} = 0,67$

4.1.2. Traction et traction/flexion combinées

Les éléments lamellés collés droits peuvent être soumis à des efforts axiaux (traction ou compression) ou à des efforts axiaux combinés à une flexion. Lorsqu'un élément est sollicité en traction, il convient de prendre en compte son volume, car la résistance dépend du volume (maillon le plus faible de Weibull). Lorsqu'ils sont sollicités en compression, les éléments courts subissent une rupture en compression alors que les éléments élancés subissent une rupture par flambement.

Dans le cas d'éléments droits soumis à une force de traction axiale et/ou à une flexion, le critère de dimensionnement suivant s'applique :

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.7)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

où

$\sigma_{t,0,d}$ correspond à la valeur de calcul de la contrainte de traction parallèle au fil, $\sigma_{m,y,d}$ et $\sigma_{m,z,d}$ aux valeurs de calcul des contraintes de flexion selon les axes principaux. $f_{t,0,d}$ correspond à la valeur de calcul de la résistance à la traction, et $f_{m,y,d}$ et $f_{m,z,d}$ aux valeurs de calcul des résistances à la flexion.

k_m correspond à un coefficient de modification (sections rectangulaires : $k_m = 0,7$, autres sections : $k_m = 1,0$).

4.1.3. Déversement

Les éléments droits élancés sont soumis au déversement si rien n'empêche le bord comprimé de l'élément de se déplacer hors du plan. Le déversement intervient alors à des contraintes inférieures à la résistance à la flexion.

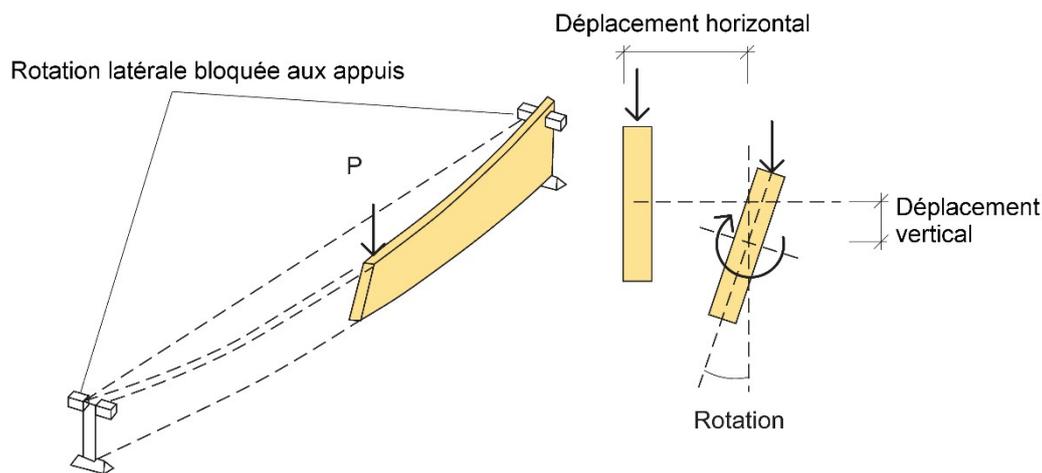


Figure 4.1 : Déversement d'une poutre en appui simple

En réalité, il est rare que les éléments élancés soient complètement droits, ce qui accroît le risque de déplacement hors-plan. D'autres paramètres influencent le risque de déversement : les conditions d'appui (libre, articulé ou encasté), le type de sollicitation, l'emplacement de la sollicitation (bord/axe neutre), le type d'anti-dévers et la distance entre chaque anti-dévers. Ces facteurs affectent la longueur efficace l_{ef} , utilisée dans les équations de dimensionnement.

La contrainte de flexion critique $\sigma_{m,crit}$ à laquelle le déversement d'une poutre lamellée collée de section rectangulaire pleine intervient peut être formulée comme suit :

$$\sigma_{m,crit} \approx \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot E_{0,05} \quad (4.8)$$

où b et h correspondent respectivement à la largeur et à la hauteur de la poutre, l_{ef} à la longueur efficace compte tenu du type de sollicitation (répartition des moments de flexion), d'appuis et d'anti-dévers, et $E_{0,05}$ à la valeur caractéristique à 5 % d'exclusion du module d'élasticité dans le sens du fil. Dans le cas d'une poutre en appui simple soumise à une charge de moment uniformément répartie et à une charge appliquée au niveau de l'axe neutre de la poutre, l_{ef} peut être remplacé par la portée de la poutre l . Les rapports entre l_{ef} et l dans différentes conditions sont indiqués dans le Tableau 4.2. Ces rapports sont valables pour les poutres dont les appuis sont limités et sollicitées en leur centre de gravité. Si la charge est appliquée sur le bord comprimé de la poutre, l_{ef} doit être augmenté de $2 \cdot h$; si elle est appliquée sur le bord tendu de la poutre, l_{ef} peut être diminué de $0,5 \cdot h$. Les poutres contreventées au niveau du bord comprimé à intervalles a à l'aide de contreventements suffisamment rigides ont une longueur efficace de $l_{ef} = a$.

Tableau 4.2 : longueur efficace en fonction de la portée de la poutre. Poutre sollicitée en son centre de gravité. Si la charge est appliquée sur le bord comprimé de la poutre, l_{ef} doit être augmenté de $2h$; si elle est appliquée sur le bord tendu de la poutre, l_{ef} doit être diminué de $0,5h$.

Type de poutre	Type de sollicitation	l_{ef}/l
En appui simple	Moment constant	1,0
	Charge uniformément répartie	0,9
	Charge concentrée au milieu de la travée	0,8
Cantilever	Charge uniformément répartie	0,5
	Charge concentrée agissant à l'extrémité libre	0,8

Le rapport relatif d'élanement en flexion $\lambda_{rel,m}$ peut être calculé à partir de la valeur caractéristique de la résistance à la flexion $f_{m,k}$ et de la contrainte de flexion critique $\sigma_{m,crit}$:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (4.9)$$

Lorsque le rapport d'élanement $\lambda_{rel,m} < 0,75$, les poutres sont stables et ne sont pas soumises à une instabilité latérale. Lorsque $\lambda_{rel,m} > 1,4$, le mode de rupture correspond au déversement. Lorsque les rapports d'élanement se situent entre ces valeurs, la rupture intervient en flexion suite à des déformations importantes dans les directions verticale et latérale. Le coefficient k_{crit} , qui tient compte du déversement, est présenté dans le Tableau 4.3 et la Figure 4.2 en fonction du rapport d'élanement.

Les contraintes de flambement critiques d'éléments autres que des poutres droites (arcs et poutres à section variable, par exemple) sont mentionnées dans les Chapitres 7 et 11.

Tableau 4.3 : valeurs de k_{crit} en fonction de $\lambda_{rel,m}$

Valeur de k_{crit}	Élanement relatif en flexion, $\lambda_{rel,m}$
1	$\lambda_{rel,m} \leq 0,75$
$1,56 - 0,75\lambda_{rel,m}$	$0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4$
$1/(\lambda_{rel,m})^2$	$\lambda_{rel,m} > 1,4$

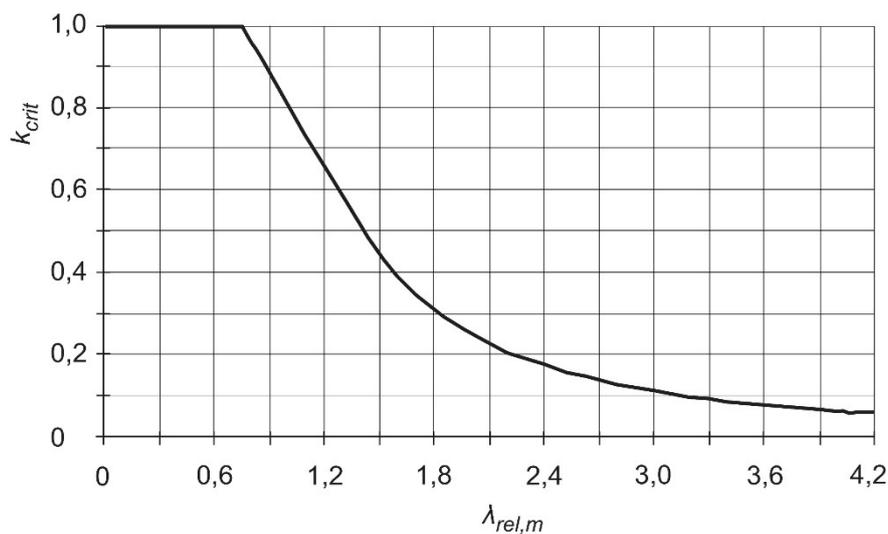


Figure 4.2 : Valeurs de k_{crit} en fonction de $\lambda_{rel,m}$; représentation graphique.

Dans le cas des éléments qui travaillent seulement en flexion selon l'axe fort, les contraintes doivent satisfaire l'expression suivante :

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad (4.10)$$

où $\sigma_{m,d}$ correspond à la valeur de calcul de la contrainte de flexion, $f_{m,d}$ à la valeur de calcul de la résistance à la flexion et k_{crit} au coefficient de modification qui tient compte du déversement.

Les éléments sollicités par une combinaison de flexion et de force de compression axiale et ceux soumis à une compression perpendiculaire au fil sont abordés plus loin.

Le *contreventement* des poutres élancées doit être disposé en continu ou à intervalles déterminés le long du bord comprimé (cf. Figure 4.3). Il est possible d'obtenir un contreventement continu en fixant une plaque ou un panneau de toiture au bord supérieur d'une poutre en appui simple. Un contreventement à intervalles déterminés peut être réalisé à l'aide de pannes fixées au bord comprimé de la poutre. Dans le cas des poutres continues, le contreventement doit se situer au niveau des appuis intermédiaires sur le bord inférieur (cf. Figure 4.4). Le contreventement peut par exemple être réalisé à l'aide de câbles allant du toit au bord inférieur de la poutre, auquel cas il ne supporte aucune force de compression. Autrement, la sollicitation asymétrique du toit et la flèche du toit qui en découle peuvent amener la poutre à être poussée sur le côté au niveau du bord inférieur. Lorsqu'une poutre élancée est contreventée contre le flambement latéral, le concepteur doit toujours tenir compte de la rigidité du contreventement latéral et du contreventement du système dans son intégralité, et non pas seulement de la poutre. La Figure 4.5 présente différentes longueurs de flambement en fonction du type de contreventement du système considéré dans son intégralité. En cas de doute, il est préférable de supposer l'absence d'un quelconque contreventement latéral ou de l'évaluer en tant que maintien élastique. Le contreventement latéral est très important. De nombreuses ruptures sont intervenues par le passé en raison d'un contreventement latéral inadéquat pendant la phase de montage (c'est-à-dire avant la mise en place du contreventement) ou une fois la structure terminée. Un contreventement trop rigide peut provoquer un effondrement en cascade (lorsqu'une poutre de toiture s'effondre, elle entraîne d'autres poutres de toiture), alors qu'il contribue à la solidité des structures lorsque sa rigidité est adéquate. Le contreventement et sa rigidité sont traités de façon plus approfondie dans le Chapitre 13.

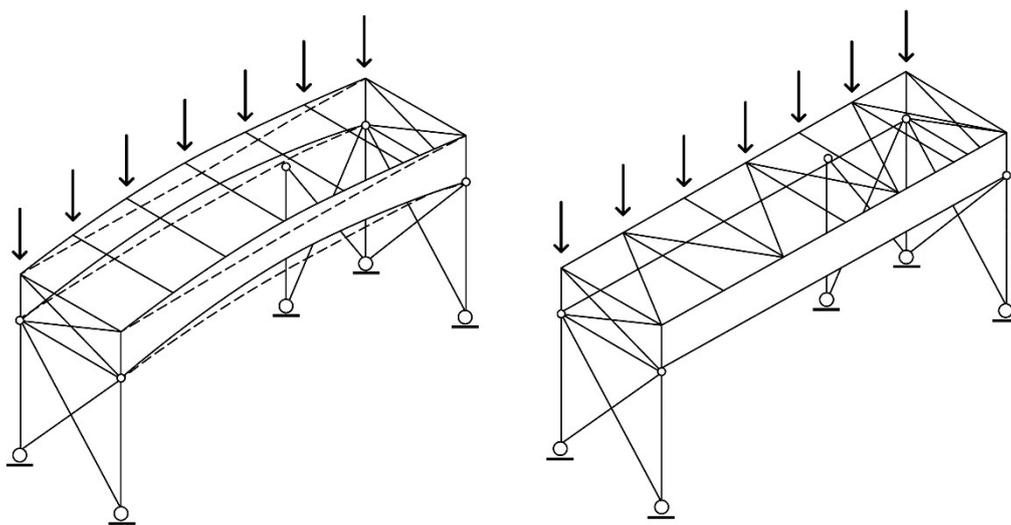


Figure 4.3 : Contreventement latéral de poutres élancées.

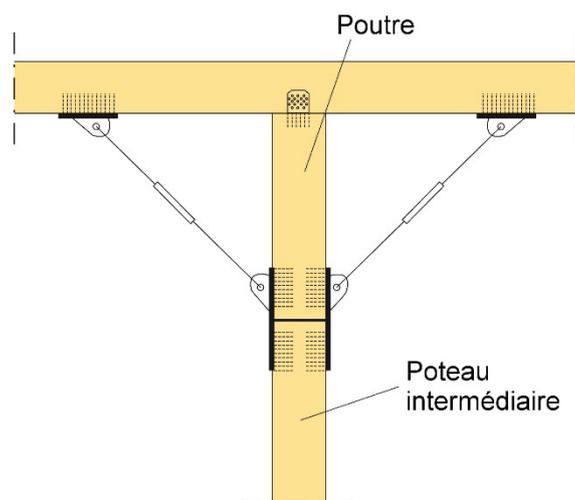


Figure 4.4 : Contreventement latéral d'une poutre élancée au niveau du bord inférieur – au-dessus d'un appui intermédiaire – reliée à la charpente de comble. Ce contreventement ne doit pas supporter de forces de compression. En cas de sollicitation asymétrique du toit induisant une flèche du toit sur un des côtés de la poutre, et si le contreventement peut supporter des forces de compression, le contreventement risque de pousser la poutre et de provoquer un flambement latéral.

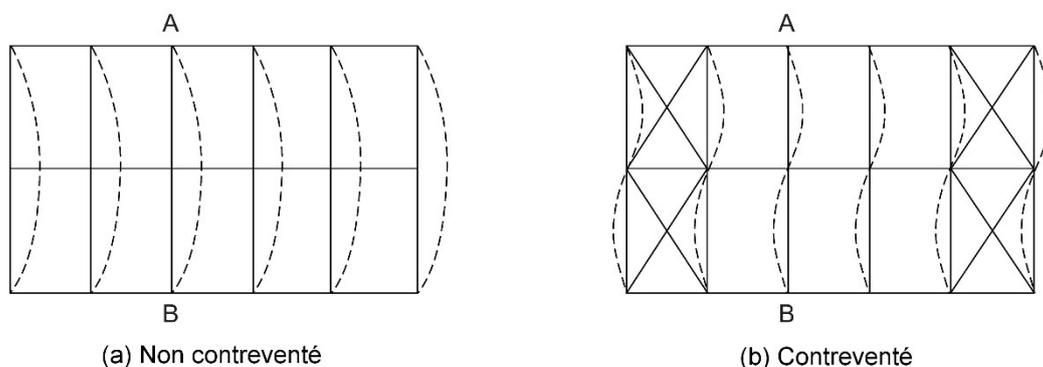


Figure 4.5 : Flambement latéral d'une toiture ou d'une structure de plancher.

4.1.4. Compression perpendiculaire au fil

Dans de nombreuses applications structurales (appuis de poutres et bâtiments à plusieurs étages, par exemple), les éléments en bois sont sollicités perpendiculairement au sens du fil. Le bois se caractérise par une faible rigidité perpendiculaire au fil et par des jeux liés à l'humidité (retrait et gonflement) dans ce sens, ce qui provoque des déformations importantes. Ceci est particulièrement problématique dans le cas des bâtiments à plusieurs étages où les déformations de divers étages s'additionnent. Il est possible de distinguer différents types de ruptures en fonction de la configuration (sollicitation, appuis) (cf. Figure 4.6). Cette figure montre qu'en principe la charge n'est pas seulement transférée par l'intermédiaire de la surface de contact réelle, mais aussi par une surface de contact efficace, élargie par les zones de bois voisines non soumises à une contrainte.

Les déformations dues à une compression perpendiculaire au fil ne provoquent pas de rupture ultime, mais posent un problème en ce qui concerne l'état limite de service. Dans les codes, cependant, ce problème est considéré comme étant lié à l'état limite ultime. L'approche de calcul consiste donc à vérifier les contraintes existantes vis-à-vis de la résistance perpendiculaire au fil plutôt que d'utiliser les valeurs de rigidité. En outre, les réductions de résistance liées à la classe de service (humidité) et au type de charge (durée de charge) sont prises en compte pour calculer la valeur de calcul de la résistance (coefficient de modification k_{mod}) (cf. Sections 2.3.1 et 2.3.2, Éq. 2.9 et Éq. 4.12). (Pour la résistance perpendiculaire au fil, aucun effet d'échelle n'étant pris en compte, le

coefficient $k_h = 1$) Par ailleurs, la rigidité perpendiculaire au fil est relativement constante par rapport aux plages d'humidité observées dans les bâtiments (teneur en humidité comprise entre 10 et 20 %) et la résistance à la compression ne varie que très peu dans cette plage d'humidité. Ceci n'étant cependant pas reflété dans le calcul, de très grandes surfaces de contact sont nécessaires pour satisfaire les équations de dimensionnement. Or les grandes surfaces de contact entraînent une déformation non uniforme et sont donc susceptibles de générer des charges décentrées dont ne tiennent pas compte les calculs (Figure 4.7).

NOTE : Un moyen de résoudre ce problème consiste à utiliser la valeur caractéristique de la résistance à la compression perpendiculaire au fil plutôt que la valeur de calcul de la résistance correspondante dans l'équation de dimensionnement (Éq. 4-11). Cela signifie en d'autres termes que les coefficients k_{mod} et γ_m doivent tous deux être définis comme étant égaux à 1,0. Cette méthode, non normative, ne vaut cependant que pour les structures en bois qui se caractérisent par des rapports relativement faibles entre le poids propre et la surcharge ($g_k/q_k \leq 0,4$ par exemple). Dans le cas d'une structure en bois ordinaire ($g_k/q_k \leq 0,4$, durée de charge moyenne et classe de service 1 ou 2), la méthode entraîne une réduction de la surface de contact nécessaire de 36 % ($k_{mod}/\gamma_m = 0,8/1,25 = 0,64$) par rapport à la surface de contact qui serait nécessaire si la valeur de calcul de la résistance était utilisée. Lorsqu'une structure en bois est soumise à des charges permanentes plus lourdes ($g_k/q_k > 0,4$) cependant, il convient d'utiliser la valeur de calcul de la résistance à la compression perpendiculaire au fil.

Dans de nombreuses applications, les assemblages entre les poutres et les poteaux sont désormais renforcés. Le renforcement peut notamment prendre la forme de goujons collés en acier ou en bois, de vis autotaraudeuses ou de plaques perforées externes (cf. Figure 4.8). L'avantage d'un assemblage renforcé comparé à un assemblage non renforcé est qu'il réduit le risque de déformation et accroît donc la capacité portante. Dans le cas des vis autotaraudeuses, le mode de rupture peut intervenir de différentes manières : enfoncement des vis dans le bois, flambement des vis et rupture due au fait que la résistance à la compression perpendiculaire au fil du bois est atteinte dans un plan formé par l'extrémité des vis. L'Eurocode 5 ne fournit aucune équation de dimensionnement pour les éléments renforcés soumis à une compression perpendiculaire au fil. Il existe cependant des modèles de calcul qui décrivent la capacité d'un élément renforcé comme étant la somme de la capacité du bois et de la capacité de l'élément de renforcement. Pour calculer la capacité de l'élément de renforcement, il convient de prendre en compte tous les éventuels modes de ruptures ; les différents modes de ruptures dépendent de la géométrie de la poutre et du nombre d'éléments de renforcement. Dans le cas d'appuis de poutre renforcés à l'aide de quelques vis courtes, la capacité résistante des appuis de poutre renforcés se caractérise par l'enfoncement des vis dans le bois. La résistance à la compression perpendiculaire au fil est simultanément atteinte au niveau de la surface de contact. Dans le cas des vis, la résistance à l'enfoncement est considérée comme étant égale à la résistance à l'arrachement. Lorsque les appuis de poutre sont renforcés à l'aide de vis élancées, celles-ci subissent un flambement. Comme dans le premier cas, la résistance à la compression perpendiculaire au fil est simultanément atteinte au niveau de la surface de contact. Dans le cas des appuis de poutre renforcés à l'aide de nombreuses vis courtes, la capacité résistante se caractérise par l'atteinte de la résistance à la compression perpendiculaire au fil du bois dans un plan formé par l'extrémité des vis.

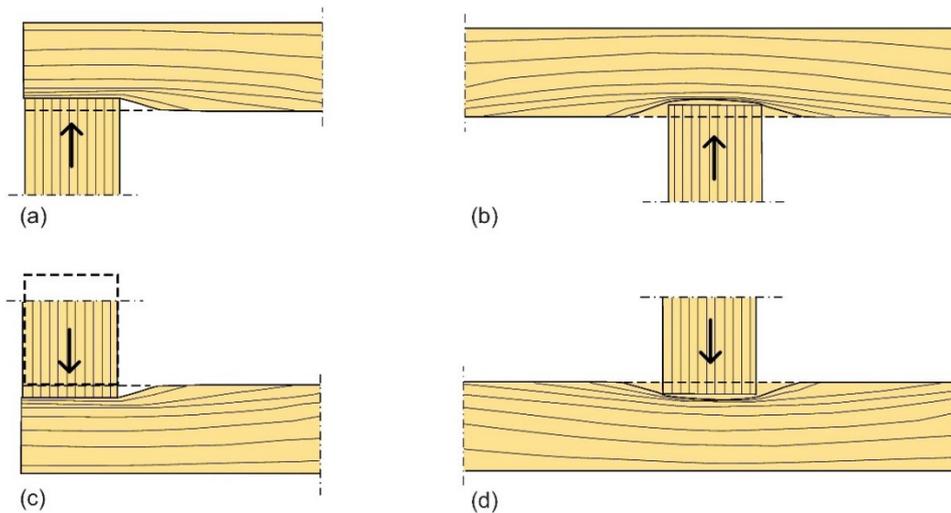


Figure 4.6 : Rupture en compression perpendiculaire au fil. (a) et (b) : éléments sur appuis discrets ; (c) et (d) : éléments sur appui continu.

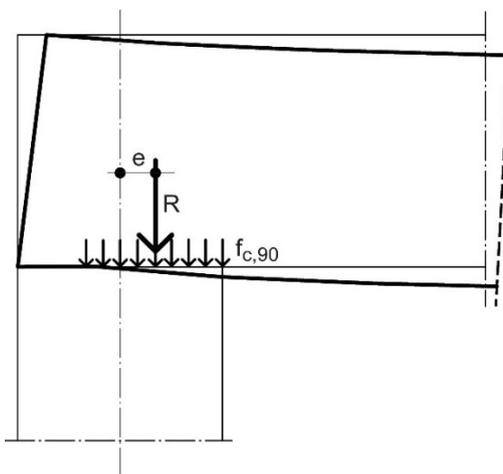


Figure 4.7 : Grande surface de contact entraînant une déformation non uniforme et des charges décentrées au niveau des appuis.

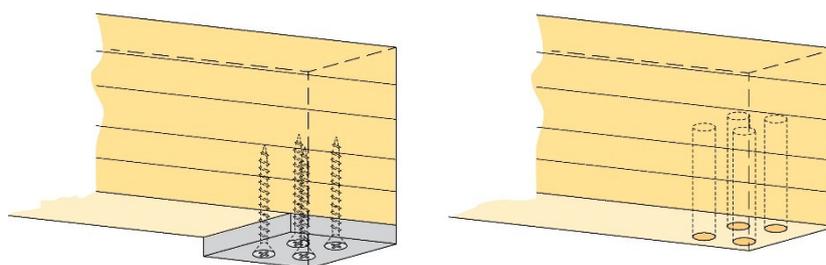


Figure 4.8 : Exemple d'un appui de poutre renforcé concernant la compression perpendiculaire au fil à l'aide de vis autotaraudeuses (à gauche) et de goujons collés (à droite).

L'approche de calcul concernant la compression perpendiculaire au fil consiste à satisfaire l'équation de dimensionnement suivante :

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \quad (4.11)$$

où :

$\sigma_{c,90,d}$ correspond à la valeur de calcul de la contrainte de compression dans la surface de contact efficace perpendiculaire au fil

- $F_{c,90,d}$ correspond à la valeur de calcul de la charge de compression perpendiculaire au fil
- A_{ef} correspond à la surface de contact efficace en compression perpendiculaire au fil
- $k_{c,90}$ est un coefficient qui tient compte de la conditions limites, de la possibilité de fendage et d'un degré de déformation en compression
- $f_{c,90,d}$ correspond à la valeur de calcul de la résistance à la compression perpendiculaire au fil

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_m} \quad (4.12)$$

La surface de contact efficace A_{ef} nécessaire pour calculer les contraintes existantes doit être déterminée en prenant en compte la longueur de contact efficace l_{ef} :

$$l_{ef} = l + 2 \cdot l^* \quad \text{où} \quad l^* = \min \begin{cases} 30 \text{ mm} \\ a \\ l \\ l_1/2 \end{cases} \quad (4.13)$$

selon les notations utilisées dans la Figure 4.9.

Les valeurs de $k_{c,90}$ pour différentes configurations sont indiquées dans le Tableau 4.4.

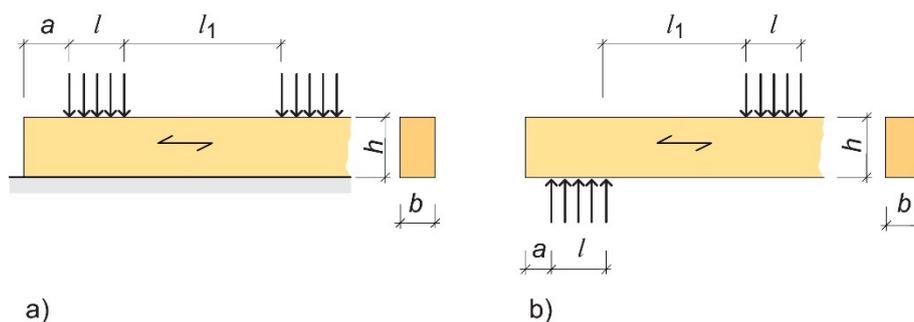


Figure 4.9 : Élément sur appui continu (a) ou sur appuis discrets (b) soumis à une compression perpendiculaire au fil.

Tableau 4.4 : valeurs du coefficient $k_{c,90}$ selon le type d'appui et la distance l_1 entre les charges. Les valeurs entre parenthèses correspondent au bois massif et les autres, au lamellé-collé. Notations selon la Figure 4.10.

	$l_1 < 2 \cdot h$	$l_1 \geq 2 \cdot h$
Appuis continus	1,0	BLC : 1,5 LVL : 1,5 Massif : 1,25
Appuis discrets et Hauteur h de l'élément ≤ 300 mm	1,0	si $l \leq 400$ mm : BLC : 1,75 LVL : 1,75 Massif : 1,5 si $l > 400$ mm : 1,0
Appuis discrets et Hauteur h de l'élément > 300 mm	BLC : 1,75 LVL : 1,75 Massif : 1,5	BLC : 1,75 LVL : 1,75 Massif : 1,5

Une série de charges concentrées proches (solives ou chevrons dont l'entraxe est < 610 mm par exemple) peut être considérée comme une charge répartie.

4.1.5. Contraintes de compression inclinées par rapport au fil

Les contraintes de compression à un angle α par rapport au fil doivent satisfaire l'équation suivante :

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{F_{c,\alpha,d}}{A_{ef}} \leq f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (4.14)$$

où :

$\sigma_{c,\alpha,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de compression à un angle α par rapport au fil du bois

$\sigma_{c,0,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de compression dans le sens du fil

$f_{c,\alpha,d}$ est la valeur de calcul de la résistance à la compression à un angle α du fil

$f_{c,90,d}$ est la valeur de calcul de la résistance à la compression perpendiculaire au fil

$f_{c,0,d}$ est la valeur de calcul de la résistance à la compression dans le sens du fil

$F_{c,\alpha,d}$ est à la valeur de calcul de la charge de compression à un angle α du fil

$k_{c,90}$ est le coefficient d'amplification (cf. Figure 4.9)

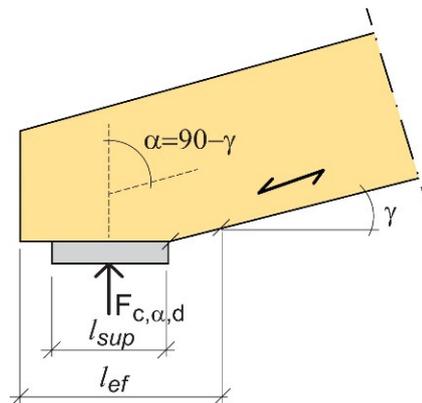


Figure 4.10 : Élément soumis à une compression à un angle α du fil.

4.2. FLAMBEMENT AXIAL

La base de la théorie des poteaux est l'approche d'Euler basée sur un poteau mathématiquement droit, prismatique, bi-articulé, parfaitement sollicité à l'axe et qui est suffisamment élancé pour flamber sans contrainte à n'importe quel point de la section transversale dépassant la limite du matériau. La charge de flambement se définit comme suit :

$$P_E = \pi^2 \frac{E \cdot I}{L^2} \quad (4.15)$$

où $E \cdot I$ correspond à la rigidité en flexion et L à la longueur du poteau.

4.2.1. Longueurs de flambement

La charge d'Euler P_E est la valeur de référence à laquelle la résistance d'un poteau réel est généralement comparée. S'il est possible de définir mathématiquement des conditions limites autres que des rotules parfaites, la charge critique est formulée comme suit :

$$P_{cr} = \pi^2 \frac{E \cdot I}{(\beta \cdot L)^2} \quad (4.16)$$

où $\beta \cdot L$ correspond à une « longueur efficace » définissant la partie fléchie entre les points de courbure nulle. En d'autres termes, $\beta \cdot L$ correspond à la longueur de flambement d'un poteau bi-articulé équivalent soumis à la même charge qu'un poteau encasté.

La Figure 4.11 présente les valeurs théoriques de β dans des conditions idéales dans lesquelles les maintiens en rotation et/ou en translation aux extrémités du poteau sont soit pleins soit inexistantes.

Au niveau du pied, la condition d'encastrement parfait est presque satisfaite seulement lorsque le poteau est rigidement fixé en pied et que la rotation est alors négligeable (cf. les conditions d'encastrement a , b , c et e représentées dans la Figure 4.11).

Au niveau de l'extrémité supérieure, les conditions d'encastrement a , c et f sont presque satisfaites lorsque la tête du poteau est intégralement encastree dans une poutre beaucoup plus rigide que la tête du poteau. La condition d'encastrement c est identique à la condition a , si ce n'est qu'en haut, le maintien en translation est soit absent soit minimal. La condition f est identique à la condition c , si ce n'est qu'il n'y a aucun maintien en rotation en pied. Les valeurs de calcul recommandées pour β correspondent à une modification des valeurs idéales, en tenant compte du fait que ni un encastrement parfait ni une rigidité parfaite ne sont possibles dans la pratique.

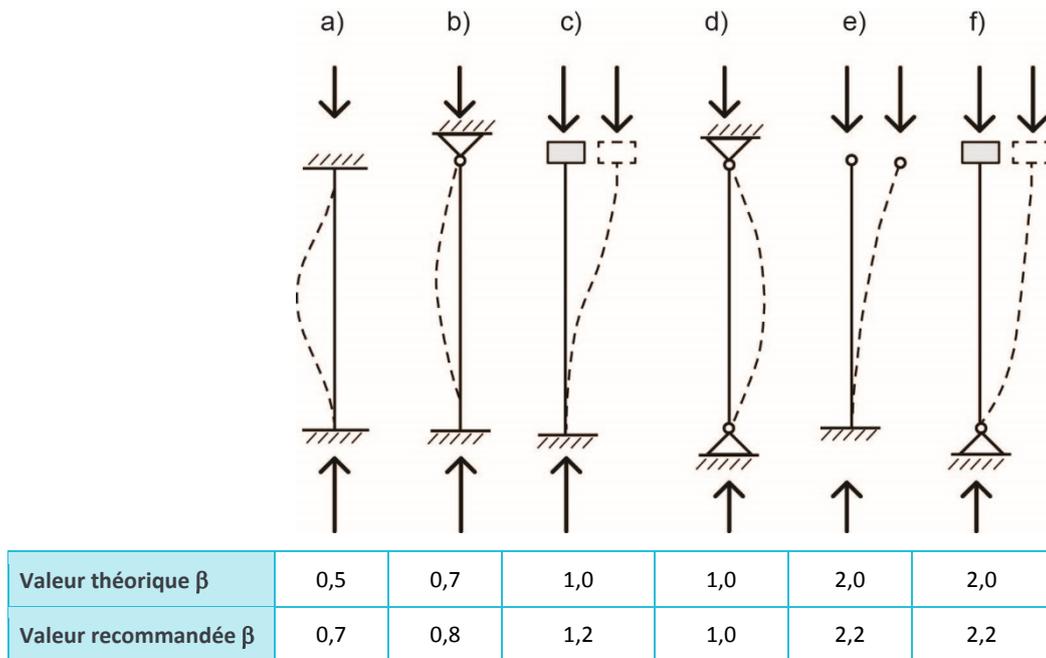


Figure 4.11 : Longueurs de flambement applicables aux poteaux en théorie et en pratique dans différentes conditions limites.

Le principe consistant à utiliser la longueur de flambement pour déterminer la charge de flambement critique d'un élément comprimé peut également s'appliquer aux poteaux non prismatiques, aux poteaux se caractérisant par une charge de compression non uniforme et aux poteaux dotés de maintiens élastiques.

4.2.2. Approche de calcul

Les imperfections géométriques, qui se traduisent par une déformation linéaire inévitable du poteau et/ou une charge axiale décentrée, introduisent une flexion complémentaire à la sollicitation de compression axiale. Des flèches latérales apparaissent dès le début de la sollicitation et la charge de rupture est atteinte lorsque la capacité résistante interne au niveau de la section critique est égale au moment d'excentricité induit (produit de la charge par la flèche). La charge de rupture dépend donc des imperfections. Il convient généralement de prendre en compte les imperfections géométriques ainsi que les caractéristiques du matériau (masse volumique, présence de nœuds, teneur en humidité, etc.) pour déterminer la résistance des poteaux en bois.

En première approche, un poteau peut être conçu à l'aide d'une *analyse au second ordre simplifiée*. Il convient à cette fin de définir une valeur initiale δ_0 correspondant à la déformation linéaire initiale. Dans le cas des structures en bois lamellé-collé, δ_0 est généralement égal à $L/500$, L correspondant à la longueur de l'élément comprimé. Dans le cas d'un poteau bi-articulé soumis à une charge de compression centrée P , le calcul peut tenir compte de l'interaction des contraintes de compression $\sigma(P)$ et des contraintes de flexion $\sigma(M)$ (cf. Figure 4.12).

Le déplacement latéral additionnel induit par P est représenté par δ_p . Le déplacement latéral total δ_{tot} peut être défini par :

$$\delta_{tot} = \delta_0 + \delta_p = \frac{\delta_0}{1 - P/P_{cr}} \quad (4.17)$$

où P_{cr} correspond à la charge de flambement (théorique). Le moment de flexion peut ensuite être calculé comme le produit de la charge axiale appliquée P et de la déformation latérale finale :

$$M = P \cdot (\delta_0 + \delta_p) \quad (4.18)$$

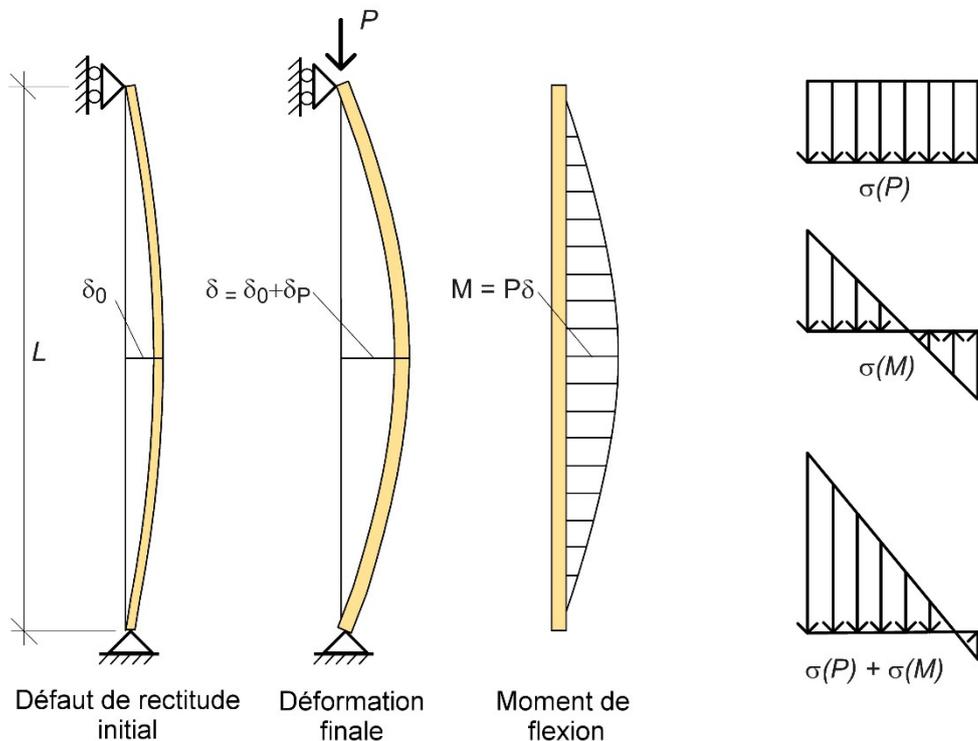


Figure 4.12 : Flambement d'un poteau en bois considéré comme un problème non linéaire (au second ordre).

Il convient ensuite de vérifier que l'effet combiné des contraintes de compression et de la contrainte de flexion ne dépasse pas la valeur de calcul de la résistance du bois lamellé-collé.

Cette approche ne prend cependant pas en compte plusieurs facteurs importants, et notamment le risque de rupture du bois en cas de contraintes de compression importantes.

4.2.3. Compression axiale pure (conformément à l'Eurocode 5)

Les différentes parties de cette section expliquent comment déterminer la résistance minimum requise pour un poteau lamellé-collé conformément à l'Eurocode 5 (EC5). De même que pour les autres Eurocodes, la conception des poteaux conformément à l'EC5 repose sur l'analyse de flambement linéaire. Les effets non linéaires (ou au second ordre) sont pris en compte dans le calcul par l'introduction d'un coefficient de réduction (de la résistance) k_c . La condition à satisfaire est la suivante :

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \leq k_c \cdot f_{c,d} \quad (4.19)$$

Où

$f_{c,d}$ correspond à la valeur de calcul de la résistance à la compression

A correspond à l'aire de la section transversale totale du poteau

k_c est un coefficient de réduction prenant en compte le risque de flambement

L'équation qui permet de calculer k_c a été établie à partir des simulations numériques d'un grand nombre de poteaux présentant différentes imperfections en termes de propriétés géométriques et matérielles, basées sur l'observation de poteaux réels. La plasticité du bois sur le côté comprimé a également été prise en compte dans ces simulations numériques.

Dans les codes de conception modernes, l'expression relative aux valeurs de k_c est donnée en fonction du rapport d'élancement relatif λ_{rel} défini comme suit :

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{P_c}{P_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k} \cdot A}{\pi^2 \frac{E_{0,05} \cdot I}{(\beta \cdot L)^2}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (4.20)$$

Où

$f_{c,0,k}$ correspond à la valeur caractéristique de la résistance à la compression parallèle au fil du bois

$E_{0,05}$ correspond à la valeur du fractile à 5 % du module d'élasticité parallèle au fil

λ correspond à l'élancement de l'élément bois

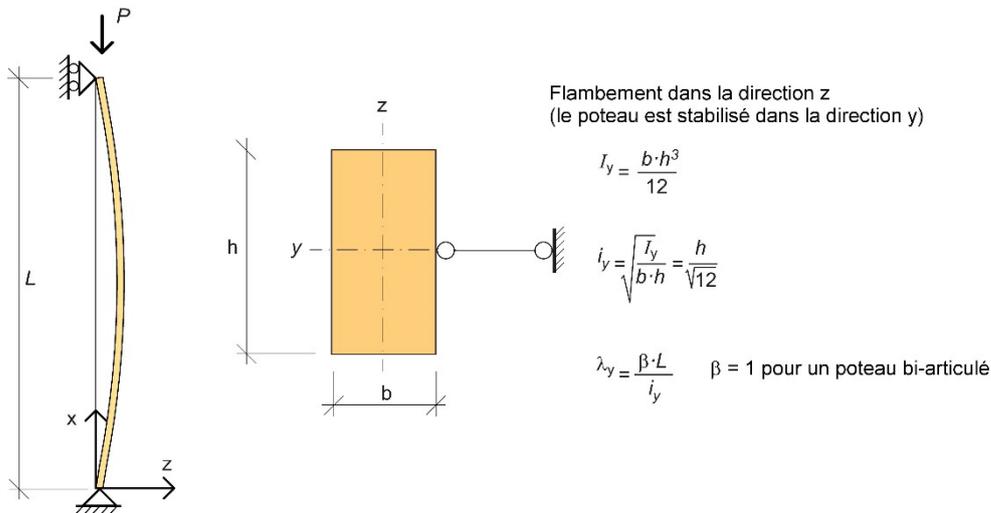


Figure 4.13 : Flambement d'un poteau en bois : définition du moment d'inertie (I), du rayon de gyration (i) et de l'élancement des poteaux.

L'expression relative au coefficient de réduction k_c en fonction du rapport d'élancement relatif λ_{rel} est donnée dans les codes de calcul ; elle est presque identique dans tous les codes. Dans l'EC5, la formule suivante s'applique :

$$k_c = \begin{cases} 1 & \text{pour } \lambda_{rel} \leq 0,3 \\ \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} & \text{pour } \lambda_{rel} > 0,3 \end{cases} \quad (4.21)$$

Où

$$k = 0,5 \cdot (1 + 0,1(\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2) \quad (4.22)$$

La relation entre k_c et le rapport d'élanement λ_{rel} , également appelée « courbe de flambement », est illustrée par la Figure 4.14.

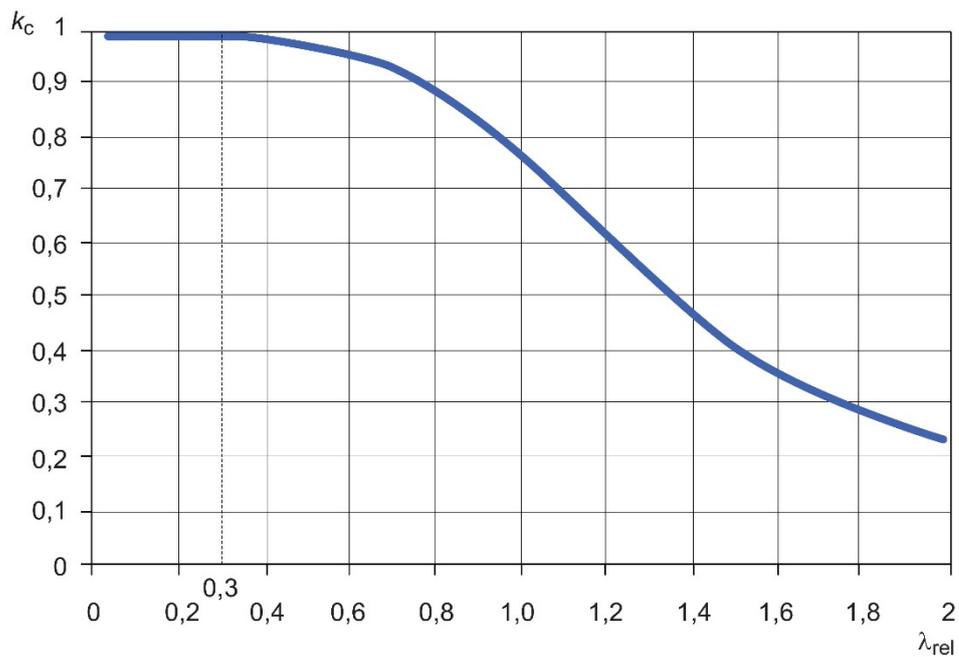


Figure 4.14 : Coefficient de réduction k_c en fonction du rapport d'élanement relatif λ_{rel} conformément à l'EC5.

Dans la pratique, il convient d'éviter que le rapport relatif d'élanement λ_{rel} soit supérieur à 2,0.

À noter que les poteaux des murs extérieurs sont souvent conçus de façon à ne pas flamber dans la direction faible (cf. Figure 4.15), alors que les poteaux internes sont normalement libres sur toute leur longueur.

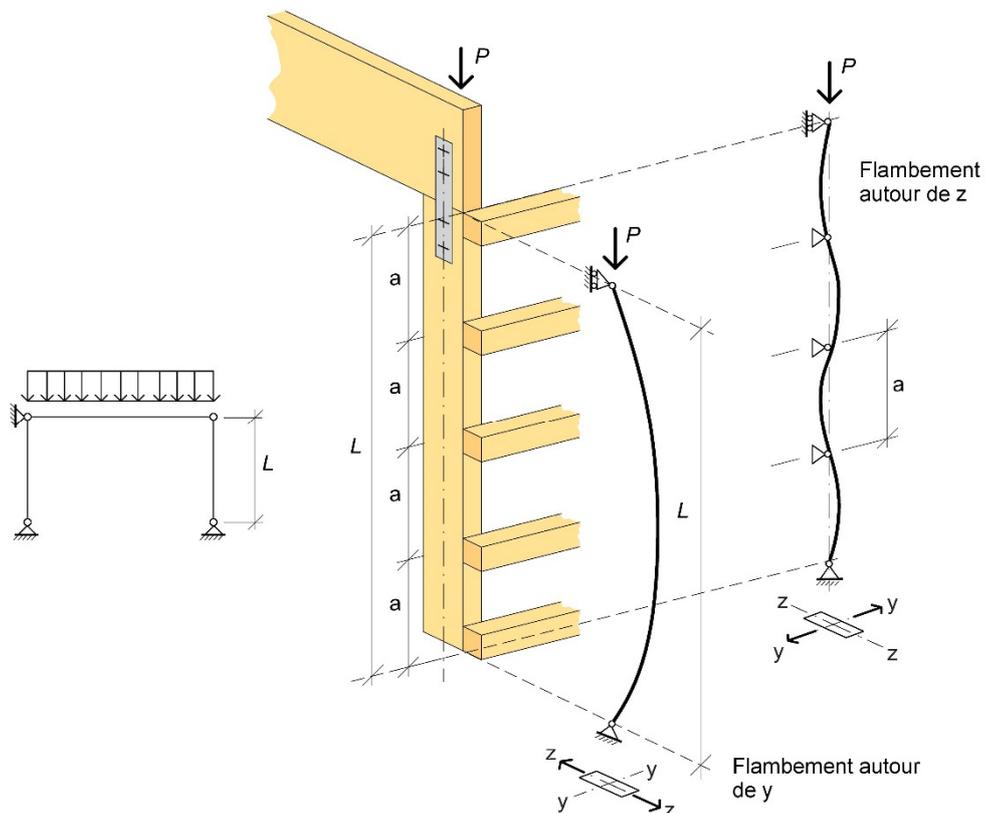


Figure 4.15 : Flambement d'un poteau en bois dans un mur extérieur.

En haut et en bas des poteaux ainsi qu'aux différents endroits où la section transversale est affaiblie par des trous ou percements, notamment, il convient de démontrer que :

$$\sigma_c = \frac{P}{A_{net}} \leq f_{c,d} \quad (4.23)$$

où A_{net} correspond à l'aire de la section transversale nette du poteau.

4.2.4. Flexion et compression axiale combinées

Lorsqu'aucune instabilité en torsion latérale ne peut se produire, deux modes de ruptures sont susceptibles d'intervenir :

- $\lambda_{rel} \leq 0,3$ – le comportement au flambement n'est pas pertinent et la rupture sera basée sur la résistance à la compression de l'élément ;
- $\lambda_{rel} > 0,3$ – un flambement peut intervenir et la rupture sera basée sur la résistance à la compression de l'élément multipliée par le coefficient de réduction (basé sur l'instabilité) qui lui est associée, c'est-à-dire k_c .

En théorie, un élément en bois peut subir une compression axiale et une flexion déviée. Les cas de charges les plus courants où la compression et la flexion interviennent simultanément sont ceux illustrés par la Figure 4.16. Seuls ces cas seront abordés dans les paragraphes ci-après.

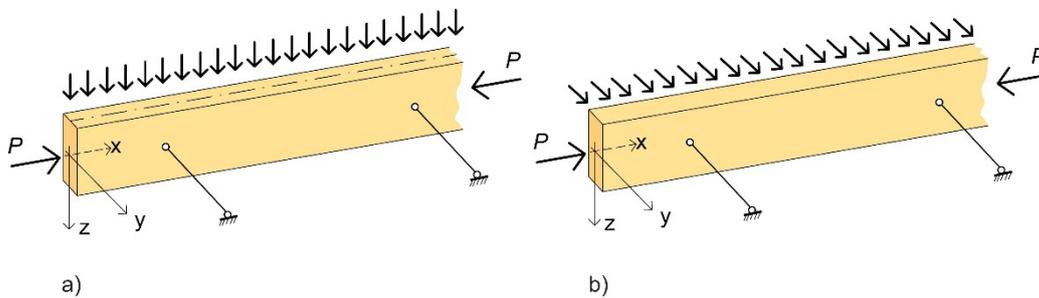


Figure 4.16 : Interaction de la flexion et de la force axiale. (a) Flexion selon l'axe fort (y). (b) Flexion selon l'axe faible (z).

4.2.4.1. Cas : $\lambda_{rel} \leq 0,3$

En l'absence de réduction de la résistance due au flambement, il est possible de tirer profit des avantages de la résistance associés au comportement plastique du bois lorsqu'il est soumis à des contraintes de compression. Les conditions de calcul sont les suivantes :

$$(a) \quad \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (4.24)$$

$$(b) \quad \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.25)$$

où :

$\sigma_{c,0,d}$ correspond à la valeur de calcul de la contrainte de compression

$\sigma_{m,y,d}$ et $\sigma_{m,z,d}$ correspondent respectivement aux valeurs de calcul des contraintes de flexion selon les axes y et z

$f_{c,0,d}$ correspond à la valeur de calcul de la résistance à la compression dans le sens du fil

$f_{m,y,d}$ et $f_{m,z,d}$ correspondent respectivement aux valeurs de calcul des résistances à la flexion selon les axes y et z.

La Figure 4.17 montre le diagramme d'interaction pour un élément sollicité par un moment de flexion et une compression axiale combinés selon l'application de la théorie plastique. Lorsque la théorie plastique s'applique, le matériau cède lorsqu'il atteint la résistance à la compression, permettant à la contrainte dans la section de s'étendre jusqu'à la surface et d'améliorer sa résistance.

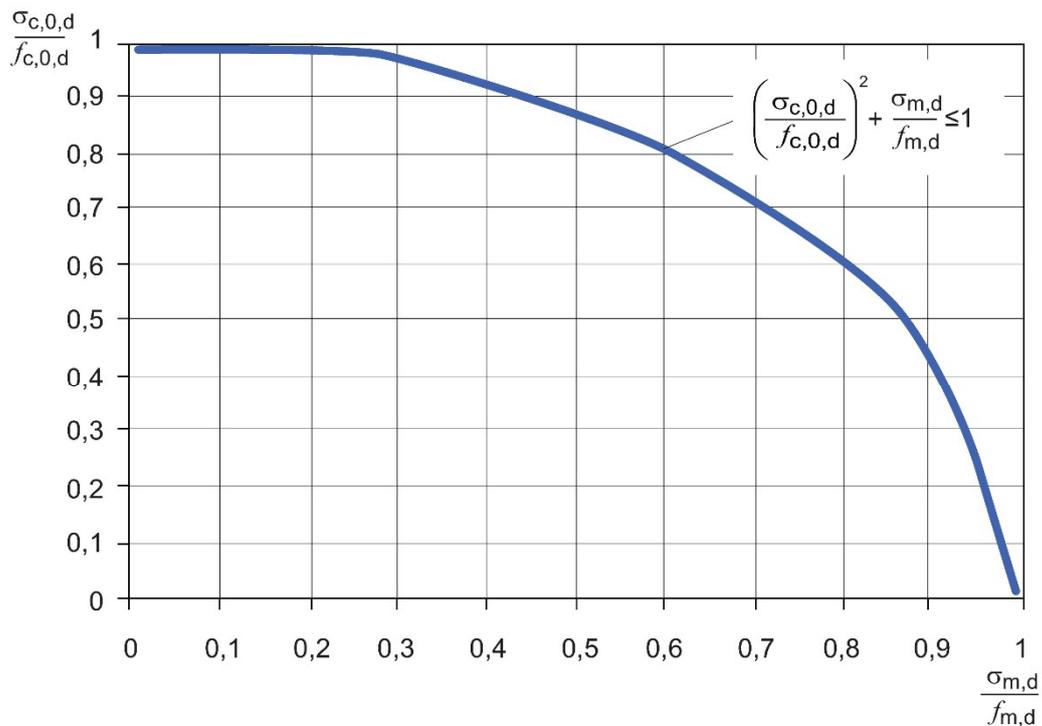


Figure 4.17 : Diagramme d'interaction pour un élément soumis à une flexion et à une compression axiale combinées selon un axe, avec $\lambda_{rel} \leq 0,3$. L'indice m,d est utilisé comme une valeur générique ; il désigne la contrainte de flexion et la résistance à la flexion induites par un moment de flexion autour de l'axe y ou de l'axe z. L'indice $c,0,d$ correspond à la compression axiale.

4.2.4.2. Cas : $\lambda_{rel} > 0,3$

Dans ce cas, étant donné que les effets du flambement par chargement axial doivent être pris en compte, aucun avantage n'est retiré du comportement plastique de l'élément et la charge limite est atteinte lorsque le matériau parvient à sa résistance de rupture dans la fibre extrême. Les conditions de calcul sont les suivantes :

$$(a) \quad \begin{cases} \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \end{cases} \quad (4.26)$$

$$(b) \quad \begin{cases} \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \end{cases} \quad (4.27)$$

où :

$k_{c,y}$ et $k_{c,z}$ sont les coefficients de réduction prenant en compte le risque de flambement (cf. Éq. 4.21).

Les indices « y » et « z » indiquent que le flambement intervient selon l'axe y ou l'axe z.

À noter que le coefficient de réduction k_c est déterminé à partir du rapport d'élanement pour le flambement intervenant dans la direction la moins favorable, quelle que soit la direction dans laquelle le moment agit.

La Figure 4.18 montre le diagramme d'interaction pour un élément sollicité par un moment de flexion et une compression axiale combinés selon l'application de la théorie de l'élasticité.

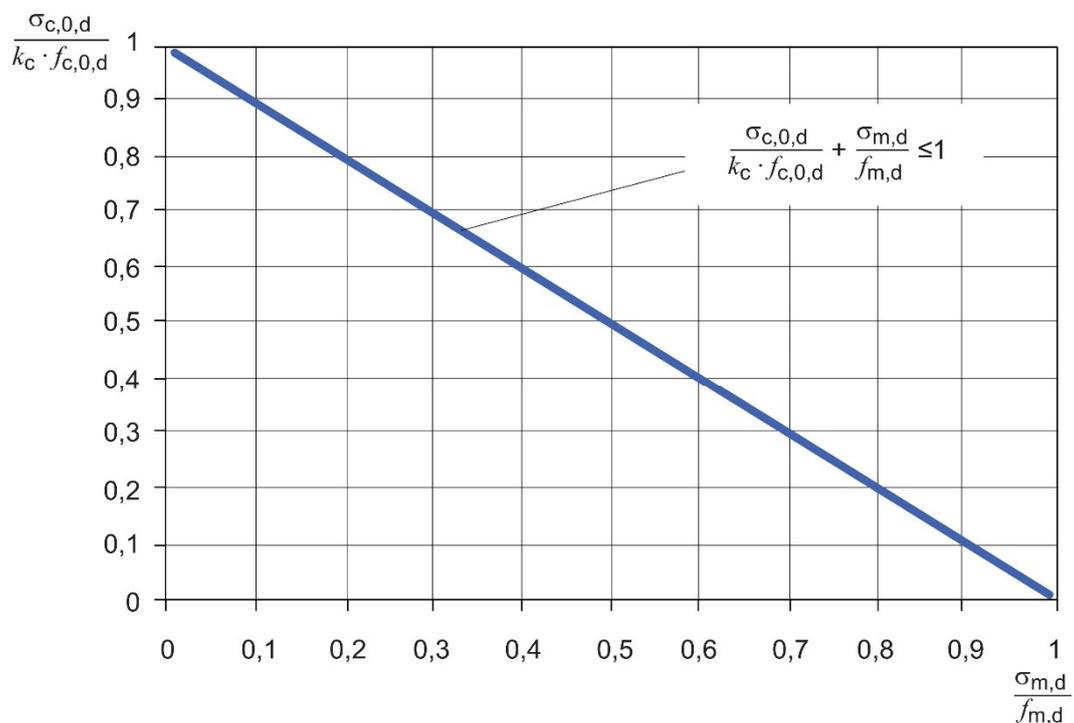


Figure 4.18 : Diagramme d'interaction pour un élément soumis à une flexion et à une compression axiale combinées selon un axe, avec $\lambda_{rel} > 0,3$. Conditions élastiques. L'indice m,d est utilisé comme une valeur générique ; il désigne la contrainte de flexion et la résistance à la flexion induites par un moment de flexion autour de l'axe y ou de l'axe z. L'indice $c,0,d$ correspond à la compression axiale.

CHAPITRE 5

5. TROUS ET ENTAILLES

La réalisation d'un trou ou d'une entaille dans un élément en bois induit un changement soudain de la section transversale, qui influence significativement l'état de contrainte et peut entraîner une réduction considérable de la résistance de l'élément. Le flux des contraintes normales parallèles au fil et des contraintes de cisaillement est perturbé. L'état de contrainte local se caractérise alors par des contraintes de cisaillement et des contraintes de traction perpendiculaires au fil concentrées à proximité du trou ou de l'entaille. Cette situation de contrainte peut entraîner l'apparition de fissures en cas de charges externes relativement faibles et la propagation des fissures dans le sens du fil, généralement dans un mode très fragile. En ce qui concerne les autres applications impliquant des types de charges similaires, des essais expérimentaux ont démontré que la résistance des poutres entaillées et des poutres trouées dépendait largement des dimensions de la poutre.

Les critères de calcul relatifs aux poutres non renforcées entaillées en extrémité ou trouées sont respectivement définis dans la Section 5.1 et dans la Section 5.3. La réalisation d'entailles sur le côté tendu est déconseillée, à moins que la poutre soit correctement renforcée. En raison de l'importante réduction de résistance qui affecte généralement les poutres entaillées ou trouées, il est conseillé de prévoir certains types de renforcement. Le renforcement des poutres entaillées en extrémité est abordé dans la Section 5.2 et celui des poutres trouées dans la Section 5.4.

5.1. POUTRES ENTAILLEES EN EXTREMITÉ

Les entailles réalisées aux extrémités des poutres doivent être traitées avec beaucoup de précautions lors de la conception, car même une entaille de petite taille peut constituer le point de départ d'une fissure et entraîner une réduction considérable de la capacité résistante. Dans le cas d'une poutre dont le sens longitudinal coïncide avec le sens du fil, la réalisation d'une entaille en extrémité sur le côté tendu induit des contraintes de cisaillement et des contraintes de traction perpendiculaires au fil concentrées, qui, conformément à la théorie de l'élasticité linéaire, tendent vers l'infini au niveau du coin d'une entaille à angle droit. Le mode de rupture est généralement de type très fragile ; il

se caractérise par l'apparition d'une fissure au coin de l'entaille et une propagation dans le sens du fil. Une entaille en extrémité sur le côté comprimé entraîne une réduction moins importante de la capacité résistante qu'une entaille en extrémité sur le côté tendu.

Lorsque la réalisation d'entailles est inévitable, et à moins qu'elles soient situées sur le côté tendu, elles doivent de préférence être effilées ou se voir attribuer un rayon d'angle d'au moins 25 mm. Les entailles dont la taille dépasse 0,5.h ou 500 mm ne doivent pas être réalisées sans renforcement. Les structures qui présentent un risque de variation importante de la teneur en humidité doivent faire l'objet d'une attention particulière. Toutes les surfaces d'une entaille doivent être traitées.

Il est possible de vérifier la capacité résistante d'une poutre non renforcée entaillée en extrémité en suivant la méthode suivante, fournie dans l'Eurocode 5, et les notations utilisées dans la Figure 5.1. La méthode en question repose sur une analyse de la mécanique de la rupture en cas d'entailles à angles droits développée par Gustafsson (1988). Bien que le critère de dimensionnement soit formellement considéré comme une comparaison entre une contrainte de cisaillement nominale et une résistance au cisaillement réduite, l'action de la contrainte de traction perpendiculaire au fil et de la contrainte de cisaillement est implicitement prise en compte. Les propriétés matérielles décisives dans l'approche de la mécanique de la rupture sont l'énergie de rupture en traction perpendiculaire au fil, la rigidité dans le sens longitudinal de la poutre et la rigidité au cisaillement. Ces paramètres sont inclus dans l'équation de dimensionnement à travers le coefficient k_v par l'intermédiaire d'hypothèses sur leurs relations avec la résistance au cisaillement f_v . Le terme de modification relatif à l'inclinaison de l'entaille i a été ajouté à l'équation originale de la mécanique de la rupture, qui repose sur des essais expérimentaux de poutres présentant des entailles effilées développés par Riberholt et al. (1992). Dans le cas d'une poutre de section rectangulaire dont le sens longitudinal coïncide avec le sens du fil, il convient de satisfaire le critère suivant :

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{V}{bh_{ef}} \leq k_v f_v \quad (5.1)$$

où, pour les poutres avec une entaille sur le côté comprimé, $k_v = 1,0$, alors que pour les poutres avec une entaille sur le côté tendu

$$k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ k_n \left(1 + \frac{1,1i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right) \\ \frac{1}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \end{array} \right. \quad (5.2)$$

et où

V correspond à la force de cisaillement

b correspond à la largeur de la poutre

h, h_{ef} correspondent respectivement à la hauteur totale de la poutre et à la hauteur utile de la poutre, en mm

x correspond à la distance entre la ligne d'action de la réaction d'appui et le coin de l'entaille, en mm

i correspond à l'inclinaison de l'entaille, cf. Figure 5.1.

$\alpha = h_{ef}/h$ correspond au rapport entre la hauteur utile de la poutre et sa hauteur totale

$k_n = 6,5$ pour le bois lamellé-collé (4,5 pour le LVL et 5,0 pour le bois massif)

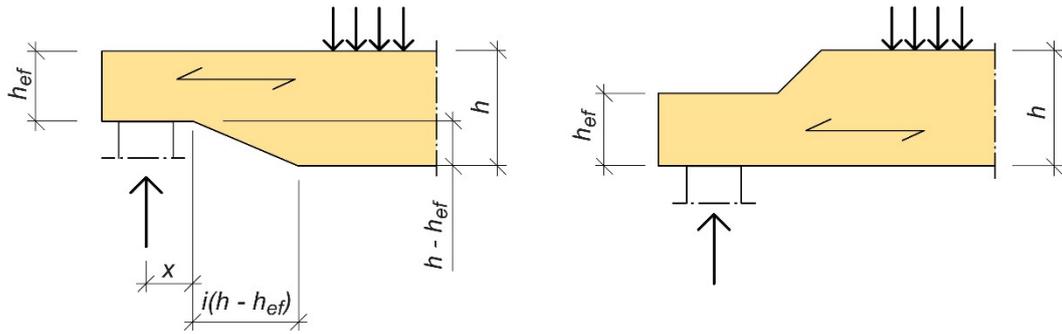


Figure 5.1. Notation pour la conception de poutres entaillées en extrémité conformément à l'Eurocode 5.

5.2. RENFORCEMENT DES POUTRES ENTAILLEES EN EXTREMITÉ

Il est possible d'attribuer un système de renforcement interne ou externe aux poutres entaillées en extrémité afin d'accroître leur capacité. Le renforcement interne peut prendre la forme de goujons filetés collés, de barres d'armature en béton collées ou de vis entièrement filetées. Le renforcement externe peut consister en des panneaux collés (lamibois ou contreplaqué, par exemple), en des lamelles collées ou en des connecteurs à plaque métallique emboutie. Cette section décrit les approches de calcul relatives au renforcement externe et interne des poutres de section rectangulaire présentant une entaille rectangulaire ($i = 0$, cf. Figure 5.1) en fonction de l'Annexe Nationale allemande de l'Eurocode 5 (DIN EN 1995-1-1/NA). L'idée fondamentale est que le renforcement doit être conçu de façon à résister à l'intégralité de la résultante des contraintes de traction perpendiculaire au fil critiques le long du potentiel plan de fissure partant du coin de l'entaille. La résistance à la traction perpendiculaire au fil de la poutre n'est pas prise en compte. La résultante de la force de traction perpendiculaire au fil $F_{t,90}$ est déterminée à partir de l'intégration des contraintes de cisaillement de la théorie des poutres sous la profondeur de l'entaille, comme indiqué dans la Figure 5.2. Un coefficient de modification de 1,3 est appliqué pour tenir compte de la différence entre les hypothèses de la théorie des poutres et le comportement réel, ce qui donne l'expression suivante concernant la résultante de la force de traction :

$$F_{t,90} = 1,3V(3(1 - \alpha)^2 - 2(1 - \alpha)^3) \quad (5.3)$$

où V correspond à la force de cisaillement et $\alpha = h_{ef}/h$. L'utilisation du coefficient de modification 1,3 donne des valeurs suffisamment précises pour $x \leq h_{ef}/3$. Pour les valeurs plus importantes de x , l'expression (5.3) peut donner des valeurs non conservatrices de $F_{t,90}$. L'intégralité de la force de cisaillement V peut alors être rattachée à $F_{t,90}$.

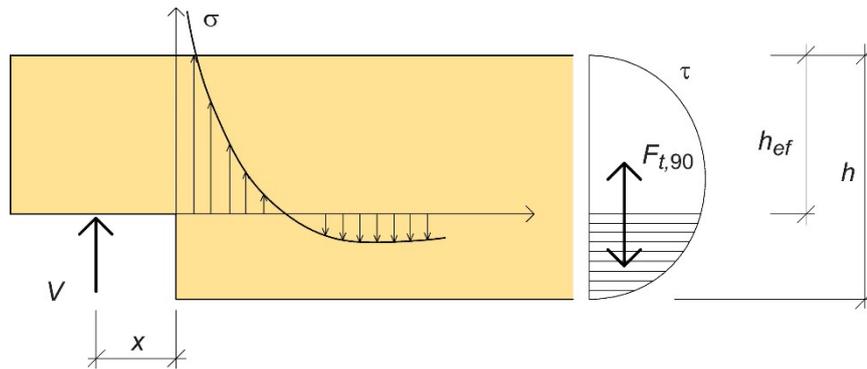


Figure 5.2. Représentation schématique de la répartition des contraintes au coin d'une entaille et de la résultante de la force de traction $F_{t,90}$.

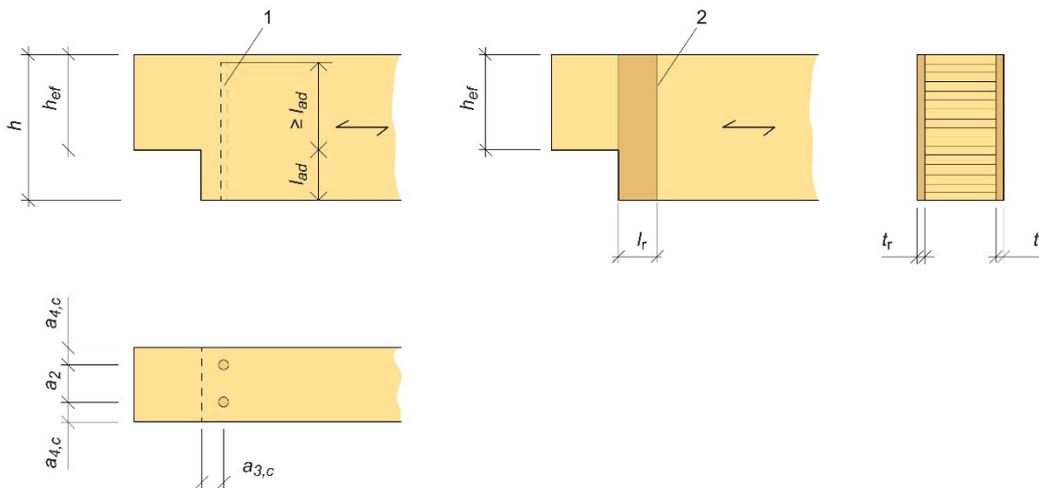


Figure 5.3. Notation concernant le renforcement interne (1) et externe (2) des poutres entaillées en extrémité (DIN EN 1995-1-1\NA).

5.2.1. Renforcement interne des poutres entaillées en extrémité

Dans le cas des goujons collés, il convient de vérifier que la contrainte τ_{ef} dans le plan de collage (cylindre), considérée comme étant répartie de façon uniforme, satisfait l'expression suivante :

$$\tau_{ef} = \frac{F_{t,90}}{n \cdot d_r \cdot \pi \cdot l_{ad}} \leq f_{k,1,k} \quad (5.4)$$

où

$F_{t,90}$ correspond à la résultante des contraintes de traction perpendiculaire au fil, cf. (5.3)

n correspond au nombre de goujons, seule une file dans le sens longitudinal de la poutre pouvant être considérée comme active

d_r correspond au diamètre extérieur de filetage de l'élément de renforcement interne, $d_r \leq 20$ mm

l_{ad} correspond à la longueur efficace d'ancrage, cf. Figure 5.3

$f_{k,1,k}$ correspond à la résistance au cisaillement du plan de collage, cf. Tableau 5.1 pour connaître les valeurs caractéristiques de $f_{k,1,k}$

Tableau 5.1. Résistance caractéristique au cisaillement du plan de collage lorsque des goujons collés sont utilisés pour le renforcement. Il est possible d'utiliser ces valeurs si le système de colle s'est avéré applicable (DIN EN 1995-1-1/NA).

Longueur de collage efficace l_{ad} d'un goujon métallique [mm]	≤ 250	$250 < l_{ad} \leq 500$	$500 < l_{ad} \leq 1000$
Résistance caractéristique au cisaillement $f_{k,1,k}$ du plan de collage [MPa]	4,0	$5,25 - 0,005 l_{ad}$	$3,5 - 0,0015 l_{ad}$

La résistance à la traction axiale des goujons métalliques doit également être vérifiée selon les règles de l'Eurocode 3.

Cette approche n'est applicable que si le système de colle ne présente pas de modes de rupture à l'interface colle/goujons ou dans le joint de colle.

Seule une file de goujons métalliques dans le sens longitudinal de la poutre doit être considérée comme étant l'élément de renforcement. La longueur minimale de chaque goujon métallique est de $2l_{ad}$ et le diamètre extérieur de filetage est limité à $d_r \leq 20$ mm. Les distances de rive et l'espacement des éléments de renforcement doivent être tels que $3 d_r \leq a_2$ et $2,5 d_r \leq a_{3,c} \leq 4 d_r$ et $2,5 d_r \leq a_{4,c}$ selon la notation utilisée dans la Figure 5.3. Étant donné que la contrainte de traction perpendiculaire au fil se concentre largement à proximité du coin de l'entaille, la distance de rive $a_{3,c}$ doit être la plus faible possible tout en respectant la distance de rive minimale requise. Dans le cas des éléments sollicités en traction parallèle au fil, il convient de tenir compte de la réduction de l'aire de la section transversale résiduelle due au renforcement interne. Il est également possible d'utiliser des vis entièrement filetées comme éléments de renforcement interne ; elles doivent alors être conçues pour la force de traction $F_{t,90}$ concernant la résistance à l'arrachement et à la traction axiale.

Outre la vérification de la résistance du renforcement interne, il convient de vérifier la contrainte de cisaillement de la section résiduelle selon l'Éq. (5.1), avec $k_v = 1,0$. Une attention spécifique doit également être accordée aux concentrations de contraintes de cisaillement au coin de l'entaille lorsqu'un élément de renforcement interne est utilisé.

5.2.2. Renforcement externe des poutres entaillées en extrémité

Dans le cas des panneaux collés, il convient de vérifier que la contrainte τ_{ef} dans le plan de collage, considérée comme étant répartie de façon uniforme, satisfait l'expression suivante :

$$\tau_{ef} = \frac{F_{t,90}}{2 \cdot (h - h_{ef}) \cdot l_r} \leq f_{k,2} \quad (5.5)$$

où

$F_{t,90}$ correspond à la résultante des contraintes de traction perpendiculaire au fil, cf. (5.3)

h, h_{ef} correspondent respectivement à la hauteur totale de la poutre et à la hauteur utile de la poutre, cf. Figure 5.3

l_r correspond à la largeur des panneaux de renforcement, cf. Figure 5.3

$f_{k,2}$ correspond à la résistance au cisaillement du plan de collage. Selon la norme DIN EN 1995:1-1-1/NA, la valeur caractéristique de $f_{k,2,k}$ est de 0,75 MPa pour les systèmes de colle qui se sont avérés applicables.

La contrainte de traction σ_t dans les panneaux doit satisfaire l'expression suivante :

$$\sigma_t = \frac{F_{t,90}}{2 \cdot t_r \cdot l_r} \leq \frac{f_t}{k_k} \quad (5.6)$$

où

$F_{t,90}$ correspond à la résultante des contraintes de traction perpendiculaire au fil, cf. (5.3)

t_r correspond à l'épaisseur d'un panneau de renforcement, cf. Figure 5.3

l_r correspond à la largeur des panneaux de renforcement, cf. Figure 5.3

f_t correspond à la résistance à la traction du panneau de renforcement dans la direction de $F_{t,90}$

k_k est un coefficient qui tient compte de la répartition non uniforme des contraintes. Selon la norme DIN EN 1995:1-1-1/NA, k_k peut être égal à 2,0 sans qu'aucune autre vérification ne soit requise.

Les panneaux de renforcement doivent être collés sur les deux côtés de l'élément conformément à la Figure 5.3, la largeur des panneaux étant limitée à $0,25 \leq l_r/(h-h_{ef}) \leq 0,5$ et leur épaisseur à $t_r \geq 10$ mm. Il convient d'assurer une pression suffisante au moment du collage, à l'aide par exemple de pointes ou de vis filetées selon une longueur d'ancrage et un espacement appropriés. Des connecteurs à plaque métallique emboutie peuvent également être utilisés comme renforcement externe. Ils doivent être conçus conformément aux recommandations données ci-dessus.

Outre la vérification de la résistance du renforcement externe, il convient de vérifier la contrainte de cisaillement de la section résiduelle selon l'Éq. (5.1), avec $k_v = 1,0$. La résistance relative aux concentrations de contraintes de cisaillement au coin de l'entaille peut être estimée suffisante lorsqu'un élément de renforcement externe conçu conformément aux précédentes recommandations est utilisé.

5.2.3. Poutres trouées

Il est préférable d'éviter de pratiquer des trous dans les éléments. La réalisation d'un trou provoque un changement soudain de la section transversale qui empêche la circulation des forces dans la poutre et entraîne généralement une réduction considérable de sa résistance. Dans le cas d'une poutre sollicitée en flexion dont le sens longitudinal coïncide avec le sens du fil, le flux des contraintes de cisaillement et des contraintes normales parallèles au fil est perturbé ; elles sont remplacées par des contraintes de cisaillement et des contraintes de traction perpendiculaires au fil concentrées à proximité du trou. Ces contraintes concentrées apparaissent également dans le cas des éléments soumis à une compression ou traction axiale. L'amplitude et la répartition des champs de contraintes défavorables dépendent de nombreux paramètres, tels que le type de charge, la forme du trou, sa taille et son emplacement par rapport à la hauteur de la poutre. La Figure 5.4 illustre sous forme de schémas la répartition des contraintes de traction perpendiculaires au fil dans le cas d'une poutre comportant un trou circulaire dans différentes situations de charges. Le mode de rupture associé (apparition d'une fissure à la périphérie du trou et propagation dans le sens de la poutre) est généralement de type très fragile.

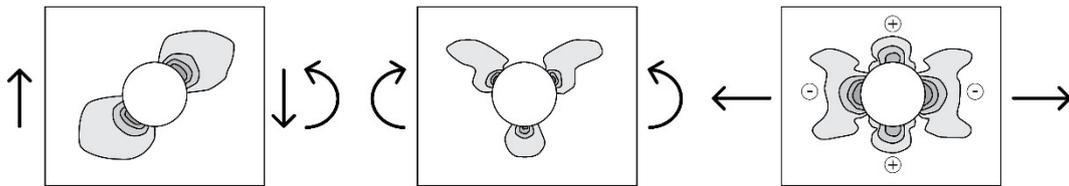


Figure 5.4. Représentations schématiques de la répartition des contraintes de traction perpendiculaires au fil ; trou situé dans une zone dominée par la force de cisaillement (à gauche), flexion pure (au milieu) et élément chargé axialement (à droite).

Si la réalisation de trous est inévitable, il convient de suivre certaines recommandations concernant la forme et l'emplacement des trous. Les trous, en particulier ceux situés dans une zone dominée par un moment de flexion, doivent de préférence être pratiqués au niveau de l'axe neutre de la poutre. Les trous circulaires sont préférables aux trous rectangulaires ou carrés. Les côtés du trou doivent recevoir un traitement de surface pour réduire les variations de la teneur en humidité et, par conséquent, le risque de fendage. Les réseaux de fluides qui passent au travers des trous doivent être isolés. Les structures extérieures ne doivent pas comporter de trous, à moins qu'ils soient pratiqués à un endroit ne présentant pas un risque de variation importante de la teneur en humidité. Une attention particulière doit être accordée aux éléments dont la forme géométrique elle-même induit une contrainte de traction perpendiculaire au fil, par exemple dans la zone de faitage des poutres à double décroissance. Aucun trou ne doit être réalisé dans les éléments structuraux courbes (reins courbes de portiques et poutres bananes, par exemple). Des essais expérimentaux ont démontré que les dimensions des poutres trouées – comme dans le cas des poutres entaillées en extrémité et dans d'autres cas où la résistance est principalement limitée par une contrainte de traction perpendiculaire au fil –, ont une influence considérable sur leur résistance. Il convient donc de faire particulièrement attention au moment de réaliser des trous dans des éléments de grande taille. Étant donné que les contraintes de traction perpendiculaires au fil ne se situent pas uniquement à proximité du trou, il convient de faire preuve de prudence en cas de réalisation de trous multiples dans une poutre.

La conception de poutres trouées non renforcées est une tâche difficile. Malgré de récents efforts de recherche, il n'existe à l'heure actuelle aucune méthode de calcul pleinement reconnue et fiable reposant sur des principes mécaniques rigoureux et rationnels. L'Annexe Nationale allemande de l'Eurocode 5 (DIN EN 1995-1-1/NA) donne néanmoins des équations de dimensionnement pour les poutres trouées non renforcées. La méthode en question repose sur une analyse des contraintes élastiques linéaires et un modèle d'équilibre ; elle émane du travail présenté par Kolb et Epple (1985), qui a cependant fait l'objet de simplifications et de modifications empiriques au fil du temps. Si la réalisation de trous est inévitable, il est recommandé de renforcer la poutre en raison des *incertitudes* liées à la résistance et à la conception des poutres trouées. Les poutres trouées non renforcées ne peuvent être utilisées que pour les classes de service 1 et 2, alors que les poutres trouées correctement renforcées peuvent aussi servir pour la classe de service 3. Le renforcement des poutres trouées est abordé dans la Section 5.4.

Les règles relatives à la taille et à l'emplacement des trous sont énoncées dans le Tableau 5.2 selon la notation utilisée dans la Figure 5.5. Les trous dont le diamètre ou la longueur diagonale $d \leq 50 \text{ mm}$ et $h_d \leq 0,15 h$ peuvent être considérés comme une section résiduelle s'ils sont situés à proximité de l'axe neutre.

Tableau 5.2. Règles relatives à la taille et à l'emplacement des trous pour les poutres comportant des trous circulaires ou rectangulaires selon la norme DIN EN 1995-1-1/NA, à l'exception i) du rayon d'angle minimum du trou r et ii) de la profondeur du trou h_d , la norme DIN EN 1995-1-1/NA indiquant que $r \geq 15$ mm et $h_d \leq 0,15 h$.

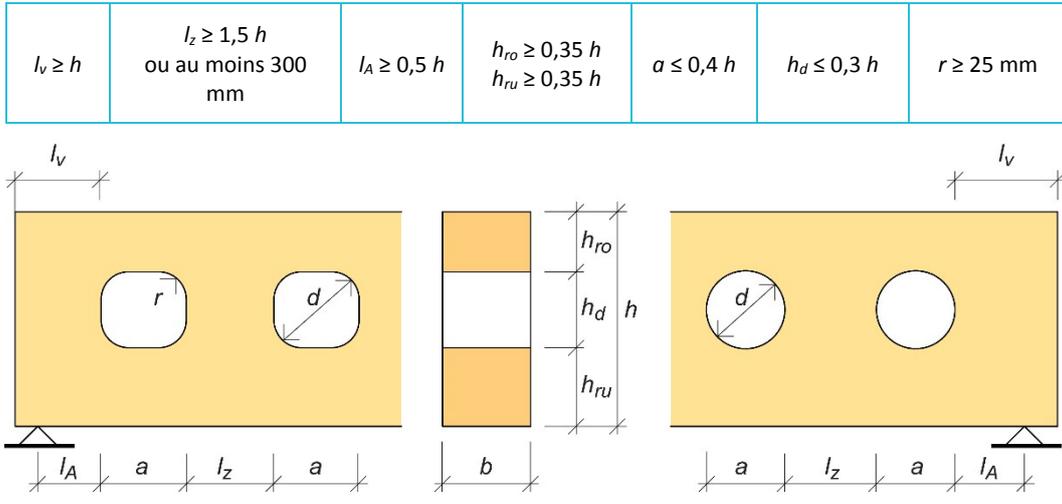


Figure 5.5. Notation pour la conception d'une poutre comportant un trou rectangulaire ou circulaire.

Le critère de dimensionnement (5.7) est considéré comme une comparaison entre une contrainte de traction perpendiculaire au fil et la résistance correspondante, modifiée par un coefficient de hauteur de poutre empiriquement déterminé. Des contraintes de traction perpendiculaires au fil apparaissent des deux côtés du trou, à différents endroits selon le type de charge et la forme du trou. La Figure 5.6 indique à quels endroits sont susceptibles de se produire les plans de fissures en cas de trous circulaires ou rectangulaires. On suppose par ailleurs que la contrainte de traction est répartie de façon triangulaire le long de ces plans. L'amplitude de la contrainte de traction perpendiculaire au fil est déterminée par la résultante de sa force $F_{t,90}$, qui est quant à elle déterminée en fonction des contributions de la force de cisaillement et du moment de flexion. On suppose que la contribution $F_{t,90,V}$ de la force de cisaillement V équivaut à l'intégrale des forces de cisaillement de la théorie des poutres du milieu de l'axe au potentiel plan de fissure d'une poutre comportant un trou situé au centre, comme illustré dans la Figure 5.6. La contribution $F_{t,90,M}$ du moment de flexion M est empiriquement déterminée.

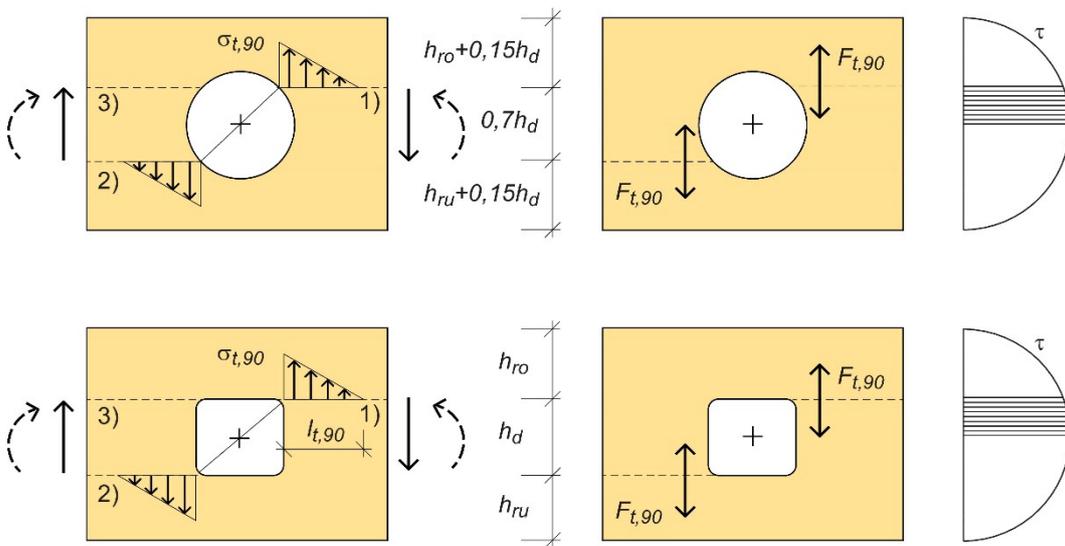


Figure 5.6. Emplacement des plans de fissures critiques en cas de trous rectangulaires ou circulaires ; les plans 1) et 2) concernent des trous situés dans une zone dominée par la force de cisaillement et les plans 1) et 3) sont pertinents lorsque l'action est dominée par un moment de flexion (positif).

Selon une notation légèrement modifiée par rapport à la norme DIN EN 1995-1-1/NA, le critère de dimensionnement est formulé comme une comparaison entre la contrainte de traction perpendiculaire au fil $\sigma_{t,90}$ et la résistance correspondante $f_{t,90}$ conformément à

$$\sigma_{t,90} = \frac{F_{t,90}}{0,5l_{t,90}b} \leq k_{t,90}f_{t,90} \quad (5.7)$$

où

$$F_{t,90} = F_{t,90,V} + F_{t,90,M} = \frac{Vh_d}{4h} \left(3 - \frac{h_d^2}{h^2} \right) + 0,008 \frac{M}{h_r} \quad (5.8)$$

et où, en cas de trous circulaires, h_d peut être remplacé par $0,7 h_d$ dans l'Éq. (5.8) et

$$h_r = \min \begin{cases} h_{ru} \\ h_{ro} \end{cases} \quad \text{pour les percements rectangulaires} \quad (5.9)$$

$$h_r = \min \begin{cases} h_{ru} + 0,15h_d \\ h_{ro} + 0,15h_d \end{cases} \quad \text{pour les percements circulaires} \quad (5.10)$$

La longueur $l_{t,90}$ de la contrainte de traction perpendiculaire au fil, qui est supposée être répartie de façon triangulaire, est donnée par :

$$l_{t,90} = 0,5(h_d + h) \quad \text{pour les percements rectangulaires} \quad (5.11)$$

$$l_{t,90} = 0,35h_d + 0,5h \quad \text{pour les percements circulaires} \quad (5.12)$$

et la réduction de résistance liée à la hauteur de la poutre est donnée par :

$$k_{t,90} = \min \begin{cases} 1 \\ (450/h)^{0,5} \end{cases} \quad \text{avec } h \text{ en mm} \quad (5.13)$$

Outre les contraintes de traction perpendiculaires au fil, qui sont généralement les plus pertinentes pour le calcul, des concentrations de contraintes de cisaillement apparaissent également à proximité des trous, et notamment des trous rectangulaires. L'Annexe Nationale allemande de l'Eurocode 5 ne donne pas de recommandations explicites concernant cet aspect du calcul. En cas de trous rectangulaires néanmoins, la valeur maximale de la contrainte de cisaillement à l'angle d'un trou peut, selon Blaß & Bejtka (2003), être définie approximativement de la façon suivante :

$$\tau_{corner} \approx \kappa_{corner} \cdot \frac{3V}{2bh} \quad \text{où } \kappa_{corner} = 1,84 \cdot \frac{1+a/h}{1-h_d/h} \cdot \left(\frac{h_d}{h} \right)^{0,2} \quad (5.14)$$

où κ_{corner} correspond à l'augmentation de la contrainte de cisaillement maximale à partir de celle de la théorie des poutres (pour une poutre trouée). La contrainte de cisaillement

exacte est étroitement liée au rayon d'angle du trou, à savoir que plus le rayon d'angle est petit, plus la contrainte de cisaillement maximale est élevée. L'approximation basée sur l'Éq. (5.14) peut donner des valeurs non conservatrices pour certaines géométries et configurations de charges.

Il convient par ailleurs de vérifier la résistance relative à la contrainte normale parallèle au fil σ_0 , induite par le moment de flexion M (et, éventuellement, par l'effort normal N) de la section résiduelle. Dans le cas des trous rectangulaires, il convient de prendre en compte la contrainte de flexion additionnelle dans les parties supérieure et inférieure de la section résiduelle par rapport aux forces de cisaillement V_o et V_u et au bras de levier $a/2$ (cf. Figure 5.7).

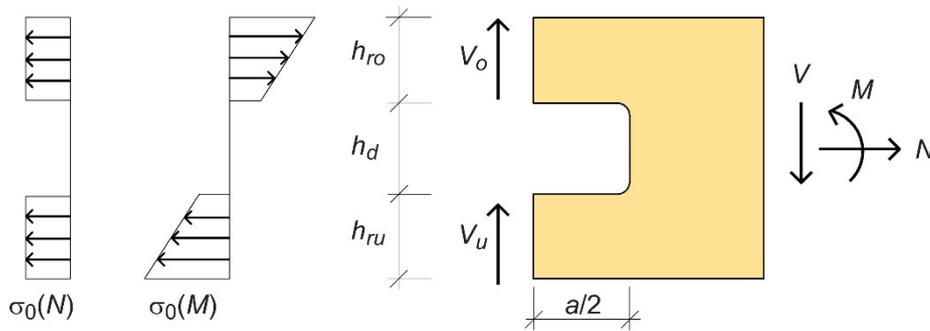


Figure 5.7. Contrainte normale parallèle au fil pour une poutre trouée.

5.3. RENFORCEMENT DES POUTRES PERCEES

Les poutres trouées doivent généralement être renforcées, car la réalisation d'un trou entraîne une réduction considérable de la résistance de la poutre et les recommandations conceptuelles relatives aux poutres trouées non renforcées ont trait aux incertitudes. La section ci-dessous présente les recommandations conceptuelles relatives au renforcement des poutres trouées, en fonction de l'approche développée dans l'Annexe Nationale allemande de l'Eurocode 5 (DIN EN 1995-1-1/NA). Le principe de conception est le même que celui applicable au renforcement des poutres entaillées en extrémité présentée dans la Section 5.2 ; le renforcement doit être conçu de façon à résister à la résultante des contraintes de traction perpendiculaire au fil au niveau d'un potentiel plan de fissure, alors que la résistance perpendiculaire au fil de la poutre n'est pas prise en compte. La force de traction perpendiculaire au fil $F_{t,90}$ peut être approximativement définie conformément à l'Éq. (5.8) et les potentiels plans de fissures sont supposés être situés conformément à la Figure 5.6. Les règles relatives à la taille et à l'emplacement des trous pour une poutre trouée renforcée sont énoncées dans le Tableau 5.3, selon la notation utilisée dans la Figure 5.5.

Tableau 5.3. Règles relatives à la taille et à l'emplacement des trous pour une poutre comportant un trou circulaire ou rectangulaire renforcé selon la norme DIN EN 1995-1-1/NA, à l'exception i) du rayon d'angle minimum du trou r et ii) de la profondeur du trou h_d pour le renforcement interne, la norme DIN EN 1995-1-1/NA indiquant que $r \geq 15$ mm et $h_d \leq 0,30 h$.

$l_v \geq h$	$l_z \geq 1,0 h$ ou au moins 300 mm	$l_A \geq 0,5 h$	$h_{ro} \geq 0,25 h$ $h_{ru} \geq 0,25 h$	$a \leq 1,0 h$ $a \leq 2,5 h_d$	$h_d \leq 0,40 h$	$r \geq 25$ mm
--------------	--	------------------	--	------------------------------------	-------------------	----------------

5.3.1. Renforcement interne des poutres percées

Le renforcement interne peut prendre la forme de goujons filetés collés, de barres d'armature en béton collées ou de vis entièrement filetées. La poutre doit être renforcée en fonction des potentiels plans de fissures à prendre en compte pour le type de charge concerné conformément à la Figure 5.6. Concernant le renforcement interne des deux côtés du trou, il convient de vérifier que la contrainte τ_{ef} dans le plan de collage, considérée comme étant répartie de façon uniforme, satisfait l'expression suivante :

$$\tau_{ef} = \frac{F_{t,90}}{n \cdot d_r \cdot \pi \cdot l_{ad}} \leq f_{k,1} \quad (5.15)$$

où

$F_{t,90}$ correspond à la résultante des contraintes de traction perpendiculaire au fil, cf. (5.8)

n correspond au nombre de goujons, seule une file dans le sens longitudinal de la poutre pouvant être considérée comme active

d_r correspond au diamètre extérieur de filetage, $d_r \leq 20$ mm

$f_{k,1}$ correspond à la résistance au cisaillement du plan de collage, cf. Tableau 5.1 pour connaître les valeurs caractéristiques de $f_{k,1,k}$

$l_{ad} = h_{ru}$ ou h_{ro} pour les trous rectangulaires, cf. Figure 5.8

$l_{ad} = h_{ru} + 0,15 h_d$ ou $h_{ro} + 0,15 h_d$ pour les trous circulaires, cf. Figure 5.8

La résistance à la traction axiale des goujons doit également être vérifiée.

Seule une file de goujons métalliques dans le sens longitudinal de la poutre doit être considérée comme étant l'élément de renforcement. La longueur minimale de chaque goujon métallique est de $2l_{ad}$ et le diamètre extérieur de filetage est limité à $d_r \leq 20$ mm. Les distances de rive et l'espacement des éléments de renforcement interne doivent être tels que $3 d_r \leq a_2$ et $2,5 d_r \leq a_{3,c} \leq 4 d_r$ et $2,5 d_r \leq a_{4,c}$ selon la notation utilisée dans la Figure 5.8. Étant donné que la contrainte de traction perpendiculaire au fil se concentre largement à proximité du trou, la distance de rive $a_{3,c}$ doit être la plus faible possible tout en respectant la distance de rive minimale requise. Il est également possible d'utiliser des vis entièrement filetées comme éléments de renforcement interne ; elles doivent alors être conçues pour la force de traction $F_{t,90}$ concernant la résistance à l'arrachement et la résistance à la traction axiale.

En outre, les concentrations de contraintes de cisaillement aux angles du trou doivent également être prises en compte pour les poutres comportant un élément de renforcement interne et des trous rectangulaires (cf. Section 5.3). Il convient par ailleurs de vérifier la résistance relative à la contrainte normale dans le sens du fil de la section résiduelle au niveau du centre du trou (cf. Section 5.3).

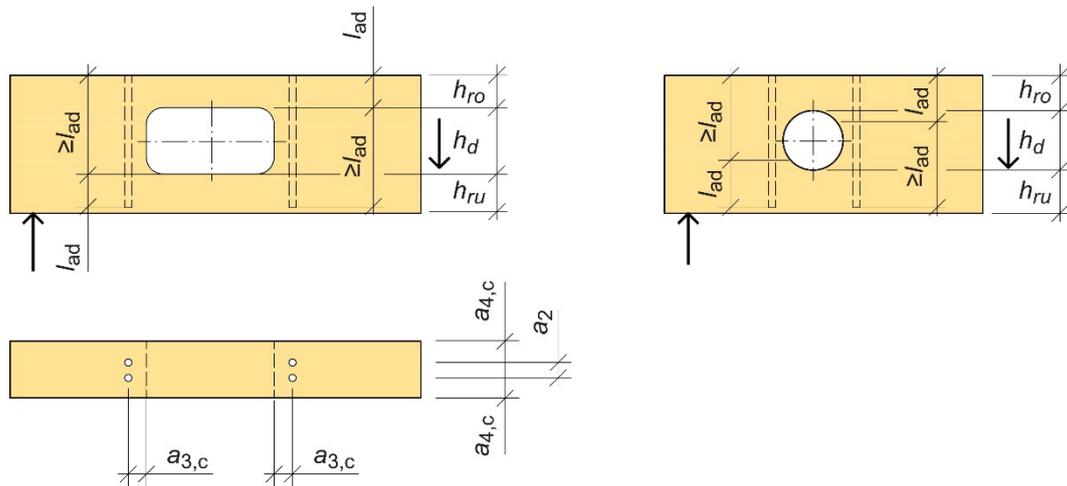


Figure 5.8. Notation relative au renforcement interne d'une poutre trouée ; plans de fissures à prendre en compte en cas de charge dominée par la force de cisaillement.

5.3.2. Renforcement externe des poutres percées

Le renforcement externe peut consister en des panneaux de LVL ou de contreplaqué. Il convient de vérifier que la contrainte τ_{ef} dans le plan de collage, considérée comme étant répartie de façon uniforme, satisfait l'expression suivante :

$$\tau_{ef} = \frac{F_{t,90}}{2 \cdot a_r \cdot h_{ad}} \leq f_{k,2} \quad (5.16)$$

où

$F_{t,90}$ correspond à la résultante des contraintes de traction perpendiculaire au fil, cf. (5.8)

a_r correspond à la longueur efficace des panneaux de renforcement, cf. Figure 5.9

$h_{ad} = h_1$ pour les trous rectangulaires, avec h_1 conformément à la Figure 5.9

$h_{ad} = h_1 + 0,15 h_d$ pour les trous circulaires, avec h_1 et h_d conformément à la Figure 5.9

$f_{k,2}$ correspond à la résistance au cisaillement du plan de collage. Selon la norme DIN EN 1995:1-1/NA, la valeur caractéristique de $f_{k,2,k}$ est de 0,75 MPa pour les systèmes de colle qui se sont avérés applicables.

La contrainte de traction σ_t des panneaux collés à l'élément doit satisfaire l'expression suivante :

$$\sigma_t = \frac{F_{t,90}}{2 \cdot t_r \cdot a_r} \leq \frac{f_t}{k_k} \quad (5.17)$$

où

$F_{t,90}$ correspond à la résultante des contraintes de traction perpendiculaire au fil, cf. (5.8)

t_r correspond à l'épaisseur d'un panneau de renforcement, cf. Figure 5.9

a_r correspond à la longueur efficace des panneaux de renforcement, cf. Figure 5.9

f_t correspond à la résistance à la traction du panneau de renforcement dans la direction de $F_{t,90}$

k_k correspond à un coefficient qui tient compte de la répartition non uniforme des contraintes. Selon la norme DIN EN 1995:1-1-1/NA, k_k peut être égal à 2,0 sans qu'aucune autre vérification ne soit requise.

Les panneaux de renforcement doivent être collés à l'élément conformément à la Figure 5.9, la taille des panneaux étant limitée comme suit : $0,25 a \leq a_r \leq 0,3 (h_d + h)$ et $h_1 \geq 0,25 a$. L'épaisseur t_r des panneaux doit être d'au moins de 10 mm. Il convient d'assurer une pression suffisante au moment du collage, à l'aide par exemple de pointes ou de vis filetées selon une longueur d'ancrage et un espacement appropriés.

Il convient par ailleurs de vérifier la résistance relative à la contrainte normale dans le sens du fil de la section résiduelle au niveau du centre du trou (cf. Section 5.3). La résistance relative aux concentrations de contraintes de cisaillement aux angles du trou peut cependant être estimée suffisante lorsqu'un élément de renforcement externe conçu conformément aux précédentes recommandations est utilisé.

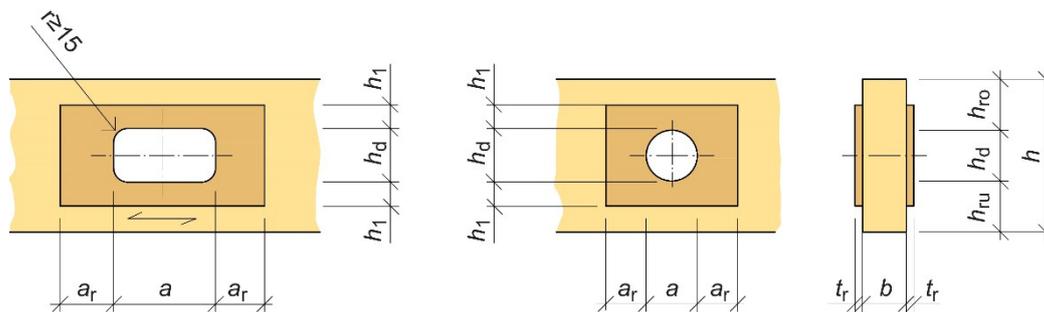


Figure 5.9. Notation relative au renforcement externe d'une poutre trouée.

CHAPITRE 6

6. ETATS LIMITES DE SERVICE

Contrairement aux aspects liés à la résistance, il est très rare que les aspects liés à l'aptitude au service (fonctionnalité, apparence, confort des usagers) puissent entraîner à eux seuls l'effondrement d'un élément ou d'une structure. Ils sont néanmoins très importants en termes de conception pour un certain nombre de raisons, et notamment :

- › pour maintenir les exigences relatives à l'aspect visuel et à la fonctionnalité de l'élément ou de la structure dans des limites acceptables,
- › pour éviter la dégradation des finitions fragiles (plâtre, papier peint et peinture),
- › afin que la flèche des charpentes de comble ne soit pas excessive et que des flaques d'eau de pluie, par exemple, ne provoquent pas de fuite à travers la structure,
- › pour limiter les effets du fluage,
- › pour conférer une rigidité suffisante à la structure, afin que les vibrations n'entraînent pas de problèmes de confort.

6.1. EXIGENCES DE PERFORMANCES

Il convient de limiter les flèches et les mouvements dans un bâtiment afin d'éviter toute dégradation et tout autre effet indésirable en service. Un bâtiment doit être suffisamment résistant pour supporter les charges maximales attendues avec un coefficient de sécurité approprié. Les structures conçues pour l'état limite ultime sont souvent relativement élancées, ce qui signifie qu'elles peuvent être sujettes à d'importantes déformations. Les critères d'aptitude au service utilisés lors de la conception sont donc très importants, en particulier pour les structures légères telles que celles en bois et en lamellé-collé.

Dans la plupart des cas, les exigences relatives à l'aptitude au service sont déterminantes dans le cadre de la conception. Il est donc important que l'amplitude des déformations puisse être prévue avec suffisamment de précision et que les exigences et les limites soient correctement définies. Or ceci constitue un problème dans le cadre de la conception actuelle, car les connaissances relatives aux exigences et aux méthodes de prévision sont souvent insuffisantes.

Les structures en bois se caractérisent par des flèches relativement importantes lorsqu'elles sont soumises à une charge prolongée. Le bois étant un matériau anisotrope, le type de réponse varie en fonction du mode de sollicitation. La sensibilité aux changements environnementaux (jeux du bois liés à l'humidité, par exemple) a également un effet important sur la déformation des systèmes structuraux en bois lamellé-collé. Il convient de tenir compte de la déformation à long terme (fluage) ainsi que des effets environnementaux au moment d'étudier le comportement en service des structures en bois lamellé-collé.

Les exigences relatives à l'aptitude au service doivent normalement être définies par le client en accord avec l'entrepreneur, et non par les codes. Les codes posent néanmoins des bases – principes généraux concernant les charges, propriétés des matériaux et méthodes de calcul –, qui peuvent être utilisées dans le cadre du calcul aux états limites de service.

Lorsqu'elle est excessive, la flèche des composants structuraux peut entraîner une détérioration des éléments structuraux et non structuraux, des effets négatifs sur l'utilisation et divers effets perçus comme désagréables par les personnes qui occupent le bâtiment.

La déformation d'un élément structural ne provoque que rarement la rupture de ce seul élément, à l'exception des déformations liées au système de stabilisation. Si un certain nombre d'éléments présentent des déformations relativement importantes – ou si la déformation d'un élément entraîne des mouvements dans d'autres éléments –, cela peut provoquer une modification du système structural primaire ou une instabilité de la structure dans son intégralité. Ces effets système peuvent également induire des effets inacceptables sur le plan de l'aptitude au service. Il est donc intéressant non seulement d'étudier le comportement de chaque élément, mais aussi de tenir compte du système dans son intégralité (assemblages y compris) au moment d'analyser la déformation. Ce type d'analyse est cependant relativement complexe et n'est donc réalisé que dans des cas très spécifiques.

Les déformations peuvent avoir différents effets défavorables sur l'utilisation du bâtiment. Elles peuvent par exemple entraîner une inclinaison insuffisante des toitures et des problèmes liés à l'ouverture des portes et des fenêtres. Les flèches peuvent aussi être source de problème dans le cas des édifices spéciaux, tels que les gymnases ou les locaux soumis à des exigences élevées concernant le caractère plat d'une surface (en raison d'un équipement sensible, par exemple). Les limites d'aptitude au service doivent également être appliquées aux bâtiments et à leurs composants afin d'éviter que les éléments non structuraux soient inclus dans le cheminement des charges.

En cas de flèches excessives, une structure perd de son attrait et peut susciter un sentiment d'insécurité. Ces observations sont subjectives ; les flèches ne risquent pas de mettre en danger la structure ou de réduire sa durée de vie, mais il convient de les limiter pour maintenir la confiance de l'utilisateur. Ces limites concernent davantage les flèches à long terme que les flèches à court terme, récupérables, pouvant survenir en raison de pics de charges élevés.

Il ressort des précédentes observations que la limitation de la déformation est à prendre en compte dans de nombreuses situations différentes pour diverses raisons plus ou moins importantes. Pour des raisons pratiques, deux catégories principales de contrôle de la déformation sont définies : 1) éviter tout *endommagement permanent* et 2) conférer un *aspect et une utilité générale satisfaisants*. Le concepteur peut classer chaque cas particulier dans l'une de ces catégories.

Les problèmes liés à l'aptitude au service incluent également des *vibrations* de différentes origines. Les vibrations dues aux pas et/ou à différents types de machines peuvent être source d'inconfort pour les personnes, mais aussi de problèmes pour les équipements

sensibles et le comportement structural. Dans ces cas, les exigences sont souvent encore plus complexes qu'en cas de flèche statique. Les observations relatives à la déformation statique s'appliquent néanmoins dans de nombreux cas, car c'est l'utilisation de la structure qui permet de déterminer les vibrations acceptables.

6.2. DEFORMATIONS STATIQUES

Pour la plupart des structures, les charges consistent en des charges permanentes G_i et en des charges variables Q_i . Dans le cas des structures en bois et en lamellé-collé, souvent dominées par des charges variables, l'ampleur de la flèche varie considérablement au cours de la durée de vie de la structure.

La Figure 6.1 illustre le comportement en déformation d'une poutre soumise à une charge permanente G et à une charge de neige Q . La flèche totale peut être subdivisée en une partie w_1 , induite par la charge permanente immédiatement après la sollicitation, et en une partie w_2 , variable au cours de la durée de vie de la structure. La partie variable w_2 consiste en une portion réversible $w_{2,inst}$, qui n'est présente que lorsque la charge variable est présente, et en un fluage de la portion sans cesse croissant, qui peut être considéré en pratique comme irréversible. Les pics de charges de courte durée, tels que ceux illustrés dans la Figure 6.1, concernent à la fois la charge de neige et les charges (d'exploitation) imposées dans les bâtiments les plus courants.

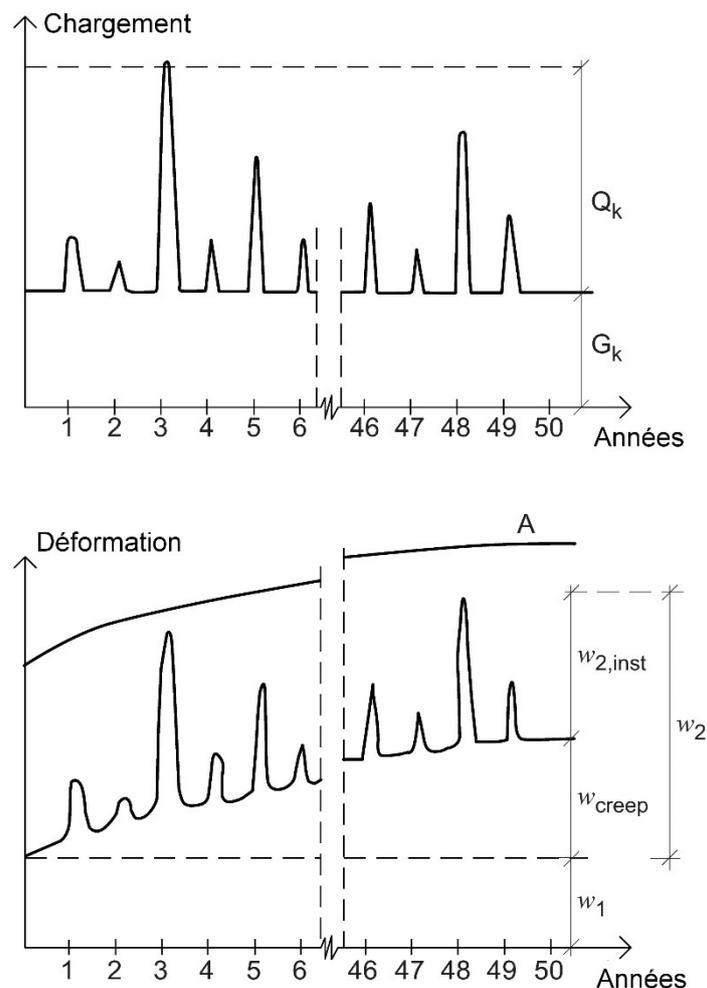


Figure 6.1 : Variation en fonction du temps de la flèche (figure du bas) d'une poutre soumise à des charges permanentes et variables (figure du haut). La courbe A montre la flèche de fluage lorsque la poutre est soumise à des charges caractéristiques $G_k + Q_k$ pendant toute la période.

6.2.1. Déformations

La Figure 6.2 illustre le principe de déformation d'une poutre en bois ou en lamellé-collé pour montrer les différentes parties de la flèche. On peut supposer que la poutre est dotée d'une contre-flèche (ce qui peut être le cas d'une poutre lamellée-collée), w_c . Des pics de charges élevés surviennent pendant de courtes périodes, induisant une importante flèche w_{inst} . Cette flèche peut intervenir à tout moment au cours de la durée de vie de la structure.

Une partie de la charge sera prolongée pendant une période plus longue et entraînera une augmentation graduelle de la flèche, w_{creep} . Afin de déterminer la flèche totale après une longue période, $w_{net,fin}$, il est possible de calculer la somme de w_c , w_{inst} et w_{creep} .

La valeur du module d'élasticité – et, parfois, du module de cisaillement – est utilisée dans le calcul des déformations. Le plus raisonnable à l'état limite de service consiste à utiliser la valeur moyenne de chaque module.

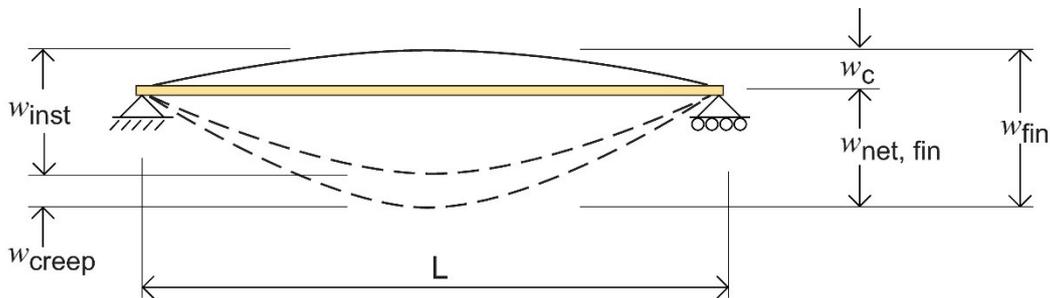


Figure 6.2 : Définitions des flèches.

Lorsqu'un élément travaille en flexion, il subit une déformation due non seulement à l'effet du moment de flexion, mais aussi à l'effet des forces de cisaillement, l'importance de la déformation de cisaillement dépendant principalement du rapport entre le module d'élasticité E de l'élément et son module de cisaillement ainsi que du rapport hauteur/portée. Prenons l'exemple d'une poutre rectangulaire en appui simple de hauteur h et de portée théorique L supportant une charge concentrée à mi-travée. Le rapport entre la flèche instantanée à mi-portée induite par les forces de cisaillement, $w_{inst,s}$, et la flèche instantanée à mi-portée induite par le moment de flexion, $w_{inst,m}$, est le suivant :

$$\frac{w_{inst,s}}{w_{inst,m}} = 1,2 \frac{E}{G} \left(\frac{h}{L} \right)^2 \quad (6.1)$$

Dans le cas du lamellé-collé, E/G équivaut environ à 20 et pour le calcul pratique de la poutre, h/L varie entre 0,1 et 0,05, ce qui se traduit par une déformation de cisaillement comprise entre 5 et 20 % de la valeur de flexion. Ceci prouve qu'il est parfois judicieux de prendre en compte ces déformations lors de la conception des structures en bois lamellé-collé.

Le tassement d'une structure constitue un cas de déformation particulier. Ce phénomène est généralement traité (dans l'Eurocode par exemple) comme un problème de conception à l'état limite ultime, à savoir qu'il implique une vérification des contraintes de compression au niveau des surfaces de contact où le bois lamellé-collé est soumis à une compression perpendiculaire au fil. Dans la pratique néanmoins, il s'agit souvent d'un problème d'aptitude au service, l'attention devant porter sur le tassement au niveau des assemblages plutôt que sur la rupture réelle de l'assemblage. Dans le cas d'un bâtiment en bois à plusieurs étages, des forces de grande amplitude peuvent intervenir dans les étages inférieurs et au niveau des fondations. Les forces de compression perpendiculaires

au fil induisent des déformations susceptibles de devenir relativement importantes, notamment en comparaison des déformations parallèles au fil.

6.2.2. Effets à long terme et effets climatiques

Le comportement au fluage – c’est-à-dire l’augmentation au fil du temps de la flèche – des produits du bois et à base de bois est conditionné par plusieurs facteurs. L’amplitude du fluage dépend du taux d’humidité et de son amplitude de variation : plus ceux-ci sont élevés, plus le fluage est important (cf. Figure 6.3).

Même lorsque les niveaux d’humidité sont relativement bas, les *variations* de la teneur en humidité entraînent des augmentations plus importantes qu’en cas d’humidité élevée constante. Il est donc important de tenter d’estimer la teneur en humidité et les variations d’humidité de l’air environnant pendant la durée de vie de la structure.

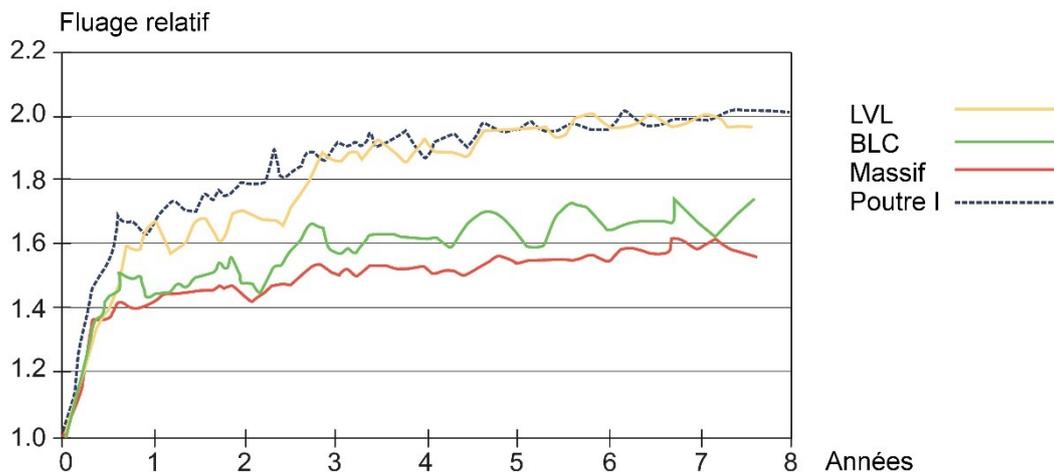


Figure 6.3 : Fluage relatif dans un environnement protégé. (Fluage relatif = flèche de la poutre au temps t /flèche initiale) Niveau de contrainte 2 MPa. D’après Ranta-Maunus, & Korttesmaa, 2000.

Outre les effets du fluage pur sous charge constante et du fluage dû aux variations d’humidité, des effets résultent des différents niveaux de charges auxquels est soumise la structure pendant sa durée de vie. Tous ces effets doivent être pris en compte dans le processus de conception.

En principe, le comportement du bois soumis à une compression perpendiculaire au fil est le même que celui d’une poutre, mais inclut quelques effets supplémentaires. Dans ce cas, la déformation est amplifiée par le retrait du bois perpendiculaire au fil, qui est beaucoup plus important que le retrait parallèle au fil (lequel est négligeable). Les effets du fluage sont également plus importants que pour une poutre qui travaille en flexion.

Dans le cas d’un bâtiment soumis à une charge constante pendant toute sa durée de vie, le rapport entre la flèche instantanée (w_{inst}) et la flèche de fluage (w_{creep}) est le suivant :

$$w_{creep} = k_{def} w_{inst} \quad (6.2)$$

où k_{def} correspond à un coefficient de déformation dont la valeur dépend du matériau sollicité ainsi que de sa teneur en humidité et des variations d’humidité.

Dans le cas des structures ou des éléments conformes aux conditions ci-dessus, la déformation finale w_{fin} peut être formulée comme suit :

$$w_{\text{fin}} = w_{\text{inst}} + w_{\text{creep}} = w_{\text{inst}}(1 + k_{\text{def}}) \quad (6.3)$$

La déformation finale sous charge permanente et sous charge variable est alors définie comme suit :

- › Pour les actions permanentes G , lorsque la charge est instantanée :

$$w_{\text{fin},G} = w_{\text{inst},G} + w_{\text{creep},G} = w_{\text{inst},G}(1 + k_{\text{def}}) \quad (6.4)$$

- › Pour les actions variables, Q_i :

$$w_{\text{fin},Q_i} = w_{\text{inst},Q_i} + w_{\text{creep},Q_i} = w_{\text{inst},Q_i}(1 + \psi_2 k_{\text{def}}) \quad (6.5)$$

La valeur de k_{def} est déterminée en fonction des conditions climatiques. Étant donné que les effets du fluage dépendent aussi de la durée de la charge ou, en d'autres termes, de la valeur moyenne de la charge, le coefficient ψ_2 est introduit pour permettre la description de cet effet ($\psi_2 = 1$ pour une charge constante). Les valeurs de k_{def} et de ψ_2 reposent sur des résultats expérimentaux, mais les chiffres comportent des incertitudes relativement importantes. La valeur de k_{def} augmente proportionnellement à l'humidité de l'air environnant. La valeur de ψ_2 augmente avec la durée de charge. Il est donc essentiel de se rappeler que les *variations* d'humidité sont tout aussi importantes que les valeurs maximale et moyenne de l'humidité relative. Si l'on peut raisonnablement supposer que d'importantes variations d'humidité se produiront au fil du temps, il peut être intéressant d'appliquer une classe de service plus stricte que lorsque seule la valeur maximale de l'humidité est utilisée.

Dans le cadre de l'analyse de la déformation finale, la sollicitation est la même que celle utilisée pour la déformation instantanée et l'effet du fluage sur le comportement lié au déplacement est déterminé à l'aide des propriétés de la rigidité réduite :

$$E_{\text{fin}} = \frac{E}{1 + k_{\text{def}}} \quad (6.6)$$

où E_{fin} correspond à la valeur finale moyenne du module d'élasticité, E correspond à la valeur nominale moyenne du module d'élasticité et k_{def} correspond au coefficient de déformation pour le bois et les produits à base de bois.

6.2.3. Combinaisons d'actions

Au moment de calculer la déformation conformément aux précédentes sections, il convient de définir les charges à prendre en compte. Trois combinaisons d'actions différentes peuvent être formulées afin de définir les combinaisons d'actions pertinentes. Les formules correspondent à un cas général de charges variables $Q_{k,i}$.

- › **Combinaisons caractéristiques**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.7)$$

où $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ correspond à la valeur de combinaison caractéristique de la charge variable. Cette combinaison donne une valeur élevée de la charge et peut normalement être utilisée pour déterminer la flèche à court terme $w_{2,\text{inst}}$.

› **Combinaisons fréquentes**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.8)$$

où $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ correspond à la valeur fréquente de la charge $Q_{k,1}$ et $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ correspond à la valeur quasi-permanente de la charge variable $Q_{k,i}$. Il s'agit de la combinaison à utiliser pour évaluer les effets réversibles, c'est-à-dire les effets qui se produisent à certaines fréquences, mais qui diminuent lorsque les charges diminuent.

› **Combinaison quasi-permanente**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.9)$$

La valeur $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ est la valeur quasi-permanente de la charge variable $Q_{k,i}$. Il s'agit de la combinaison à utiliser pour évaluer les effets (du fluage) à long terme.

Si les équations 6.3 à 6.5 et 6.7 à 6.9 sont utilisées, la déformation finale sous charge permanente et sous charge variable est définie comme suit :

Pour les actions permanentes G :

$$w_{\text{fin},G} = w_{\text{inst},G} + w_{\text{creep},G} = w_{\text{inst},G} (1 + k_{\text{def}}) \quad (6.10)$$

Pour l'action variable de base Q_1 :

$$w_{\text{fin},Q_1} = w_{\text{inst},Q_1} + w_{\text{creep},Q_1} = w_{\text{inst},Q_1} (1 + \psi_{2,1} k_{\text{def}}) \quad (6.11)$$

Pour les actions variables d'accompagnement Q_i :

$$w_{\text{fin},Q_i} = w_{\text{inst},Q_i} + w_{\text{creep},Q_i} = w_{\text{inst},Q_i} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{\text{def}}) \quad (6.12)$$

La condition finale pour la charge permanente et n actions variables est la suivante :

$$w_{\text{fin}} = w_{\text{fin},G} + w_{\text{fin},Q_1} + \sum_{i=2}^n w_{\text{fin},Q_i} \quad (6.13)$$

Il est important de noter que cette combinaison de charges donne des valeurs élevées pour la déformation totale, car la déformation due à la charge variable est calculée en fonction de la valeur caractéristique. Ceci est satisfaisant lorsque le contrôle de la flèche concerne un endommagement permanent dans la mesure où l'effet des charges élevées de courte durée est alors intéressant.

En cas de contrôle relatif à l'aspect et à l'utilité, il peut s'avérer plus judicieux de calculer la flèche en fonction de la combinaison d'actions fréquente (Éq. 608) ou de la combinaison

d'actions quasi-permanente (Éq. 6.9). Les formules 6.11 et 6.12 permettant de calculer la déformation finale due à des charges variables sont alors modifiées. En prenant par exemple comme base la combinaison d'actions fréquente, on obtient :

Pour l'action variable de base Q_1 :

$$w_{fin,Q_1} = w_{inst,Q_1} + w_{creep,Q_1} = w_{inst,Q_1} (\psi_{1,1} + \psi_{2,1} k_{def}) \quad (6.14)$$

Pour les actions variables d'accompagnement Q_i :

$$w_{fin,Q_i} = w_{inst,Q_i} + w_{creep,Q_i} = w_{inst,Q_i} (\psi_{2,i} + \psi_{2,i} k_{def}) \quad (6.15)$$

6.2.4. Limitation des déformations

Il est possible de déterminer une limite de flèche spécifique pour des raisons fonctionnelles ou purement visuelles. Il a ainsi été démontré que les flèches de poutre ne dépassant pas $L/300$ sont généralement acceptables. Cette valeur est souvent utilisée au moment du calcul à l'état limite de service. Il est néanmoins important d'analyser pourquoi un contrôle du déplacement a lieu, sur quel type de structure et pour quelles charges. Si, par exemple, la poutre est dotée d'une contre-flèche pour compenser la flèche induite par le poids propre, la limite de flèche ne s'applique qu'aux déplacements dus aux charges imposées.

Pour le calcul des poutres en vue du stockage et pour les charpentes de comble, les flèches admises sont généralement de l'ordre de $L/200$ à $L/150$. Le tableau 6.1 donne des exemples de valeurs limites dans différentes situations. Il ne s'agit cependant que d'exemples et il convient de considérer également la situation réelle et les limites de l'annexe nationale française.

Tableau 6.1 : Exemples de limites de flèche pour différentes combinaisons d'actions.

Élément	w_{inst}	w_{fin}	$w_{net,fin}$
Recommandations contenues dans l'EC5			
Poutre sur deux appuis	De $L/300$ à $L/500$	De $L/150$ à $L/300$	De $L/250$ à $L/350$
Poutre cantilever (EC5)	De $L/150$ à $L/250$	De $L/75$ à $L/150$	De $L/125$ à $L/175$
Recommandations basées sur la documentation et l'expérience			
Poutres de toiture	De $L/300$ à $L/375$	De $L/160$ à $L/200$	De $L/250$ à $L/300$
Poutres de plancher	De $L/400$ à $L/600$	De $L/200$ à $L/250$	$L/300$
Limites de l'annexe nationale française			
Élément	$w_{inst}(Q)$	w_{fin}	$w_{net,fin}$
Chevrons	-	$L/125$	$L/150$
Éléments structuraux	$L/300$	$L/125$	$L/200$

Au moment de déterminer la limite de flèche, il convient de tenir compte des éléments suivants :

- › la portée,
- › le type de structure et sa fonction,
- › le risque d'endommagement du plafond ou des matériaux de couverture,
- › les exigences esthétiques,
- › le nombre de fois où la flèche maximale est susceptible de se produire et sa durée,
- › l'évacuation des eaux du toit,
- › l'effet sur les éléments tels que les cloisons au-dessus ou en-dessous de l'emplacement de la flèche.

Dans toutes les situations, il est important de définir les problèmes liés aux flèches susceptibles de se poser, et s'ils risquent d'affecter l'aspect ou d'entraîner une détérioration. Les paragraphes ci-après donnent des exemples de combinaisons de valeurs limites, de combinaisons d'actions et de valeurs de calcul de la flèche :

- › Un mur non porteur situé sous une poutre déformée risque d'être endommagé si la flèche de la poutre est trop importante. Il convient de déterminer la valeur de l'espace libre requis entre la poutre et le mur et de l'utiliser comme limite. La valeur de calcul de la flèche peut être calculée selon la combinaison d'actions de l'équation 6.7. Cela peut être considéré comme un exemple de contrôle concernant l'endommagement permanent.
- › Lorsque le plancher d'un salon ne comporte aucun matériau sensible ni aucun risque d'endommagement des structures adjacentes, il peut faire l'objet d'un seul contrôle des charges à long terme. Les valeurs élevées des déformations sur une période plus courte ne posent aucun problème. Dans ce cas, il est parfois suffisant de calculer les déformations selon une combinaison d'actions quasi-permanente, à savoir :

$$w_{\text{fin,qp}} = w_{\text{inst,G}} + w_{\text{creep,G}} + w_{\text{creep,Q}_1} + \sum_{i=2}^n w_{\text{creep,Q}_i} =$$

$$w_{\text{inst,G}} (1 + k_{\text{def}}) + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} k_{\text{def}} w_{\text{inst,Q}_i}$$
(6.16)

- › Dans certains cas, il est plus judicieux de contrôler uniquement les flèches à long terme, c'est-à-dire l'augmentation de la flèche au fil du temps, et de ne pas prendre en compte les flèches instantanées. Ceci est notamment le cas lorsqu'une poutre est dotée d'une contre-flèche suffisamment importante pour neutraliser l'effet instantané de la charge permanente. C'est également le cas lorsque le contrôle concerne l'aspect et l'utilité et non l'endommagement.
- › Lorsqu'il convient de contrôler les déformations liées aux *réactions d'appui*, le contrôle doit se baser sur une combinaison de charges de service. Étant donné que les déformations élastiques ne constituent dans la plupart des cas qu'une part mineure de la déformation, les niveaux de charges plus importants de courte durée n'affectent pas considérablement l'amplitude de la déformation. Les déformations dépendant dans une large mesure du comportement sur le long terme, il convient de baser le calcul sur une combinaison d'actions quasi-permanente. Il est également judicieux d'utiliser pour le coefficient k_{def} des valeurs plus importantes que celles utilisées dans les contrôles de la flèche, car le fluage perpendiculaire au fil est plus important que le fluage dans le sens du fil. Par ailleurs, il est parfois important dans ce cas d'estimer le retrait libre dans la partie comprimée.

6.2.5. Méthodes pour éviter les problèmes de déformation

Dans la pratique, il est impossible d'éviter les déformations lorsque le lamellé-collé est utilisé comme matériau de construction. Il est néanmoins possible, à l'aide de meilleurs outils de prévision, d'éviter les déformations d'une amplitude telle qu'elles risquent de poser problème. En plus de prévoir l'amplitude des déformations au cours de la durée de vie, il est intéressant de trouver des solutions conceptuelles garantissant des déformations moins importantes. Dans le cas des poutres, l'effet des variations d'humidité est fondamental. Cela signifie qu'il convient de prendre en compte les conditions climatiques liées au bâtiment dans lequel le bois est destiné à être utilisé. Il est également essentiel de déterminer si le climat varie selon les côtés de la structure en bois lamellé-collé. Cela est le cas des structures dotées d'un séparateur climatique. La variation du climat selon les côtés peut entraîner une augmentation des problèmes de déformation.

Lorsque les assemblages sont sollicités en compression, il est important d'éviter que la compression soit perpendiculaire au fil, car il s'agit de la direction la plus sensible en ce qui concerne la charge et les effets des variations d'humidité. L'utilisation de plusieurs types de matériaux dans un même bâtiment peut également être source de problème. Une poutre risque par exemple de s'incliner si l'une de ses extrémités est située sur un mur en béton et l'autre sur une structure en lamellé-collé. Dans ce cas, il convient d'insérer une pièce en bois entre le béton et la poutre afin que les deux extrémités subissent une déformation de même amplitude.

Une autre méthode pour éviter les effets négatifs des variations d'humidité sur les structures en bois lamellé-collé – et ainsi réduire les déformations – consiste à utiliser un revêtement pour empêcher la pénétration de l'humidité dans le lamellé-collé. Cette solution n'est cependant pas raisonnable dans la plupart des cas, car elle exige un travail considérable et revient cher. L'imprégnation constitue une autre méthode, mais qui n'est pas, elle non plus, très rationnelle.

Un moyen courant de réduire les effets négatifs de la déformation consiste à doter la poutre d'une contre-flèche au moment de sa fabrication en usine pour entraîner une déformation dans la direction opposée à la flèche induite par la charge. La valeur de la contre-flèche peut être calculée à partir de la flèche induite par la charge, comme cela a déjà été montré dans ce chapitre.

Il est en outre très important que l'ingénieur se penche sur la question suivante : quelle est la limite d'aptitude au service acceptable ? Souvent, le concepteur utilise à l'égard des valeurs limites des règles très simples, qui sont appropriées dans certains cas, mais trop générales dans d'autres.

6.2.6. Méthodes de calcul pour différents types de structures en bois lamellé-collé

Le calcul de la flèche est le même pour tous les types de structures en ce qui concerne les combinaisons d'actions (cf. Section 6.2.3). La présente section regroupe plusieurs équations à utiliser pour différents types d'éléments structuraux. Souvent, le meilleur moyen de déterminer la déformation d'une structure est d'utiliser la conception assistée par ordinateur, auquel cas il est important de se rappeler que les niveaux de charges ainsi que les propriétés des matériaux – c'est-à-dire les combinaisons d'actions et les valeurs moyennes des modules d'élasticité et de cisaillement – doivent être corrects.

6.2.6.1. Poutres droites à hauteur constante

Les équations nécessaires au calcul de la flèche des poutres droites à hauteur constante en fonction de la flexion sont indiquées sur la plupart des abaques.

Pour les poutres dont le rapport L/h est inférieur à 10, il est utile de déterminer les déformations de cisaillement en plus de la flexion. Il est possible de ne pas en tenir compte dans les autres cas.

Dans le cas d'une poutre en appui simple soumise à des charges uniformément réparties, la flèche à mi-portée est la suivante :

$$w_b = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (6.17)$$

où l'indice b désigne la flexion. La flèche due au cisaillement est donnée dans ce cas par :

$$w_s = \left(1 + 0,96 \left(\frac{E}{G} \right) \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right) \cdot w_b \quad (6.18)$$

où l'indice s désigne la flèche due au cisaillement. Les valeurs moyennes des modules E et G doivent être utilisées.

Dans le cas des poutres continues, la flèche n'est généralement pas problématique. La flèche maximale intervient en principe aux travées d'extrémité.

6.2.6.2. Poutres droites dont la hauteur varie de façon linéaire

Le plus simple pour calculer les flèches des poutres à simple et à double décroissance est d'utiliser un ordinateur. (Les calculs manuels à l'aide d'équations de dimensionnement impliquent une quantité considérable de calculs.) Les flèches des poutres à simple décroissance en appui simple ou des poutres à double décroissance symétriques peuvent être estimées à l'aide de la formule suivante :

$$w = \frac{5qL^4}{384EI_e} + 0,35 \frac{qL^2}{Gb(h_s + h_{\max})} \quad (6.19)$$

où

$$I_e = bh_e^3/12$$

$$h_e = h_s + 0,33L \cdot \tan \alpha \text{ pour les poutres à double décroissance}$$

$$h_e = h_s + 0,45L \cdot \tan \alpha \text{ pour les poutres à simple décroissance}$$

$h_{\max} = h_{ap}$ pour les poutres à double décroissance et h_l pour les poutres à simple décroissance

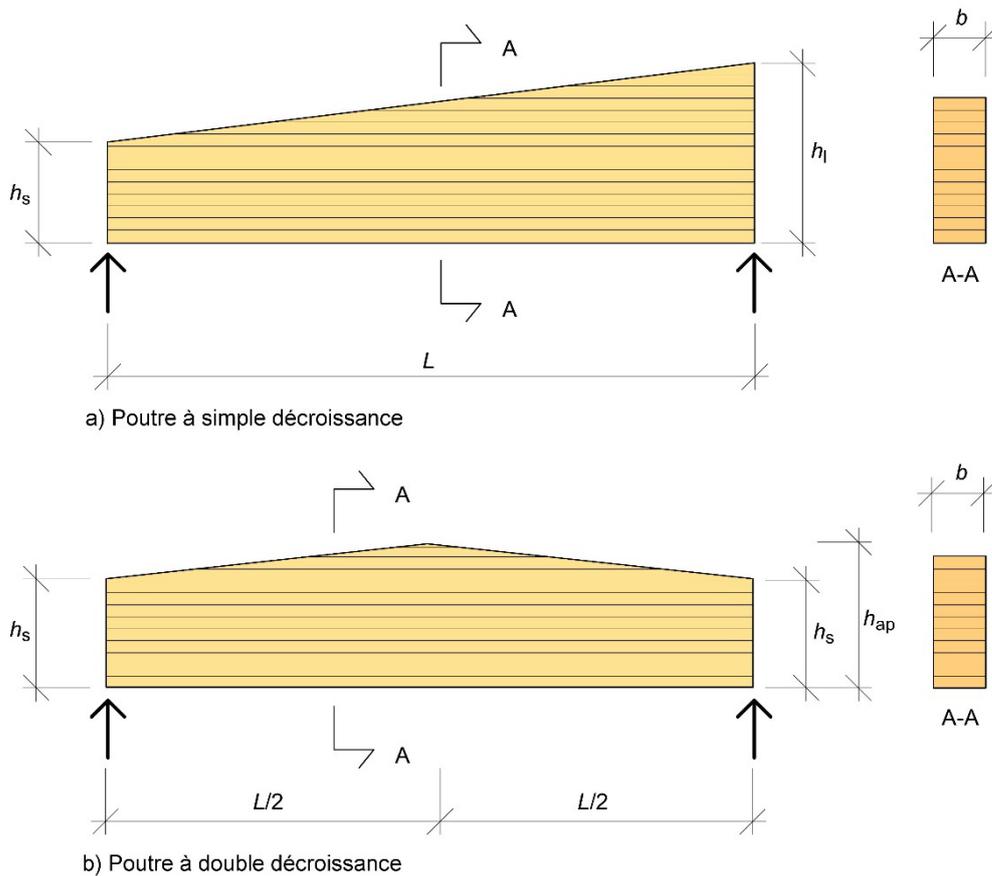


Figure 6.4 : Poutres à inertie variable

Lorsqu'une poutre se caractérise par $2L/(h_s+h_{\max}) > 25$, il est possible de ne pas prendre en compte le second terme de l'expression ci-dessous, qui correspond à la contribution de la déformation de cisaillement à la flèche.

Pour effectuer des calculs plus précis, les équations et les valeurs suivantes peuvent être utilisées (Porteous & Kermani, 2007).

- › Poutre à inertie variable soumise à une charge concentrée P à mi-travée

$$w_b = \frac{5ML^2}{96EI_{h_s}} k_{1\delta\delta} \quad \text{avec} \quad M = \frac{PL}{4} \quad (6.20)$$

$$w_s = \frac{1,2M}{GA_{h_s}} k_{1\delta\delta} \quad (6.21)$$

- › Poutre à inertie variable soumise à des charges uniformément réparties

$$w_b = \frac{5ML^2}{48EI_{h_s}} k_{2\delta\delta} \quad \text{avec} \quad M = \frac{qL^2}{8} \quad (6.22)$$

$$w_s = \frac{1,2M}{GA_{h_s}} k_{2\delta\delta} \quad (6.23)$$

- › Poutre à double décroissance soumise à une charge concentrée

$$w_b = \frac{5ML^2}{96EI_{h_s}} k_{3\delta b} \quad \text{avec} \quad M = \frac{PL}{4} \quad (6.24)$$

$$w_s = \frac{1,2M}{GA_{h_s}} k_{3\delta s} \quad (6.25)$$

- › Poutre à double décroissance soumise à des charges uniformément réparties

$$w_b = \frac{5ML^2}{48EI_{h_s}} k_{4\delta b} \quad \text{avec} \quad M = \frac{qL^2}{8} \quad (6.26)$$

$$w_s = \frac{1,2M}{GA_{h_s}} k_{4\delta s} \quad (6.27)$$

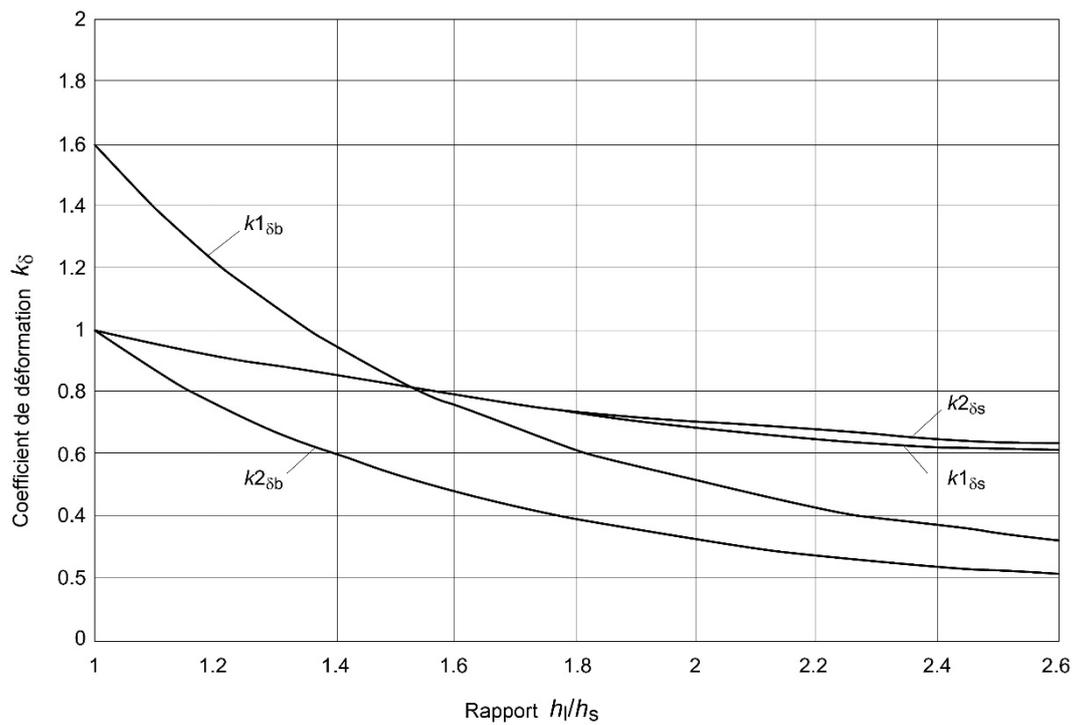


Figure 6.5 : Valeurs de $k_{\delta b}$ et de $k_{\delta s}$ pour les poutres à inertie variable.

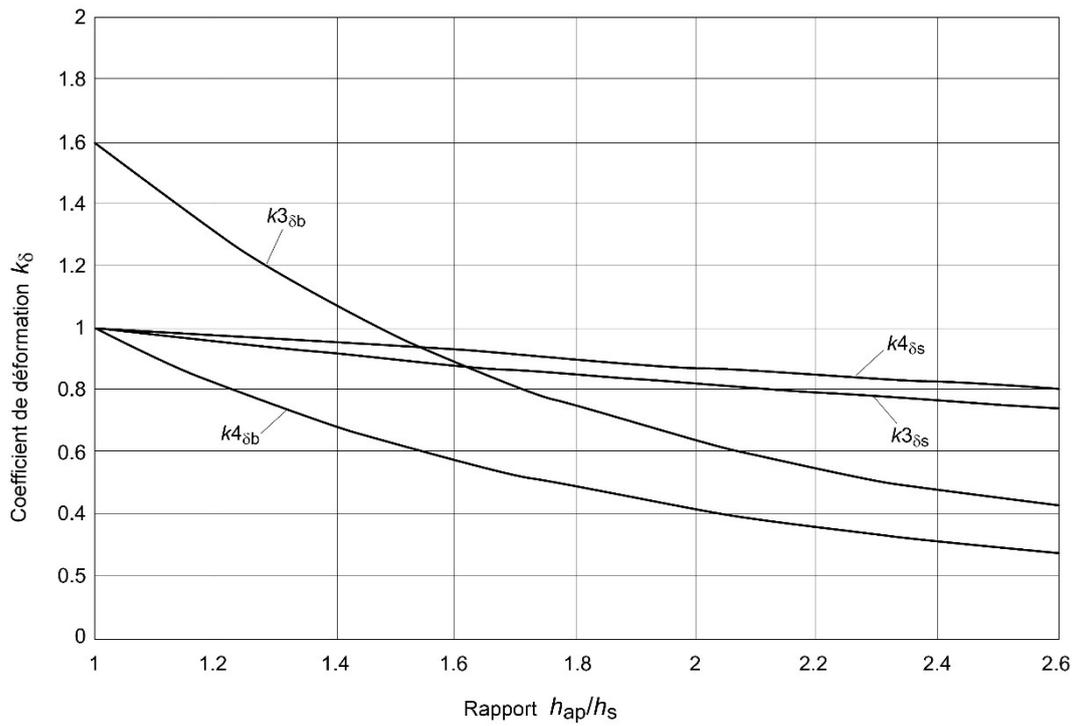


Figure 6.6 : Valeurs de $k\delta b$ et de $k\delta s$ pour les poutres à double décroissance.

6.2.6.3. Poutres courbes

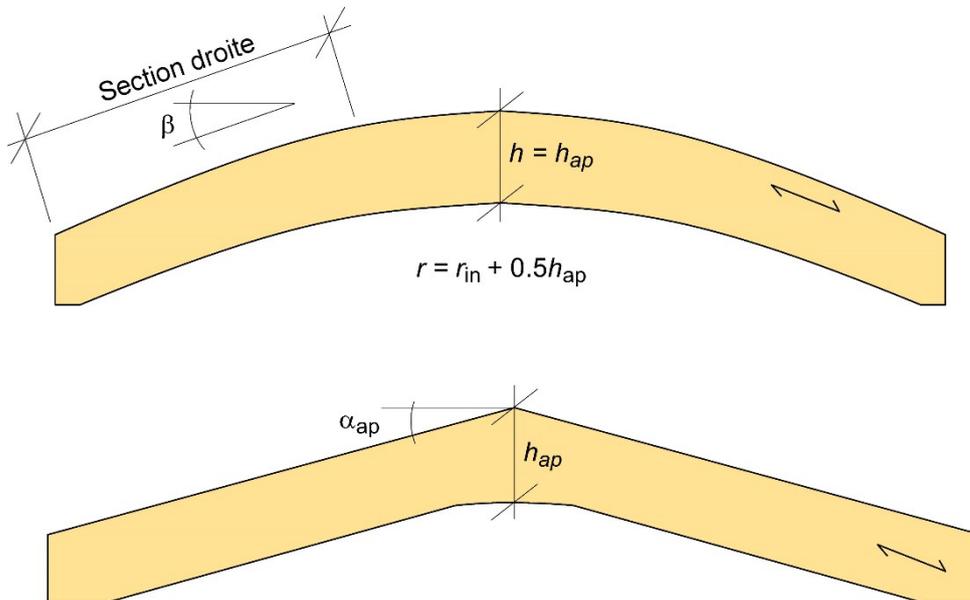


Figure 6.7 : Poutre courbe (figure du haut) et poutre banane (figure du bas).

Dans le cas des poutres courbes, le calcul des flèches est complexe, mais il est possible d'utiliser les équations suivantes pour obtenir une estimation des déplacements.

$$w = \frac{w_q}{\cos \frac{\alpha + \beta}{2}} \quad (6.28)$$

où w_q correspond à la flèche calculée pour une poutre à double décroissance symétrique avec une portée et une section transversale identiques à celles d'une poutre courbe au niveau des appuis et à mi-travée (cf. Chapitre 7).

Le déplacement horizontal au niveau de l'appui « libre » peut être estimé à l'aide de l'expression suivante :

$$w_h = 4 \frac{f + 0,8h}{L} w \quad (6.29)$$

où

f distance verticale entre la zone neutre au niveau de l'appui et le faîtage

h hauteur de la poutre au niveau de l'appui

L portée

w flèche verticale à mi-portée.

6.2.6.4. Poutres treillis

Il est plus difficile de calculer la flèche des poutres à treillis en bois lamellé-collé que des poutres simples, car les déformations sont aussi bien induites par les éléments lamellés collés que par les assemblages. Il est possible d'évaluer la flèche d'une poutre à treillis parallèle sans tenir compte des déformations dans les assemblages en calculant la flèche d'une poutre massive avec un moment de résistance :

$$I = \sum A_i \cdot a_i^2 \quad (6.30)$$

où

A_i = aire de la section transversale des éléments externes

a_i = distance entre la ligne d'épure des éléments externes et le centre de gravité de la poutre à treillis.

En raison des déplacements intervenant dans les assemblages, les déformations induites dans les poutres à treillis sont plus importantes que dans les poutres massives. Le problème est que l'augmentation de la flèche dépend du nombre d'assemblages dans la poutre ainsi que des types d'assemblages. Des mesures ont démontré que la flèche peut augmenter de 50 % maximum comparé à un cas où aucun déplacement n'intervient dans les assemblages.. Cette valeur correspond à une augmentation induite après un certain nombre d'années. Les assemblages réalisés par crampons sont les plus rigides ; ils entraînent des déformations moins importantes que ceux réalisés à l'aide de pointes et de panneaux de contreplaqué.

Il est donc recommandé de fabriquer les poutres à treillis avec une contre-flèche (aux membrures supérieure et inférieure) d'une amplitude d'environ $L/150$ quand $L/h = 12$ et $L/200$ quand $L/h = 10$. Le plus simple pour calculer les flèches des poutres à simple et à double décroissance est d'utiliser un logiciel.

6.2.6.5. Fermes à trois articulations

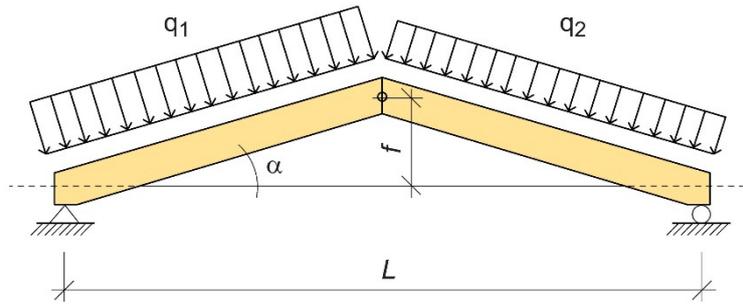


Figure 6.8 : Ferme à trois articulations avec des poutres de toiture simples et une barre tendue.

Sous des charges uniformément réparties vers le bas (comme illustré dans la Figure 6.9), la flèche verticale du faîtage peut être obtenue à l'aide de l'expression suivante :

$$w = \frac{(q_1 + q_2)L^2}{8(\tan \alpha)^2 (EA)_{beam}} \left(\frac{1}{(\cos \alpha)^3} + \frac{(EA)_{beam}}{(EA)_{tie}} \right) \quad (6.31)$$

Si les appuis sont fixes, le second terme de l'expression entre parenthèses sera égal à 0.

6.3. VIBRATIONS

L'aptitude au service inclut le confort de l'utilisateur lorsque la structure est soumise à des effets dynamiques, tels que les vibrations générées par des pas sur un plancher. Il s'agit d'une question complexe, car elle est liée à la masse du plancher et à la disposition des éléments structuraux dans le plancher, qui assurent une répartition latérale des charges dynamiques appliquées et un amortissement de la vibration produite.

Les usagers des bâtiments ou de tout ouvrage d'art ressentent les mouvements basse fréquence de trois façons :

- › les accélérations induisent des forces sur le corps qui sont ressenties par les organes de l'équilibre,
- › repères visuels (mouvement d'objets posés sur/suspendus à la structure par rapport à l'observateur, par exemple),
- › repères auditifs (craquement ou cliquetis dus aux mouvements de la structure, par exemple).

Les vibrations d'origine humaine qui se produisent dans les structures relèvent presque toujours d'un problème d'aptitude au service dans le sens où elles sont source de nuisance pour les usagers. Dans certains cas, la personne qui subit le mouvement en est aussi la cause, alors que dans d'autres, les nuisances sont provoquées par les activités d'autres individus. L'activité de la personne qui subit la vibration est donc importante. Lorsqu'une personne marche sur un plancher, elle tolère une amplitude de vibration beaucoup plus importante que lorsqu'elle est tranquillement assise pour se reposer, lire ou écrire. La catégorisation de la perception humaine et de la tolérance doit aussi bien refléter l'activité en cours que la relation entre la source et l'organe sensoriel. À cet égard, les définitions suivantes sont généralement utilisées :

- › La *souplesse* d'un plancher est associée à la sensation de flèche et de vibration du plancher autogénérées par un pas pendant le temps de contact du pied avec la surface du plancher.

- › Les *perturbations vibratoires* provoquées par des pas sur un plancher se caractérisent par une sensation de vibration du plancher induite par des personnes autres que la personne gênée.

En principe, la souplesse ne constitue un problème que si elle est associée à des planchers légers ou à des planchers souples sous une charge concentrée. Ce genre de plancher est courant dans les constructions en bois légères et dans d'autres types de bâtiments dotés de planchers traditionnels à solivage. Concernant la réponse de la structure de plancher, la souplesse inclut une élasticité statique et une vitesse impulsive alors que la perturbation vibratoire inclut une vitesse impulsive et une vibration stationnaire.

6.3.1. Charges dynamiques

En fonction des différentes sources de charges et contre-mesures applicables, les structures affectées par des vibrations d'origine humaine peuvent être regroupées ainsi :

- › immeubles résidentiels,
- › immeubles de bureaux,
- › bâtiments industriels,
- › ouvrages pour les piétons (passerelles, notamment dans les centres commerciaux),
- › gymnases et salles de sport,
- › salles de danse et de concert.

Il existe un nombre considérable de mouvements rythmiques corporels différents qui induisent diverses charges dynamiques. Les activités qui génèrent des mouvements rythmiques synchronisés (lorsque plusieurs personnes exercent une activité physique comme de la danse, par exemple) sont particulièrement problématiques. Le fait que plusieurs personnes agissent en synchronie pendant 20 secondes ou plus peut induire des charges approximativement périodiques qui provoquent une vibration structurale presque stationnaire.

Les forces provenant des déplacements humains dépendent de nombreux facteurs, et notamment des caractéristiques de la ou des personne(s) concernée(s), de l'activité en cours (marche, course, saut), du nombre de personnes, de l'éventuelle coordination des activités des différents individus et des caractéristiques de la surface du plancher. Les vibrations désagréables des planchers en lamellé-collé sont généralement associées aux forces produites par une personne marchant ou courant.

6.3.1.1. Réponse aux charges dynamiques

Du point de vue structural, un plancher en bois lamellé-collé peut être considéré comme une plaque mince bidimensionnelle renforcée par une série de poutres. En règle générale, ce système bidimensionnel est simplifié à la façon d'une structure à poutres unidimensionnelle en vue du calcul tenant compte de la surcharge et du poids propre spécifiés dans les précédentes sections. Dans la plupart des cas, les propriétés de rigidité statique des structures de plancher en bois lamellé-collé garantissent des performances satisfaisantes au regard de la vibration. Il est néanmoins arrivé que des structures de plancher – conçues pour satisfaire les critères de flèche habituels sous des charges uniformément réparties – révèlent des problèmes de vibration.

Les nouvelles méthodes de construction ont eu un impact considérable sur les caractéristiques vibratoires de certains planchers en lamellé-collé. Ces méthodes utilisent notamment des solives en bois d'ingénierie préfabriquées, des chapes de béton et des planchers flottants. La disponibilité de poutres à treillis et de solives en bois d'ingénierie

a permis des portées plus longues et des structures de plancher à travées multiples continues, alors que l'utilisation d'une chape de béton a considérablement modifié les propriétés massiques des planchers en lamellé-collé.

Il existe plusieurs méthodes de calcul concernant les problèmes de vibration et un certain nombre d'études ont été réalisées en vue d'améliorer ces méthodes.

6.3.1.2. Facteurs affectant la réponse humaine aux vibrations de plancher

Au moment d'analyser la réponse humaine aux vibrations transitoires dans une structure de plancher, les facteurs les plus importants sont notamment les composantes de fréquence, l'amplitude de la réponse et l'amortissement de la vibration.

6.3.1.3. Composantes de fréquence

Concernant les vibrations, les planchers sont généralement divisés en deux catégories : les planchers à basse fréquence et les planchers à haute fréquence. La fréquence fondamentale des planchers à basse fréquence est inférieure à 7-8 Hz, tandis que celle des planchers à haute fréquence est supérieure à 7-8 Hz. Les planchers à basse fréquence sont généralement des structures lourdes, telles que des planchers en béton. La catégorisation des planchers en planchers à basse ou à haute fréquence tire son origine des différentes réponses des types de planchers à la marche. Dans le cas des planchers à basse fréquence, les parties basse fréquence de la marche (les parties continues) sont les plus importantes, car elles entraînent une réponse du plancher à la résonance. Cela signifie que lorsqu'il reste immobile, un individu peut sentir cette vibration de résonance. Un plancher à haute fréquence est plus sensible aux parties impulsives de la marche. Dans ce cas, un individu immobile peut ressentir l'impact généré par un individu qui passe à côté de lui et le marcheur peut éprouver une sensation de souplesse.

La fréquence naturelle fondamentale f_1 d'un système structural bi-directionnel, tel qu'un plancher en lamellé-collé, est principalement régi par la rigidité du système dans la direction longitudinale de la solive EI_x , l'unité de masse m et la portée L . L'espacement de deux fréquences naturelles adjacentes est contrôlé par le rapport entre la rigidité dans la direction transversale de la solive EI_y et EI_x .

6.3.1.4. Amortissement

L'amortissement est une propriété qui influence l'amplitude de vibration en cas de vibration forcée et le taux de décroissance de l'amplitude de vibration en cas de vibration libre. L'augmentation de l'amortissement entraîne une décroissance rapide de la vibration libre. L'amortissement des matériaux, généralement faible, varie selon le type de matériau de construction utilisé. Le principal élément intervenant dans l'amortissement est le frottement : les détails structuraux (la façon dont les éléments sont fixés, par exemple) et les conditions aux limites au niveau des appuis contribuent à l'amortissement par frottement.

Les conditions limites des éléments fléchis peuvent considérablement affecter l'amortissement. Il a été démontré que dans le cas des poutres lamellées-collées dont chaque extrémité est en appui simple et des poutres sur corbeaux, le coefficient d'amortissement associé au mode fondamental est d'environ 1 %. Lorsque ces éléments ont des extrémités encastrees, le coefficient d'amortissement atteint environ 8 %. Dans le cas des planchers traditionnels à solivage, les coefficients d'amortissement efficace varient entre 1 et 3 % en fonction des détails du plancher et du mode considéré. L'application de masses imposées (objets) sur la surface d'un plancher peut accroître de

façon considérable l'amortissement, en particulier si la structure est légère ou de petite taille.

En raison de leur faible poids propre, les planchers en lamellé-collé ne se caractérisent généralement pas par un important amortissement inertiel. Les structures de grande taille, et notamment celles qui incluent une épaisse chape de béton ou qui soutiennent une importante masse imposée, peuvent cependant faire exception.

6.3.2. Approches de calcul pour limiter les vibrations dans les planchers en lamellé-collé

La recherche fondamentale visant à comprendre les facteurs qui affectent la réponse humaine aux vibrations des planchers a ouvert la voie au développement d'approches de calcul pour empêcher les vibrations. Deux exemples sont présentés dans cette section.

6.3.2.1. Limiter la flèche sous une charge concentrée

Il a été démontré qu'il est possible de déterminer la flèche statique sous une charge concentrée pour prévoir la réponse humaine à la vibration des planchers. Une méthode courante pour ce faire consiste à déterminer la flèche statique sous une charge concentrée de 1 kN au centre d'une poutre seule dans le modèle le plus simple ou pour une structure de plancher bi-directionnelle. Les limites de flèche utilisées dans ces modèles relativement simples diffèrent en fonction des réglementations ou des manuels, mais aussi de la portée et de l'objectif de la conception.

Cette approche peut être considérée comme permettant de modéliser l'effet d'un pas. La charge statique simulant l'effet de la force d'un pied correspond à 1 kN appliqué au centre du plancher, la flèche du plancher à ce point a ne devant pas dépasser une certaine valeur limite. La flèche sous une charge concentrée est donnée par :

$$a = \frac{PL^3}{48EI} \quad (6.32)$$

où, dans ce cas, $P = 1$ kN. Si l'approche la plus simple est utilisée, l'équation 6.32 donne la valeur de la flèche avec la rigidité à la flexion EI d'une seule solive. Dans la plupart des cas, ce calcul aboutit néanmoins à une surestimation de la flèche, car la solive est seulement un élément d'une structure porteuse bi-directionnelle. Il est possible d'utiliser la rigidité dans les deux directions du plancher pour estimer l'amplitude de la flèche.

$$a = \kappa \frac{PL^3}{48EI} \quad (6.33)$$

où κ est un coefficient de répartition des charges qui peut être calculé à partir des expressions suivantes :

$$\kappa = \begin{cases} -4,7\beta^2 + 2,9\beta + 0,4 & \text{when } 0 \leq \beta < 0,3 \\ 0,8 + 0,2\beta & \text{when } 0,3 \leq \beta \leq 1,0 \end{cases} \quad (6.34)$$

Avec

$$\beta = \frac{(EI)_L}{(EI)_b} \left(\frac{s}{L} \right)^4 \quad (6.35)$$

où $(EI)_L$ correspond à la rigidité à la flexion du plancher selon l'axe fort, c'est-à-dire dans le sens longitudinal de la solive (Nm^2/m), $(EI)_b$ correspond à la rigidité à la flexion du plancher dans la direction perpendiculaire à l'axe fort, c'est-à-dire dans le sens transversal de la solive (Nm^2/m), s correspond à l'espacement entre les solives et L correspond à la portée des solives.

6.3.2.2. Limiter la flèche sous une charge concentrée et la vitesse maximale causée par une impulsion unitaire

L'utilisation des paramètres de la réponse statique, telle que la flèche, au moment de réaliser un contrôle ne permet pas toujours d'obtenir des résultats satisfaisants. Les chercheurs sont conscients de cette limite et une recherche récente s'est davantage intéressée à l'étude des paramètres dynamiques. S. Ohlsson (1991) a été l'un des premiers à proposer des paramètres dynamiques dans le cadre de la conception. Dans le cas des planchers légers dont les fréquences naturelles sont supérieures à 8 Hz, deux paramètres doivent être vérifiés pour tenir compte des facteurs importants qui affectent la réponse humaine à la vibration des planchers :

- 1. Limite de flèche statique sous une charge de 1 kN au centre du plancher de $1,3 \pm 0,3$ mm selon l'annexe nationale française pour un confort « standard »
- 2. Vitesse maximale v causée par une « impulsion unitaire de 1 Ns » $< b^{[f_1 \zeta - 1]}$ (m/s)/Ns, où f_1 correspond à la fréquence naturelle fondamentale, ζ correspond à l'amortissement pour f_1 (en général 1 à 3%). Selon l'annexe nationale française, pour un confort « standard », $95 \leq b \leq 120$.

Le premier critère est similaire à celui précédemment présenté et Ohlsson (1991) a précisé que ceci est un contrôle des composantes basse fréquence (< 8 Hz) de nature semi-statique. Le second critère est requis pour limiter l'amplitude de la réponse transitoire due à l'impact des talons d'un marcheur. La vitesse maximale, causée par une impulsion unitaire, pour une structure de plancher rectangulaire en appui simple sur les quatre côtés, valable pour $f < 40$ Hz, est calculée comme suit :

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mbL + 200} \quad (6.36)$$

où n_{40} représente le nombre de modes propres avec des fréquences propres inférieures à 40 Hz et est défini comme suit :

$$n_{40} = \left[\left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{b}{L} \right)^4 \left(\frac{(EI)_L}{(EI)_b} \right) \right]^{0,25} \quad (6.37)$$

où b correspond à la largeur du plancher (m), L à la portée (m), m à la masse par unité de surface (kg/m^2), $(EI)_L$ à la rigidité (de plaque) à la flexion du plancher selon l'axe fort, c'est-à-dire dans le sens longitudinal des solives (Nm^2/m), et $(EI)_b$ à la rigidité (de plaque) à la flexion du plancher dans la direction perpendiculaire à l'axe fort, c'est-à-dire dans le sens transversal des solives (Nm^2/m).

Ohlsson a également établi une équation permettant de calculer la fréquence naturelle fondamentale d'un plancher :

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{(EI)_L}{m}} \quad (6.38)$$

Depuis sa présentation, cette méthode a été assez souvent utilisée et a généralement fourni des résultats satisfaisants, c'est-à-dire que les planchers conçus conformément à cette méthode ont révélé un comportement satisfaisant.

Dans le cadre du second critère précédemment mentionné, il convient de déterminer le coefficient d'amortissement ζ , ce qui n'est pas évident. Ohlsson indique que la valeur de ζ peut correspondre à 1 %, tout en précisant qu'il est possible de prendre en compte des valeurs supérieures.

Si les méthodes précédemment décrites fonctionnent bien dans certains cas, elles ne sont pas appropriées dans d'autres. Les méthodes de calcul ne donnent généralement qu'une valeur limite pour les planchers ; or bien souvent, le concepteur ne sait pas clairement ce qu'elle signifie. Dans quelle mesure les performances du plancher sont-elles améliorées lorsque la valeur limite est diminuée de 50 % ? Il est possible de trouver un certain nombre d'approches permettant de modéliser et de prévoir la réponse dynamique dans la documentation scientifique, mais toutes ces approches comportent des incertitudes et il est souvent difficile de trouver un modèle unique utilisable dans toutes les situations. Toutes les approches de calcul sont de nature semi-empirique et fournissent des solutions satisfaisantes pour le type de plancher sur lequel elles sont basées. Aucune ne fonctionne de façon pleinement satisfaisante lorsqu'elle est appliquée à d'autres types de plancher. Dans de nombreux cas, le meilleur moyen de connaître le comportement d'un plancher consiste encore à le tester.

6.3.3. Eviter les problèmes de vibration

Étant donné que les problèmes de vibration sont de nature complexe, il est difficile de donner une seule recommandation permettant de tous les résoudre. Une stratégie pratique consiste à essayer de concevoir des systèmes structuraux ayant des fréquences naturelles relativement élevées ; cette méthode est appelée « cibler une fréquence ». Elle suppose que les fréquences structurales les plus basses et les plus énergétiques des structures sont plus élevées que la fréquence d'excitation. L'objectif est d'éviter une coïncidence entre la sollicitation et les fréquences de réponse.

D'autres méthodes reposent sur un ajout de matériaux supplémentaires (pour augmenter la rigidité) ou une diminution de la portée. La tendance consiste cependant à diminuer la quantité de matériaux et à accroître la portée pour satisfaire d'autres objectifs du processus de conception. Il n'est donc pas surprenant que de plus en plus de problèmes de vibration dans les structures aient été constatés au cours des dernières années. Il est normalement plus facile d'accroître le rapport entre la résistance et le poids que d'accroître le rapport entre la rigidité et la masse des matériaux de construction.

Il existe bien entendu d'autres façons d'éviter les « planchers à problèmes ». Une approche potentiellement efficace consiste à accroître l'amortissement (ajout d'un amortissement artificiel ou installation d'amortisseurs harmoniques, par exemple), mais cette solution s'avère généralement complexe et/ou coûte cher. Il convient par ailleurs de faire attention aux détails, et notamment à la mise en place d'un blocage ou d'un contreventement en croix appropriés, et aux assemblages entre les différentes parties du système.

Les planchers flottants et les faux-planchers sont deux types de planchers particuliers. Ces types de superstructures sont de plus en plus utilisés en raison des exigences relatives à la protection contre les bruits d'impact et de la souplesse de montage des installations. La vibration ou les mouvements d'objets (cliquetis de verrerie ou mouvement de feuilles des plantes, par exemple) sont caractéristiques de ces types de planchers et il a été démontré que ces effets dépendent largement de la rigidité à la flexion du panneau de la surface supérieure. Lorsque les planchers flottants sont légers, des flèches locales apparaissent. Il est donc préférable de les limiter pour éviter ce problème. L'avantage des planchers flottants lorsque leur couche supérieure possède une rigidité suffisante à la flexion est qu'ils peuvent répartir efficacement les charges concentrées à différentes poutres de plancher, ce qui améliore la performance du plancher en matière de vibration.

Les flèches locales étant généralement difficiles à prévoir à partir de calculs d'ingénierie, il est recommandé de procéder à des essais pour les déterminer. La rigidité à la flexion de la couche supérieure des planchers flottants a un impact important sur les flèches locales.

Il est également essentiel de faire attention à la transmission des vibrations entre les différentes pièces par l'intermédiaire des poutres de plancher. Dans le cas de poutres continues, la vibration peut être transférée d'un appartement (ou d'une pièce) à l'autre et même si aucun problème n'est constaté dans la pièce d'où émane la vibration, il se peut que les voisins subissent une nuisance. Il a par ailleurs été démontré que les vibrations provenant d'un appartement voisin sont plus désagréables que celles dont la source réside dans l'appartement même.

6.4. RETRAIT/GONFLEMENT DU BOIS

La teneur en humidité des éléments lamellés-collés au moment de leur livraison est généralement de 12 %. Quelles que soient les conditions climatiques, la teneur en humidité s'ajuste avec le temps à la pression de vapeur relative environnante et à la température.

La teneur en humidité d'une structure varie sans cesse en raison des variations saisonnières. La variation est de 4 à 5 points d'humidité pour les éléments intérieurs et de 8 à 10 points d'humidité pour les éléments extérieurs. Lorsqu'il est à l'intérieur, le bois est généralement plus sec en hiver, alors que les structures extérieures sont plus sèches en été.

Comme tous les autres produits du bois, le lamellé-collé gonfle lorsque la teneur en humidité augmente et se rétracte lorsqu'elle diminue. Les jeux liés à l'humidité sont beaucoup plus importants dans le sens perpendiculaire au fil que dans le sens parallèle ; ils sont respectivement de 0,2 % et 0,01 % pour chaque pour cent de la variation de la teneur en humidité. Cela signifie qu'en cas de variations d'humidité normales, la variation dans le sens du fil (qui correspond généralement au sens longitudinal de la poutre) équivaut à environ 0,1 mm/m dans un milieu intérieur et à 0,2 mm/m dans un milieu extérieur. Dans le sens perpendiculaire au fil, les variations sont de 10 mm/m (à l'intérieur) et de 20 mm/m.

Lorsque le jeu perpendiculaire au fil est limité par des contraintes internes ou externes, il se peut que la résistance à la traction perpendiculaire au fil soit dépassée, ce qui provoque un écrasement ou un éclatement du bois. Les éléments de fixation et les assemblages doivent donc être conçus de façon à ce que le jeu normal lié à l'humidité soit le moins limité possible. À noter également que la rigidité et la capacité résistante des assemblages boulonnés peuvent être altérées s'ils ne sont pas correctement ajustés. Il convient si

possible de resserrer ne serait-ce que les assemblages boulonnés fondamentaux lorsque le bois a séché.

Les variations de longueur sont en principe si faibles qu'elles ne doivent pas forcément être prises en compte, sauf dans les structures de très grande taille. Lorsque la teneur en humidité est répartie de façon inégale le long de la section transversale des éléments (poutres et poteaux dans une couche d'isolation, par exemple), ces derniers peuvent subir une déformation considérable due à la différence des jeux liés à l'humidité sur les côtés froid et chaud. Pendant l'hiver, l'un des côtés est dans un environnement chaud et sec alors que l'autre est en contact avec l'air extérieur, qui se caractérise par une teneur en humidité élevée. Le côté extérieur gonfle et devient plus long que le côté intérieur, ce qui explique pourquoi les toitures et les murs extérieurs ont tendance à se courber vers l'extérieur pendant l'hiver. En cas d'appui articulé et de jeu lié à l'humidité non contenu, la flexion vers l'extérieur peut être calculée à l'aide de la formule suivante :

$$w = \frac{L \cdot \Delta L}{8h} \quad (6.39)$$

où

L portée

ΔL différence de longueur entre la face extérieure et la face intérieure en raison d'un gonflement ou d'un retrait

h hauteur de l'élément.

Il est également important de faire attention aux effets des jeux liés à l'humidité dans les assemblages et lorsque des tirants sont utilisés pour transférer les charges, car les jeux liés à l'humidité peuvent entraîner une diminution de la capacité à transférer les forces entre les différents éléments structuraux. Il est parfois nécessaire de vérifier les assemblages ou les tirants et de resserrer les assemblages au cours de la durée de vie de la structure.

CHAPITRE 7

7. POUTRES A INERTIE VARIABLE, COURBES ET BANANES

Les poutres lamellées-collées sont généralement de forme courbe et/ou à inertie variable. Elles permettent de répondre à certaines exigences architecturales, notamment d'obtenir une toiture inclinée, d'augmenter au maximum l'espace intérieur et de réduire les hauteurs d'appui requises au niveau des extrémités. Les types les plus couramment utilisés sont la poutre à simple décroissance, la poutre courbe à section constante, la poutre à double décroissance et la poutre banane (cf. Figure 7.1).

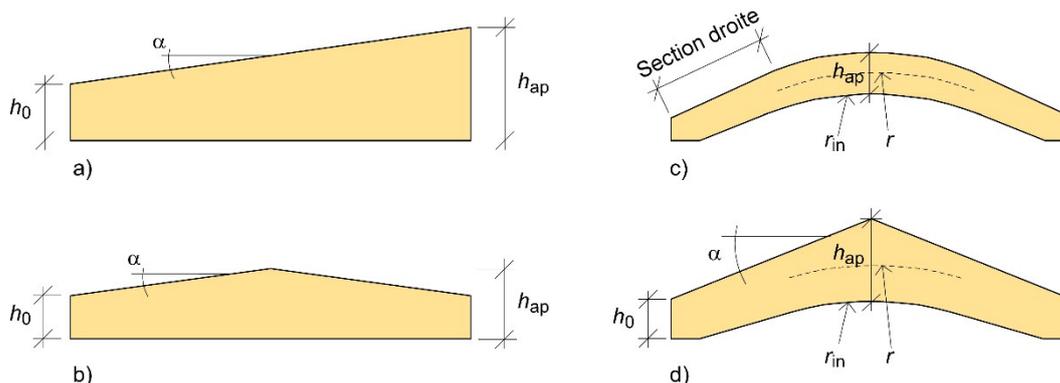


Figure 7.1 : Poutres lamellées-collées spécifiques : (a) simple décroissance ; (b) double décroissance ; (c) courbe ; (d) banane.

Tous ces éléments en bois présentent une spécificité : la distribution des contraintes de flexion n'est pas linéaire, d'où la nécessité d'en calculer les valeurs selon la théorie des plaques anisotropes. Toutefois, aux fins de calcul, il est possible de déterminer la contrainte de flexion maximale et les contraintes de cisaillement selon une approximation satisfaisante en s'appuyant sur la théorie des poutres simples pour les matériaux isotropes.

7.1. POUTRES A INERTIE VARIABLE

Les éléments de construction en bois, particulièrement ceux en lamellé-collé, sont généralement conçus avec une section transversale à hauteur variable (par ex. poutres à simple et à double décroissance, poutres continues présentant une section plus haute au niveau des appuis intermédiaires, etc.). En règle générale, cette section variable est obtenue en diminuant progressivement la hauteur des lamelles le long d'une rive. Dans la mesure où l'approche conceptuelle des poutres à simple décroissance et celle des poutres à double décroissance sont similaires, nous aborderons simplement dans cette section les poutres à double décroissance. Ce type de poutres offre une économie de matériau satisfaisante, étant donné que le tracé de la hauteur suit la courbe du diagramme des moments de flexion.

Les contraintes de flexion des poutres à inertie variable présentent une distribution non linéaire. De plus, sur ce type de poutres, la contrainte de cisaillement maximale ne se situe généralement pas au niveau de l'axe neutre, mais plutôt rapprochée du bord en décroissance (cf. Figure 7.2). Cette contrainte maximale intervient au niveau de l'axe neutre uniquement à l'appui d'une poutre en appui simple ou à l'extrémité libre d'une poutre cantilever. À noter que les contraintes de flexion et de cisaillement illustrées à la Figure 7.2 s'étendent parallèlement aux lamelles, et non parallèlement au côté incliné.

Dans la mesure où le moment et la hauteur varient tous deux le long de l'axe de la poutre, la contrainte de flexion maximale n'agit pas là où le moment est le plus important, mais à une section plus proche des appuis (cf. Figure 7.2).

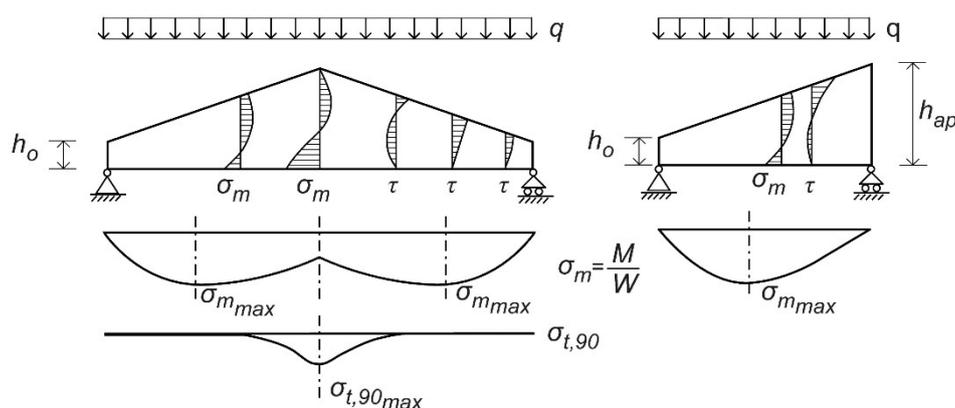


Figure 7.2 : Contraintes de flexion (σ_m), contraintes de cisaillement (τ) et contraintes de traction perpendiculaires au fil ($\sigma_{t,90}$) sur une poutre à double décroissance (à gauche) et sur une poutre à simple décroissance (à droite).

Lorsque, comme dans la majeure partie des cas, le bord incliné présente une pente faible (à savoir $\alpha \leq 10^\circ$), la décroissance influe très peu sur la distribution des contraintes de flexion. Aux fins de calcul, par conséquent, la contrainte de flexion maximale peut être déterminée de la même manière que pour une poutre à hauteur constante (soit $\sigma_m = M/W$), aussi bien au bord en décroissance qu'au bord droit. Cependant, la valeur de la résistance à la flexion f_m doit être réduite au niveau du bord en décroissance, afin de tenir compte de l'effet de la contrainte de cisaillement et de la contrainte perpendiculaire au fil, lesquelles agissent simultanément avec la contrainte de flexion au bord en décroissance (cf. Figure 7.3). L'Eurocode 5 recommande de réduire la résistance à la flexion du bord en décroissance selon un coefficient $k_{m\alpha}$ (cf. Section 7.3.1.).

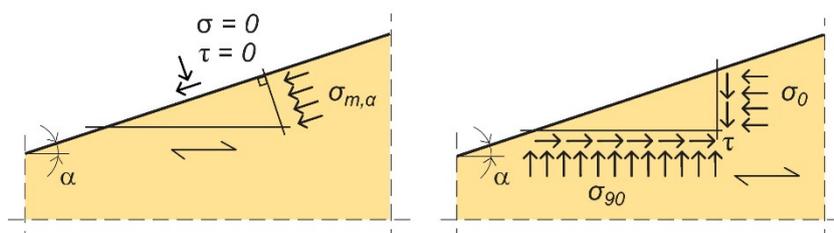


Figure 7.3 : Contraintes au niveau du bord en décroissance d'une poutre. À gauche : contrainte de flexion parallèle au bord en décroissance $\sigma_{m,\alpha}$ (contrainte principale). À droite : contrainte de flexion σ_0 parallèle au fil.

Il est possible de montrer que l'amplitude des contraintes perpendiculaires au fil (σ_{90}) augmente au fur et à mesure que la pente du bord incliné augmente. Si le bord incliné se trouve sur le côté comprimé de la poutre, une compression perpendiculaire au fil (σ_{c90}) intervient lors de la flexion de la poutre. En revanche, si le bord incliné se trouve sur le côté tendu de la poutre (poutres à inertie variable retournées - cf. Figure 7.4), une contrainte de traction perpendiculaire au fil (σ_{t90}) se produit.

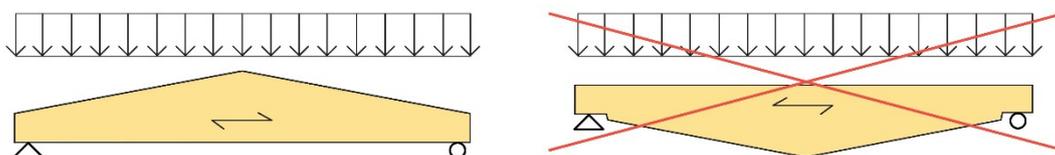


Figure 7.4 : À gauche : compression perpendiculaire au fil au niveau du bord incliné. À droite : traction perpendiculaire au fil au niveau du bord incliné (poutre retournée).

C'est pourquoi la pente du bord en décroissance devra être limitée. L'angle d'inclinaison α ne devra pas dépasser 10° côté comprimé et 2° - 3° côté tendu (on retiendra que la traction perpendiculaire au fil risque de provoquer une rupture fragile à un degré de contrainte très faible, d'où la nécessité de la maintenir à un niveau le plus bas possible).

Si la face supérieure d'un toit doit être linéaire (pente simple), en guise d'alternative aux poutres à inertie variable retournées, il est recommandé d'utiliser des poutres en ventre de poisson, lesquelles comprennent des lamelles continues sur le côté tendu et des lamelles inclinées sur le côté comprimé (cf. Figure 7.5). Cette solution permet de supprimer les contraintes de traction perpendiculaires au fil – aux effets néfastes.

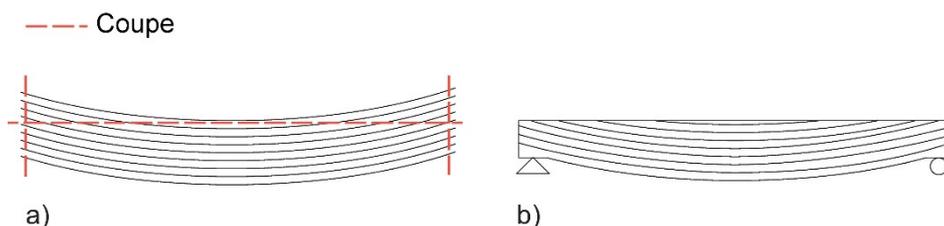


Figure 7.5 : À gauche : collage des lamelles. À droite : poutre en ventre de poisson.

7.2. POUTRES COURBES ET BANANES

Parmi les principaux avantages du bois lamellé-collé, on retrouve la possibilité de concevoir des éléments de construction courbes. Lors du processus de fabrication, chaque lamelle est pliée selon la forme souhaitée avant que la colle ne sèche. D'un point de vue du comportement structural, il est important de faire une nette distinction entre les arcs

et les *poutres courbes*. La différence fondamentale entre ces deux types de structures réside dans le fait que pour les *arcs*, aucun des deux appuis ne peut bouger (en d'autres termes, une poussée horizontale, et donc un effort normal, peuvent se produire), tandis que dans le cas des *poutres courbes*, l'un des appuis peut se déplacer librement le long de l'axe longitudinal de la poutre. Les arcs seront abordés au Chapitre 11.

Afin d'éviter d'endommager les lamelles lorsque ces dernières sont cintrées, il convient de limiter la courbure. Des lamelles plus épaisses ne pourront pas être autant cintrées que des lamelles plus fines. Cette limitation de la courbure est également requise, afin de garantir l'absence de toutes contraintes de flexion résiduelles majeures dans l'élément fini. Il est possible de ne pas tenir compte de ces contraintes initiales dans le calcul. Cependant, si le rapport rayon de courbure(r)/épaisseur des lamelles (t) est trop faible, la résistance à la flexion de la poutre sera impactée par les contraintes de flexion résiduelles ; il conviendra alors de la réduire. Selon l'Eurocode 5, un tel facteur de réduction doit être appliqué pour $r/t < 240$. En pratique, cependant, le rapport rayon de courbure/épaisseur des lamelles ne devra en aucun cas être inférieur à environ 170.

Il convient de souligner le fait que les poutres courbes et bananes sont des éléments qui travaillent principalement en flexion (contrairement aux arcs qui travaillent essentiellement par force axiale). Il est donc important que l'un des deux appuis de la poutre puisse permettre des déplacements horizontaux dans le sens horizontal, parallèlement à la portée, sans générer d'autres forces dans la poutre.

Lorsqu'un moment de flexion est appliqué à une poutre initialement cintrée dans le plan de cintrage, outre des contraintes de flexion, des contraintes radiales (de traction ou de compression) interviennent également (cf. Figure 7.6). Si le moment appliqué tend à augmenter la courbure de l'élément lamellé-collé, les lamelles sont pressées plus fermement ensemble (Figure 7.6, à gauche) ; d'où des contraintes radiales de compression entre les lamelles. En revanche, si le moment de flexion appliqué tend à décintrer l'élément lamellé-collé, les lamelles s'écartent (Figure 7.6, à droite) ; d'où des contraintes radiales de traction entre les lamelles. Les contraintes radiales de traction devront être les plus faibles possible, dans la mesure où ces dernières peuvent provoquer une fissuration de l'élément.

Afin de réduire ce risque de fissuration et de rupture lié à la traction perpendiculaire au fil, les poutres courbes et bananes sont généralement renforcées au moyen de goujons collés, de vis autotaraudeuses ou de panneaux contreplaqués collés aux surfaces. La conception des éléments de renforcement est décrite à la Section 7.4.2.

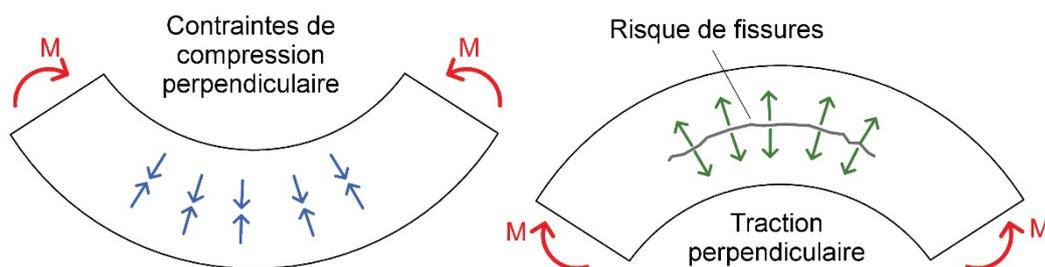


Figure 7.6 : À gauche : moment de flexion qui tend à accroître la courbure de l'élément lamellé-collé. À droite : moment de flexion qui tend à décintrer l'élément lamellé-collé.

La Figure 7.7 montre la zone d'apex d'une poutre courbe soumise à un moment de flexion constant. Supposons, dans un souci de simplification, une répartition linéaire des contraintes de flexion au niveau de la zone d'apex. Les forces résultantes de traction et de compression (T et C , respectivement) généreront clairement une force T_{90} dans le sens radial.

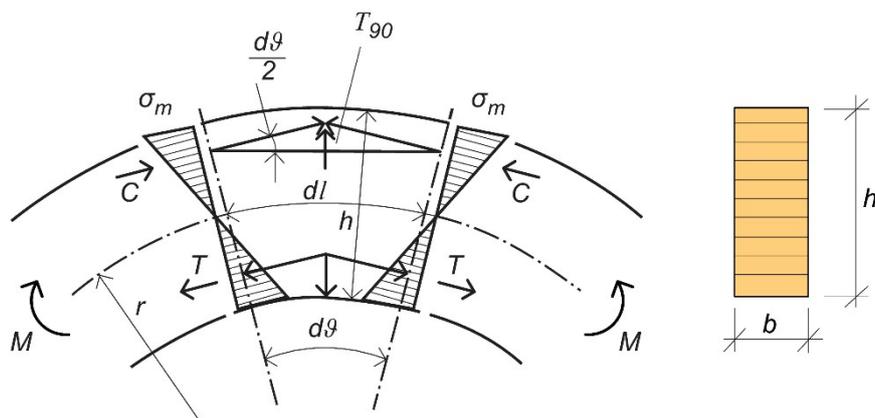


Figure 7.7 : Modèle simplifié de détermination des contraintes perpendiculaires au fil à l'apex d'une poutre courbe soumise à un moment de flexion pure positif.

Il peut être démontré que la contrainte de traction perpendiculaire au fil, induite par T_{90} (cf. Figure 7.7), est égale à :

$$\sigma_{t,90} = \frac{T_{90}}{b \cdot dl} = \frac{h}{4 \cdot r} \cdot \sigma_m = k_p \cdot \sigma_m \quad (7.1)$$

L'Éq. 7.1 montre que la valeur approximative de la contrainte de traction perpendiculaire au fil $\sigma_{t,90}$ à l'apex d'une poutre courbe peut être obtenue en modifiant la contrainte de flexion parallèle au fil ($\sigma_m = M/W$) en appliquant un coefficient de forme $k_p = h/(4 \cdot r)$. Point important : le rayon de courbure r devra être suffisamment grand, de manière à réduire l'amplitude de la contrainte perpendiculaire au fil. En général, il est conseillé de choisir systématiquement un rayon $r \geq 5$ m.

Selon différentes études, la résistance à la traction perpendiculaire au fil $f_{t,90}$ dépend largement du volume de l'élément en bois contraint. La valeur de calcul de base de la résistance à la traction perpendiculaire au fil doit donc être modifiée. L'Eurocode 5 préconise de multiplier cette résistance $f_{t,90}$ par un coefficient de modification $k_{vol} (<1)$.

Dans les cas où la contrainte de traction de calcul $\sigma_{t,90}$ dépasse la résistance à la traction définie par l'EC5 pour des contraintes perpendiculaires au fil, des organes d'assemblage mécaniques tels que des goujons collés ou des vis entièrement filetées peuvent être utilisés à des fins de renforcement (cf. Section 7.4).

7.3. METHODES DE CALCUL

Lors de la fabrication de poutres à inertie variable et bananes, il est généralement recommandé de placer les lamelles continues sur le côté tendu de la poutre, c'est-à-dire sur son côté inférieur, si la poutre est en appui simple et soumise principalement à des charges de gravité. Les lamelles en décroissance seront alors situées sur le côté comprimé de la poutre.

7.3.1. Poutres à inertie variable

En principe, la portée maximale de ce type de poutres est limitée à 30 m, principalement pour des raisons de contraintes de fabrication et d'économie de frais de transport. La pente ne devra en aucun cas dépasser 10°. Dans la pratique, une telle pente se situe dans

une plage 1/20-1/10, à savoir $\alpha \approx 2,9^\circ-5,7^\circ$. La hauteur à l'apex devra être au minimum égale à environ $L/20$, où L correspond à la portée de la poutre. La valeur de la largeur ne devra pas être inférieure au septième de la hauteur de la poutre à l'apex ($b \geq h_{ap}/7$), afin de réduire les problèmes de déversement, particulièrement au moment du montage.

Très souvent, les poutres à inertie variables sont fabriquées avec une contre-flèche, dont l'amplitude doit correspondre plus ou moins à celle de la flèche maximale sous charges permanentes, à laquelle il faut rajouter la moitié de la valeur de la charge variable principale (par ex. charge de neige).

En ce qui concerne les poutres symétriques en appui simple avec une charge uniformément répartie, la résistance à la flexion de l'apex (c'est-à-dire à mi-travée) n'atteindra jamais une valeur critique. La section transversale présentant la contrainte de flexion maximale se situe plutôt à une distance x_0 de l'appui. Il est possible de déterminer analytiquement la position de cette section comme étant celle où la dérivée de la contrainte de flexion en fonction de x vaut zéro. On obtient alors le résultat suivant :

$$x_0 = \frac{h_0}{2 \cdot h_{ap}} \cdot l \quad (7.2)$$

où h_0 désigne la hauteur de poutre au niveau de l'appui, h_{ap} désigne la hauteur de poutre à l'apex et l désigne la portée. En ce qui concerne les géométries de poutres usuelles, la position de la contrainte de flexion maximale correspond approximativement à un quart de la portée ($x_0 \approx l/4$).

Pour des pentes $\alpha \leq 10^\circ$, les contraintes de flexion de calcul $\sigma_{m,\alpha,d}$ et $\sigma_{m,0,d}$ peuvent être présumées égales et calculées selon l'approche classique de la théorie des poutres (la Figure 7.8 montre la répartition réelle des contraintes, avec $\sigma_{m,\alpha,d} \neq \sigma_{m,0,d}$). Notre hypothèse simple donne l'expression suivante :

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} = \frac{M_d}{W_{x_0}} \quad (7.3)$$

où :

M_d correspond au moment de flexion de calcul dans la section $x=x_0$;

W_{x_0} correspond au module de résistance à la section transversale $x=x_0$.

Très souvent, le lamellé-collé panaché est utilisé pour la fabrication de poutres à inertie variable ; c'est le cas, par exemple, du GL30C, un lamellé-collé consistant en des lamelles T22 et T15 dans les parties externe et centrale de la section transversale, respectivement. Pour ce type de poutres, la contrainte de compression maximale induite par le moment de flexion, à une distance x_0 de l'appui, se produit en général au niveau des lamelles présentant la classe de résistance inférieure (à savoir T15). En théorie, la résistance de la poutre devrait être réduite par rapport à celle d'une poutre similaire comprenant une section transversale homogène et des lamelles de classe T22. Cependant, cette réduction de résistance n'est pas prise en compte, dans la mesure où ce défaut se produit quasi systématiquement au côté tendu de la poutre, là où se trouvent les lamelles à haute résistance (à savoir T22).

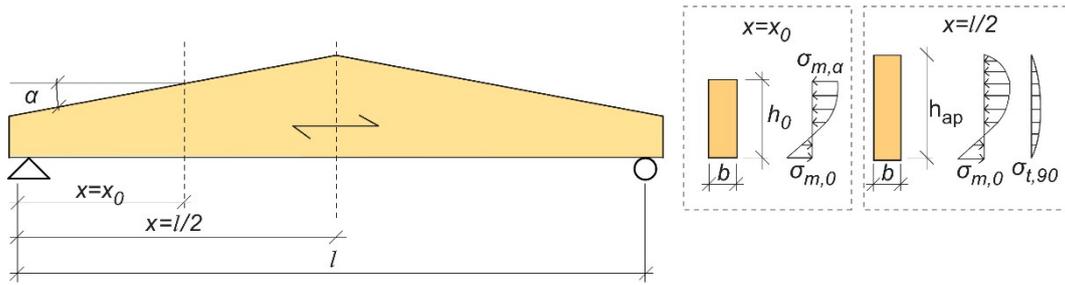


Figure 7.8 : Poutre à simple décroissance avec répartition réelle et non linéaire des contraintes de flexion et perpendiculaires au fil à $x=x_0$ et à mi-travée.

Au niveau de la fibre la plus à l'extérieur du bord en décroissance, les contraintes devront satisfaire l'expression suivante :

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_{m,\alpha} \cdot f_{m,d} \quad (7.4)$$

où :

$\sigma_{m,\alpha,d}$ et $\sigma_{m,0,d}$ correspondent aux contraintes de flexion de calcul à un angle par rapport au fil et au bord droit, respectivement ;

$f_{m,d}$ correspond à la résistance de calcul à la flexion ;

$k_{m,\alpha}$ correspond à un coefficient de réduction qui tient compte de l'action simultanée de la contrainte de flexion, de la contrainte de cisaillement et de la contrainte de compression/traction au bord incliné.

Selon l'Eurocode 5, le coefficient de réduction $k_{m,\alpha}$ peut être calculé comme suit.

a) Contraintes de traction parallèles au bord :

$$k_{m,\alpha} = \left[1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0,75 \cdot f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2 \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (7.5)$$

a) Contraintes de compression parallèles au bord :

$$k_{m,\alpha} = \left[1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 \cdot f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2 \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (7.6)$$

où :

$f_{v,d}$, $f_{t,90,d}$ et $f_{c,90,d}$ correspondent aux résistances de calcul définies par l'EC5 pour le cisaillement, la traction perpendiculaire au fil et la compression perpendiculaire au fil, respectivement.

Les valeurs de $k_{m,\alpha}$ en fonction de différentes pentes du bord en décroissance sont représentées à la Figure 7.9. Les valeurs ont été déduites pour le lamellé-collé GL30c. Il convient de noter que la courbe continue (méthode d'une précision satisfaisante) peut

également être utilisée pour le calcul de poutres en ventre de poisson. Dans ce cas, l'angle α au niveau de la contrainte de flexion maximale peut être déduit à partir de l'Éq. 7.7 :

$$\alpha \approx \frac{l}{4 \cdot R} \cdot \frac{180}{\pi} \quad (7.7)$$

où l désigne la portée de la poutre et R désigne le rayon de courbure des lamelles (généralement $R > 100$ m).

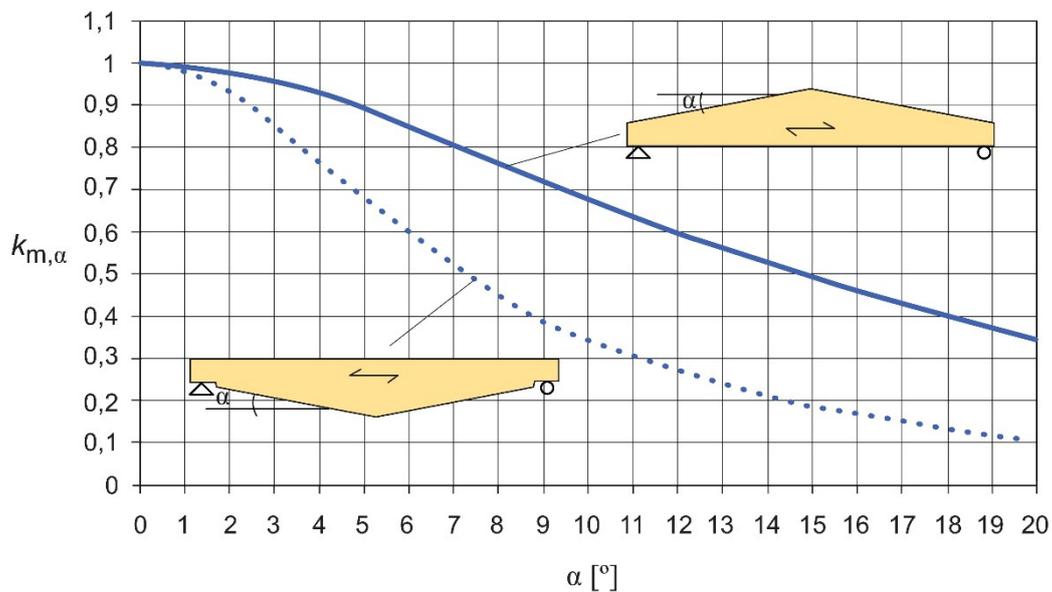


Figure 7.9 : Valeurs de $k_{m,\alpha}$ selon l'Eurocode 5 en fonction de différentes pentes du bord en décroissance ; lamellé-collé GL30c. Classe de service 1 ; durée de la charge : moyen terme.

La valeur de calcul de la contrainte de traction perpendiculaire au fil sous moment de flexion peut être déterminée comme suit :

$$\sigma_{t,90,d} = (0,2 \cdot \tan \alpha) \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{ap}} \quad (7.8)$$

où :

$M_{ap,d}$ correspond au moment de calcul à l'apex ;

W_{ap} correspond au module de résistance de la poutre à l'apex ;

$(0,2 \cdot \tan \alpha)$ correspond à un coefficient obtenu au moyen de l'analyse par éléments finis, défini comme le rapport entre la contrainte perpendiculaire au fil et la contrainte de flexion à la zone d'apex. La variation de ce coefficient (k_p dans l'Eurocode 5) avec la pente α est également représentée à la Figure 7.12 ; pour les poutres à inertie variable, le rayon de courbure $r \rightarrow \infty$. Par conséquent, les valeurs de k_p (cf. Figure 7.12) devront être prises au point d'abscisse $h_{ap}/r = 0$.

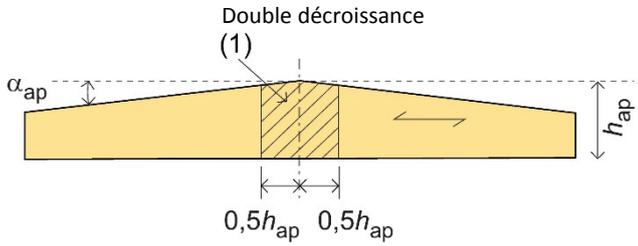
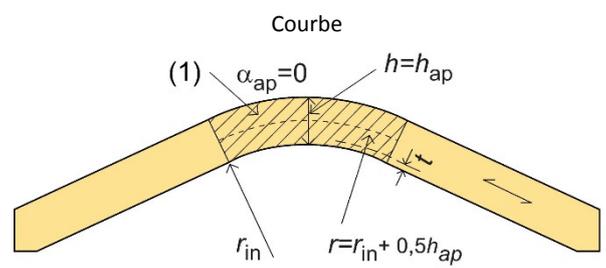
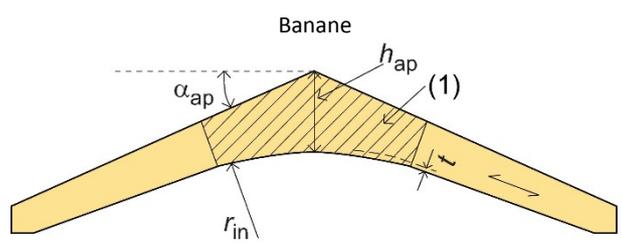
La résistance à la traction perpendiculaire au fil doit alors être réduite, de manière à prendre en compte l'effet de volume. Selon l'Eurocode 5, il convient de satisfaire l'inégalité suivante :

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d} = k_{dis} \cdot \left(\frac{0,01}{V}\right)^{0,2} \cdot f_{t,90,d} \quad (7.9)$$

où :

$f_{t,90,d}$ correspond à la résistance de calcul à la traction perpendiculaire au fil ; k_{dis} correspond à un coefficient qui permet de prendre en compte l'effet de la répartition des contraintes dans la zone d'apex. Il est possible de reprendre les valeurs k_{dis} et V définies au Tableau 7.1 pour des poutres soumises à une charge uniformément répartie.

Tableau 7.1 : Valeurs de k_{dis} et de V selon l'Eurocode 5 pour des types de poutres courantes (« b » correspond à la largeur de la poutre).

Type de poutre	k_{dis}	V
<p>Double décroissance (1)</p> 	1,4	$\sim b \cdot (h_{ap})^2$
<p>Courbe (1)</p> 	1,4	Volume de la partie courbe (1)*
<p>Banane (1)</p> 	1,7	Volume de la partie courbe (1)*

* La valeur V ne doit pas, cependant, dépasser $2/3V_b$, où V_b est le volume total de la poutre.

En général, le calcul final des poutres à inertie variable inclura les vérifications suivantes :

- Résistance à la flexion à une distance x_0 de l'appui ;
- Résistance au cisaillement et force portante de l'appui ;
- Résistance à la traction perpendiculaire au fil à l'apex ;
- Déversement (cette vérification porte généralement sur une partie isolée de la poutre entre deux pannes adjacentes).

7.3.2. Calcul préliminaire de poutres à double décroissance en appui simple soumises à une charge uniformément répartie

Cette section propose des indications générales concernant le calcul préliminaire d'une poutre à double décroissance en appui simple. Une structure typique de cette poutre est présentée à la Figure 7.10, conjointement avec les principaux paramètres géométriques.

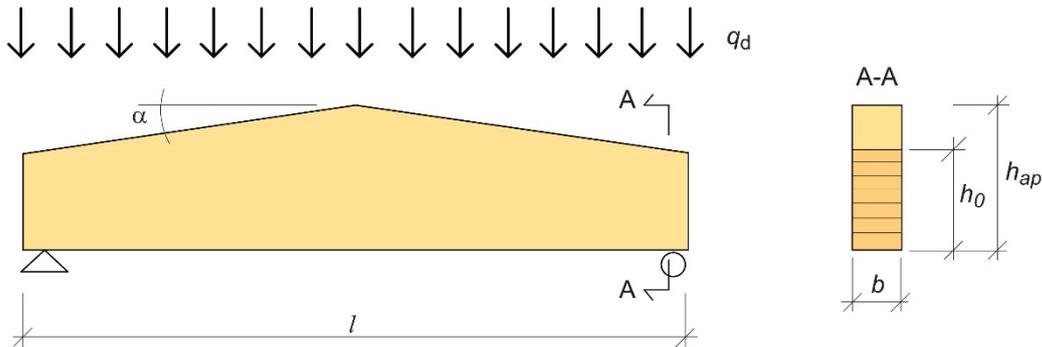


Figure 7.10 : Poutre lamellée-collée à double décroissance typique

Lors de l'étape préliminaire de dimensionnement, les variables détaillées ci-après sont généralement connues :

- › Intensité de la charge de calcul q_d
- › Pente du toit α (généralement comprise dans la plage 2° - 6°)
- › Portée l (généralement ≤ 30 m)

Toutes les valeurs de calcul de résistance du matériau sont également connues, dans la mesure où elles dépendent de la classe de résistance du lamellé-collé choisi.

Le calcul préliminaire permettra d'estimer les dimensions des sections transversales au niveau de l'appui et de l'apex.

7.3.2.1. Largeur de poutre

Afin de réduire les problèmes d'instabilité latérale, particulièrement au moment du montage, la poutre devra présenter une largeur correspondant à au moins 1/7 de la hauteur de la poutre qui, elle-même, correspondra à environ 1/20 - 1/15 de la portée de la poutre. Ce qui donne :

$$b \approx \frac{l}{140} \text{ à } \frac{l}{110} \quad (7.10)$$

7.3.2.2. Hauteurs de poutre

La résistance de la poutre dépend en règle générale de sa résistance à la flexion au niveau de la section transversale située à une distance x_0 de l'appui (cf. section 7.1). Cependant, le paramètre x_0 est déterminé à partir de la hauteur de poutre aussi bien au niveau de l'appui qu'à l'apex ; des valeurs qui sont a priori inconnues. Lors du calcul préliminaire, il est donc supposé que x_0 est situé à $l/4$ de l'appui, et que la résistance à la flexion de la

poutre $f_{m,d}$ à x_0 est quelque peu réduite du fait de la décroissance du bord supérieur. Un coefficient de réduction associé à la décroissance avec $\alpha < 6^\circ$ équivalent à $k_{m,\alpha} \approx 0,9$ s'avère raisonnable (cf. Figure 7.9). Sur la base de ces hypothèses, il est possible d'estimer la hauteur de poutre requise au niveau de l'appui et à l'apex à l'aide des équations suivantes :

- › Hauteur de poutre au niveau de l'appui :

$$h_0 = \frac{l}{4} \cdot \left(3 \cdot \sqrt{\frac{q_d}{b \cdot (0,9 \cdot f_{m,d})}} - \tan \alpha \right) \quad (7.11)$$

- › Hauteur de poutre à l'apex :

$$h_{ap} = \frac{l}{4} \cdot \left(3 \cdot \sqrt{\frac{q_d}{b \cdot (0,9 \cdot f_{m,d})}} + \tan \alpha \right) \quad (7.12)$$

7.3.3. Poutres courbes et bananes

La portée maximale des poutres courbes et bananes ne devra pas dépasser 20 m, principalement du fait de la limitation imposée par les contraintes de traction perpendiculaires au fil qui agissent dans la zone d'apex. Par ailleurs, afin de réduire le risque de rupture liée à la traction perpendiculaire au fil, la pente de ces poutres devra, de préférence, être inférieure à 15° (s'agissant des poutres courbes, cette pente correspond à celle des éléments linéaires). La hauteur au niveau de l'appui devra être égale à au moins $l/30$ pour les deux types de poutres. La hauteur à l'apex est en principe comprise entre $l/20$ et $l/15$ pour les poutres courbes, et entre $l/15$ et $l/10$ pour les poutres bananes. La largeur ne devra pas être inférieure à un septième de la hauteur de la poutre à l'apex ($b \geq h_{ap}/7$). Le rayon de courbure r (cf. Figure 7.11) choisi est généralement supérieur à 10 m.

Les flèches verticales de ces poutres ne jouent pas un rôle important. Néanmoins, les déplacements horizontaux au niveau des appuis peuvent être relativement amples. C'est pourquoi il convient de s'assurer que ces déplacements n'impliquent aucun effort latéral imprévu sur les structures porteuses (en principe murs, poteaux).

La section transversale présentant la contrainte de flexion maximale est située à une distance x_0 de l'appui. Il est possible de déterminer la position de cette section à l'aide de l'Éq. 7.2. Le calcul des poutres courbes et bananes tient compte, cependant, des contraintes de traction perpendiculaires au fil, lesquelles sont principalement induites par les charges de gravité, et par les variations d'humidité du bois. Ces contraintes sont plus importantes dans la zone d'apex de la poutre (zone (1) sur la Figure 7.11).

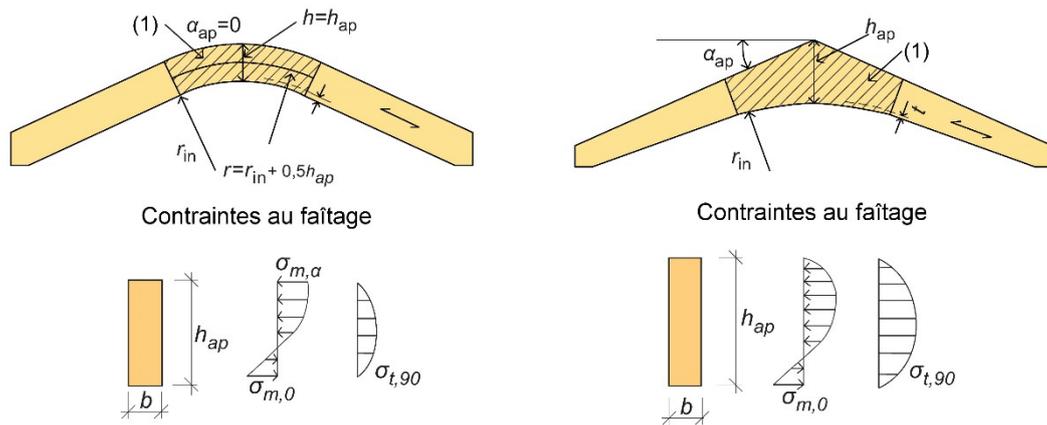


Figure 7.11 : Contraintes de flexion $\sigma_{m,0}$ et contraintes de traction perpendiculaires au fil $\sigma_{t,90}$: poutre courbe (à gauche) et poutre banane (à droite).

Selon l'Eurocode 5, la valeur de calcul de la contrainte de traction perpendiculaire au fil induite par le moment de flexion de calcul à l'apex ($M_{ap,d}$) peut être obtenue comme suit (cf. symboles de la Figure 7.11) :

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{ap}} \quad (7.13)$$

Avec :

$$k_p = k_5 + k_6 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_7 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 \quad (7.14)$$

$$k_5 = 0,2 \cdot \tan \alpha_{ap} \quad (7.15)$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan \alpha_{ap} + 2,6 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} \quad (7.16)$$

$$k_7 = 2,1 \cdot \tan \alpha_{ap} - 4 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} \quad (7.17)$$

k_p correspond à un coefficient obtenu au moyen de l'analyse par éléments finis, défini comme le rapport entre la valeur de calcul de la contrainte perpendiculaire au fil et la contrainte de flexion admissible à la zone d'apex. La Figure 7.12 montre la variation de k_p en fonction de h_{ap}/r . D'autres courbes sont représentées pour différents angles d'apex α_{ap} . Le matériau utilisé est un lamellé-collé GL30c.

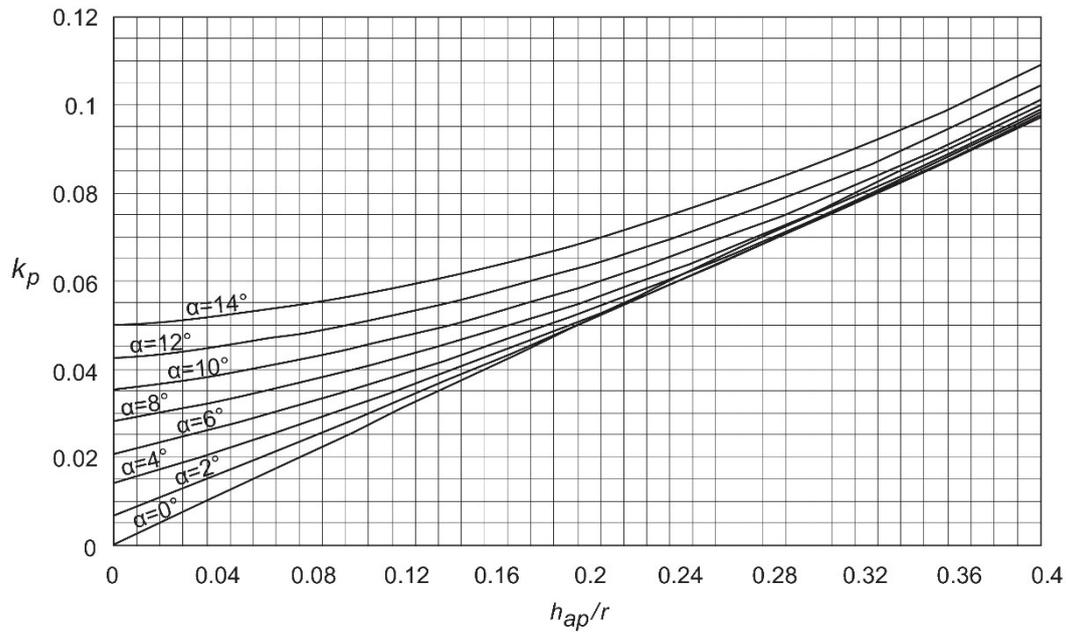


Figure 7.12 : Coefficient k_p selon l'Eurocode 5 pour différentes valeurs de h_{ap}/r ; lamellé-collé GL30c.

La résistance perpendiculaire au fil doit être vérifiée de la même manière que pour les poutres à inertie variable (cf. Éq. 7.9).

La résistance à la flexion à l'apex peut parfois constituer le paramètre déterminant associé à des poutres courbes présentant un grand rayon de courbure ; mais très rarement celui des poutres bananes. Selon l'Eurocode 5, la contrainte de traction induite par le moment de flexion de calcul à l'apex ($M_{ap,d}$) peut être calculée comme suit :

$$\sigma_{m,d} = k_l \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{ap}} \quad (7.18)$$

Avec :

$$k_l = k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 + k_4 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^3 \quad (7.19)$$

$$k_1 = 1 + 1,4 \cdot \tan \alpha_{ap} + 5,4 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} \quad (7.20)$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \cdot \tan \alpha_{ap} \quad (7.21)$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \cdot \tan \alpha_{ap} - 7,8 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} \quad (7.22)$$

$$k_4 = 6 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} \quad (7.23)$$

k_l correspond à un coefficient obtenu au moyen de l'analyse par éléments finis qui tient compte de la géométrie de la poutre. La Figure 7.13 montre la variation de k_l en fonction de h_{ap}/r . D'autres courbes sont représentées pour différents angles d'apex α_{ap} .

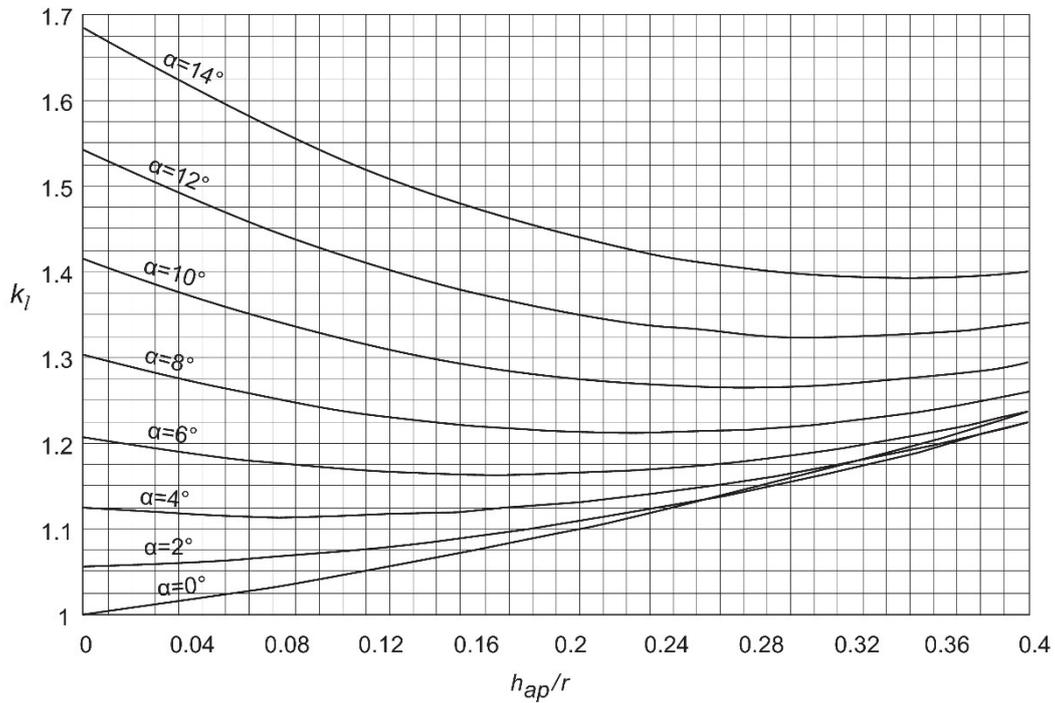


Figure 7.13 : Coefficient k_l selon l'Eurocode 5 en fonction de différentes valeurs de h_{ap}/r ; lamellé-collé GL30c.

La résistance à la flexion des lamelles courbes doit être réduite en fonction des contraintes résiduelles induites par le cintrage des lamelles lors de la fabrication de l'élément structural. Il suffit alors de multiplier la valeur de base de la résistance à la flexion $f_{m,d}$ par un coefficient de réduction k_r .

$$\sigma_{m,d} = k_r \cdot f_{m,d} \quad (7.24)$$

La valeur de k_r diminue à mesure que le rapport r_{in}/t (cf. Tableau 7.2) baisse.

Tableau 7.2 : Coefficient de réduction de la résistance à la flexion k_r selon l'Eurocode 5 en fonction du rapport r_{in}/t , où r_{in} correspond au rayon de courbure et où t correspond à l'épaisseur des lamelles.

$\frac{r_{in}}{t}$	k_r
≥ 240	1
< 240	$0,76 + 0,001 \cdot \frac{r_{in}}{t}$

En principe, le calcul final des poutres courbes et bananes inclura les vérifications suivantes :

- › Résistance à la flexion à une distance x_0 de l'appui, pour les poutres bananes et les poutres courbes à hauteur variable (dans certains cas, il conviendra également de vérifier la contrainte de flexion à l'apex) ;
- › Résistance au cisaillement et force portante à l'appui ;
- › Résistance à la traction perpendiculaire au fil à l'apex ;
- › Déversement (cette vérification porte généralement sur une partie isolée de la poutre entre deux pannes adjacentes. Dans le cas de poutres courbes, cette partie peut être considérée comme un élément linéaire).

7.3.4. Calcul préliminaire de poutres courbes et bananes en appui simple soumises à une charge uniformément répartie

Cette section propose des indications générales concernant le calcul préliminaire (prédimensionnement) de poutres courbes et bananes en appui simple. Certains paramètres géométriques utiles pour le calcul de ces types de poutres sont présentés au tableau 7.3.

Tableau 7.3 : Paramètres géométriques pour le calcul préliminaire de poutres courbes et bananes.

Type de poutre	Largeur b	Hauteur au niveau de l'appui h_0	Hauteur à l'apex h_{ap}	Rayon de courbure r
Courbe	De $l/140$ à $l/120$	$\geq l/30$	$\approx l/17$	$\geq 10 m$
Banane	De $l/100$ à $l/80$	$\geq l/30$	$\approx l/13$	$\geq 10 m$

Comme dans le cas des poutres à inertie variable, la charge de calcul q_d , la pente du toit α et la portée l sont en principe des paramètres connus.

La première étape consiste à déterminer la hauteur de la poutre au niveau de la contrainte de flexion maximale, c'est-à-dire à $x = x_0$ de l'appui. Comme pour les poutres à inertie variable, il est donc supposé que x_0 est situé à $l/4$ de l'appui, et que la résistance à la flexion de la poutre $f_{m,d}$ devra être réduite selon un coefficient $k_{m,\alpha} \approx 0,9$. Sur la base de ces hypothèses, il est possible d'estimer la hauteur de poutre requise à $x = x_0$ à l'aide de l'équation suivante :

$$h'_{x_0} = \frac{3 \cdot l}{4} \cdot \sqrt{\frac{q_d}{b \cdot (0,9 \cdot f_{m,d})}} \quad (7.25)$$

Les hauteurs de poutre au niveau de l'appui et à l'apex peuvent alors être calculées en fonction des relations géométriques liant les différents paramètres de la Figure 7-14.

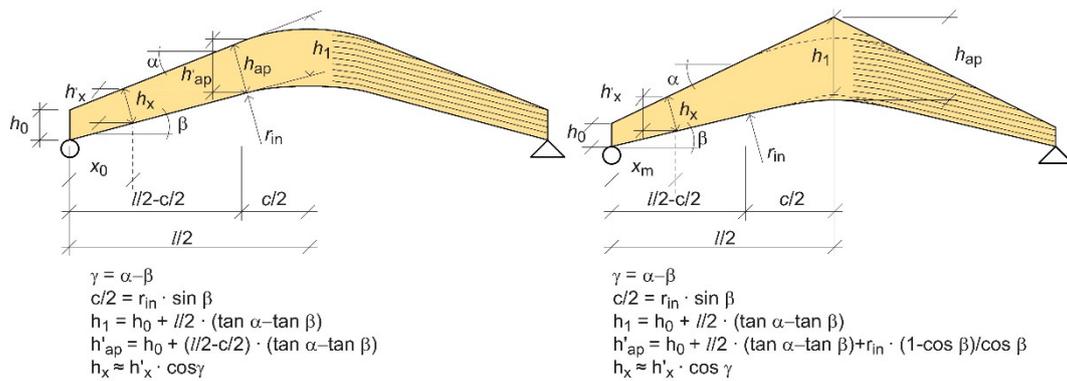


Figure 7.14 : Relations géométriques associés aux poutres courbes (à gauche) et aux poutres bananes (à droite).

7.4. RENFORCEMENT DES POUTRES A DOUBLE DECROISSANCE, COURBES ET BANANES SOUMISES A DES CONTRAINTES DE TRACTION PERPENDICULAIRES AU FIL

Nous avons vu dans les sections précédentes les équations permettant de calculer les contraintes de traction perpendiculaires au fil dans les zones d'apex de poutres (i) courbes, (ii) bananes ou (iii) à double décroissance selon l'Eurocode 5. Parmi ces trois types de poutres, les poutres bananes sont les plus sujettes à fissuration du fait de contraintes perpendiculaires au fil dans la zone d'apex. Une première tentative pour réduire l'impact négatif de ces contraintes consiste à rendre la partie supérieure de l'apex « mobile ». Dans la pratique, il s'agit de relier la partie supérieure de la poutre à la partie au-dessous de la poutre uniquement au moyen d'assembleurs mécaniques tels que des vis (cf. Figure 7.15). De cette manière, le comportement statique de la poutre banane sera pratiquement identique à celui d'une poutre courbe similaire ; d'où des contraintes de tractions perpendiculaires au fil moins importantes.

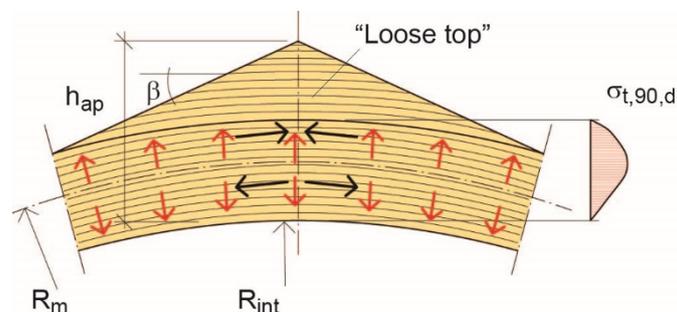


Figure 7.15 : Poutre banane dont la partie supérieure est rendue mobile pour réduire les contraintes de traction perpendiculaires au fil.

Plus la distance depuis la section transversale de l'apex augmente, plus les contraintes de traction perpendiculaires au fil diminuent, suivant la forme de la poutre et la répartition

des charges. La Figure 7.16 montre une répartition typique de ces contraintes dans une poutre banane soumise à des charges uniformément réparties.

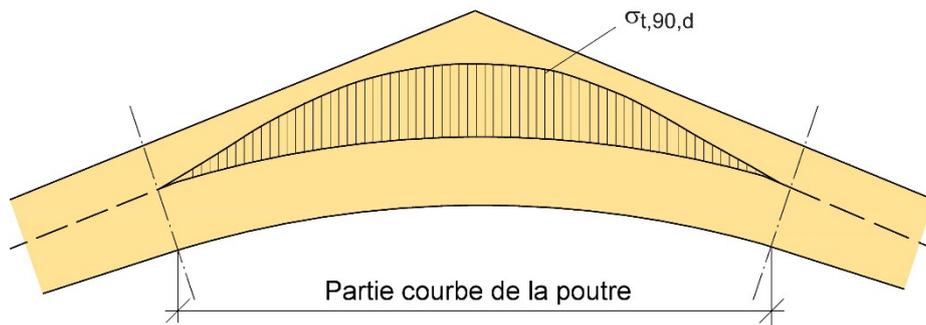


Figure 7.16 : Répartition typique des contraintes de traction perpendiculaires au fil dans une poutre banane.

7.4.1. Méthodes courantes de renforcement de structures soumises à une traction perpendiculaire au fil aux effets néfastes

En règle générale, le renforcement des poutres courbes, bananes ou à double décroissance est de deux types :

- › Renforcement interne ;
- › Renforcement externe.

La méthode de renforcement interne implique l'utilisation des éléments suivants :

- › Goujons filetés collés ;
- › Barres d'armature crénelées en béton collées ;
- › Vis filetées.

La Figure 7.17 présente plusieurs configurations typiques d'éléments de renforcement internes.

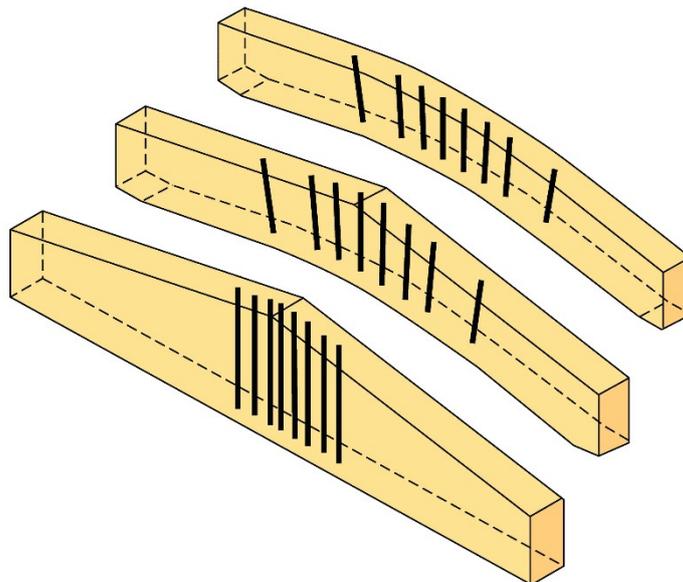


Figure 7.17 : Configurations typiques d'éléments de renforcement internes de poutres lamellées-collées soumises à une traction perpendiculaire au fil.

Dans les cas où la méthode de renforcement *interne* est adoptée, il conviendra de prendre en compte la réduction de la section transversale du fait de la présence de barres ou de vis au moment de vérifier la résistance à la traction perpendiculaire au fil.

La méthode de renforcement *externe* implique l'utilisation des éléments suivants :

- › Bois contreplaqué ou lamibois collé ;
- › Plaques collées dont le fil est perpendiculaire à celui de la poutre ;
- › Connecteurs à plaque métallique emboutie.

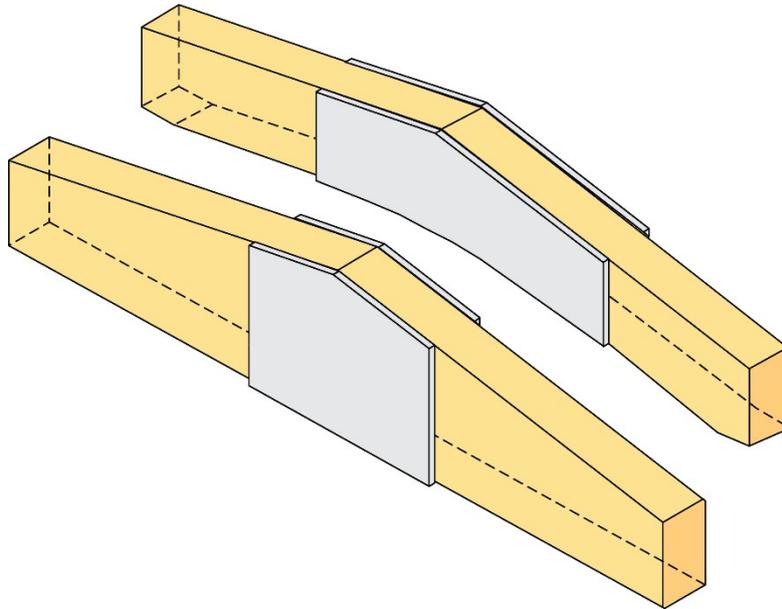


Figure 7.18 : Configurations typiques d'éléments de renforcement externe de poutres lamellées-collées soumises à une traction perpendiculaire au fil.

La section suivante aborde simplement le calcul d'éléments de renforcement internes, dans la mesure où celui d'éléments de renforcement externe peut être envisagé de façon similaire.

7.4.2. Calcul du renforcement

Un élément de renforcement devra être prévu dans les zones de la poutre présentant une traction perpendiculaire au fil significative, principalement là où les contraintes calculées dépasseront les valeurs de résistance correspondantes. En général, le renforcement appliqué s'apparente à celui illustré à la Figure 7.19.

Les poutres bananes et courbes sont fabriquées de manière à inclure des éléments linéaires à leurs extrémités et une courbure dans leurs éléments centraux. Dans le cas de ces poutres, les contraintes de traction interviennent non seulement dans la zone d'apex courbe, mais aussi au niveau des éléments linéaires des poutres (cf. Figure 7.16). Cependant, compte tenu de la faible amplitude des contraintes de traction dans ces éléments linéaires, le renforcement sera généralement appliqué uniquement à la zone de la poutre présentant une courbure.

Certaines poutres courbes peuvent être exemptes d'éléments linéaires. Dans ce cas, si nécessaire, le renforcement devra être appliqué à la partie de la poutre où la contrainte de traction perpendiculaire au fil dépassera 80 % de la contrainte de traction maximale perpendiculaire au fil, soit généralement à mi-travée.

En ce qui concerne les poutres à double décroissance, il conviendra, si nécessaire, d'appliquer le renforcement à la zone d'apex de façon symétrique par rapport à la mi-travée, sur une zone de la poutre d'une longueur égale à la hauteur de la poutre à l'apex.

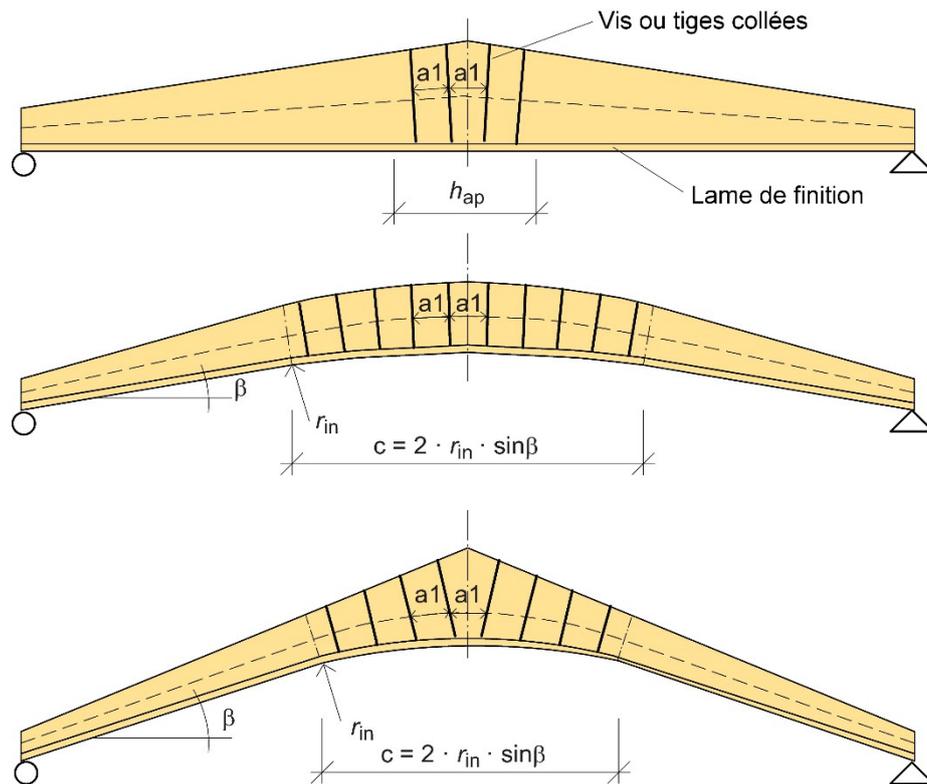


Figure 7.19 : Renforcement de poutres à double décroissance, courbes et bananes.

La proposition de calcul ci-après tient compte de la force résultante de traction de façon simplifiée : on suppose que dans la moitié centrale de la zone d'apex, la contrainte de traction maximale est présente, tandis que dans les zones (« quarts ») extérieures, on présume la présence d'une contrainte égale aux deux tiers de la valeur maximale.

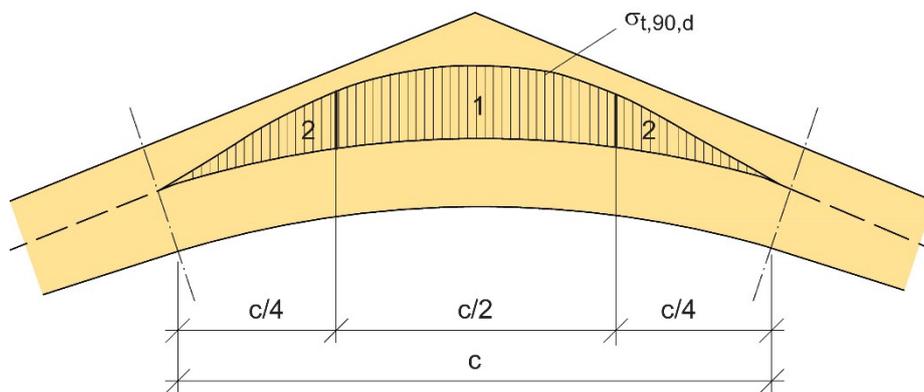


Figure 7.20 : Définition de la « moitié centrale (1) » et des « quarts extérieurs (2) » de l'apex dans une poutre banane.

La force de traction de calcul intervenant dans l'élément de renforcement (à savoir à chaque tige) de la moitié centrale de l'apex est alors exprimée comme suit :

$$F_{t,90,d} = \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1}{n} \quad (7.26)$$

Où :

$\sigma_{t,90,d}$ correspond à la contrainte de traction de calcul perpendiculaire au fil déterminée selon l'Éq. 7.13.

- b correspond à la largeur de la poutre.
- a_1 correspond à l'espacement de l'élément de renforcement le long de la poutre (recommandation : $250 \text{ mm} \leq a_1 \leq 0,75 \cdot h_{ap}$, où h_{ap} correspond à la hauteur de poutre à l'apex).
- n correspond au nombre de groupes de barres d'armature perpendiculaires à l'axe longitudinal de la poutre ($n=1$ ou 2 ; cf. Figure 7.21).

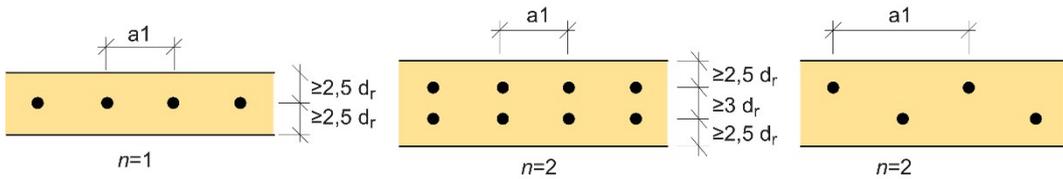


Figure 7.21 : Définition de « n » et de a_1 dans l'Éq. 7.26 et l'Éq. 7.27 (« n » correspond au nombre de groupes de barres d'armature perpendiculaires à l'axe longitudinal de la poutre). d_r désigne le diamètre extérieur de filetage de l'élément de renforcement.

Pour les zones extérieures de la zone d'apex :

$$F_{t,90,d} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1}{n} \quad (7.27)$$

Il convient de procéder à la vérification suivante :

$$F_{t,90,d} \leq R_{ax,d} \quad (7.28)$$

où :

$R_{ax,d}$ correspond à la force axiale de calcul d'un goujon métallique vissé ou collé.

En appliquant l'Éq. 7.28, on retiendra le fait que la force de traction $F_{t,90,d}$ subit l'opposition des contraintes de cisaillement en surface entre le goujon métallique et le bois, lesquelles ne sont pas réparties de façon uniforme sur la longueur. Cependant, en principe, on suppose que ces contraintes sont uniformément réparties (cf. Figure 7.22). Par ailleurs, la partie supérieure du goujon (ou de la vis) est soumise à une traction vers le haut tandis que sa partie inférieure est soumise à une traction vers le bas. C'est pourquoi, dans le cadre de l'Éq. 7.28, la résistance du goujon (ou de la vis) à l'arrachement doit être déterminée pour une longueur égale à l_{ad} (cf. Figure 7.22). Dans le cas de vis entièrement filetées ou de goujons entièrement collés sur toute la hauteur de la poutre, il est possible de prendre la moitié de la longueur du goujon (ou de la vis) comme valeur de l_{ad} .

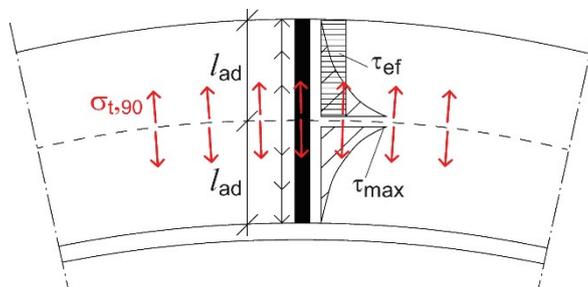


Figure 7.22 : Contrainte de cisaillement dans l'élément de renforcement d'une poutre courbe.

CHAPITRE 8

8. POUTRES TREILLIS

Une poutre à treillis est une structure formée par un agencement triangulaire d'éléments linéaires (ou quasi linéaires) dont les extrémités sont reliées au niveau de points d'assemblage appelés nœuds. Les poutres à treillis se composent de triangles, c'est-à-dire des formes géométriquement stables. En effet, un triangle présente des angles fixes qui ne peuvent être ni agrandis, ni rétrécis sans céder au niveau des points d'assemblage, contrairement, notamment, à un rectangle, lequel peut devenir un parallélogramme.

Dans une poutre à treillis plan, l'ensemble des éléments et des nœuds sont situés dans un plan en deux dimensions, tandis que dans une poutre à treillis spatial, les éléments et les nœuds se développent dans les trois dimensions. Les poutres à treillis en bois consistent généralement en un agencement plan en appui simple sur deux points. La suite de ce chapitre est consacrée à ce type de poutre.

Les poutres à treillis en bois offrent une solution économique en présence de portées supérieures à 25-30 m. L'un des avantages de la conception à treillis pour les toitures est la possibilité d'installer les conduits et les tuyaux nécessaires au fonctionnement des installations techniques du bâtiment à travers l'âme en treillis.

Dans les cas de portées importantes où des spécifications de toitures plus légères sont probables, les poutres à treillis sont espacées de 5 à 12 m de centre à centre, supportent des pannes espacées d'1,2 à 2,4 m et soutiennent un bac acier. En guise d'alternative aux pannes, un bac acier plus lourd est appliqué directement sur les poutres. Il est généralement possible de réaliser des économies en augmentant l'espacement des poutres parallèlement à leur portée.

8.1. GEOMETRIE DES POUTRES A TREILLIS

La fonction structurelle d'une poutre à treillis est de supporter et de transférer les charges depuis les points d'application (généralement les pannes) vers les points d'appui d'une manière aussi efficace et économique que possible. Cette efficacité repose sur le choix d'un type de poutre à treillis adapté aux exigences architecturales et aux conditions de

charge. Des modèles types « idéalisés » de poutres à treillis utilisées dans deux types de conditions de charge sont représentés à la Figure 8.1.

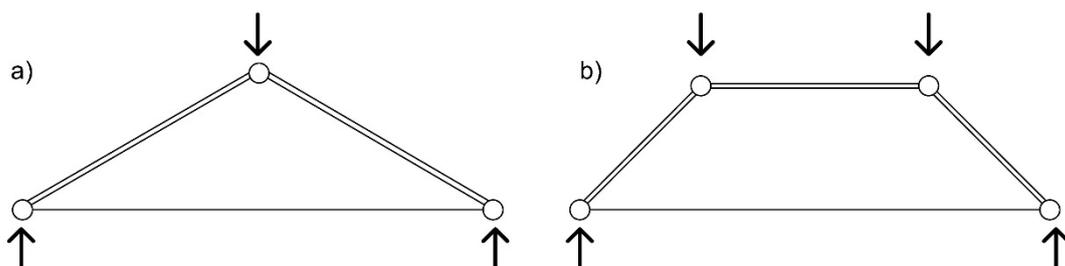


Figure 8.1 : Exemples d'agencements idéalisés de poutres à treillis dans deux conditions de charge : (a) structure en treillis à trois articulations stable ; (b) mécanisme à quatre articulations instable.

Dans un système à charge symétrique (d'une importance particulière dans le cas illustré à la Figure 8.1(b), à savoir une structure à quatre articulations et donc instable), le transfert de charge est opéré sans barres de treillis internes, dans la mesure où le funiculaire des forces concorde avec la géométrie de la structure. Malheureusement, il est rarement possible de pouvoir utiliser une configuration sans ces éléments internes, étant donné qu'un déséquilibre de charge peut se produire quasi systématiquement du fait de la neige, du vent ou de charges permanentes. Ce déséquilibre peut également être lié à des tolérances de montage et de fabrication. Néanmoins, l'ingénieur devra essayer d'utiliser un profil à treillis proche de celui idéalisé (funiculaire des charges), en intégrant un système triangulé capable de prendre en charge un tel déséquilibre. Ainsi, les forces intervenant au niveau des éléments internes et de leurs assemblages seront limitées au minimum, avec l'avantage d'une conception à la fois simple et économique. Deux systèmes triangulés envisageables pour le cas de la Figure 8.1(b) sont présentés à la Figure 8.2.

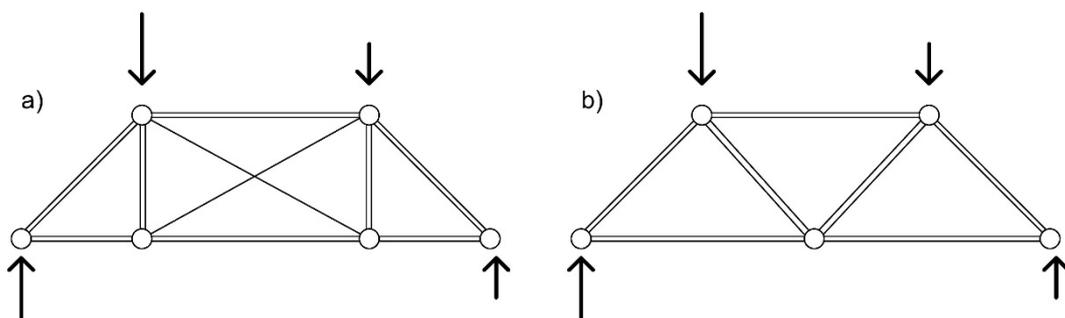


Figure 8.2 : Exemples de systèmes triangulés supportant les déséquilibres de charge.

Si le profil architectural requis s'oppose au profil structurel « optimal », des contraintes importantes peuvent être générées dans le système triangulé et les assemblages. La maîtrise des coûts de la structure passera alors par l'adoption de l'agencement structurel interne le mieux adapté, lequel constituera un compromis économique entre les matériaux et la main-d'œuvre. Pour ce faire, plusieurs aspects devront être pris en compte, à savoir :

- › Le nombre d'assemblages devra être le plus faible possible, compte tenu du coût élevé de réalisation de chacun d'entre eux, et dans la mesure où le glissement de ces assemblages à chaque nœud amplifiera la flèche de la poutre à treillis ;
- › L'élanement des membrures comprimées et des contrefiches internes ne devra pas être excessif ;
- › La flexion locale des membrures ne devra pas être trop grande ; et
- › L'angle entre les membrures et les diagonales internes ne devra pas être trop faible.

Le transport constitue fréquemment une contrainte dans le cas de poutres à treillis présentant une hauteur et une portée importantes. Les poutres mesurant plus de 3 m de haut ou plus de 20-25 m de long requièrent une attention particulière. Ce problème de

transport peut généralement être pallié en procédant au démontage partiel ou intégral de la poutre.

Les principaux éléments des grandes poutres à treillis peuvent être joints en un ou plusieurs endroits de la travée. Parfois, l'assemblage peut être intégralement réalisé sur place. Cependant, il est toujours préférable de procéder à un assemblage initial à l'usine, afin de garantir un assemblage et un démontage adéquats pour le transport.

Les grandes fermes (cf. exemple de la Figure 8.4 (c)) peuvent être fabriquées en deux parties puis assemblées sur site à l'aide d'un joint de continuité.

Il existe un large éventail de formes générales possibles pour les poutres à treillis, l'une des plus courantes pour les poutres lamellées-collées étant la ferme à trois articulations. Cette forme est abordée au Chapitre 9. D'autres formes très utilisées sont décrites aux sections suivantes.

8.1.1. Poutres à membrures parallèles

En règle générale, les poutres à membrures parallèles sont indiquées comme alternatives aux poutres lamellées-collées ou à âme de longues portées (25-30 m), et ce, pour des raisons économiques. Les charges appliquées aux barres de treillis sont souvent très importantes, d'où des difficultés à réaliser des points d'assemblage adéquats. Les systèmes triangulés généralement choisis sont les suivants : le type Howe (diagonales comprimées, Figure 8.3 (a)), le type Pratt (diagonales tendues, Figure 8.3 (b)), et le type Warren (diagonales comprimées et tendues, Figure 8.3 (c)).

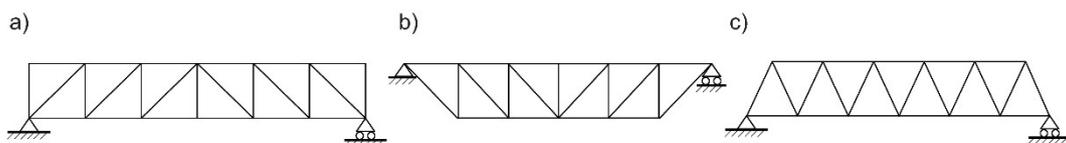


Figure 8.3 : Exemples de poutres à membrures parallèles : (a) type Howe (diagonales comprimées), (b) type Pratt (diagonales tendues), (c) type Warren (diagonales comprimées et tendues).

L'avantage d'utiliser un système aux diagonales comprimées plutôt qu'aux diagonales tendues tient au fait que les points d'assemblage entre les diagonales et les membrures sont de construction simple, dans la mesure où ils peuvent transmettre les charges par réaction d'appui. Son inconvénient : les diagonales relativement longues seront comprimées, et donc sujettes au flambement. Le système de type Pratt offre l'avantage de pouvoir être également soutenu au niveau de sa membrure supérieure, comme illustré à la Figure 8.3 (b). Par conséquent, le centre de gravité de la poutre se trouve en dessous de l'axe reliant les deux appuis. Cette solution facilite les opérations de montage, compte tenu du fait qu'en cas de dévers initial, le poids propre de la poutre agit comme force stabilisatrice empêchant tout renversement.

Les poutres à membrures parallèles sont généralement conçues avec une contre-flèche, laquelle correspond approximativement à la flèche induite par le poids propre de la structure éventuellement majoré de la moitié de la charge variable principale (par ex. charge de neige).

8.1.2. Fermes

En cas de charges uniformément réparties, la forme des fermes est relativement adaptée au diagramme des moments de flexion et permet l'utilisation de matériaux de couvertures classiques tels que les pannes et/ou les bacs acier. Une partie de la charge appliquée est transférée directement à travers la membrure supérieure vers les points d'appui, tandis que les barres de treillis transfèrent les charges d'une amplitude relativement petite à moyenne. Les points d'assemblage sont, quant à eux, conçus pour

absorber ces charges en toute facilité. En ce qui concerne les fermes à membrure inférieure horizontale, des systèmes triangulés similaires à ceux présentés à la Figure 8.3 peuvent être utilisés. La Figure 8.4 montre différents types de fermes à double pente.

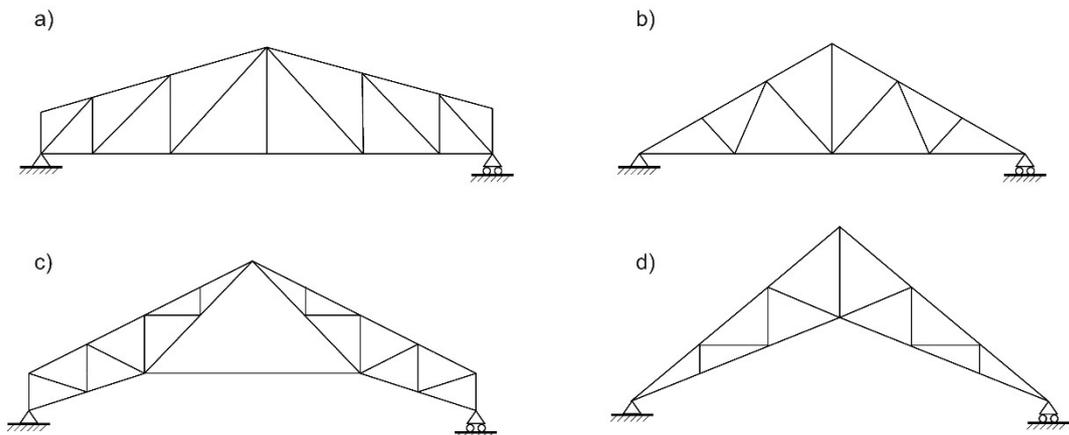


Figure 8.4 : Exemples de fermes à double pente : (a) trapézoïdale (type Howe), (b) triangulaire à membrure inférieure horizontale, (c) triangulaire à entrain retroussé, (d) ferme à écharpes.

Les fermes à double pente peuvent présenter un entrain retroussé de manière à offrir un espace supplémentaire au centre (cf. Figure 8.4, (c) et (d)). Ces structures peuvent s'avérer particulièrement utiles pour les bâtiments de stockage disposant d'un accès central.

8.1.3. Poutres bow string et lenticulaires

Pour les applications de grandes portées, les poutres à treillis bow-string et lenticulaires (Figure 8.5) peuvent constituer une solution très économique.

Grâce à une sollicitation uniforme et à une faible concentration de charge, les membrures de la poutre à treillis supportent quasiment toutes les charges appliquées. Ainsi, les barres de treillis sont très faiblement sollicitées, d'où une conception simple et peu coûteuse des assemblages entre les diagonales et les membrures. Ces systèmes statiques permettent d'obtenir en toute facilité des poutres à treillis lamellées-collées d'une portée supérieure à 60-70 m.

D'un point de vue de la statique, un profil parabolique est la solution la plus efficace pour supporter une charge uniforme. Cependant, dans la pratique, il s'avère plus adapté (ou nécessaire) d'adopter un profil circulaire pour les membrures. La membrure supérieure des poutres bow-string et chacune des membrures des poutres lenticulaires consistent généralement en au moins deux éléments lamellés-collés courbes à assemblage rigide. La membrure inférieure des poutres bow-string comprend plusieurs tiges métalliques.

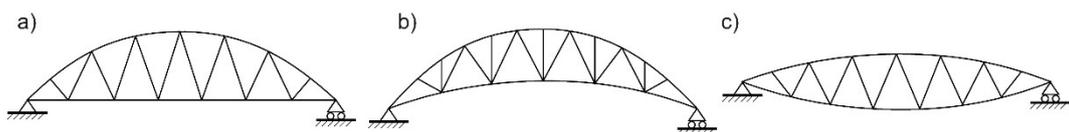


Figure 8.5 : Exemples de poutres bow-string et lenticulaire : (a) poutre bow-string à membrure inférieure horizontale, (b) poutre bow-string à entrain retroussé, (c) poutre lenticulaire.

8.1.4. Efforts dans les barres de treillis

Comme mentionné précédemment, le choix du type de structure influe grandement sur l'amplitude des efforts normaux agissant dans les barres de treillis. Afin d'illustrer la différence d'amplitude des forces appliquées aux éléments en fonction du type de poutre, des coefficients de forces sont présentés à la Figure 8.6 pour trois modèles types de poutres à treillis selon des rapports portée-hauteur typiques. Ces coefficients montrent l'amplitude des forces dans les barres ; ils sont définis comme le rapport $N/(q \cdot l)$, où N désigne la force agissant dans la barre, q désigne une charge unitaire uniformément répartie et l désigne la portée de la poutre. La partie gauche de la figure concerne des poutres en appui simple soumises à une charge unitaire uniformément répartie ($q=1$) ; la partie droite concerne des poutres similaires, mais soumises à une charge déséquilibrée ($q_l = 1$ sur la moitié gauche et $q_r = 0,5$ sur la moitié droite). Les chiffres en rouge indiquent les valeurs en traction ; les chiffres en bleu indiquent les valeurs en compression.

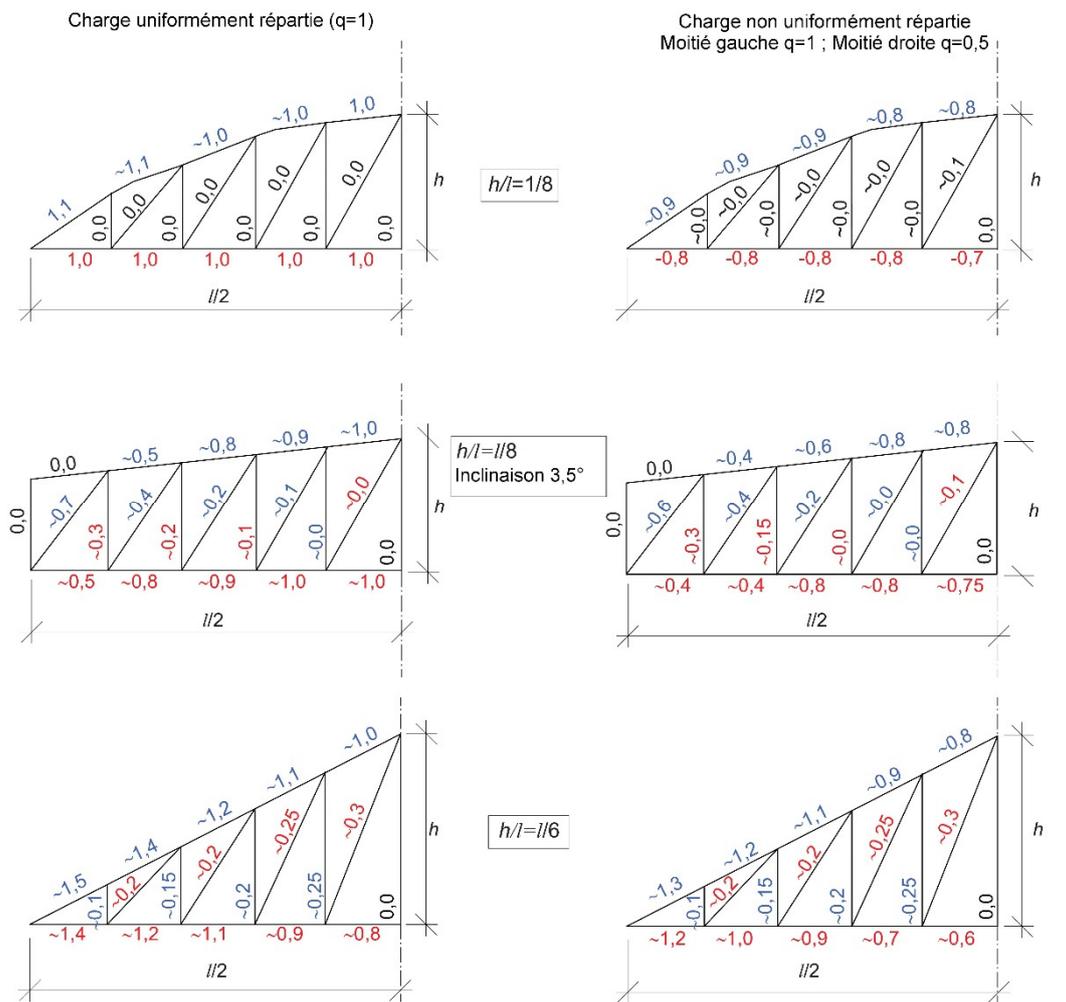


Figure 8.6 : Amplitude des efforts normaux dans trois différents types de poutres à treillis : bow-string (en haut), ferme trapézoïdale (au milieu) et ferme triangulée (en bas). À gauche : charge unitaire uniformément répartie ($q=1$) ; à droite : charge déséquilibrée ($q_l=1$ sur la moitié gauche et $q_r=0,5$ sur la moitié droite).

Comme illustré à la Figure 8.6, dans les poutres bow-string à membrure supérieure parabolique, la traction et la compression sont quasiment constantes dans chaque membrure. Par conséquent, les barres de treillis (montants et diagonales) ne seront quasiment pas sollicitées. D'où des assemblages - hormis ceux entre les membrures supérieure et inférieure au niveau de l'appui et les éventuels joints de montage dans la membrure inférieure - relativement peu coûteux pour ce type de poutres. Des efforts normaux importants interviennent dans les diagonales des fermes trapézoïdales, particulièrement dans celles les plus proches des appuis. C'est pourquoi la

réalisation d'assemblages peut s'avérer compliquée en ces endroits. De plus, une attention spécifique devra être portée au flambement de ces diagonales.

Dans les fermes triangulées, des efforts normaux relativement faibles se produisent dans les barres de treillis. Cependant, dans les membrures supérieure et inférieure, respectivement, des forces de compression et de traction très importantes agissent à proximité des appuis.

Il convient toutefois de noter que certaines répartitions de charges induites par l'accumulation de neige (par ex. répartitions triangulaires de charge sur chaque moitié de la poutre) peuvent générer des forces dans les barres de treillis, lesquelles peuvent différer significativement de celles présentées à la Figure 8.6.

8.2. ETUDE DE CONCEPTION

En règle générale, les aspects architecturaux déterminent la forme et, le cas échéant, la pente de la toiture. La nécessité de faire passer des installations (conduits d'aération, par exemple) au travers de la poutre à treillis peut également influencer sur le choix du profil. Cependant, pour des raisons économiques, il conviendra de suivre les règles générales concernant les rapports hauteur-portée, la portée maximale, etc. La Figure 8.7 propose des indications de calcul préliminaire pour trois modèles types de poutres à treillis.

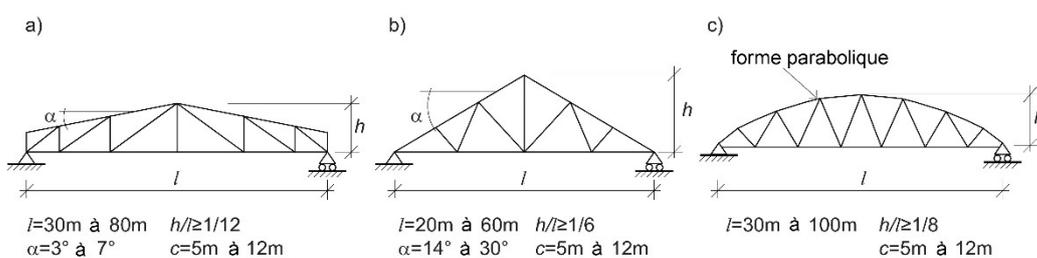


Figure 8.7 : Calcul préliminaire de trois différents types de poutres à treillis. « c » correspond à la distance centre à centre entre les poutres adjacentes.

Les aspects détaillés ci-après devront être pris en compte dans le cadre du calcul préliminaire :

- Le système porteur secondaire (par ex. pannes perpendiculaires aux poutres), devra être adapté au système triangulé de la poutre, de sorte que les charges soient transmises au niveau des nœuds (ou le plus proche possible de ces derniers) ;
- Par mesure d'économie, le modèle avec les diagonales comprimées (par ex. type Howe) est généralement préféré pour les poutres à treillis en bois dont les éléments doivent être soumis à des charges modérées. Si les diagonales sont tendues, les nœuds devront transmettre les forces de traction. Dans les structures en bois, les nœuds soumis à traction sont en principe plus compliqués et plus longs à construire, et ils impliquent presque systématiquement des assemblages métalliques pour transférer les forces d'un élément à un autre. En revanche, une poutre à treillis conçue avec des diagonales comprimées permet à ces dernières de transférer leurs forces vers les éléments horizontaux et verticaux par appui direct sur ces derniers ; de plus, les éléments en bois sont suffisamment épais pour réduire tout risque de flambement comparé, par exemple, à des éléments métalliques. Lorsque les charges agissant dans une barre de treillis sont très importantes, cependant, la transmission de charges par réaction aux appuis peut ne pas suffire. Dans ce cas, l'utilisation d'assemblages métalliques serait indispensable ; l'agencement des diagonales (tendues ou comprimées) n'aurait alors aucune incidence sur le coût ;

- › Afin de garantir une bonne efficacité de la poutre à treillis, l'angle entre les diagonales et les membrures devra être proche de $45^\circ \pm 15^\circ$.

8.2.1. Dimensionnement préliminaire des éléments

L'aire transversale des éléments peut être définie de façon préliminaire à partir d'une analyse simplifiée s'appuyant sur un modèle simple avec des articulations à l'extrémité de chaque élément et sans excentricité. Il est ainsi possible d'évaluer rapidement les forces agissant dans les éléments, forces qui serviront de base au calcul préliminaire. Le système statique utilisé pour l'analyse simplifiée de deux profils typiques de poutres à treillis est présenté à la Figure 8.8. À noter que l'approche proposée ci-dessous pour calculer les forces internes est de nature prudente, étant donné qu'elle repose sur l'hypothèse de barres parfaitement articulées.

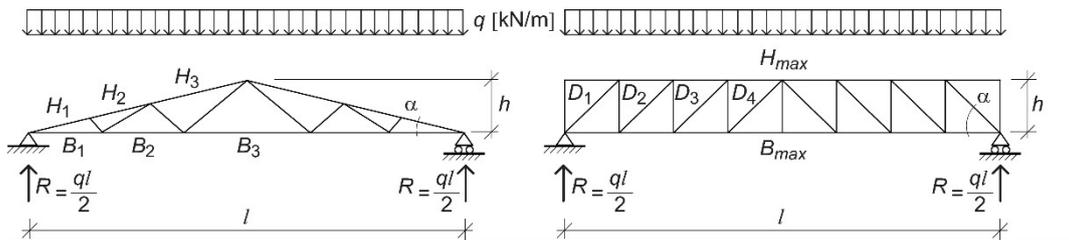


Figure 8.8 : Système statique utilisé pour le calcul préliminaire : (a) ferme à treillis triangulaire et (b) poutre à treillis de type Howe.

8.2.1.1. Ferme à treillis triangulaire

Les forces maximales interviennent au niveau des éléments les plus proches de l'appui. En supposant un modèle d'équilibre au nœud d'appui, la force de traction maximale peut être calculée comme suit :

$$B_{\max} = B_1 = \frac{q \cdot l}{2 \cdot \tan \alpha} \quad (8.1)$$

La force de compression maximale est égale à :

$$H_{\max} = H_1 = \frac{q \cdot l}{2 \cdot \sin \alpha} \quad (8.2)$$

Pour les profils courants de fermes à treillis triangulaires, la force agissant dans la barre de treillis la plus sollicitée présente une amplitude de l'ordre de $1/5$ à $1/3$ de H_{\max} .

8.2.1.2. Poutre à treillis triangulaire de type Howe

Les forces maximales présentes dans les membrures se produisent dans la zone à mi-travée. La force de traction maximale B_{\max} et la force de compression maximale H_{\max} peuvent être calculées comme suit :

$$B_{\max} = H_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot h} \quad (8.3)$$

La force maximale présente dans les barres de treillis intervient au niveau de la diagonale la plus proche de l'appui. Selon un modèle d'équilibre, on obtient :

$$D_{\max} = D_1 = \frac{q \cdot l}{2 \cdot \sin \alpha} \quad (8.4)$$

8.2.2. Règles générales concernant le dimensionnement des éléments

Il conviendra de choisir le rapport largeur-hauteur des éléments en fonction du type d'assemblage utilisé pour les nœuds de la poutre à treillis. Par exemple, il peut être envisagé un assemblage fait de broches et de plaques insérées, lequel est couramment utilisé pour les poutres de grande portée (cf. Figure 8.9). Afin d'accroître la capacité résistante des nœuds, il est généralement nécessaire d'utiliser un grand nombre de plaques insérées ; cela implique l'adoption de sections transversales relativement larges pouvant accueillir ces plaques.

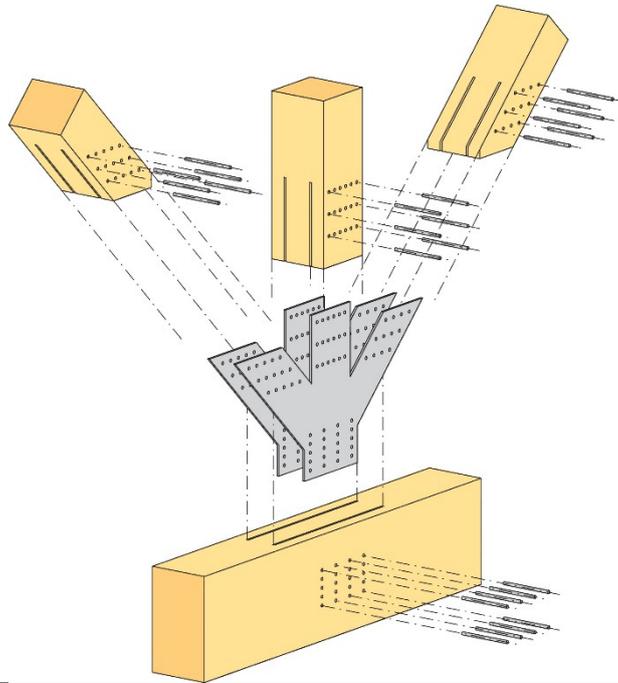


Figure 8.9 : Nœud typique de poutre à treillis incluant des broches et des plaques insérées.

La rigidité à la flexion de chaque élément situé dans le plan de la poutre à treillis devra être maintenue à une valeur raisonnablement faible par rapport à celle de la poutre assemblée. De cette manière, les moments de flexion au niveau des nœuds seront faibles et, en principe, sans importance ; il sera alors possible d'analyser la poutre à treillis selon une approximation satisfaisante, en supposant que tous ces membres sont articulés à leurs extrémités. L'hypothèse selon laquelle la rigidité à la flexion des éléments est faible comparée à celle de la poutre assemblée se vérifie en général, à condition que les hauteurs des membrures ne dépassent pas 1/7 de la hauteur de la poutre (cf. Figure 8.10).

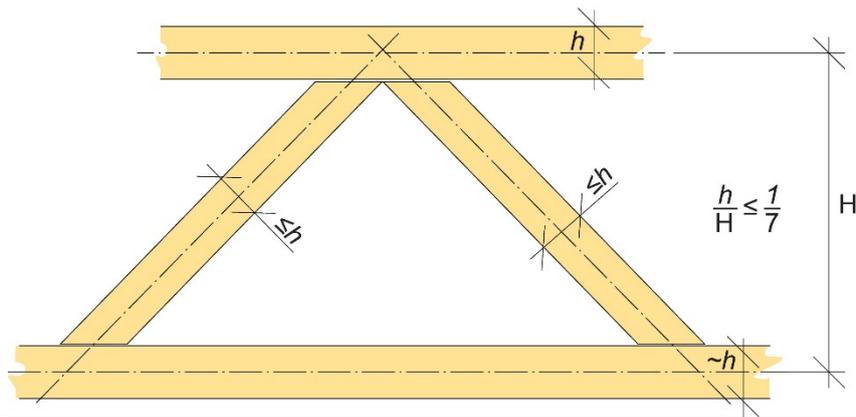


Figure 8.10 : Rapport entre les hauteurs des éléments et la hauteur de la poutre de manière à réduire l'impact de moments de flexion.

C'est pourquoi des sections transversales presque carrées sont généralement utilisées pour les éléments comprimés, tandis que des sections carrées ou rectangulaires (le côté le plus long étant placé dans le sens perpendiculaire au plan de la poutre) sont utilisées pour les éléments tendus. Le choix de sections relativement peu profondes (dans le plan de la poutre) offre également l'avantage de faciliter la conception de nœuds sans excentricité.

Toute excentricité devra être évitée au niveau des nœuds, notamment compte tenu du risque de rupture fragile causée par des contraintes de traction perpendiculaires au fil, du fait de moments de flexion secondaires (cf. Figure 8.11). Ainsi, les axes des éléments qui convergent vers un nœud devront se rejoindre en un seul et même point, à savoir l'axe du nœud. Une étude conceptuelle bien pensée permet, dans la plupart des cas, de créer des nœuds sans excentricité.

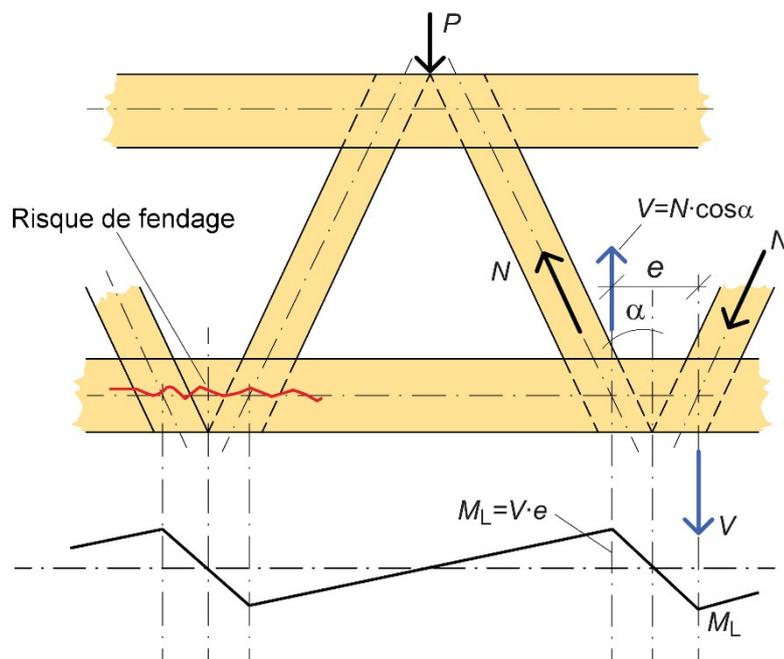


Figure 8.11 : Mauvais exemple de poutre présentant des excentricités au niveau des nœuds. La figure montre également le diagramme des moments d'excentricité et l'emplacement d'une fissure potentiellement provoquée par une traction perpendiculaire au fil.

Dans le cadre du calcul, il est très important d'envisager la réduction de la résistance du fait de la présence de fentes et de trous d'assemblage, particulièrement pour les éléments soumis à une traction. Généralement, au cours du calcul préliminaire, la surface nette A_{net}

peut être considérée comme égale à 60-80 % de la surface brute A_{gross} des éléments tendus, afin de prendre en compte les fentes et les trous ($A_{\text{net}} = 0,7 \cdot A_{\text{gross}}$).

Les dimensions de la section transversale des éléments de la poutre à treillis et les types d'assemblages pour les nœuds sont souvent choisis en fonction de la résistance au feu requise pour la structure donnée (classe R60 ou R90).

8.3. CALCUL DES EFFORTS DANS LES ELEMENTS ET LES ASSEMBLAGES

Une poutre à treillis « idéale » serait représentée par un système statique parfaitement articulé à chaque nœud, sans excentricité aux nœuds et avec des charges concentrées exclusivement appliquées aux nœuds (cf. Figure 8.12).

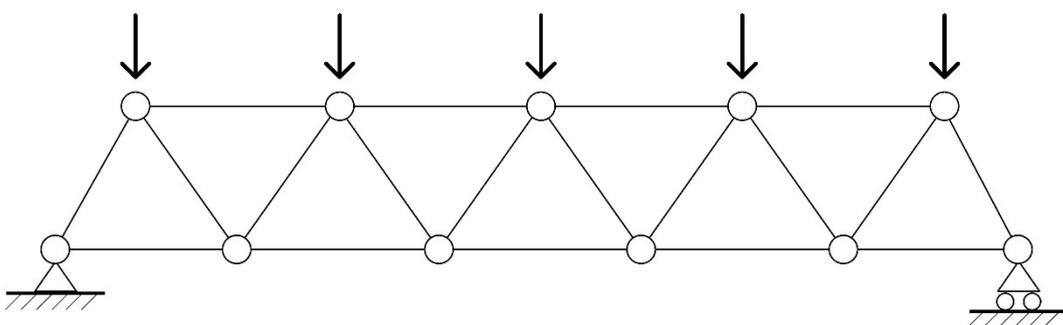


Figure 8.12 : Schématisation d'une poutre à treillis « idéale », aux nœuds articulés et aux charges exclusivement appliquées aux nœuds.

Dans les structures en bois, cependant, une telle situation idéale ne se produit que très rarement. En effet, au niveau des nœuds, les points d'assemblage génèrent un certain degré de maintien en rotation, tandis qu'un glissement intervient du fait de la déformabilité des assemblages. De plus, les membrures supérieure et inférieure de la poutre consistent généralement en des éléments continus non articulés au niveau de leurs intersections avec les barres de treillis, comme c'est le cas de la structure idéale. Un modèle plus avancé inclurait des ressorts de translation et de rotation au niveau des nœuds (cf. Figure 8.13).

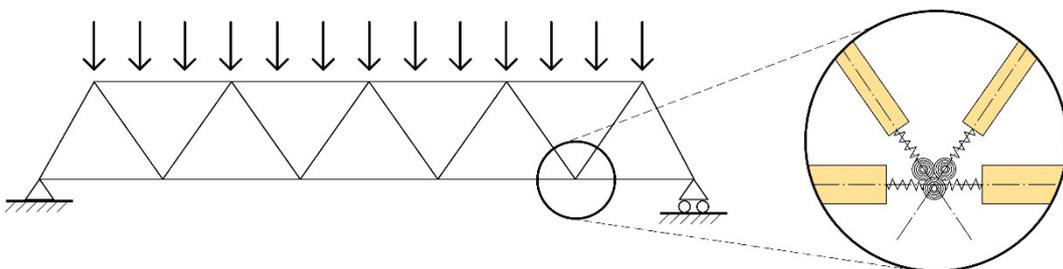


Figure 8.13: Modèle avancé de poutre à treillis comprenant des ressorts de translation et de rotation aux extrémités des barres de treillis.

Cependant, dans la pratique, il est quasiment impossible de déterminer de façon rigoureuse la raideur en rotation et en translation des assemblages. C'est pourquoi il est recommandé d'analyser une condition limite supérieure et une condition limite inférieure, à savoir : *i*) un système statique comprenant des articulations à l'extrémité de

chaque barre de treillis (Figure 8.14 (a)), et *ii*) un système statique comprenant des barres de treillis fixées aux membrures (Figure 8.14 (b)).

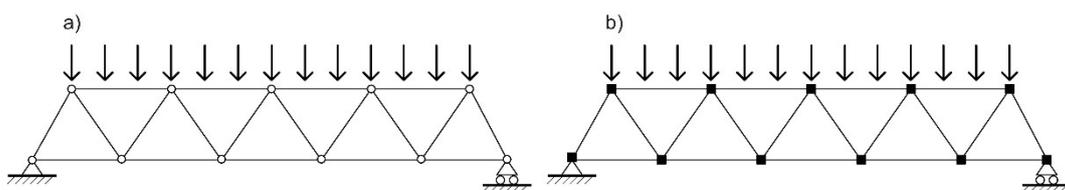


Figure 8.14 : Système statique à analyser pour déterminer les conditions limites des forces et des moments dans les éléments. Les deux poutres possèdent des membrures supérieure et inférieure continues. (a) Poutre aux barres de treillis articulées ; (b) poutre aux barres de treillis rigides sous charge.

Le calcul des éléments peut s'appuyer sur la condition de contrainte la plus intense parmi les exemples (a) et (b) de la Figure 8.14.

Les éléments peuvent être de type simple ou mixte. Les doubles membrures supérieure et inférieure sont généralement associées à des diagonales simples. Les éléments lamellés-collés comprimés sont parfois associés à des éléments tendus en acier (cf. Figure 8.19).

Les éléments tendus doivent être conçus en tenant compte de la réduction des sections transversales en raison de la présence de trous de boulonnage, etc. L'espace requis par les assembleurs, etc., aux nœuds joue un rôle essentiel dans le dimensionnement de ces éléments.

En principe, les assemblages aux nœuds sont conçus comme s'ils étaient soumis à des forces axiales pures. Cependant, les forces axiales calculées devront être majorées d'environ 10 à 15 %, afin de prendre en compte d'éventuelles excentricités (non prévues) et une possible rigidité rotationnelle induite par l'assemblage.

8.3.1. Flambement des éléments comprimés

Les éléments comprimés et les éléments sont soumis à la fois à une compression et à une flexion (généralement situés dans la membrure supérieure de la poutre à treillis) doivent être conçus conformément aux indications du Chapitre 4, en tenant compte du risque de flambement dans le plan de la poutre et hors-plan.

En ce qui concerne les membrures en général, et le flambement hors-plan des barres de treillis, la longueur de flambement l_{cr} peut être prise égale à la longueur du système l . La longueur du système dans le plan correspond à la distance entre les points d'assemblage. La longueur du système hors-plan correspond à la distance entre les appuis latéraux.

Les barres de treillis peuvent être calculées pour les cas de flambement dans le plan à partir d'une longueur de flambement inférieure à la longueur du système, à condition que les membrures assurent un encastrement approprié et que les assemblages d'extrémité assurent une rigidité adéquate. Concernant les nœuds assemblés avec, par exemple, des assembleurs consistant en un groupe de broches (cf. Figures 8.16(b) et 8.17), la longueur de flambement l_{cr} des barres de treillis pour le flambement dans le plan peut être prise égale à $0,9 \cdot l$.

Cependant, en cas de rotations potentielles au niveau des liaisons (par ex. assemblages consistant en un seul boulon), il sera possible d'appliquer une valeur de 1,0 (cf. Figure 8.15 et Tableau 8.1).

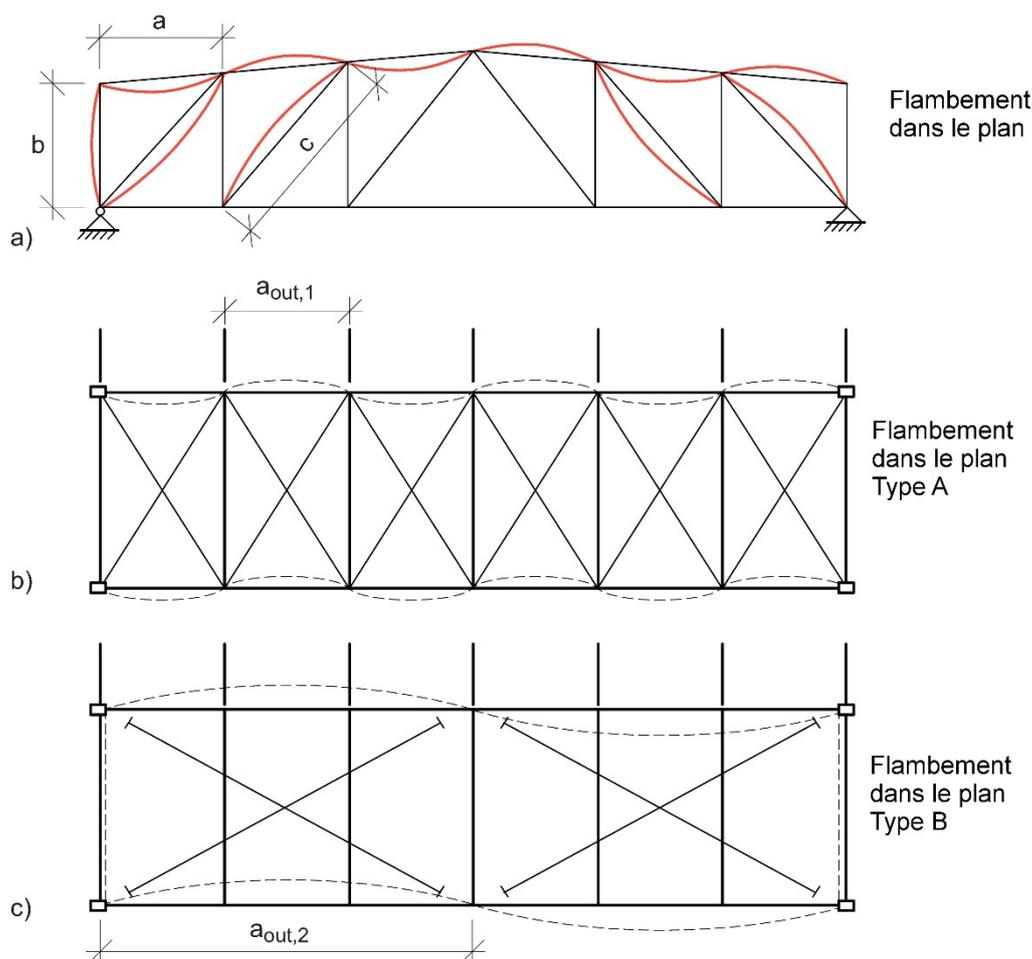


Figure 8.15 : Exemples d'évaluations des longueurs de flambement théoriques dans des poutres à treillis.

Afin de réduire la longueur de flambement *hors-plan* (si nécessaire), il est possible de contreventer les éléments (cf. Figure 8.15, (b) et (c)). Dans le cas d'un toit comprenant un système de contreventement de type A (Figure 8.15), les points d'appui sont définis par les pannes fixées aux points d'assemblages fixes du contreventement transversal du toit. Dans le cas d'un toit comprenant un système de contreventement de type B, la membrure supérieure peut flamber hors-plan le long de quelques panneaux composant l'âme de la poutre à treillis. À noter que la membrure inférieure peut également être soumise au flambement, lorsque les forces de soulèvement sous l'action du vent sont supérieures aux charges permanentes.

Tableau 8.1 : longueurs de flambement de barres de treillis. Les symboles sont présentés à la Figure 8-15.

Élément	Longueur de flambement l_{cr}	
	Dans le plan	Hors-plan
Membrure supérieure	a	$a_{out,1}$ OU $a_{out,2}$
Montant	b	b^1
Diagonale	c	c^2

¹ Pour des nœuds assemblés avec, par ex., un groupe de broches, $l_{cr} = 0,9 \cdot b$.

² Pour des nœuds assemblés avec, par ex., un groupe de broches, $l_{cr} = 0,9 \cdot c$.

8.4. VERIFICATION DES ETATS LIMITES DE SERVICE

Enfin, il convient de procéder à la vérification de l'état limite de service de la poutre à treillis (cf. Chapitre 6). Il s'agit de vérifier que la flèche maximale induite par les charges de service est inférieure à celle admise par les codes (généralement $l/200$ et $l/300$ pour la flèche instantanée et la flèche finale, respectivement). Pour calculer les flèches, on retiendra que le glissement au niveau des assemblages influe grandement sur la flèche totale d'une poutre à treillis. Un tel effet peut être pris en compte de deux manières, à savoir : *i)* directement, en modélisant les structures avec des ressorts aux nœuds, *ii)* indirectement, en modélisant la structure avec des articulations aux nœuds, puis en augmentant la flèche obtenue selon un coefficient donné pour prendre en compte le glissement et les rotations au niveau des assemblages. Ce coefficient peut être choisi comme étant égal à 1,3-1,5 pour les nœuds boulonnés (cf. Figure 8.16 a) et égal à 1,1-1,2 pour les nœuds à broches (cf. Figures 8.16 (b) et 8.17).

Si les calculs sont effectués manuellement (et non de manière informatique), l'effet de variations de la longueur d'éléments doit également être pris en compte. En règle générale, la vérification de l'état limite de service dicte rarement la conception de poutres à treillis en bois, compte tenu de la rigidité à la flexion relativement importante de ces structures.

Très souvent, ces poutres sont fabriquées avec une contreflèche (aux membrures supérieure et inférieure). L'amplitude de cette dernière pourra être d'environ $l/150$ - $l/200$.

8.5. DETAILS

La qualité, la durabilité et, principalement, les coûts de fabrication des poutres à treillis dépendent dans une large mesure des assemblages utilisés pour les nœuds. Les poutres à treillis sont généralement composées d'un grand nombre de nœuds. C'est pourquoi il est conseillé d'opter pour des solutions de nœuds aux propriétés suivantes :

- › Croisement des axes des éléments en un seul et même point des nœuds ;
- › Configuration concentrée, faible extension ;
- › Assemblage facile et rapide ;
- › Résistance au feu appropriée (si nécessaire) ;
- › Nombre d'éléments métalliques limité ;
- › « Type standard » (possibilité d'utiliser le même type d'assemblage pour le plus grand nombre possible de nœuds de la poutre).

Le calcul et la conception des assemblages sont décrits au Chapitre 14. La section suivante propose une description de certains nœuds couramment utilisés sur des poutres à treillis.

8.5.1. Nœuds d'assemblage des barres de treillis et des membrures

Dans le cas de poutres à treillis possédant des membrures et des barres de treillis simples, les types d'assemblages utilisés aux nœuds consistent en des assemblages à broches ou boulons et à plaques métalliques (cf. également Section 14.9). La Figure 8.16 illustre deux types de nœuds, à savoir (a) à boulons et à plaques métalliques externes, et (b) à broches et à plaques insérées. Les nœuds aux configurations similaires à celle présentée à la Figure

8.16 (b), mais avec plusieurs plaques insérées comme illustré à la Figure 8.17, constituent des solutions idéales pour les poutres à treillis à très grandes portées (entre 70 et 80 m max.) et/ou soumises à des charges lourdes.

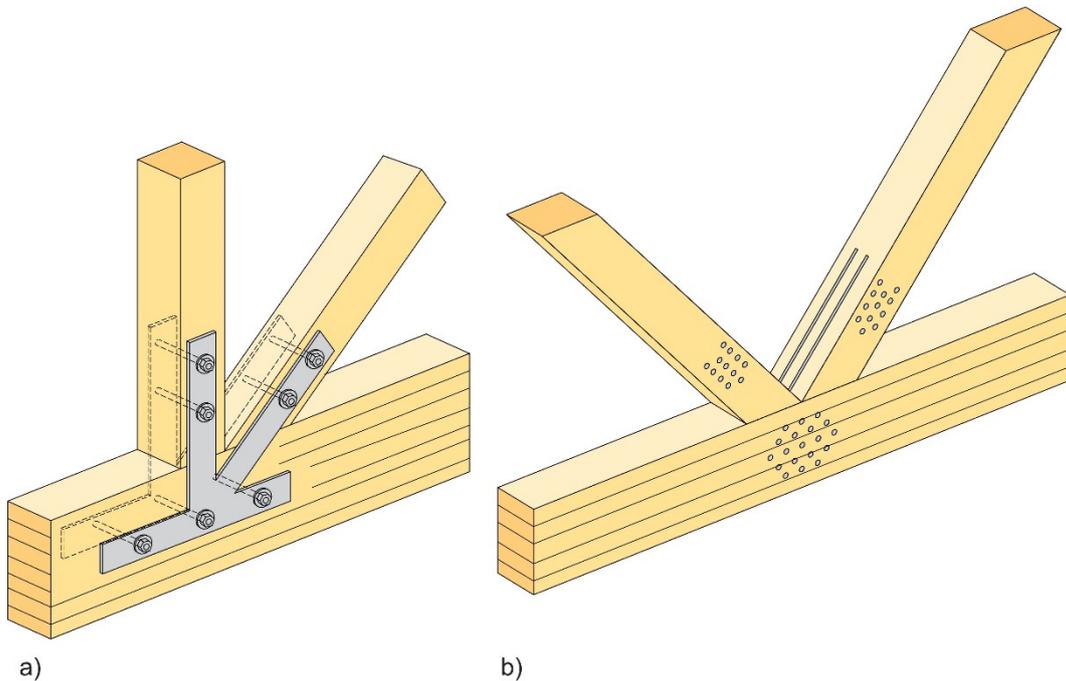


Figure 8.16 : (a) Nœud à boulons et à plaques métalliques externes, et (b) nœud à broches et à plaques insérées.

En France, nombre de grandes poutres à treillis (bâtiments industriels, commerciaux et sportifs, ponts) ont été fabriquées avec des assemblages consistant en des broches et des plaques insérées. Pour ce type d'assemblage, il est devenu pratique courante d'utiliser des plaques insérées d'une épaisseur $t = 8 \text{ mm}$ et des broches d'un diamètre $d = 12 \text{ mm}$. Les éléments métalliques sont fabriqués dans un acier doux courant (par ex. S355). Afin d'optimiser l'assemblage d'un point de vue de la résistance tout en garantissant une ductilité structurelle satisfaisante, l'espacement entre les plaques insérées, l'espacement entre les assembleurs, la distance entre la broche et l'extrémité sollicitée et la distance entre la broche et l'extrémité non sollicitée devront être choisis selon les indications de la Figure 8.17. Une attention spéciale devra être apportée aux éventuelles ruptures par cisaillement de bloc, lesquelles jouent un rôle particulièrement majeur dans le cas où plusieurs plaques insérées sont associées à un grand nombre de broches (cf. Chapitre 14).

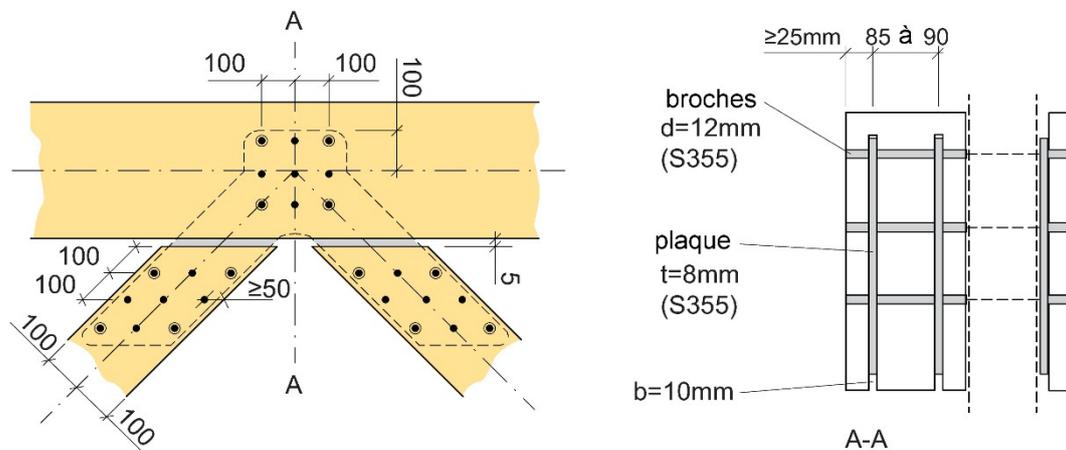


Figure 8.17 : Type de nœud couramment utilisé et indications des espacements.

Les poutres à treillis composées de plusieurs éléments assemblés parallèles (généralement deux ou trois éléments distincts) sont également une pratique courante. Plus la portée et/ou les charges appliquées sont importantes, plus le nombre d'éléments parallèles est élevé. La Figure 8.18 présente plusieurs solutions possibles pour les nœuds. Dans les nœuds illustrés à la Figure 8.18, (a) et (b), les forces entre les diagonales et les membrures sont transmises par le biais d'un seul boulon qui traverse tous les éléments. La transmission des forces entre le boulon et chaque barre de treillis intervient par réaction d'appui entre le boulon et les plaques perforées, plutôt que par appui entre le boulon et le bois (les trous des éléments en bois de la Figure 8.18 (a) sont généralement plus grands que les trous correspondants des plaques perforées). Les plaques perforées, lesquelles sont renforcées autour du trou, sont assemblées aux éléments en bois au moyen de pointes en nombre suffisant pour supporter la charge pour laquelle l'élément est conçu. Dans le nœud illustré à la Figure 8.18 (c), les forces sont transmises entre les membrures et les diagonales *tendues* d'une manière similaire à celle évoquée pour les cas (a) et (b) de la Figure 8.18. Dans l'assemblage (c), la transmission des forces entre la membrure inférieure et les diagonales *comprimées* intervient, quant à elle, par réaction d'appui directe bois-bois.

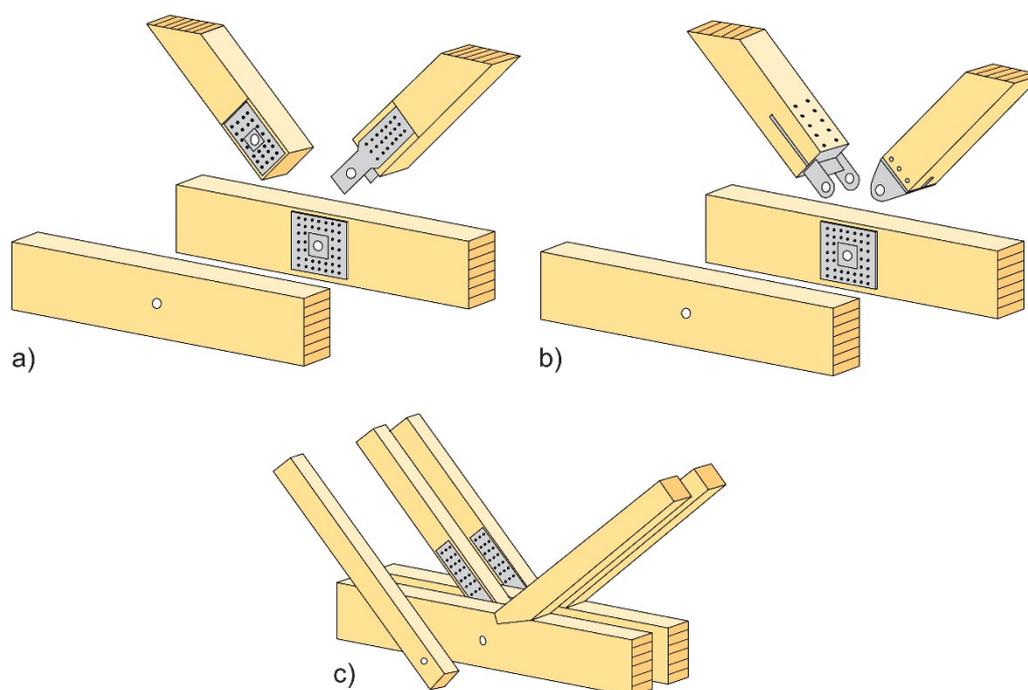


Figure 8.18 : Nœud comprenant (a) des plaques perforées et un boulon / une rotule, (b) des plaques perforées, des plaques insérées et un boulon / une rotule, et (c) identique à (a) pour les diagonales tendues et « assemblage à entaille » (assemblage de charpenterie) pour les diagonales comprimées.

Les poutres à treillis de type Howe (diagonales comprimées) peuvent être conçues avec des tiges métalliques en guise de montants, à condition que la compression n'intervienne pas à cet endroit sous une quelconque charge. Cette solution permet d'éviter les assemblages tendus difficiles. En effet, les assemblages au niveau des extrémités de la tige métallique sont réalisés par simple perçage préalable d'un trou à travers les membrures, après quoi la tige est fixée à son extrémité à l'aide d'un écrou et d'une plaque d'une taille suffisamment grande. La tige est, en principe, légèrement précontrainte. La Figure 8.19 présente une solution possible de nœud.

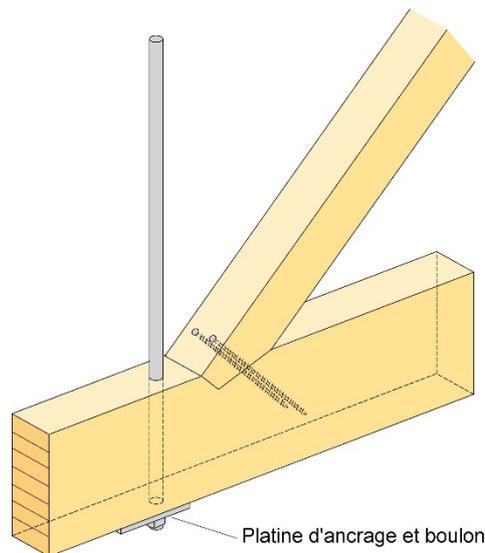


Figure 8.19 : Nœud avec une diagonale en bois comprimée et une tige métallique tendue.

8.5.2. Nœuds au faîtage et aux appuis

La Figure 8.20 illustre deux types de nœuds possibles pour des assemblages de faîtage de fermes. L'assemblage de type (a) peut être réalisé au moyen de goussets en contreplaqué, lamibois (avec placage lamellé-croisé) ou de plaques perforées métalliques. Cette solution est adaptée en cas de charges modérées. La solution (b) consiste en des broches et des plaques métalliques insérées. En ce qui concerne les structures présentant une grande portée et/ou des charges lourdes, il est possible d'utiliser plusieurs plaques insérées afin d'accroître la résistance du nœud.

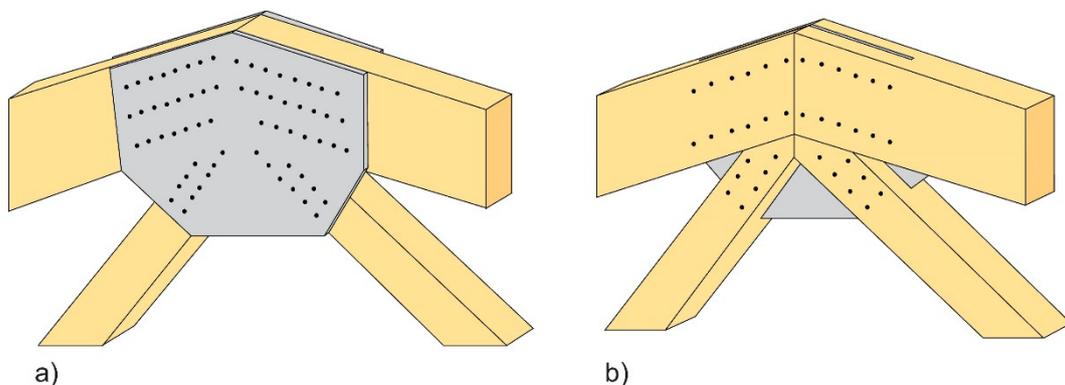
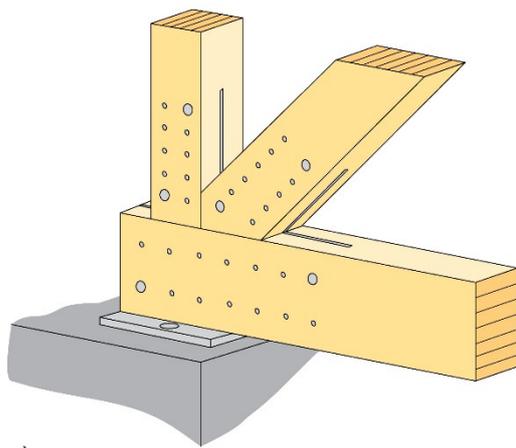
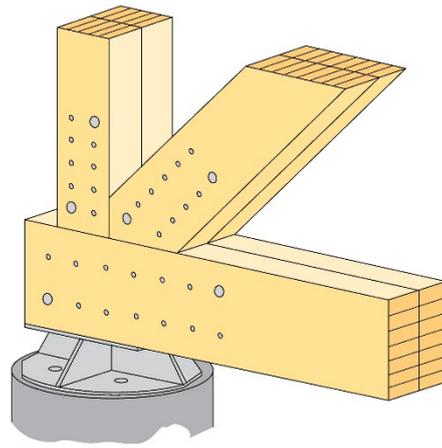


Figure 8.20 : Nœuds au faîtage de fermes : (a) avec goussets en contreplaqué, lamibois ou plaques perforées ; (b) avec broches et plaques insérées.

La Figure 8.21 illustre deux types de nœuds possibles pour des assemblages d'appuis de poutres à treillis. Les deux solutions présentées dans cette figure font appel à des broches et à des plaques insérées. La solution (a) consiste en un nœud dans le cas d'une poutre à treillis à éléments simples, tandis que la solution (b) consiste en un nœud dans le cas d'une poutre à treillis à éléments doubles.



a)



b)

Figure 8.21 : Deux exemples de nœuds à l'appui de poutres à treillis comprenant des broches et des plaques métalliques : (a) poutre à éléments simples ; (b) poutre à éléments doubles.

CHAPITRE 9

9. FERMES A TROIS ARTICULATIONS

Les fermes à trois articulations (ou à trois rotules) sont généralement conçues avec deux chevrons inclinés formant la pente du toit. Si la ferme à trois articulations est positionnée sur des appuis rigides au sol, la poussée horizontale est absorbée directement par les appuis (Figure 9.1 (b)). Si la ferme est en appui sur des murs ou des poteaux, un tirant est généralement requis pour absorber la poussée horizontale aux points d'appui (Figure 9.1 (a)).

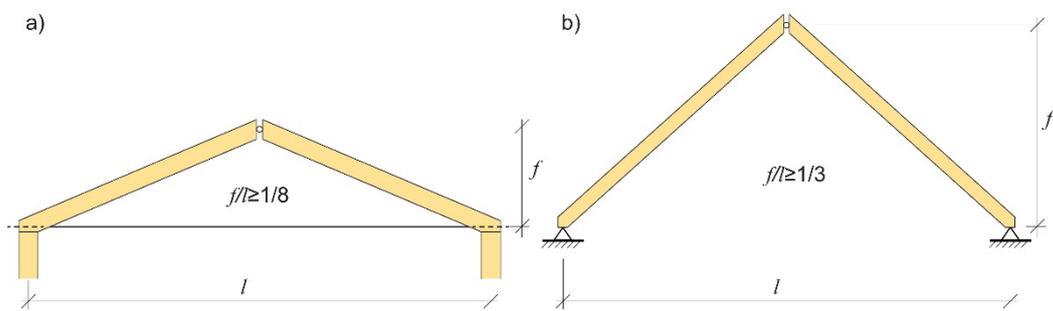


Figure 9.1 : Fermes à trois articulations : (a) sur poteaux ou murs, (b) sur appuis non glissants (sol)

Les fermes à trois articulations sont généralement utilisées pour des structures présentant une pente de toit importante et/ou des portées pour lesquelles des poutres lamellées-collées ordinaires sont insuffisantes. En général, la structure secondaire du toit consiste soit en des pannes, soit en une tôle ondulée porteuse, dont les fermes sont situées à 6-8 m de centre à centre. Dans le cas de fermes à trois articulations en appui sur des poteaux ou des murs, la pente du toit devra, de préférence, dépasser 14° (soit $f/l \geq 1/8$), afin de limiter la flèche au faîtiage et tous déplacements horizontaux au niveau des appuis. Si la ferme est positionnée directement sur des appuis au sol, la pente du toit devra, de préférence, dépasser 30° (soit $f/l \geq 1/3$), principalement dans le but d'augmenter l'espace libre sous le toit. La portée devra se situer dans une fourchette allant de 15 à 50 m.

Dans le cas de portées plus grandes (supérieures à 50 m), les arbalétriers de la ferme peuvent être renforcés par un système de contrefiches (généralement en bois) et de tirants métalliques (Figure 9.2 a), ou bien en créant une structure à treillis sous-jacente secondaire (Figure 9.2 b).

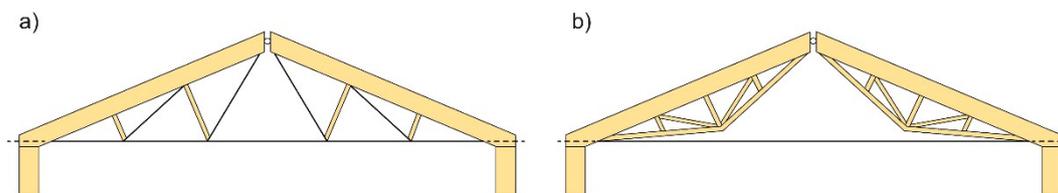


Figure 9.2 : Fermes à trois articulations comprenant des tirants renforcés : (a) contrefiches en bois et tirants en acier ; (b) treillis en bois sous-jacent (arbalétrier).

Les sections suivantes aborderont simplement les fermes à trois articulations comprenant un tirant.

9.1. FERMES A TROIS ARTICULATIONS A CHEVRONS SIMPLES (NON RENFORCÉS)

Les chevrons ou arbalétriers lamellés-collés sont conçus comme des poutres soumises à des charges de compression et de flexion selon les indications du Chapitre 4, et donc en tenant compte du risque de flambement. En général, le flambement hors-plan est suffisamment limité par les pannes, le bac acier ou d'autres structures secondaires ; dans ce cas, ces dernières doivent également être dimensionnées de manière à prendre en charge les efforts de contreventement (cf. Chapitre 13). En ce qui concerne le flambement perpendiculaire au plan du toit, la longueur de flambement l_c est égale à :

$$l_c = \frac{l}{2 \cdot \cos \alpha} \quad (9.1)$$

où l désigne la portée de la ferme et α la pente du toit. Au niveau du faîtage et des appuis, les contraintes de cisaillement et la compression locale doivent être vérifiées, en tenant compte du fait que les forces agissent à un certain angle par rapport au fil.

Pour des portées allant jusqu'à 25-30 m, le tirant peut être fabriqué en lamellé-collé. Cependant, dans ce cas, l'ancrage entre le tirant lamellé-collé et les chevrons peut s'avérer plutôt encombrant ; en effet, lorsque la poussée horizontale est importante, un grand nombre d'assembleurs mécaniques (broches ou boulons) sont nécessaires pour transmettre la force entre les chevrons et le tirant lamellé-collé (cf. également Section 14.8). De plus, les organes d'assemblages peuvent réduire significativement la section transversale efficace du bois (et donc la capacité résistante) en des points critiques. C'est pourquoi des tirants en acier sont généralement privilégiés, du fait d'un ancrage relativement simple entre le tirant et le chevron. Dans les espaces chauffés (plus de 5°C), il est possible d'utiliser de l'acier haute résistance (par ex. Dywidag). Toutefois, l'avantage de ce matériau est souvent limité, dans la mesure où la déformation horizontale du tirant dicte la conception de la ferme à trois articulations.

Lors du calcul de l'assemblage avec les chevrons lamellés-collés, il convient de prendre en considération le fait que les forces agissent à un certain angle par rapport au fil.

L'assemblage de faîtage consiste dans la plupart des cas en une articulation (sans moment) ; il est dimensionné pour supporter la compression horizontale maximale, d'une amplitude identique (mais de signe contraire, bien sûr) à celle de la force de traction dans le tirant. En cas de déséquilibre de charge, c'est-à-dire lorsque la charge externe dans les

deux parties du toit est différente, une force de cisaillement se produit également au faîtage, associée à des forces et des moments internes et à des réactions d'appui.

Dans le cas de charges de gravité *uniformément* réparties (symboles donnés à la Figure 9.3), les réactions aux appuis et les forces et moments internes peuvent être calculés à l'aide des expressions suivantes :

Réactions d'appui verticales :

$$R_1 = \frac{(3 \cdot q_1 + q_2) \cdot l}{8} \quad (9.2)$$

$$R_2 = \frac{(q_1 + 3 \cdot q_2) \cdot l}{8} \quad (9.3)$$

Force dans le tirant :

$$H = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l^2}{16 \cdot f} \quad (9.4)$$

Moment maximal M et effort normal N correspondant dans le chevron :

$$M = \frac{q_1 \cdot l^2}{32} \quad (9.5)$$

$$N = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l}{8 \cdot \sin \alpha} \quad (9.6)$$

Force de cisaillement maximale dans le chevron :

$$V_1 = \frac{q_1 \cdot l}{4} \cdot \cos \alpha \quad (9.7)$$

Force de cisaillement dans le faîtage (verticale) :

$$V_2 = \frac{(q_1 - q_2) \cdot l}{8} \quad (9.8)$$

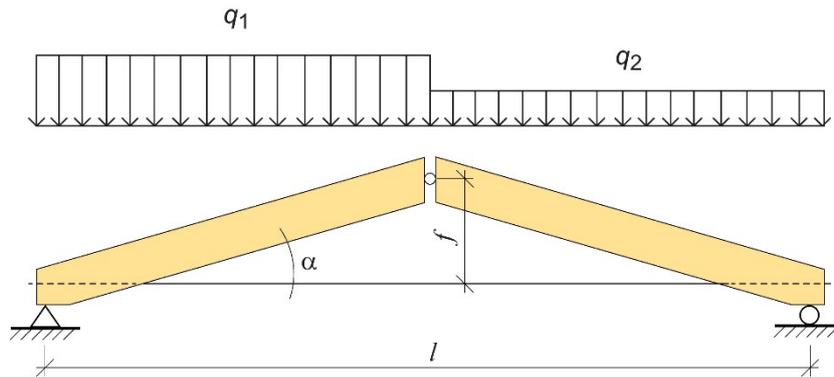


Figure 9.3 : Ferme à trois articulations avec deux chevrons et une barre tendue (tirant) soumis à des charges de gravité.

9.1.1. Déformations

Sous des charges de gravité (condition de charge semblable à celle illustrée à la Figure 9.3), la flèche verticale du faîtage peut être obtenue à l'aide de l'expression suivante :

$$w = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l^2}{8 \cdot \tan^2 \alpha \cdot (E \cdot A)_{\text{rafter}}} \cdot \left(\frac{1}{\cos^3 \alpha} + \frac{(E \cdot A)_{\text{rafter}}}{(E \cdot A)_{\text{tension tie}}} \right) \quad (9.9)$$

Si les appuis sont fixes, le second terme de l'expression entre parenthèses sera égal à zéro.

9.1.2. Reprise du soulèvement

Les fermes à trois articulations possédant une barre tendue (tirant) doivent faire l'objet d'une vérification du risque de soulèvement (notamment par aspiration du vent). Étant donné que le tirant ne peut pas résister à des forces de compression, la structure travaille uniquement en cas de combinaisons de charges induisant une traction dans cet élément, à savoir :

$$\sum_i H_i \geq 0 \quad (9.10)$$

où H_i désigne les forces axiales générées dans le tirant par différentes charges (par ex. poids propre, vent), de signe positif en traction, et de signe négatif en compression.

Après développement de la condition de l'Éq. 9.10, on peut déduire une expression générale concernant le poids propre g requis pour des fermes à trois articulations présentant un tirant et une répartition typique de la charge de vent (cf. Figure 9.4). Dans des conditions de charges exercées par aspiration du vent et uniformément réparties, d'une amplitude différente au niveau des deux parties du toit (w_1 et w_2), et de poids propre (g) uniformément réparti, comme illustré à la Figure 9.4, l'Éq. 9.10 peut être reformulée comme suit :

$$-\left[\frac{w_1 + w_2}{2} \cdot \frac{l^2}{8 \cdot f} \cdot (1 - \tan^2 \alpha) \right] + \left[\frac{g \cdot l^2}{8 \cdot f} \right] \geq 0 \quad (9.11)$$

où les termes entre crochets englobent les forces axiales induites dans le tirant par la charge de vent (à gauche) et par le poids propre du toit (à droite).

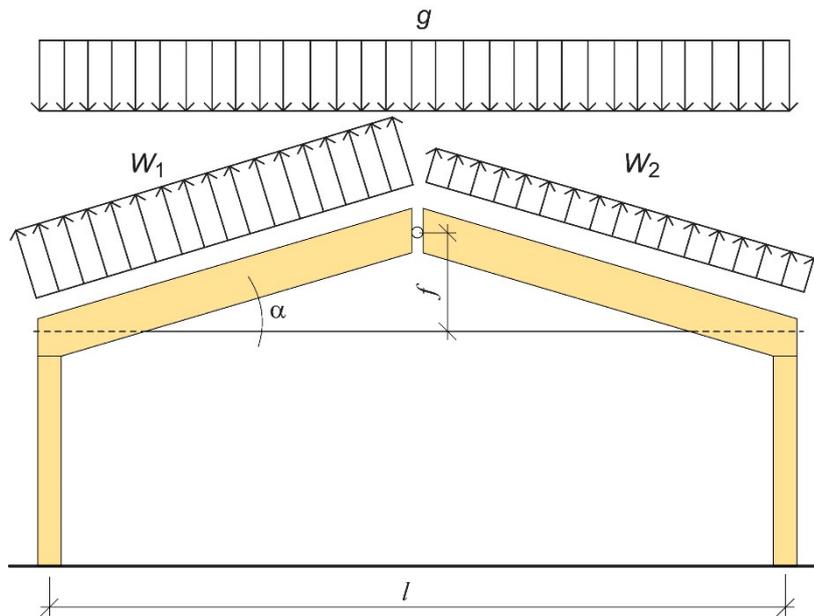


Figure 9.4 : Ferme à trois articulations soumise à des charges exercées par le poids propre (g) et par aspiration du vent (w_1 et w_2).

Si la condition de l'Éq. 9.11 n'est pas remplie, la poussée horizontale (vers l'intérieur) à l'appui doit être prise en charge par, notamment, un tirant, capable en outre de supporter des forces de compression. À noter que les poteaux encastrés à la base ne seront pas, dans la plupart des cas, en mesure de supporter une telle réaction horizontale, du fait de leur rigidité à la flexion limitée.

9.2. CALCUL PRELIMINAIRE D'UNE STRUCTURE A TROIS ARTICULATIONS POSSEDANT UN TIRANT EN ACIER ET SOUMISE A UNE CHARGE UNIFORMEMENT REPARTIE

Cette section propose des indications générales concernant le calcul préliminaire d'une ferme à trois articulations possédant un tirant métallique. Une structure typique de cette ferme est présentée à la Figure 9.5, conjointement avec les principaux paramètres géométriques.

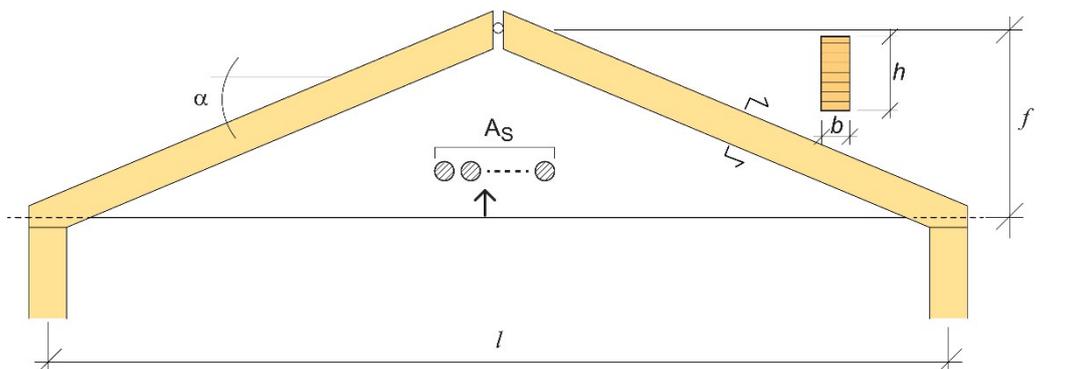


Figure 9.5 : Structure à trois articulations typique possédant un tirant métallique.

Lors de l'étape de dimensionnement préliminaire, les variables détaillées ci-après sont généralement connues :

- Charge de calcul uniformément répartie q_d (symétrique)
- Pente du toit α (généralement $\geq 14^\circ$)
- Portée l (généralement ≤ 50 m)

Toutes les valeurs de calcul de résistance du matériau sont également connues, dans la mesure où elles dépendent de la classe de résistance du lamellé-collé choisi.

Le calcul préliminaire permettra d'estimer les dimensions des sections transversales du chevron et du tirant.

Largeur du chevron, b

Afin de réduire les problèmes d'instabilité latérale, particulièrement au moment du montage, la poutre devra présenter une largeur comprise dans la fourchette suivante :

$$b \approx \frac{l}{200} \text{ to } \frac{l}{170} \quad (9.12)$$

Hauteur du chevron, h

En général, la distance i entre les pannes est choisie de manière à empêcher tout flambement hors-plan du chevron ($i \leq 1,8$ m). Dans ce cas, pour les structures avec une classe de service 1 ou 2 et la durée de charge la plus courte à moyen terme (c'est-à-dire $k_{mod}=0,8$), il est possible d'estimer la hauteur de poutre requise à l'aide de l'équation suivante (dimensions exprimées en mm et forces exprimées en N) :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \approx \frac{k_1}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{k_1^2 + 4 \cdot k_2} \text{ , avec :} \\ k_1 = \frac{q_d \cdot l}{54,4 \cdot b \cdot \sin \alpha} \\ k_2 = \frac{q_d \cdot l^2}{102,4 \cdot b} \end{array} \right. \quad (9.13)$$

Aire de section transversale du tirant, A_s

En général, afin de limiter les déformations horizontales, il est déconseillé d'utiliser des qualités d'acier à très haute résistance. Par ailleurs, il conviendra d'éviter les types d'acier présentant une résistance à la traction trop faible, compte tenu de la difficulté à concevoir des extrémités filetées de bonne qualité. Il est donc préférable de recourir à des types d'acier présentant une limite élastique allant de 355 à 600 MPa. L'aire efficace (ou surface nominale) requise pour les tiges filetées peut être estimée au moyen de l'expression suivante :

$$A_s \approx \frac{q_d \cdot l^2}{8 \cdot f} \cdot \frac{1,4}{f_{ub}} \quad (9.14)$$

où f_{ub} correspond à la résistance ultime à la traction de la tige en acier.

9.3. VERIFICATION DES ETATS LIMITES DE SERVICE

Dans le cas de portées plus grandes ($l \geq 24$ à 25 m), c'est généralement le déplacement vertical du faîtage à l'ELS qui dicte la conception. Ainsi, la section transversale du tirant est souvent surdimensionnée sur le plan de sa résistance à la rupture. À titre indicatif, le déplacement vertical du faîtage devra se trouver dans la fourchette $l/500$ - $l/700$ pour les charges de service d'une durée instantanée.

9.4. DETAILS

9.4.1. Ancrage du tirant au chevron

L'ancrage du tirant transfère uniquement la force de traction horizontale du tirant vers le chevron. En général, le tirant est soit en acier, soit en lamellé-collé (cf. Section 14.8). L'ancrage est configuré de telle sorte que la force de traction agisse le plus proche possible de l'intersection des lignes d'épure de la poutre et du poteau.

Des tirants en acier sont adaptés dans le cas de forces de traction faibles et fortes. Pour des charges modérées, il est possible d'utiliser un seul tirant en acier, traversant un trou central du chevron et fixé à la face d'extrémité du chevron au moyen d'une plaque d'ancrage (cf. Figure 9.6 (a)). Si les forces de traction sont importantes, cependant, il conviendra de mettre en place deux tirants de chaque côté, éventuellement complétés par un troisième placé au milieu. Dans ce cas, il est conseillé d'utiliser un profilé en acier supplémentaire (par ex. profilé UPE), entre la plaque d'ancrage et le bois, afin de répartir la charge de compression élevée sur une surface plus grande (cf. Figure 9.6 (b)). La plaque métallique agissant à l'extrémité du chevron devra être perforée, afin de faciliter le montage.

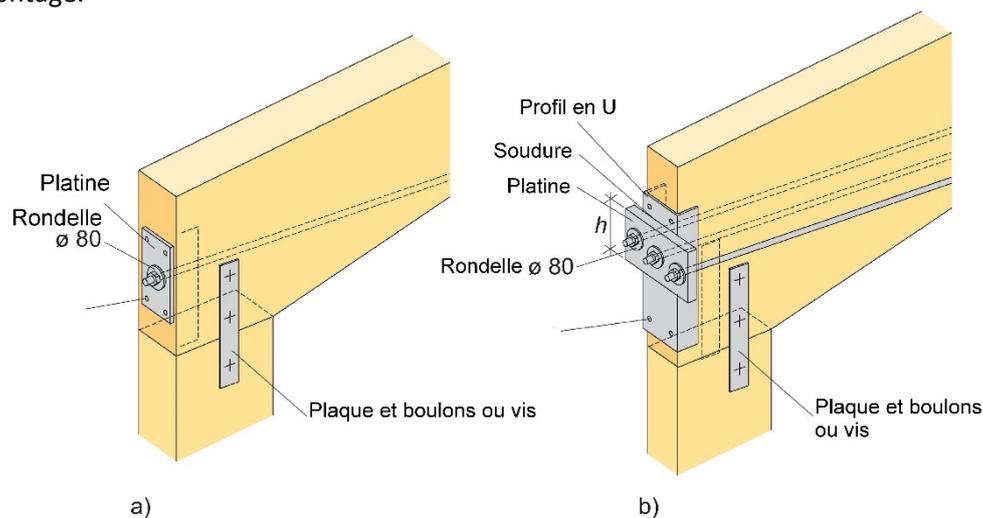


Figure 9.6 : Ancrage du tirant en acier au chevron : (a) détail adapté en cas de forces de traction modérées ; (b) détail adapté en cas de forces de traction importantes (cf. Section 14.8).

Si les forces de traction sont modérées, il est également possible d'utiliser des tirants lamellés-collés. Dans le cas où un seul tirant est utilisé, l'ancrage du tirant dans le chevron peut être réalisé avec, notamment, une plaque en acier, laquelle enveloppe l'extrémité du chevron (cf. Figure 9.7 (a)), ou bien se termine à une petite distance de l'extrémité de la poutre. Une autre solution consiste à utiliser des broches et des plaques insérées pour

assembler le chevron et le tirant (cf. Figure 9.7 (b)). Si un double tirant est utilisé, l'ancrage peut être réalisé au moyen de broches, de boulons ou de vis (cf. Figure 9.7 (c) ; cf. également Section 14.8).

À noter qu'un tirant en acier non protégé ne satisfait généralement pas les exigences de résistance au feu (par ex. R30 ; cf. Chapitre 15). Une protection très simple à mettre en œuvre consiste à appliquer des éléments en laine minérale préformés. Dans le cas d'exigences élevées sur le plan visuel, la laine minérale peut être enveloppée dans des tubes en plastique. À noter également que la longueur augmente considérablement du fait de la hausse de température malgré l'élément isolant. Par conséquent, les appuis doivent être dimensionnés en tenant compte de ce phénomène.

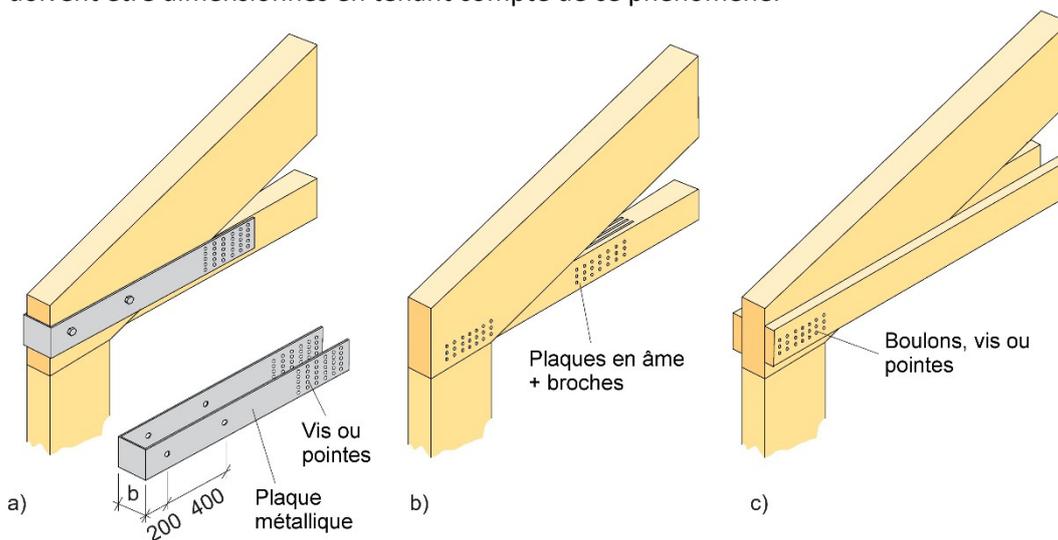


Figure 9.7 : Ancrage du tirant lamellé-collé au chevron : (a) assemblage avec tirant simple et une plaque en acier enveloppant l'extrémité du chevron ; (b) assemblage avec des broches et des plaques insérées ; (c) assemblage avec un double tirant.

9.4.2. Assemblage de faîtage articulé

Les assemblages de faîtage articulés transfèrent les forces horizontales et verticales (cf. Section 14.7). Étant donné que les moments ne sont transférés que de manière limitée, ils ne sont pas pris en compte dans le cadre du calcul. L'élément de fixation devra permettre des variations d'angle des poutres. Si un tel mouvement est impossible, d'autres contraintes interviendront, susceptibles de provoquer des dommages non prévus à la structure.

L'assemblage consiste en des éclisses externes faites de plaques perforées (cf. Figure 9.8 (a)). Ces dernières peuvent être associées à un connecteur cruciforme en acier inséré dans les cas où les forces de cisaillement au faîtage sont importantes (cf. Figure 9.8 (b)).

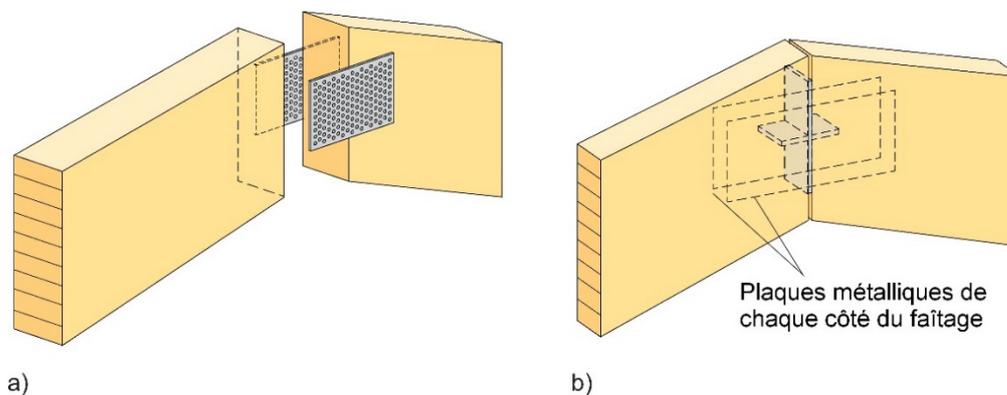


Figure 9.8 : Assemblage de faîtage articulé : (a) force de cisaillement au faîtage modérée ; (b) force de cisaillement au faîtage importante.

Si des forces de cisaillement importantes doivent intervenir au faîtage, des profilés en acier (par ex. type IPE) peuvent également être utilisés pour l'assemblage de faîtage articulé (cf. Figure 9.9). En général, la largeur de ce profilé métallique (a) est égale (voire légèrement inférieure) à celle du chevron. La longueur de ce profilé (b) dépend de la force de cisaillement à transmettre ; cette longueur sera égale, en général, à une valeur comprise entre 200 et 350 mm (cf. Figure 9.9).

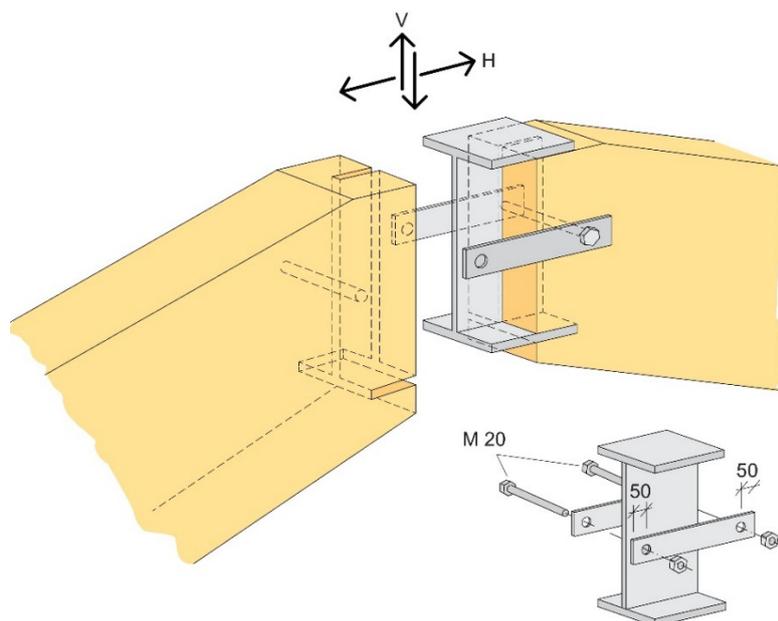


Figure 9.9 : Assemblage de faîtage articulé permettant de transmettre les forces de cisaillement importantes au faîtage.

9.4.3. Assemblage entre le chevron et le tirant en acier

Les tirants peuvent être relativement longs. Afin de limiter les flèches et les moments de flexion excessifs sous le poids propre de la barre en acier, on recourt en principe à des suspentes. Ces dernières consistent généralement en une barre métallique de très petit diamètre ($d=5$ mm), positionnée selon un espacement d'environ 10 m. Une configuration type d'un assemblage entre la suspente et le chevron et le tirant est présentée à la Figure 9.10.

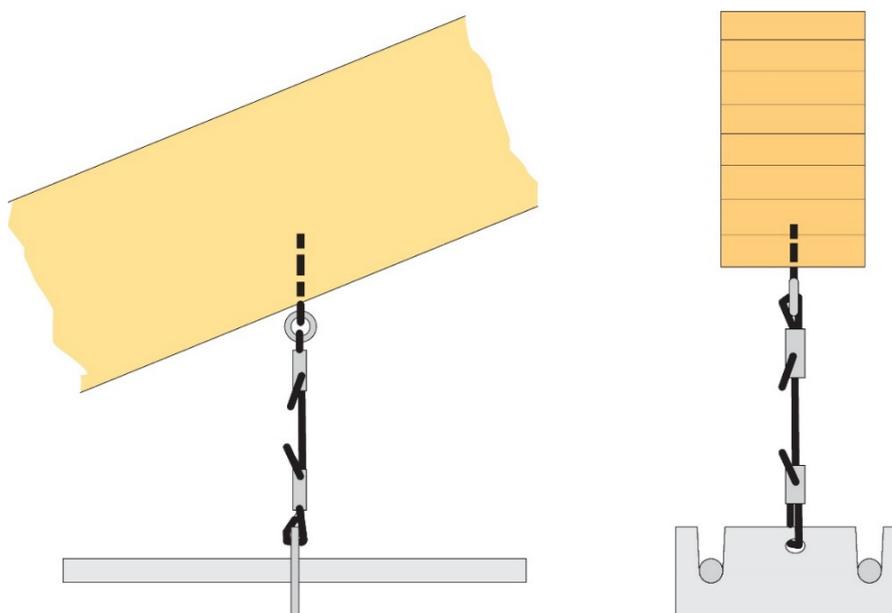


Figure 9.10 : Configuration type d'un assemblage entre la suspente, le chevron et le tirant.

CHAPITRE 10

10. PORTIQUES

De nos jours, les portiques en bois sont, presque sans exception, réalisés en lamellé-collé. Les reins sont généralement de forme courbe (lamelles continues), assemblés par entures multiples ou bien reconstitués (cf. Figure 10.1). La forme du portique devra suivre, dans la mesure où les aspects esthétiques et fonctionnels le permettent, le funiculaire de la combinaison de charges principale. Les reins courbes ou reconstitués répondent à cette exigence avec plus de facilité, et sont donc mieux adaptés pour les grandes portées.

La pente du toit devra être d'au moins 14° , notamment dans un souci de réduire la flèche au niveau du faîtage.

Le portique à trois articulations est idéal pour des portées allant jusqu'à 30-40 m. Pour des raisons de transport, la distance (en ligne droite) du pied au faîtage ne devra pas dépasser 24 m, tandis que la distance perpendiculaire entre cette « ligne » et le bord extérieur du rein devra être d'au moins 3,7 m.

Le portique à deux articulations offre une structure, certes, plus résistante, mais qui doit en général être fabriquée et transportée en au moins trois parties, lesquelles sont rigideusement assemblées sur place. Des assemblages peuvent être placés aux zones de la structure présentant de faibles moments. Les assemblages rigides impliquent une mise en œuvre plus compliquée que les assemblages articulés, et donc un coût supérieur ; sans oublier leur visibilité souvent très importante et inappropriée. En revanche, les pièces de la structure sont plus petites que celles d'un portique à trois articulations, et donc plus faciles à transporter.

Les portiques sans articulation ne sont généralement pas utilisés pour les structures en bois.

Le portique à trois articulations est sans conteste le type le plus couramment choisi. C'est pourquoi les sections suivantes proposeront simplement des informations concernant la conception de ce type de portique.

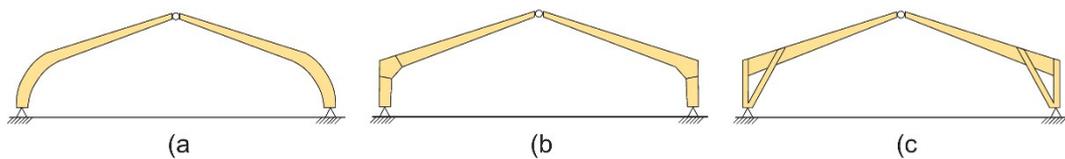


Figure 10.1 : Exemples de portiques à trois articulations : a) portique aux reins courbes ; b) portique aux reins assemblés par entures multiples ; c) portique reconstitué (avec jambe de force).

10.1. CALCUL ET CONCEPTION DU PORTIQUE A TROIS ARTICULATIONS

Le portique à trois articulations est stable sous forces horizontales dans son propre plan, et isostatique. En effet, la répartition des moments reste inchangée même si les fondations sont irrégulières ou que des déformations non prévues se produisent dans les assemblages. De plus, ce type de portique est articulé au niveau des fondations, ce qui en simplifie la construction des éléments de base. Si les conditions du sol sont mauvaises, les réactions horizontales au niveau des appuis peuvent être supportées par des éléments tendus situés entre les fondations (dans ou sous la dalle).

Généralement, avec des pentes de toiture d'environ 15°, la combinaison de charges déterminante englobe le poids propre et la neige, auxquels peuvent se rajouter des charges concentrées induites par des ponts-roulants et d'autres systèmes similaires. Cependant, en cas de toitures à forte pente, les combinaisons de charges incluant le vent comme charge principale peuvent revêtir une importance fondamentale.

Les déformations sont généralement calculées à l'aide de programmes informatiques par éléments finis.

10.2. FORCES INTERNES ET REACTIONS D'APPUI

Le portique à trois articulations est isostatique. Par conséquent, les forces internes intervenant dans une section transversale peuvent être déterminées à l'aide d'équations d'équilibre. Cependant, la forme géométrique implique des calculs complexes. Ces derniers peuvent être adéquatement réalisés à l'aide d'un logiciel de calcul.

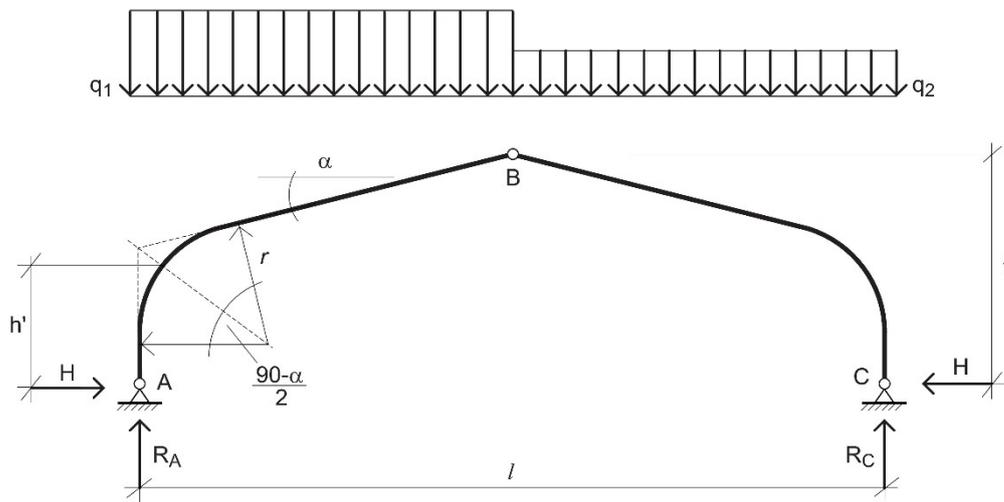


Figure 10.2 : Portique à trois articulations aux reins courbes. Symboles.

Dans des conditions de charge asymétrique uniformément répartie (cf. Figure 10.2), les forces de réaction et internes agissant dans un portique à trois articulations peuvent être calculées à l'aide des expressions suivantes :

Réactions d'appui verticales :

$$R_A = \frac{(3 \cdot q_1 + q_2) \cdot l}{8} \quad (10.1)$$

$$R_B = \frac{(q_1 + 3 \cdot q_2) \cdot l}{8} \quad (10.2)$$

Poussée horizontale :

$$H = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l^2}{16 \cdot f} \quad (10.3)$$

Effort normal maximal au rein :

$$N \approx \sqrt{R_c^2 + H^2} \quad (10.4)$$

Moment maximal au rein :

$$M = H \cdot h + (N - R_c) \cdot r + \frac{q_2 \cdot r^2}{2} \left(1 - \frac{R_c}{N}\right)^2 \quad (10.5)$$

Force de cisaillement au faîtage (vertical) :

$$V_2 = \frac{(q_1 - q_2) \cdot l}{8} \quad (10.6)$$

À noter que si le portique comporte un élément vertical au niveau de l'appui (par ex. reins assemblés par entures multiples), le rayon de courbure r peut être défini comme étant égal à zéro. Dans ce cas, le moment de flexion au rein (cf. Éq. 10.5) devient donc simplement $M=H \cdot h$.

10.3. METHODE DE CALCUL

Le calcul peut être réalisé selon la méthode détaillée ci-dessous :

- 1 Déterminer les principales dimensions et les valeurs de calcul des descentes des charges climatiques et des charges applicables.
- 2 Schématiser les axes centraux approximatifs du portique selon la figure ci-après fondée sur l'expérience :

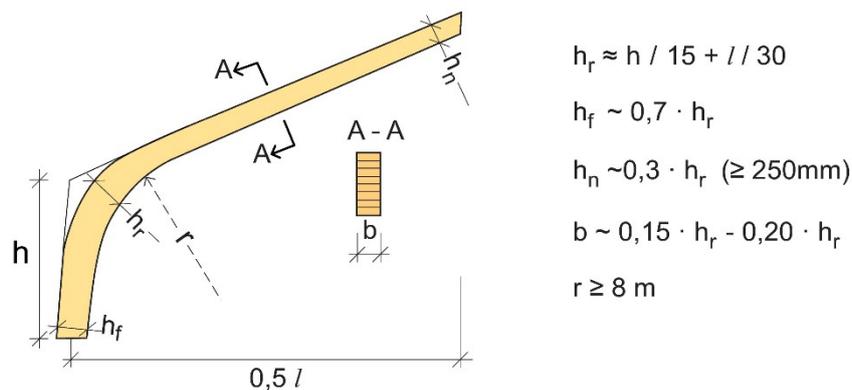


Figure 10.3 : Dimensionnement préliminaire d'un portique lamellé-collé.

- 3 Calculer les réactions d'appui et les forces internes au pied et au faîtage pour différentes combinaisons de charges.
- 4 Déterminer les dimensions de la section transversale requise au pied selon l'effort normal maximal ou l'effort tranchant maximal.
- 5 Déterminer les dimensions de la section transversale requise au faîtage selon les mêmes critères que ceux utilisés pour le pied. Le calcul de l'élément de fixation du faîtage peut également influencer sur les dimensions de la section transversale.
- 6 Rectifier le schéma réalisé au point 2 et déterminer le moment de flexion et les forces internes au rein pour différentes combinaisons de charges.
- 7 Déterminer les dimensions transversales requises au rein au regard (a) de la stabilité et (b) de la conception des détails conformément aux instructions données aux Sections 10.4 et 10.6.
- 8 Vérifier les valeurs de compression et de flexion simultanée de la traverse conformément aux instructions de la Section 10.4. En principe, la hauteur de la section transversale varie de façon linéaire entre le faîtage et le rein. Les sections transversales critiques ne correspondent donc pas à la section

soumise au moment positif maximal. Dans la plupart des cas, une simple vérification de quelques sections transversales choisies au hasard suffit.

Vérifier l'état limite de service conformément aux instructions de la Section 10.5.

10.4. VERIFICATION DE LA STABILITE

Qu'il s'agisse de portiques, de poteaux ou de poutres, la résistance au flambement autour du grand axe et du petit axe (de la section transversale lamellée-collée) doit faire l'objet d'une vérification de la stabilité. Compte tenu de la déformabilité des assemblages et des conditions d'appui généralement défavorables, la longueur de flambement ne peut être évaluée que de façon approximative.

10.4.1. Flambement latéral (autour du petit axe)

Le flambement latéral est vérifié dans les portiques de la même manière que tout poteau-poutre entre des maintiens latéraux (contreventements). À noter que la longueur de flambement dépend du système de contreventement choisi et, dans une certaine mesure, de la toiture. Par exemple, si un système de plaques continues suffisamment rigides est utilisé, aucun flambement hors-plan ne se produira. Par contre, un flambement latéral interviendra entre les points de fixation des pannes aux traverses (longueur de flambement : a_1 - cf. Figure 10.4). En revanche, si ce système n'est pas suffisamment rigide, la longueur de flambement à adopter dans le cadre du calcul devra correspondre à la distance entre les nœuds de l'armature de contreventement (longueur de flambement : a - cf. Figure 10.4).

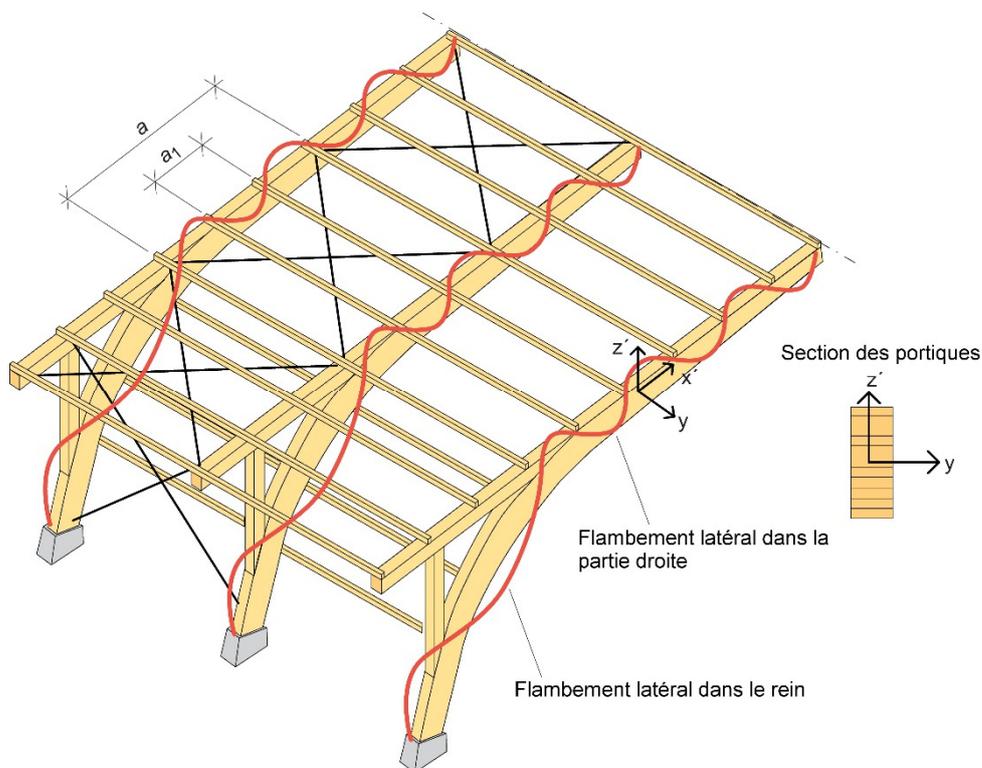


Figure 10.4 : Flambement latéral du portique et du rein. La toiture consiste en des tôles rigides (par ex. tôles métalliques ondulées [non représentées sur la figure]).

10.4.1.1. Flambement hors-plan d'éléments linéaires

Le flambement hors-plan doit faire l'objet d'une vérification dans les zones non renforcées, comme des poteaux-poutres, selon le modèle présenté à la Figure 10.5.

Le critère de dimensionnement est formulé comme suit :

$$\begin{cases} \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z'} \cdot f_{c,d}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z'} \cdot f_{c,d}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \end{cases} \quad (10.7)$$

où :

- $\sigma_{c,0,d}$ correspond à la contrainte de compression de calcul.
- $\sigma_{m,y,d}$ correspond à la contrainte de flexion de calcul selon l'axe y .
- $f_{c,d}$ correspond à la résistance de calcul à la compression.
- $f_{m,y,d}$ correspond à la résistance de calcul à la flexion selon l'axe y .
- $k_{c,z'}$ désigne le coefficient de réduction associé au flambement hors-plan (c'est-à-dire flambement selon l'axe z ; cf. Figure 10.4).
- k_{crit} désigne le coefficient de réduction associé au déversement (cf. Section 4.1.3).

Pour plus de détails concernant les symboles utilisés, se référer également au Chapitre 4.

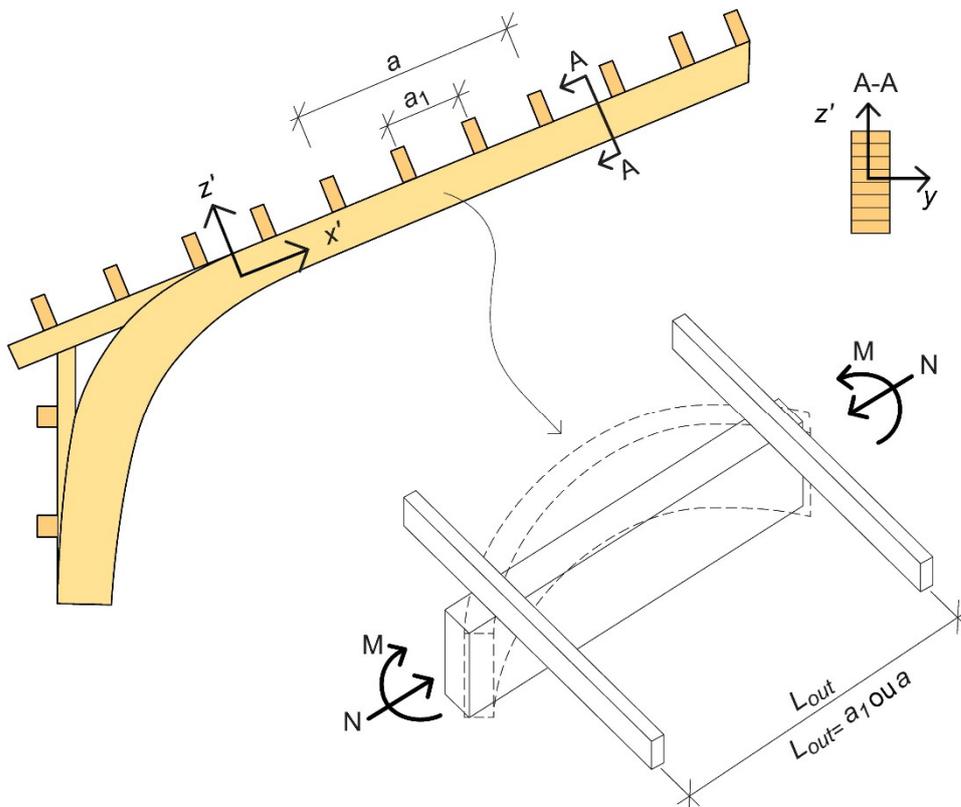


Figure 10.5 : Modèle de vérification du flambement hors-plan de l'élément linéaire du portique. Si le matériau de couverture est suffisamment rigide, la longueur de flambement peut être présumée égale à a_1 . Autrement, il conviendra de supposer une longueur de flambement égale à a (cf. également Figure 10-4).

10.4.1.2. Flambement hors-plan d'éléments courbes

En principe, les portiques ne présentent aucun renforcement dans la zone des reins. Les charges de gravité induisent des moments de flexion négatifs aux reins, provoquant une compression sous la section transversale. De plus, des contraintes de compression sous effort normal sont également présentes dans cette zone. C'est pourquoi il convient de vérifier l'action combinée des forces de compression et de flexion au niveau des reins.

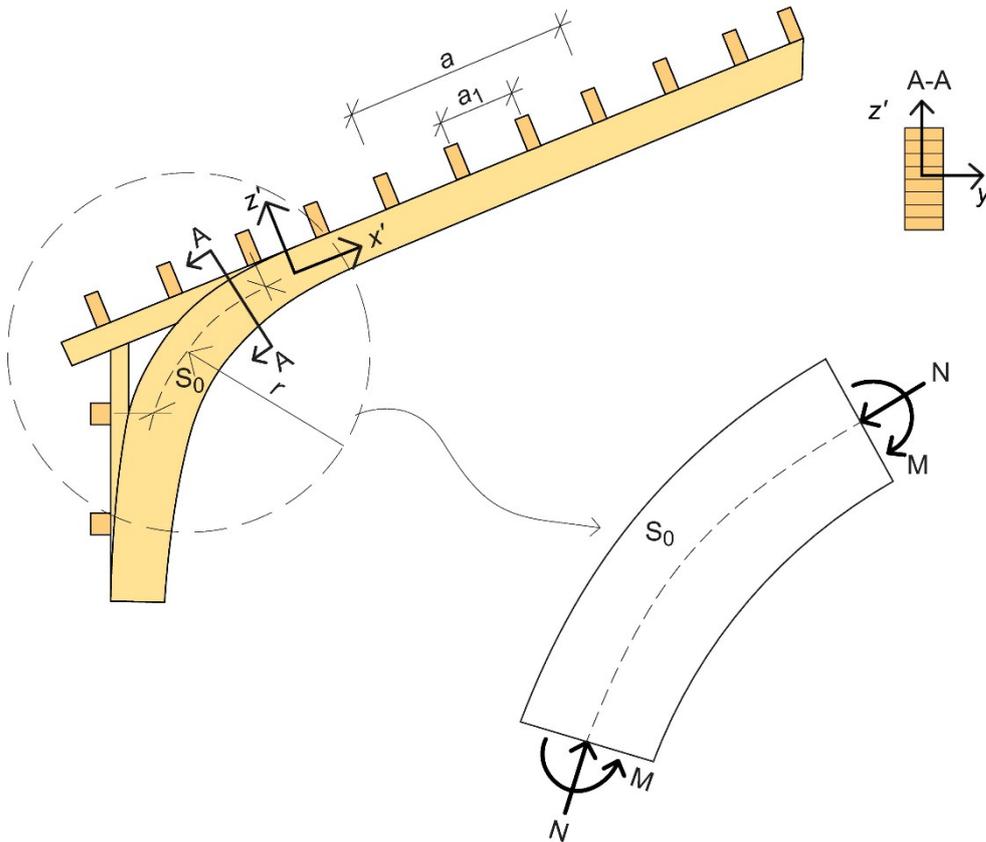


Figure 10.6 : Modèle de vérification du flambement hors-plan du rein.

Les conditions de calcul à satisfaire sont similaires à celles applicables à l'élément linéaire (cf. Éq. 10.7), à l'exception du coefficient k_r (cf. Chapitre 7), lequel est intégré afin de tenir compte de la réduction de résistance due à la flexion des lamelles au cours de la production.

$$\begin{cases} \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot k_r \cdot f_{m,y,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z'} \cdot f_{c,d}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z'} \cdot f_{c,d}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_r \cdot f_{m,y,d}} \leq 1 \end{cases} \quad (10.8)$$

Pour calculer le moment de flexion critique M_{cr} à utiliser pour déterminer le rapport d'élanecement correspondant et, enfin, le coefficient de réduction k_{crit} (cf. Chapitre 4, Section 4.1.3), la formule suivante devra être appliquée :

$$M_{cr} = \frac{\pi}{s_0} \cdot \sqrt{(E \cdot I_z) \cdot (G \cdot k_v)} + \frac{(E \cdot I_z) + (G \cdot k_v)}{2 \cdot r}$$

$$I_z = \frac{b^3 \cdot h}{12}$$

$$k_v = \frac{b^3 \cdot h}{3} \cdot \left(1 - 0,63 \cdot \frac{b}{h}\right)$$
(10.9)

(k_v = coefficient de forme de section de la rigidité de torsion).

À noter que pour $r \rightarrow \infty$, l'Éq. 10.9 devient identique à celle permettant de déterminer le moment critique des éléments linéaires soumis à un moment de flexion constant (cf. Chapitre 4).

10.4.2. Flambement dans le plan (flambement autour du grand axe)

Le flambement *dans le plan* du portique est généralement plus compliqué que celui des éléments de poteaux-poutres courants. La méthode commune d'analyse applicable aux portiques et aux arcs consiste en deux étapes :

1. Analyse de flambement linéaire
2. Analyse au second ordre

10.4.2.1. Analyse de flambement linéaire

Dans le cas d'une analyse de flambement linéaire, les portiques et les arcs peuvent faire l'objet d'une vérification semblable à celle de poteaux-poutres (à savoir éléments soumis simultanément à des forces de flexion et de compression). Les contraintes induites par des charges externes sont calculées selon une théorie élastique linéaire considérant l'équilibre du système statique non déformé. Les contraintes provoquées par des imperfections latérales et dans le plan et les flèches induites sont prises en compte en multipliant les valeurs de résistance en flexion et en compression par les coefficients de réduction pour le flambement k_c et k_{crit} . Ici, k_c désigne le coefficient de réduction associé au flambement sous compression axiale. Dans le cas de rapports de flèche normaux, le premier mode de flambement d'un portique est en principe asymétrique et de forme similaire à celle illustrée à la Figure 10.7.

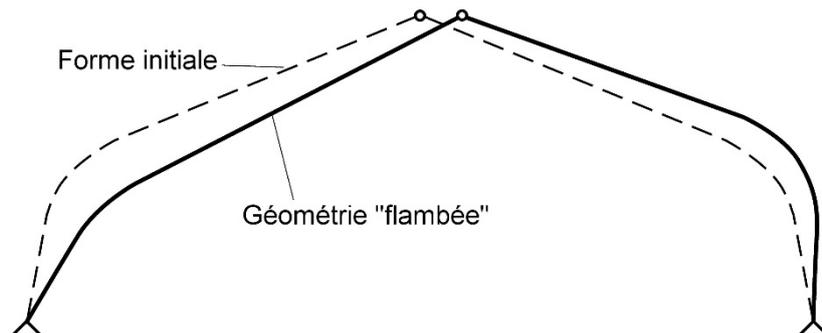


Figure 10.7 : Flambement dans le plan d'un portique à trois articulations.

Pour déterminer la charge de flambement selon l'analyse simplifiée, la longueur de flambement L_e est nécessaire. Cette longueur peut être obtenue de deux manières : a) numériquement, dans le cadre d'une analyse de flambement linéaire à l'aide d'un programme par éléments finis, ou b) par formules empiriques.

En première approximation, la longueur de flambement du portique peut être considérée comme étant égale à :

$$L_e \approx 1,25 \cdot a_{hf} \quad (10.10)$$

où a_{hf} désigne la longueur du demi-portique (cf. Figure 10.8).

Pour une analyse plus affinée, il est possible d'utiliser la formule donnée par l'ancien code allemand concernant les structures en bois (DIN 1052), à savoir :

$$L_e \approx h_p \cdot \sqrt{4 + 1,6 \cdot \frac{I_0}{I} \cdot \frac{2 \cdot s}{h_p}} \quad (10.11)$$

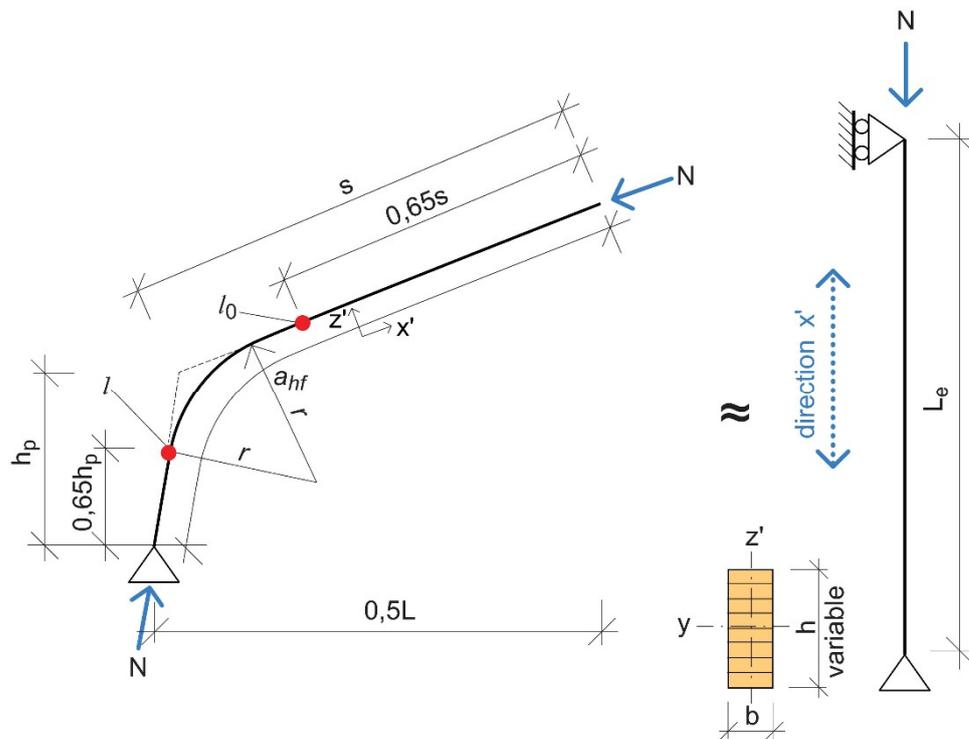


Figure 10.8 : Modèle de détermination de la longueur de flambement dans le plan d'un portique à trois articulations.

Le critère de dimensionnement est formulé comme suit :

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_r \cdot f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,d}} \leq 1 \quad (10.12)$$

où :

$k_{c,y}$ désigne le coefficient de réduction associé au flambement dans le plan (c'est-à-dire flambement selon l'axe y; cf. Figure 10.8) ;

les autres symboles sont définis à l'Éq. 10.7 et aux Chapitres 4 et 7.

10.4.2.2. Analyse au second ordre

Dans le cas d'une *analyse au second ordre*, les contraintes sont calculées selon une théorie non linéaire géométrique considérant l'équilibre du système statique déformé.

Dans ce type d'analyse, les charges de calcul sont appliquées graduellement (par incréments). Avant qu'une charge incrémentale ne soit appliquée à la structure, les déplacements induits par les charges préalables sont calculés. Des charges incrémentales sont appliquées en des endroits déterminés après ajout des déplacements induits par les charges préalables. De cette manière, l'impact de l'ensemble des déplacements (y compris déplacement latéral) induits par les charges préalables sur les forces internes est pris en compte dans le cadre de l'analyse au second ordre. Ce type d'analyse est réalisé à l'aide de logiciels informatiques adéquats par éléments finis.

Si des *imperfections géométriques* sont également modélisées, les forces internes données par l'analyse au second ordre peuvent être directement utilisées pour dimensionner les éléments, sans réduction de la résistance de calcul liée au flambement (à savoir $k_{c,y}=1,0$). Il conviendra de supposer que les déformations initiales sont affines à la forme de la déformation sous charge, laquelle pourra être considérée comme une déformation initiale obtenue en appliquant les déviations initiales dans la géométrie comme illustré à la Figure 10.9. La Section 5.4.4 de l'Eurocode 5 propose des recommandations concernant l'amplitude des déviations initiales dans la géométrie de portiques.

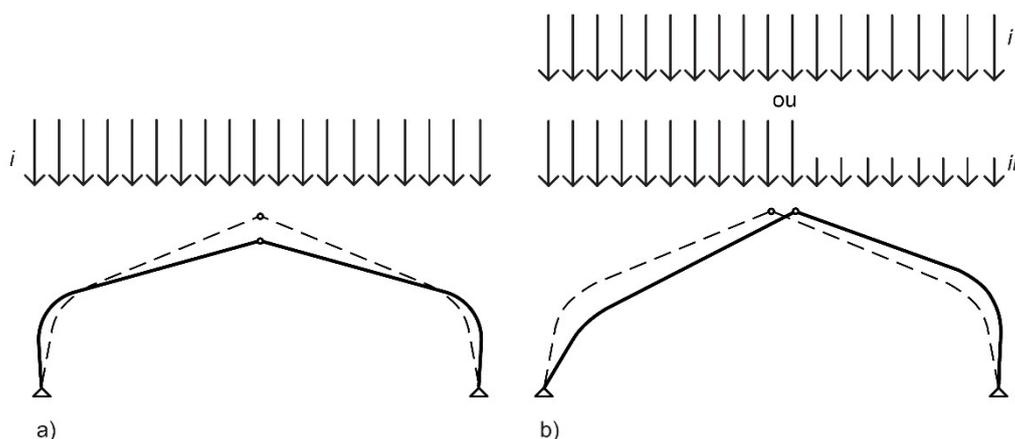


Figure 10.9 : Déviation initiale dans la géométrie et charges correspondantes à adopter pour les analyses au second ordre : (a) flambement symétrique ; (b) flambement (ou mode de déplacement latéral) asymétrique.

10.5. VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE SERVICE

En principe, les éléments de portiques à trois articulations ne sont pas renforcés. Cependant, dans certains cas (par ex. lorsque des flèches dues à des variations de la teneur en humidité sont anticipées), une contre-flèche peut s'avérer nécessaire.

La vérification de l'état limite de service est réalisée en calculant la flèche au faîtage. Ce calcul peut être effectué le plus simplement possible à l'aide de certains programmes fiables par éléments finis disponibles sur le marché.

Le code du bâtiment ne formule aucune recommandation quant à des limites de flèche, étant donné que ces limites dépendent de l'utilisation prévue de la structure. Cependant,

la flèche finale induite par le poids propre et la charge variable applicable (notamment effet de fluage) ne devra en aucun cas dépasser 1/200 de la portée.

10.6. CALCUL DES REINS

10.6.1. Reins courbes

Les reins courbes consistent généralement en une section transversale constante avec, parfois, un coin d'angle extérieur, comme illustré à la Figure 10.10. Afin de faciliter les opérations de fabrication tout en évitant de réduire la résistance, le rapport choisi entre le rayon de courbure et l'épaisseur des lamelles est souvent relativement grand ($r/t \approx 240$). Une épaisseur de lamelle $t = 33$ mm et un rayon de courbure $r = 8$ m sont couramment utilisés pour fabriquer des portiques aux reins courbes. Le coin d'angle (à l'extérieur de la ligne pointillée sur la figure) peut alors soit agir conjointement avec la section transversale (action combinée si le coin est collé), soit être simplement cloué ou vissé. Il convient de vérifier les contraintes radiales de traction (contraintes perpendiculaires au fil) dans les cas où des combinaisons de charges induisent des moments positifs (bord intérieur tendu) au niveau du rein - notamment lorsque la charge de vent constitue la composante principale d'une combinaison de charges. Les reins lamellés-collés sont essentiellement dimensionnés de la même manière que pour une poutre banane (cf. Chapitre 7).

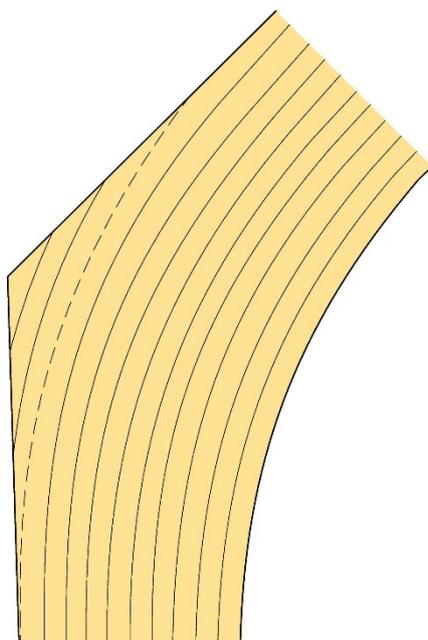


Figure 10.10 : Rein courbe avec une pièce d'angle entièrement collée.

10.6.2. Reins assemblés par entures multiples

Les reins assemblés par entures multiples sont généralement fabriqués avec une pièce d'assemblage (cf. Figure 10.11). Cette pièce a pour principale fonction de réduire l'angle entre la force axiale et le fil dans la zone du coin, et donc de favoriser la capacité résistante du rein. Dans les cas normaux, c'est-à-dire lorsque la combinaison de charges déterminante générera un moment négatif au rein, les lamelles de la traverse et du montant devront être parallèles à la partie supérieure du portique (cf. Figure 10.11). Les

lamelles de la pièce d'assemblage du rein sont généralement dans tous les cas parallèles à la partie inférieure du portique.

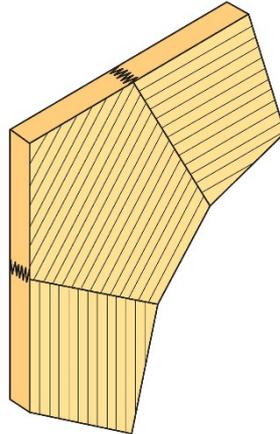


Figure 10.11 : Rein assemblé par entures multiples avec la pièce d'assemblage.

Les deux points d'assemblage au rein sont vérifiés selon la méthode semi-empirique suivante :

- › Le moment de flexion M_{joint} et l'effort longitudinal N_{joint} perpendiculaire au point d'assemblage sont calculés au milieu de chaque point d'assemblage ;
- › L'aire de la section transversale efficace et le module de section efficace aux points d'assemblage sont calculés. Les expressions suivantes (avec les symboles de la Figure 10.12) s'appliquent :

$$A_{joint} = \frac{b \cdot h}{\cos \beta} \cdot \left(1 - \frac{t}{f}\right) \quad (10.13)$$

$$W_{joint} = \frac{b \cdot h^2}{6 \cdot \cos^2 \beta} \cdot \left(1 - \frac{t}{f}\right) \quad (10.14)$$

où :

t désigne la largeur du bout de dent des entures.

f désigne le pas des entures de centre à centre à la base.

Le rapport t/f est en principe compris entre 0,1 et 0,2. Par conséquent, si la géométrie de l'assemblage par entures multiples n'est a priori pas connue, les termes entre parenthèses des Éq. 10.13 et 10.14 peuvent être remplacés par 0,8.

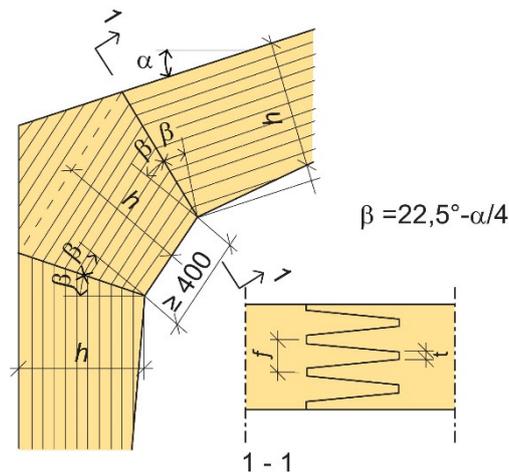


Figure 10.12 : Rein assemblé par entures multiples avec la pièce d'assemblage, symboles et géométrie.

- › La valeur de calcul de la résistance à la compression $f_{c,\alpha}$ est déterminée à partir de l'angle β entre les efforts longitudinaux et le fil (cf. Chapitre 4).
- › En ce qui concerne les combinaisons de charges générant une force de compression au bord intérieur du rein, la condition critique suivante s'applique :

$$\frac{N_{joint}}{A_{joint}} + \frac{M_{joint}}{W_{joint}} = f_{c,\alpha} \quad (10.15)$$

- › En ce qui concerne les combinaisons de charges générant une force de traction au bord intérieur du rein (généralement celles incluant le vent comme charge principale), la condition de calcul suivante s'applique :

$$\frac{N_{joint}}{A_{joint}} + \frac{M_{joint}}{W_{joint}} = k_{\alpha} f_{c,\alpha} \quad (10.16)$$

où le coefficient k_{α} dépend de l'angle β entre l'effort longitudinal et le sens du fil de la pièce d'assemblage (cf. Tableau 10.1).

Tableau 10.1 : Coefficient de réduction k_{α} en fonction de l'angle β .

Angle β	Coefficient de réduction k_{α}
$\beta \leq 11,25^{\circ}$	$k_{\alpha} = 0,33$
$11,25^{\circ} < \beta \leq 18,75^{\circ}$	$k_{\alpha} = 0,533 - 0,0178 \cdot \beta$
$18,75^{\circ} < \beta \leq 22,5^{\circ}$	$k_{\alpha} = 0,20$

10.6.3. Reins de portiques reconstitués

Les reins reconstitués peuvent être fabriqués de différentes manières. Dans les portiques à jambe de force (Figure 10.13), la section A doit faire l'objet d'une vérification des forces de compression et de flexion simultanées, comme évoqué à la Section 10.6.2, en réduisant éventuellement les valeurs de calcul de la résistance à la flexion et à la compression du fait du déversement et du flambement du portique dans le plan. Par ailleurs, il convient de vérifier les contraintes de cisaillement à la section B.

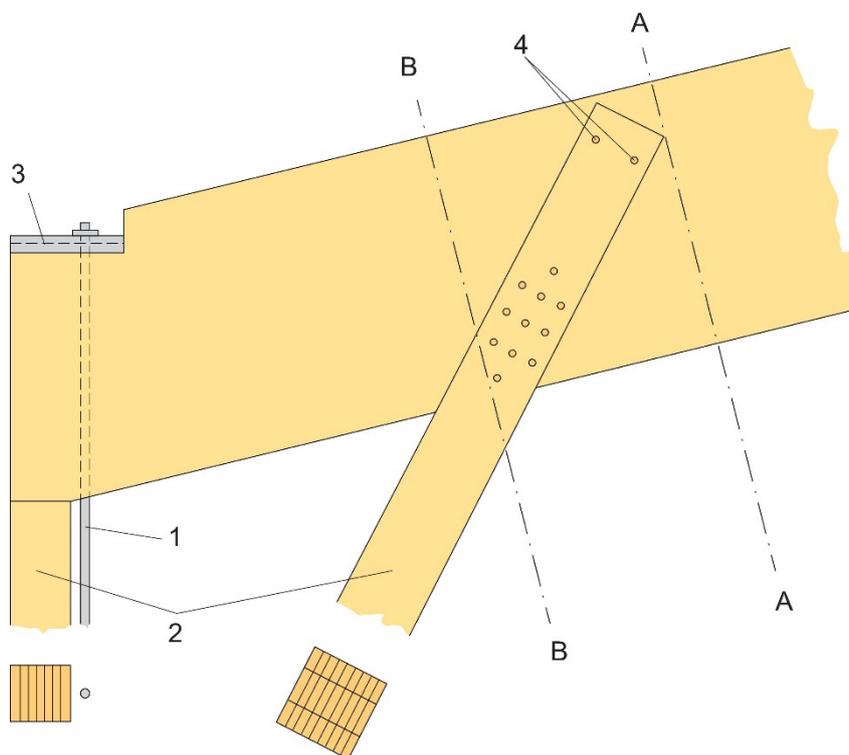


Figure 10.13 : Rein reconstitué avec assemblage boulonné entre la traverse et le montant intérieur : (1) barre tendue en acier, (2) barre comprimée en bois, (3) profilé en U en acier, (4) trous de boulonnage oblongs.

Le montant extérieur est en principe conçu pour supporter des charges axiales, éventuellement associées à des moments simultanés induits par la charge de vent. En cas de charges de gravité prédominantes, des forces de traction importantes interviendront dans le montant extérieur. Ces forces peuvent être transférées vers les fondations au moyen d'une barre tendue en acier (Figure 10.13), tandis que les forces de compression et les moments peuvent être transférés vers le haut avec une simple contrefiche en bois. La barre tendue devra être fixée en haut de la traverse plutôt qu'en bas, afin de limiter au minimum le risque de fissuration.

Le montant intérieur s'apparente à un poteau travaillant en compression et, éventuellement, en flexion, si l'assemblage entre le montant et la traverse est de nature à générer des charges décentrées. L'assemblage entre la traverse et les montants est conçu de sorte que le transfert des forces de compression intervienne principalement au bord inférieur de la traverse, de préférence par pression de contact, au moyen, notamment, d'un tasseau en bois collée dessous la traverse (Figure 10.14). Au niveau de la zone de contact, il existe, cependant, un risque de pénétration des surfaces de contact, d'une manière sensiblement comparable à deux brosses dures pressées l'une contre l'autre. Afin d'éviter ce problème, il peut être approprié de fabriquer l'assemblage en insérant, par exemple, une plaque d'acier. Il est également suggéré d'insérer une ou plusieurs vis entièrement filetées perpendiculairement à la ligne de contact entre le tasseau et la traverse, afin de supporter d'éventuelles forces de traction induites, notamment, par un défaut d'ajustement probable des surfaces de contact.

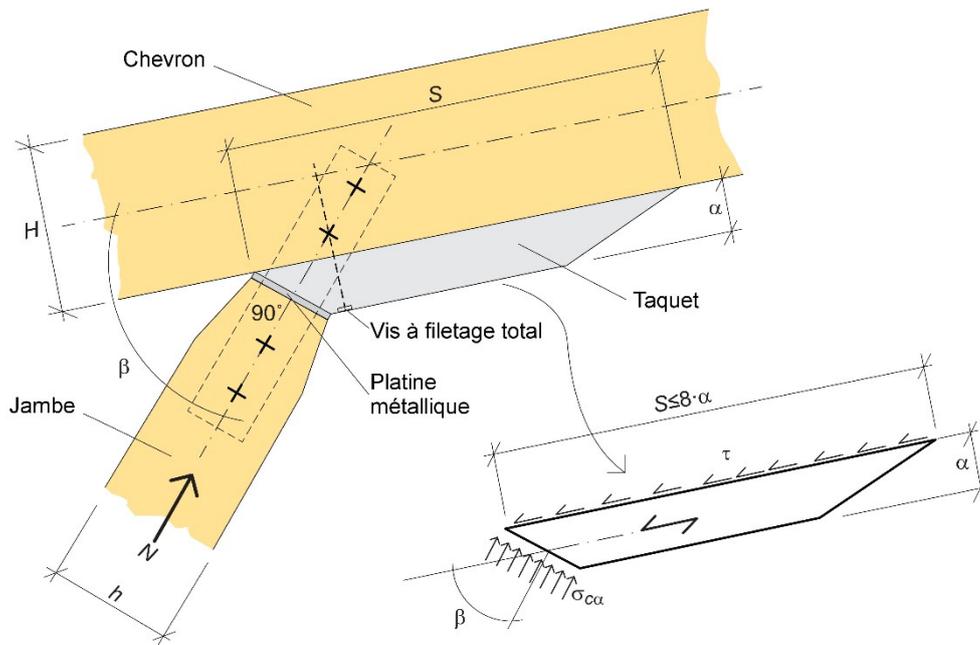


Figure 10.14 : Assemblage de portique : répartition des forces et symboles. L'angle β entre la traverse et le montant est en principe compris dans une fourchette allant de 45° à 60° .

La vérification de l'assemblage peut se dérouler comme suit :

- › Vérifier la pression de contact $\sigma_{c,\alpha,d}$ entre le montant et le taquet lamellé-collé :

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{N}{b \cdot a} \cdot \cos \beta \leq f_{c,\alpha,d} \quad (10.17)$$

où $f_{c,\alpha,d}$ désigne la résistance à la compression à un angle α par rapport au fil, déterminée selon les indications du Chapitre 4, Section 4.1.5, en supposant une valeur d'angle entre le sens de la force et le sens du fil $\alpha = \beta$. b désigne la largeur du montant, hors-plan.

- › Vérifier la contrainte de cisaillement entre le taquet et la traverse :

$$\tau_d = \frac{N}{b \cdot s} \cdot \cos \beta \leq 0,5 \cdot f_{v,d} \quad (10.18)$$

où $f_{v,d}$ désigne la résistance au cisaillement du lamellé-collé (dans l'Éq. 10.18, $f_{v,d}$ est réduite selon un coefficient de 0,5 suivant les résultats expérimentaux).

De plus, il convient de vérifier que la longueur du taquet s soit d'au moins 200 mm et que le rapport entre la longueur du taquet et sa hauteur soit au moins égal à 6 ($s/a \geq 6$).

Il est impossible d'utiliser une longueur supérieure à $s = 8a$ (en d'autres termes, si $s \geq 8a$, la valeur d'entrée pour s dans l'Éq. 10.18 doit être égale à $8a$).

10.7. DETAILS

10.7.1. Détail de la base articulée de portiques aux reins courbes et assemblés par entures multiples

Les assemblages aux appuis des portiques consistent en des articulations presque sans moment. Selon le type d'assemblage choisi, des moments relativement faibles sont

susceptibles d'être transférés. Leur amplitude est cependant limitée à un point tel qu'il est inutile d'en tenir compte lors du dimensionnement du portique. En revanche, ces moments revêtiront une certaine importance pour le dimensionnement de l'assemblage et de l'ancrage.

Outre les rotations autour de l'axe fort, l'assemblage doit également pouvoir transférer les forces verticales et horizontales (cf. Figure 10.15).

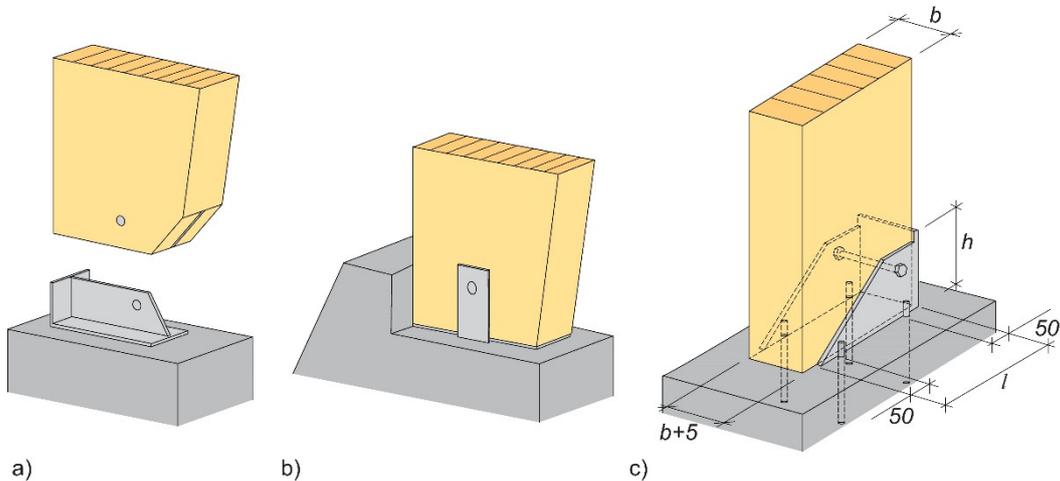


Figure 10.15 : Détails possibles pour la base de portiques aux reins courbes et assemblés par entures multiples : (a) plaque en acier insérée et plaque arrière ; (b) plaques en acier latérales et culée en béton ; (c) plaques latérales et plaque arrière.

Il convient de rappeler le caractère essentiel de tolérances de construction lors de la réalisation de bases en béton avec des pièces en acier coulé (cf. notamment Figure 10.15 (c)). Il est systématiquement recommandé d'utiliser une barrière anti humidité au niveau de la partie inférieure de l'élément en bois (également pour les classes de service 1 et 2), afin d'éviter tout transfert d'humidité dans le bois de bout.

10.7.2. Assemblage de faîtage articulé

Les assemblages de faîtage articulés transfèrent des forces horizontales et verticales. Étant donné que les moments ne sont transférés que de manière limitée, ils ne sont pas pris en compte dans le cadre du calcul. L'assemblage devra permettre des variations d'angle des poutres. Si ce mouvement est impossible, d'autres contraintes interviendront, susceptibles de provoquer des dommages non prévus à la structure.

L'assemblage peut être conçu d'une façon similaire à celle de l'assemblage de faîtage de structures à trois articulations (cf. Chapitre 9). Des alternatives possibles sont illustrées à la Figure 10.16.

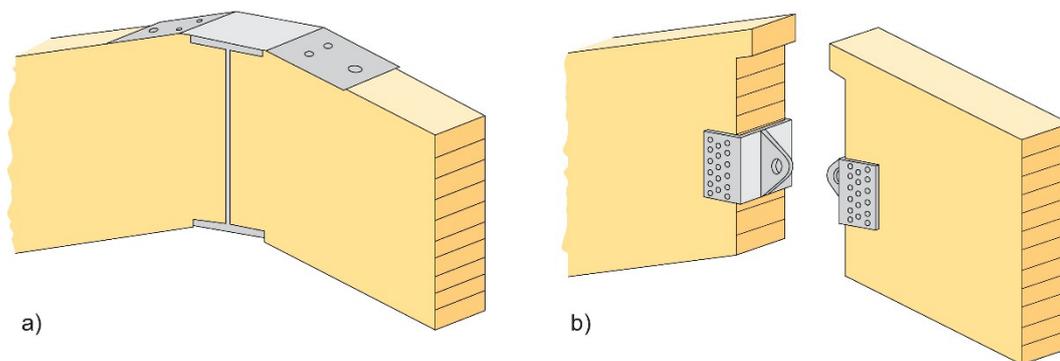


Figure 10.16 : Assemblage de faîtage articulé : (a) éléments entaillés pour accueillir une section en I et plaque supérieure pour résister aux forces de traction ; (b) rotule. La partie supérieure du type d'assemblage (b) devra inclure un jeu pour permettre une libre rotation.

10.7.3. Détails de structures reconstituées

La Figure 10.17 montre certaines solutions possibles pour l'appui en pied et pour l'assemblage entre le tirant métallique et la traverse.

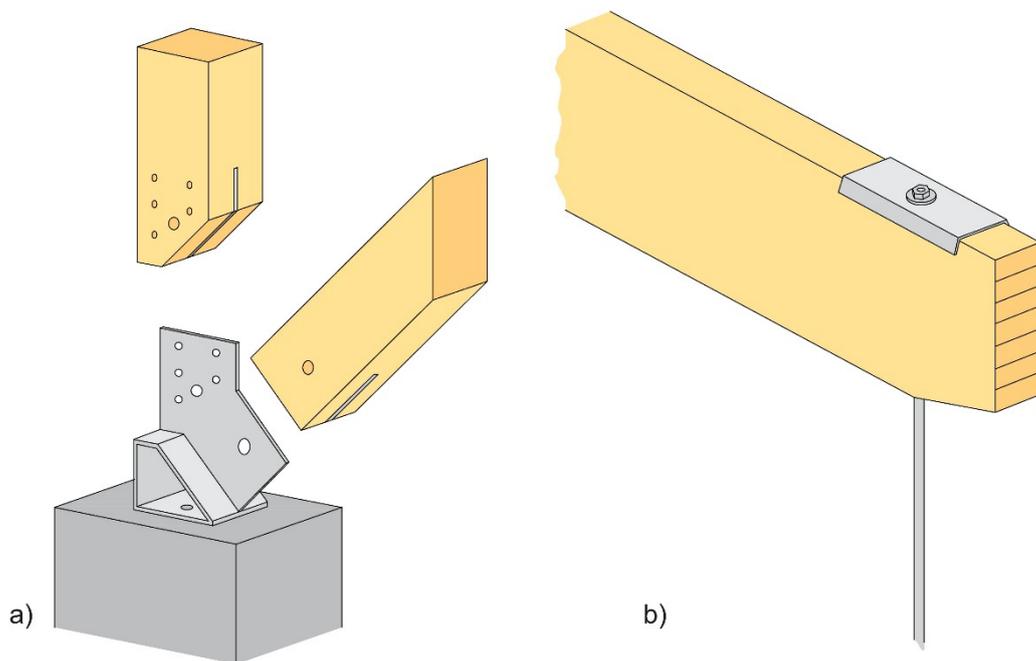


Figure 10.17 : Exemple de détails de portiques reconstitués : (a) appui en pied ; (b) assemblage entre la barre tendue en acier et la traverse.

CHAPITRE 11

11. ARCS

Les arcs sont des structures parfaitement adaptées à une conception en bois lamellé-collé - un matériau permettant de réaliser des formes courbes et des variations de hauteurs sans surcoût significatif. En règle générale, les arcs consistent en des sections pleines à hauteur constante. Cependant, des sections mixtes en I ou en caisson sont également possibles, particulièrement pour les grandes portées.

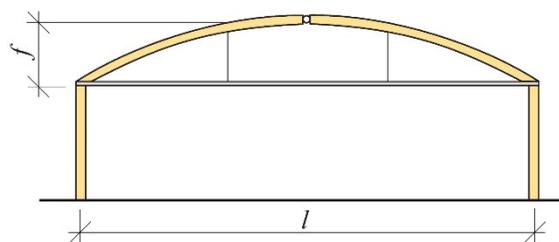


Figure 11.1 : Arc pourvu d'un tirant, sur poteaux.

La forme de l'arc devra être choisie de sorte que les moments de flexion soient les plus faibles possible. En d'autres termes, la géométrie de l'arc devra suivre la courbe des pressions de la combinaison de charges principale. Toutefois, l'impact des moments ne peut être totalement exclu, dans la mesure où plusieurs combinaisons de charges doivent être prises en compte, chacune avec sa propre courbe des pressions. À titre de compromis, une forme parabolique (ou circulaire) est généralement choisie, avec un rapport de flèche f/l d'environ 0,14-0,15. Pour des raisons fonctionnelles (par ex. pour accroître la hauteur libre à proximité des appuis), l'adoption d'une forme elliptique ou autre peut être préférable (à noter que dans ce cas, la frontière entre les concepts de portiques et d'arcs est quelque peu floue). Il est possible d'obtenir le même résultat en plaçant l'arc sur des poteaux (cf. Figure 11.1). Les réactions d'appui horizontales induites par l'arc doivent, dans ce cas, être supportées par un tirant situé entre les points d'appui de l'arc.

Lorsque l'arc est en appui directement sur une culée ou une dalle de béton au sol (Figure 11.2 (a)), les forces horizontales peuvent être supportées par les fondations, si les conditions du sol le permettent (cf. Figure 11.2 (b)), ou bien par des tirants placés en dessous ou dans le sol (cf. Figure 11.2 (c)). Afin de limiter l'ampleur des réactions

horizontales, la flèche de l'arc devra être supérieure ou égale à 0,14-0,15 fois sa portée. Dans le cas d'une parabole ou d'un cercle, cela correspond à un angle de départ d'environ 30°. Dans la pratique, les arcs sont en principe conçus avec un rapport de flèche $0,14 \leq f/l \leq 0,30$.

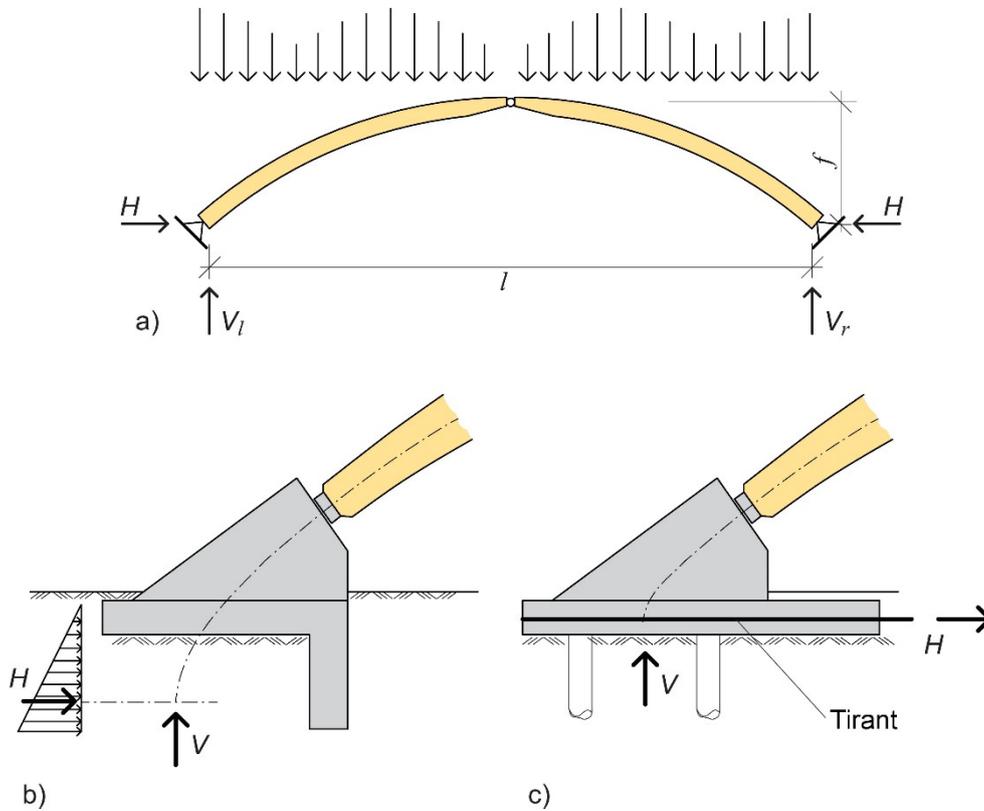


Figure 11.2 : (a) : arc en appui sur des fondations ; (b) poussée horizontale supportée directement par la culée et l'élément de fondation ; (c) force horizontale supportée par un tirant situé dans la dalle.

Le choix d'un arc à deux ou à trois articulations repose sur des considérations similaires à celles évoquées pour les portails (cf. Chapitre 10). Les arcs à trois articulations sont donc recommandés pour des portées allant jusqu'à 60-70 mètres. Dans le cas de portées plus grandes, l'arc doit être fabriqué et transporté en au moins trois parties, lesquelles sont rigidement assemblées sur place. Le choix se porte alors sur un système dont les articulations sont placées uniquement au niveau des culées (arc à deux articulations). Les articulations et les assemblages rigides devront être positionnés comme illustré à la Figure 11.3. L'arc à deux articulations présente l'inconvénient d'être hyperstatique ; il est notamment sensible au tassement des appuis et/ou aux variations d'humidité.

Les arcs sans articulation ne sont en pratique jamais utilisés pour des structures porteuses en bois.



Figure 11.3 : Emplacement adéquat d'assemblages dans des arcs : a) arc à trois articulations ; b) arc à deux articulations.

Il conviendra de noter que l'utilisation d'arcs est déconseillée en présence d'importantes charges concentrées. En effet, l'isolation de ces charges augmentera la distance entre la courbe des pressions et l'axe géométrique de l'arc, d'où un accroissement de l'amplitude des moments de flexion dans la structure. Par conséquent, des charges concentrées importantes réduisent significativement le « comportement d'arc » de la structure. L'impact de ces charges est moins néfaste dans le cas de toitures soumises à de fortes charges permanentes uniformément réparties.

Selon certains codes (par ex. Eurocode 1-3), les charges induites par l'accumulation de neige, réparties de façon triangulaire sur chaque moitié de l'arc, devront être prises en compte dans le calcul (cf. Figure 11.4). Cette condition de charge donne lieu à des moments de flexion relativement importants dans l'arc, particulièrement dans le cas d'une grande portée. Pour réduire l'impact de moments de flexion, une méthode pourrait consister à augmenter le « bras de levier interne » de l'arc, notamment en choisissant une structure en arc dont chaque moitié comporterait une poutre à treillis lenticulaire (cf. Figure 11.4 (b)).

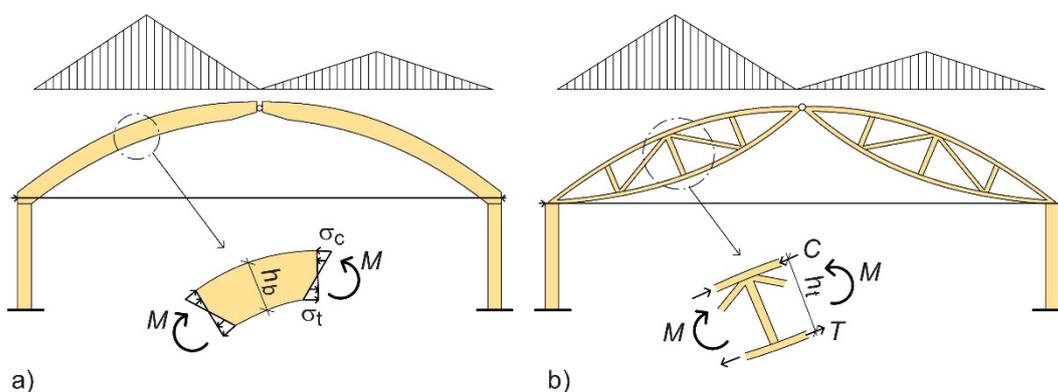


Figure 11.4 : Arcs soumis à une répartition triangulaire de charge : (a) arc courbe ; (b) arc consistant en deux poutres à treillis lenticulaires assemblées au faîtage. L'impact de moments de flexion locaux M relativement importants (exemple a) peut être significativement réduit en choisissant une structure avec un bras de levier interne plus grand (exemple b).

L'arc à trois articulations est le type le plus couramment utilisé parmi les arcs lamellés collés. C'est pourquoi les sections suivantes proposeront simplement des informations concernant la conception et le calcul de ces types d'arcs (cf. également Chapitre 9).

11.1. PROPRIETES GEOMETRIQUES UTILES D'ARCS DE FAIBLE HAUTEUR

En ce qui concerne les arcs de forme circulaire présentant un rapport de flèche quelconque et les arcs de forme parabolique présentant un rapport de flèche $f/l \sim 0,14-0,15$, des propriétés géométriques pertinentes peuvent être déterminées à partir de la Figure 11.5 (à noter qu'une parabole ne possède pas un rayon constant ; cependant, dans le cas de faibles rapports f/l , les arcs paraboliques et circulaires coïncident, d'où la possibilité d'utiliser la formule donnée à la Figure 11.5 en bénéficiant de toute la précision voulue pour les deux types d'arcs).

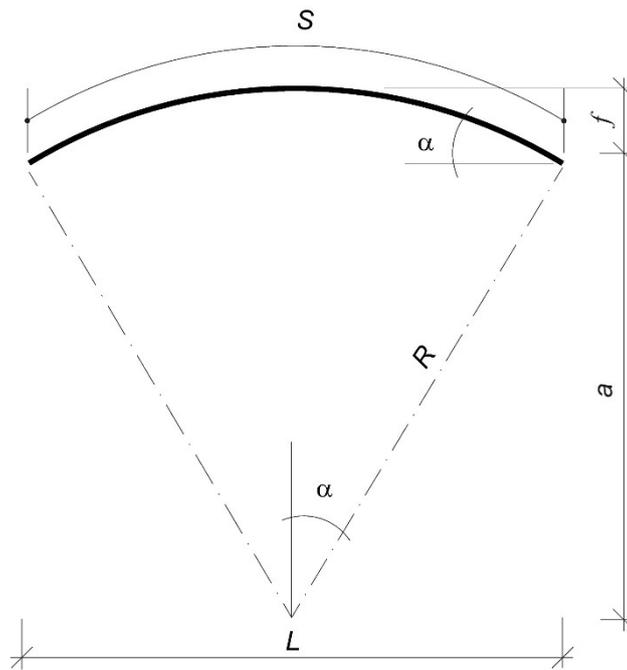


Figure 11.5 : Propriétés géométriques d'arcs de faible hauteur.

11.2. ETUDE DE CONCEPTION

En règle générale, les aspects architecturaux dictent la forme et, le cas échéant, la flèche de l'arc. Cependant, pour des raisons économiques, et dans un souci de limiter la poussée horizontale, il conviendra de suivre les règles générales concernant les rapports hauteur-portée, la portée maximale, etc. La Figure 11.6 propose des indications pour le prédimensionnement de trois profils types d'arcs.

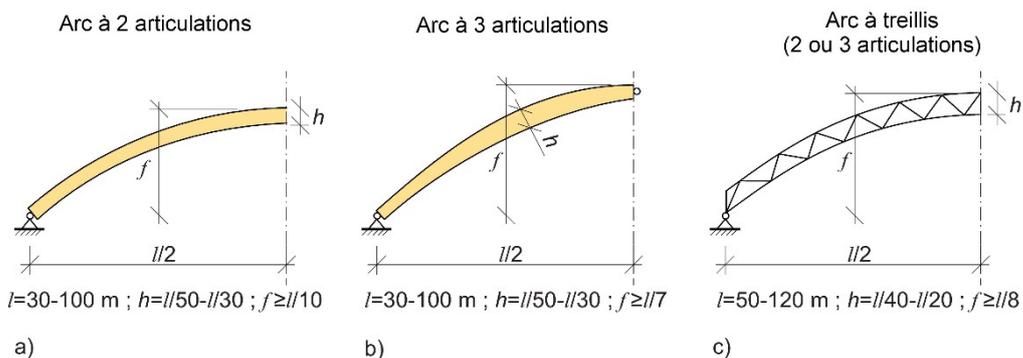


Figure 11.6 : Indications pour le calcul préliminaire de trois différents types d'arcs.

11.3. CONCEPTION ET CALCUL D'ARCS A TROIS ARTICULATIONS

L'arc à trois articulations est stable sous forces horizontales dans son propre plan, et isostatique. En effet, la répartition des moments reste inchangée même si les fondations sont irrégulières ou que des déformations non prévues se produisent dans les

assemblages (cf. Chapitre 9). Par ailleurs, les articulations de ce type d'arc se trouvent aux points d'appui, ce qui simplifie la construction des fondations. Si les conditions du sol sont mauvaises, les réactions horizontales au niveau des appuis peuvent être supportées par des éléments tendus situés entre les fondations (dans ou sous la dalle).

Les déformations sont en principe calculées à l'aide de logiciels informatiques par éléments finis.

11.3.1. Forces internes et réactions d'appui

Les efforts normaux et les efforts tranchants en tout point de l'arc dépendent de l'angle α entre la tangente au point considéré et une ligne horizontale (cf. Figure 11.7).

L'effort normal N , en tout point de l'arc, peut être calculé à l'aide de la formule suivante :

$$N = H \cdot \cos \alpha + V_b \cdot \sin \alpha \quad (11.1)$$

L'effort tranchant V , en tout point de l'arc, peut être calculée à l'aide de la formule suivante :

$$V = -H \cdot \sin \alpha + V_b \cdot \cos \alpha \quad (11.2)$$

où V_b désigne l'effort tranchant dans une poutre en appui simple présentant une portée et une charge verticale identiques à celles de l'arc en question, et H désigne la poussée horizontale (cf. Figure 11.7).

Typiquement, la section transversale critique des arcs correspond au $\frac{1}{4}$ de la portée. En cet endroit, l'angle α peut être déterminé à l'aide des expressions suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \arcsin\left(\frac{l}{4 \cdot R}\right) & \text{pour les arcs circulaires} \\ \alpha = \frac{180}{\pi} \cdot \arctan\left(\frac{2 \cdot f}{l}\right) & \text{pour les arcs paraboliques} \end{cases} \quad (11.3)$$

Au $\frac{1}{4}$ de la portée, l'ordonnée y_0 de l'axe central de l'arc peut être calculée à l'aide des expressions suivantes :

$$\begin{cases} y_0 = \frac{f}{2} - \frac{l^2}{8 \cdot f} + \sqrt{\frac{l^4}{64 \cdot f^2} + \frac{f^2}{4} + \frac{l^2}{16}} & \text{pour les arcs circulaires} \\ y_0 = \frac{3}{4} \cdot f & \text{pour les arcs paraboliques} \end{cases} \quad (11.4)$$

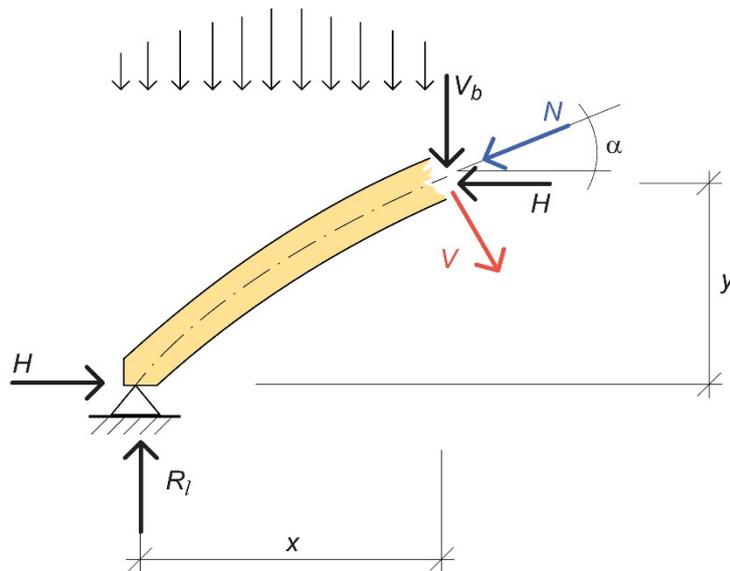


Figure 11.7 : Effort interne dans une section transversale quelconque de l'arc.

Les combinaisons de charges déterminantes considérées en principe dans le cadre du calcul d'arcs à trois articulations sont les suivantes :

- › Charges permanentes + charge de neige uniformément répartie
- › Charges permanentes + charge de neige triangulairement répartie (à différentes amplitudes) sur chaque moitié d'arc.

La suite de cette section propose des indications permettant de déterminer les actions internes (efforts normaux, tranchants et moments de flexion) et les réactions d'appui.

Les considérations suivantes ne s'appliquent qu'aux arcs circulaires avec un rapport de flèche $f/l \sim 0,14-0,15$ et aux arcs paraboliques satisfaisant l'équation ci-dessous :

$$y = \frac{4 \cdot f}{l} \cdot \left(x - \frac{x^2}{l} \right) \quad (11.5)$$

où x correspond à l'abscisse avec pour origine le pied de l'arc et y correspond à l'ordonnée de l'axe de l'arc.

11.3.1.1. Charges permanentes + charge de neige uniformément répartie

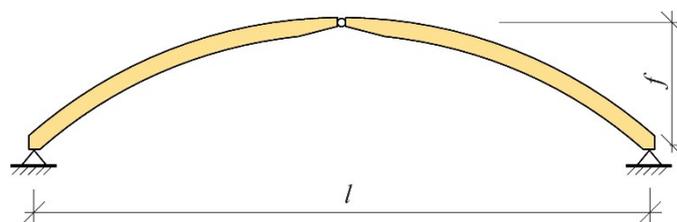


Figure 11.8 : Arc à trois articulations soumis à des charges permanentes et à une charge de neige uniformément répartie.

Dans les conditions de charge illustrées à la Figure 11.8, les forces de réaction et internes agissant dans un arc à trois articulations peuvent être calculées à l'aide des expressions suivantes :

Réactions d'appui verticales (culée gauche : R_l ; culée droite : R_r) :

$$R_l = R_r = \frac{(q_r + g) \cdot l}{2} \quad (11.6)$$

Poussée horizontale :

$$H = \frac{(q_r + g) \cdot l^2}{8 \cdot f} \quad (11.7)$$

Effort normal maximal au $\frac{1}{4}$ de la portée :

$$N = \frac{(q_r + g) \cdot l^2}{8 \cdot f} \cdot \cos \alpha + \frac{(q_r + g) \cdot l}{4} \cdot \sin \alpha \quad (11.8)$$

Moment de flexion au $\frac{1}{4}$ de la portée :

$$M \approx 0 \quad (11.9)$$

Effort tranchant à l'origine ($x=0$) :

$$V_{sp} = -\frac{(q_r + g) \cdot l^2}{8 \cdot f} \cdot \sin \alpha_{spr} + \frac{(q_r + g) \cdot l}{2} \cdot \cos \alpha_{spr} \quad (11.10)$$

L'effort tranchant au faîtage est nulle.

11.3.1.2. Charges permanentes + charge de neige triangulairement répartie

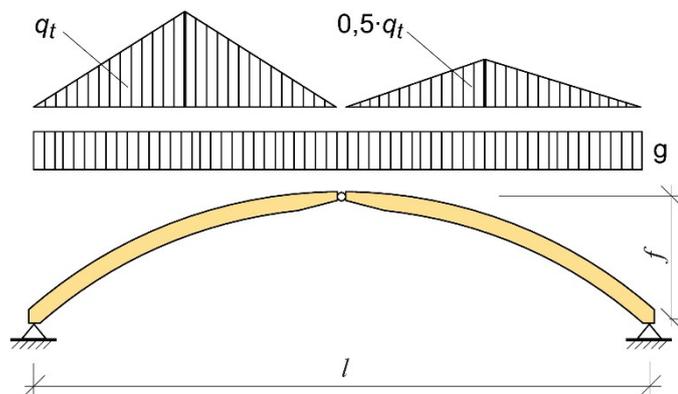


Figure 11.9 : Arc à trois articulations soumis à des charges permanentes et à une charge de neige triangulairement répartie selon l'EC1.

Dans les conditions de charge illustrées à la Figure 11.9, les forces de réaction et internes agissant dans un arc à trois articulations peuvent être calculées à l'aide des expressions suivantes :

Réactions d'appui verticales (culée gauche) :

$$R_l = \frac{7}{32} \cdot q_t \cdot l + \frac{1}{2} \cdot g \cdot l \quad (11.11)$$

Réactions d'appui verticales (culée droite) :

$$R_r = \frac{5}{32} \cdot q_t \cdot l + \frac{1}{2} \cdot g \cdot l \quad (11.12)$$

Poussée horizontale :

$$H = \frac{3}{64} \frac{(q_t) \cdot l^2}{f} + \frac{(g) \cdot l^2}{8 \cdot f} \quad (11.13)$$

Effort normal maximal au $\frac{1}{4}$ de la portée :

$$N = \frac{l^2}{8 \cdot f} \cdot \left(g + \frac{3 \cdot q_t}{8} \right) \cdot \cos \alpha + \frac{l}{4} \cdot \left(g + \frac{3 \cdot q_t}{8} \right) \cdot \sin \alpha \quad (11.14)$$

Moment de flexion au $\frac{1}{4}$ de la portée (y_0 selon l'Éq. 11.4) :

$$M = \frac{q_t \cdot l^2}{22,6} - \left(\frac{3}{64} \frac{(q_t) \cdot l^2}{f} + \frac{(g) \cdot l^2}{8 \cdot f} \right) \cdot y_0 \quad (11.15)$$

Effort tranchant à l'origine ($x=0$) :

$$V_{spring} = -\frac{l^2}{8 \cdot f} \cdot \left(g + \frac{3 \cdot q_t}{8} \right) \cdot \sin \alpha_{spr} + \frac{l}{2} \cdot \left(g + \frac{5 \cdot q_t}{16} \right) \cdot \cos \alpha_{spr} \quad (11.16)$$

Effort tranchant au faîtage :

$$V_{ridge} = \frac{q_t \cdot l}{32} \quad (11.17)$$

11.4. VERIFICATION DE LA STABILITE

En principe, les arcs consistent en des structures élancées. Par conséquent, leur dimensionnement doit, dans une mesure plus large que pour les portails, être réalisé en tenant compte du risque de flambement aussi bien dans le plan que hors-plan.

11.4.1.1. Comportement latéral et, plus particulièrement, flambement hors-plan (autour du petit axe)

Un arc se situe dans un plan vertical. Il convient d'empêcher tout risque de basculement latéral (cf. Figure 11.10 (a)), particulièrement lors du montage. Pour ce faire, deux méthodes peuvent être envisagées. L'une d'elles consiste en des assemblages fixes à la base, lesquels sont plutôt encombrants et impliquent une fondation massive, notamment dans le cas de grandes structures, afin d'empêcher tout renversement. L'autre méthode plus courante permettant de garantir la stabilité latérale de la structure pendant sa construction consiste à monter simultanément deux arcs adjacents. Dans ce cas, les arcs sont renforcés avec un contreventement temporaire ou permanent, afin d'empêcher la structure de s'effondrer (cf. Figure 11.10 (b)).

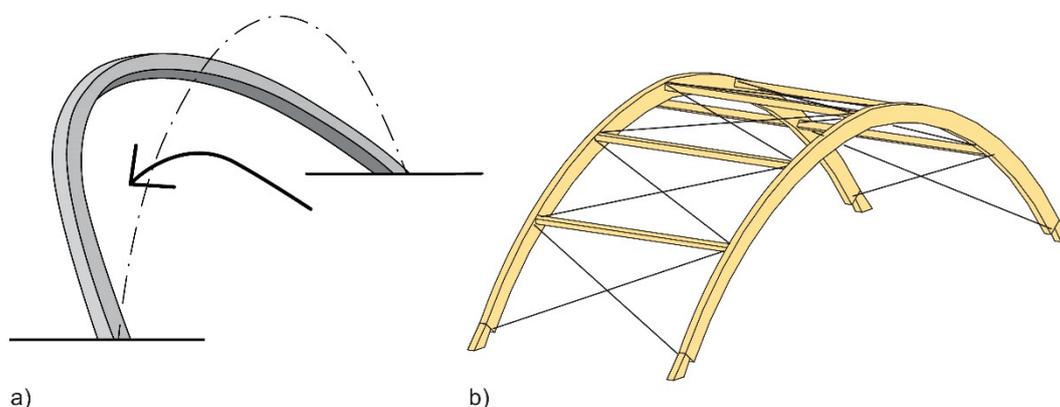


Figure 11.10 : Considérations sur le comportement latéral des arcs pendant le montage : (a) basculement latéral potentiel d'un arc (renversement); (b) stabilité latérale des arcs assurée au moyen d'un contreventement latéral avec d'autres éléments (pannes de la charpente de comble et contreventement en croix).

Le second problème majeur en termes de comportement latéral des structures et des arcs concerne le déversement (ou flambement hors-plan). Les éléments en bois peuvent être assez élancés, d'où la possibilité d'un phénomène de flambement hors-plan du type illustré à la Figure 11.11.

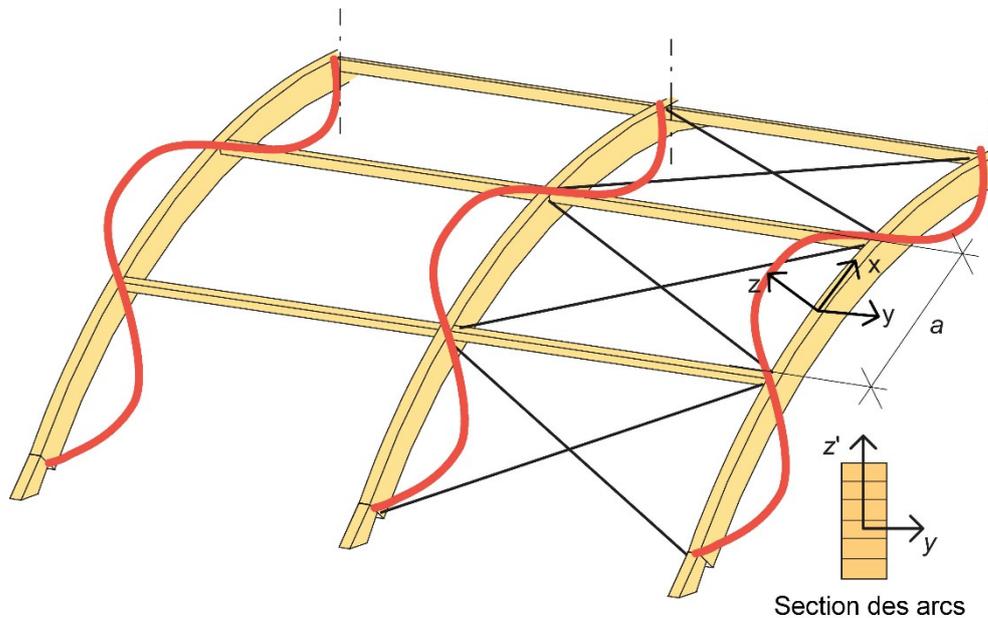


Figure 11.11 : Flambement latéral d'arcs renforcés ; contreventements selon un écartement a .

Une méthode permettant d'accroître la stabilité en cas de flambement hors-plan consiste à renforcer la rigidité du portique ou de l'arc dans le sens latéral en augmentant la dimension latérale. Une autre méthode consiste à réduire l'entraxe des pannes ou à utiliser une tôle rigide en haut des pannes. Bien évidemment, les pannes doivent être assemblées aux arcs au moyen d'éléments adéquats permettant la transmission des efforts de contreventement. Dans les arcs normaux, le flambement hors-plan est vérifié de la même manière que tout autre poteau-poutre entre des maintiens latéraux. Ces éléments de renfort permettent de déterminer facilement la longueur efficace de chaque élément.

Le critère de dimensionnement est formulé comme suit :

$$\begin{cases} \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot k_r \cdot f_{m,y,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z'} \cdot f_{c,d}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z'} \cdot f_{c,d}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_r \cdot f_{m,y,d}} \leq 1 \end{cases} \quad (11.18)$$

où :

- $\sigma_{c,0,d}$ correspond à la contrainte de compression de calcul.
- $\sigma_{m,y,d}$ correspond à la contrainte de flexion de calcul selon l'axe y .
- $f_{c,d}$ correspond à la résistance de calcul à la compression.
- $f_{m,y,d}$ correspond à la résistance de calcul à la flexion selon l'axe y .
- $k_{c,z'}$ désigne le coefficient de réduction associé au flambement hors-plan (c'est-à-dire flambement selon l'axe z ; cf. Figure 11.11).
- k_{crit} désigne le coefficient de réduction associé au déversement (cf. Section 4.1.3).
- k_r désigne le coefficient de réduction appliqué pour tenir compte de la réduction de résistance due à la flexion des lamelles au cours de la production (cf. Chapitre 7).

Pour plus de détails concernant les symboles utilisés, se référer également au Chapitre 4. À noter que si l'arc est contreventé de façon continue au niveau de sa partie supérieure, le déversement doit être vérifié uniquement aux zones de l'arc présentant un moment de

flexion négatif (c'est-à-dire aux zones où l'arc travaille en compression au niveau de sa partie inférieure). Le coefficient k_r diminue rarement en dessous d'1,0 dans les configurations géométriques d'arcs courantes.

11.4.2. Flambement dans le plan (autour du grand axe)

Le flambement *dans le plan* de l'arc est généralement plus compliqué que celui des éléments de poteaux-poutres courants. Les méthodes communes d'analyse des arcs sont les suivantes :

- › Analyse de flambement linéaire
- › Analyse au second ordre

11.4.2.1. Analyse de flambement linéaire

Dans le cas d'une *analyse de flambement linéaire*, les arcs peuvent faire l'objet d'une vérification semblable à celle de poteaux-poutres (à savoir éléments soumis simultanément à des forces de flexion et de compression). Les contraintes induites par des charges externes sont calculées selon une théorie élastique linéaire considérant l'équilibre du système statique non déformé. Les contraintes provoquées par des imperfections latérales et dans le plan et les flèches induites sont prises en compte en multipliant les valeurs de résistance en flexion et en compression par les coefficients de réduction pour le flambement k_c et k_{crit} .

Les arcs à *deux articulations* flambent systématiquement dans des configurations antisymétriques, que la charge soit symétrique ou asymétrique (cf. Figure 11.15 (b)). En d'autres termes, le sommet se déplace horizontalement et devient un point d'inflexion. Dans le cas d'un arc à *trois articulations*, en revanche, avec un faible rapport de flèche ($f/l \leq 0,25-0,3$), le flambement est symétrique si la sollicitation est symétrique (cf. Figure 11.12 (a)).

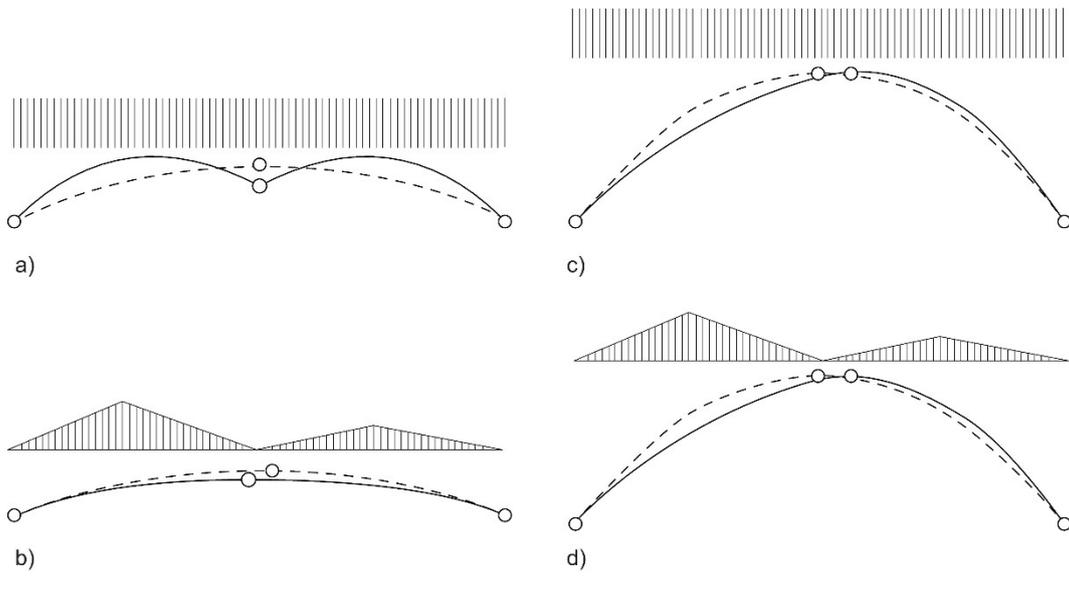


Figure 11.12 : Flambement dans le plan d'arcs à trois articulations.

Pour déterminer la charge de flambement selon l'analyse simplifiée, la longueur de flambement l_e est nécessaire. Cette longueur peut être obtenue de deux manières : a)

numériquement, dans le cadre d'une analyse de flambement linéaire à l'aide d'un programme informatique par éléments finis, ou *b*) par formules empiriques.

Selon Timoshenko et al. (1963), la valeur critique de l'intensité de la charge pour un arc parabolique à deux ou trois articulations, à section uniforme et soumis à une charge uniformément répartie, peut être formulée au moyen de l'équation suivante :

$$q_{cr} = \gamma \cdot \frac{E \cdot I}{l^3} \quad (11.19)$$

Le coefficient numérique γ est représenté graphiquement en fonction de f/l à la Figure 11.13.

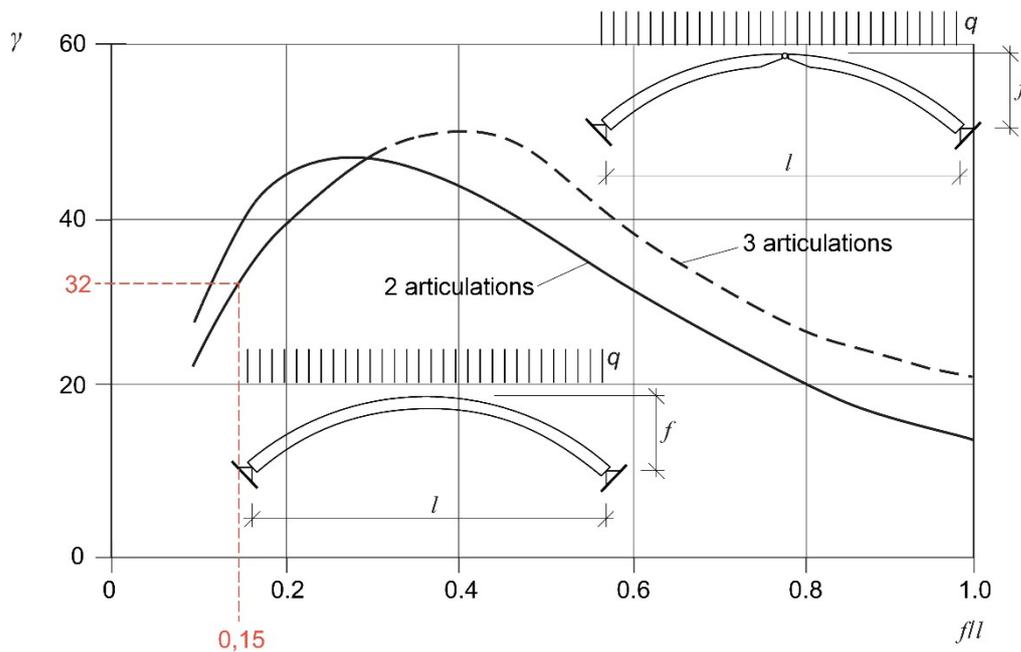


Figure 11.13 : Valeurs γ en fonction de f/l (la partie des courbes en pointillé correspond à des formes de flambement symétriques).

La Figure 11.4 présente un arc circulaire ou parabolique à section constante et soumis à une charge uniformément répartie, avec $f/l \approx 0,14-0,15$, une longueur de demi-arc s , l'angle entre l'axe de l'arc et une ligne horizontale en un point situé au quart de la portée $\theta_{l/4}$, et la charge de flambement d'Euler N_{cr} calculée en un point de l'arc situé au quart de la portée (les grandeurs géométriques montrées à la Figure 11.14 sont fondées sur les expressions données à la Figure 11.5).

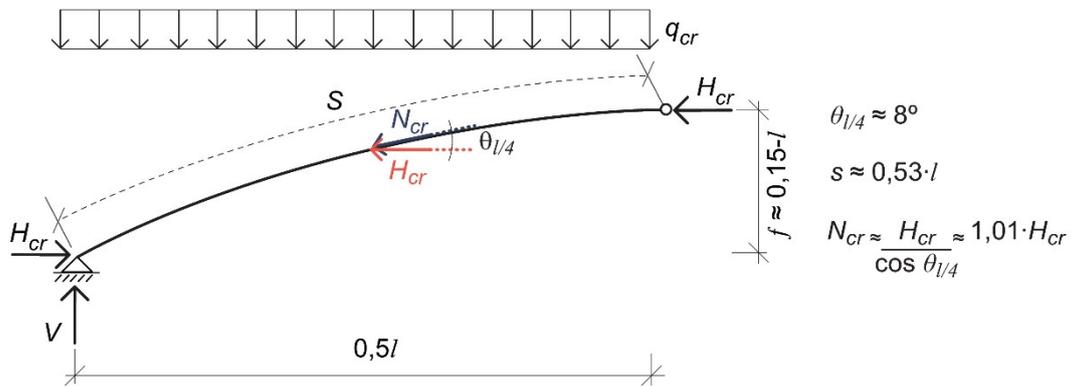


Figure 11.14 : Forces agissant sur la moitié d'un arc à trois articulations. $\theta_{l/4}$ correspond à l'angle entre l'axe de l'arc et une ligne horizontale en un point situé au quart de la portée. s correspond à la longueur du demi-arc. N_{cr} correspond à la charge de flambement d'Euler calculée en un point situé au quart de la portée de l'arc.

La valeur critique de l'effort normal au point situé au quart de la portée de l'arc est égale à :

$$N_{cr, l/4} \approx 1,04 \cdot \frac{q_{cr} \cdot l^2}{8 \cdot f} = 1,04 \cdot \gamma \cdot \frac{E \cdot I}{8 \cdot f \cdot l} \quad (11.20)$$

Comparativement, la charge critique (Euler) pour un poteau sollicité axialement avec une longueur s ($=0,53 \cdot l$) est égale à :

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{(\beta \cdot s)^2} \quad (11.21)$$

En observant que $\gamma \approx 32$ pour $f/l=0,15$ et que (cf. Figure 11.13), le coefficient β associé à la longueur de flambement devient :

$$\beta \approx 1,17 \quad (11.22)$$

Par mesure de commodité, on suppose généralement une valeur de la longueur critique l_e plus conservatrice pour l'analyse du flambement d'arcs dans le plan :

$$l_e = \beta \cdot s = 1,25 \cdot s \quad (11.23)$$

Les cas de charges asymétriques, comme illustré à la Figure 11.4, donneront des longueurs de flambement critiques différentes de celles induites dans les cas de charges symétriques. Néanmoins, au cours du prédimensionnement, il est possible d'utiliser une longueur critique $l_e = 1,25 \cdot s$ pour les cas de charges asymétriques, ce qui donnera généralement des résultats modérés.

Le critère de dimensionnement prend en considération l'action simultanée du moment de flexion et de la force axiale ; il est formulé comme suit :

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_r \cdot f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,d}} \leq 1 \quad (11.24)$$

où :

$k_{c,y}$ désigne le coefficient de réduction associé au flambement dans le plan (c'est-à-dire flambement selon l'axe y; cf. Figure 11.11) ;

les autres symboles sont définis à l'Éq. 11.18 et au Chapitre 4.

11.4.2.2. Analyse au second ordre

Dans le cas d'une *analyse au second ordre*, les contraintes sont calculées selon une théorie non linéaire géométrique considérant l'équilibre du système statique déformé.

Dans ce type d'analyse, les charges de calcul sont appliquées graduellement (par incréments). Avant qu'une charge incrémentale ne soit appliquée à la structure, les déplacements induits par les charges préalables sont calculés. Des charges incrémentales sont appliquées en des endroits déterminés après ajout des déplacements induits par les charges préalables. De cette manière, l'impact de l'ensemble des déplacements (y compris le déplacement latéral) induits par des charges préalables sur les forces internes est pris en compte dans le cadre de l'analyse au second ordre. Ce type d'analyse est réalisé à l'aide de logiciels informatiques par éléments finis adéquats.

Si des *imperfections géométriques* sont également modélisées, les forces internes données par l'analyse au second ordre peuvent être directement utilisées pour dimensionner les éléments, sans réduction de la résistance de calcul liée au flambement (à savoir $k_{c,y}=1,0$). Selon la Section 5.4.4 de l'EC5, il conviendra de supposer que les déformations initiales sont affines aux formes des déplacements initiaux à la Figure 11.15, (a) et (b). Ces modes de déplacements s'apparentent étroitement aux second et premier modes de flambement élastique d'un arc à deux articulations, respectivement. Les amplitudes des imperfections sont définies comme correspondant aux plus grandes déviations initiales par rapport à la géométrie initiale de l'arc. Le type d'imperfection illustré à la Figure 11.5 (a) devra être utilisé lorsque la charge appliquée sera symétrique. De la même manière, l'imperfection illustrée à la Figure (b) devra être utilisée dans le cas d'une sollicitation asymétrique.

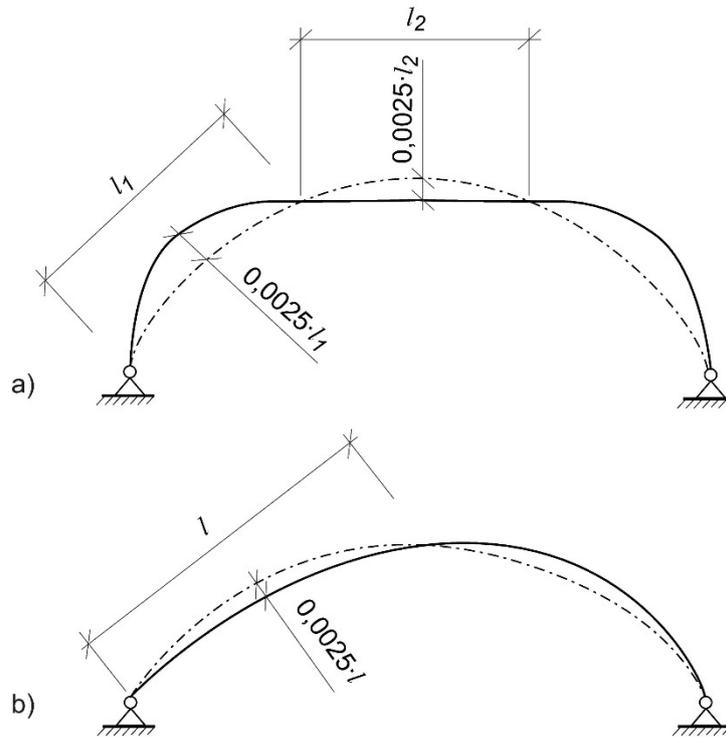


Figure 11.15 : Hypothèses recommandées pour une déviation initiale dans la géométrie d'arcs selon l'EC5 : (a) forme d'imperfection initiale (supposée) symétrique, affine au second mode de flambement d'un arc à deux articulations ; (b) forme d'imperfection (ou mode de déplacement latéral) asymétrique affine au premier mode de flambement.

11.4.2.3. Calcul simplifié au second ordre du moment de flexion et de la flèche

En ce qui concerne les arcs présentant des imperfections initiales de forme *affine* à l'un des modes de flambement inférieur, la formule approximative simple donnée ci-après permet d'obtenir une estimation correcte du coefficient d'amplification pour l'amplitude des déplacements δ_0 , c'est-à-dire les déplacements amplifiés par les effets du second ordre (cf. Chapitre 4, Éq. 4.19) :

$$\delta_{tot} = \delta_0 + \delta_p = \frac{\delta_0}{1 - H/H_{cr}} \quad (11.25)$$

où H est la composante de force déterminante effective de l'arc (par ex. force horizontale) et H_{cr} est la valeur critique de H pour le mode de flambement associé.

Le moment de flexion M_0 fondé sur la théorie linéaire augmente selon le même coefficient d'amplification que celui évoqué ci-dessus, ce qui donne :

$$M'' = \frac{M_0}{1 - H/H_{cr}} \quad (11.26)$$

où M'' correspond au moment de flexion fondé sur la théorie du second ordre. En appliquant l'Éq. 11.26, la meilleure approximation est obtenue lorsque le moment M_0 est affinement lié à la courbe des moments au flambement.

11.5. TRACTION PERPENDICULAIRE AU FIL ET CISAILLEMENT

Dans le cas où la traction perpendiculaire au fil est combinée au cisaillement, l'expression suivante doit être satisfaite :

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d}} \leq 1 \quad (11.27)$$

τ_d correspond à la contrainte de cisaillement de calcul.

$\sigma_{t,90,d}$ correspond à la contrainte de traction de calcul perpendiculaire au fil.

$f_{t,90,d}$ correspond à la résistance de calcul à la traction perpendiculaire au fil.

$f_{v,d}$ correspond à la résistance de calcul au cisaillement.

k_{dis} , k_{vol} sont expliqués au Chapitre 7.

Pour certaines conditions de charge, un arc sera en grande partie soumis à un moment de flexion positif, ce qui induira une traction perpendiculaire au fil. Cependant, dans de grandes zones de l'arc, ces contraintes seront relativement faibles. C'est pourquoi il est recommandé de prendre uniquement en compte le volume de bois contraint à plus de 80 % de la valeur maximale en traction perpendiculaire au fil pour déterminer k_{vol} .

11.6. DETAILS

11.6.1. Détail du pied articulé des arcs

Les assemblages aux appuis des arcs consistent en des articulations presque sans moment. Selon le type d'assemblage choisi, des moments relativement faibles sont susceptibles d'être transférés. Leur amplitude est cependant limitée à un point tel qu'il est inutile d'en tenir compte lors du dimensionnement de l'arc. En revanche, ces moments revêtiront une certaine importance pour le dimensionnement de l'assemblage et de l'ancrage.

Outre les rotations autour de l'axe fort, l'assemblage doit également pouvoir transférer les forces verticales et horizontales (cf. Figure 11.16).

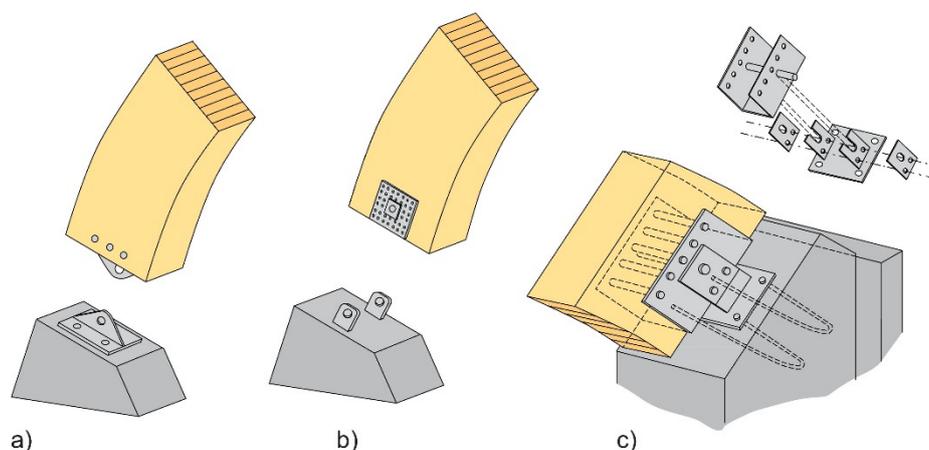


Figure 11.16 : Détails possibles pour le pied d'arcs : (a) plaque d'extrémité et rotule ; (b) plaque perforée et rotule ; (c) plaque d'extrémité en U, oreille et oreilles latérales.

Il est systématiquement recommandé d'utiliser une barrière anti humidité au niveau de la partie inférieure de l'élément en bois (également pour les classes de service 1 et 2), afin d'éviter tout transfert d'humidité en bois de bout.

11.6.2. Assemblage de faîtage articulé

Les assemblages de faîtage articulés transfèrent des forces horizontales et verticales. Étant donné que les moments ne sont transférés que de manière limitée, ils ne sont pas pris en compte dans le cadre du calcul. L'assemblage devra permettre des variations d'angle des poutres. Si ce mouvement est impossible, d'autres contraintes interviendront, susceptibles de provoquer des dommages non prévus à la structure.

Des alternatives possibles d'assemblages de faîtage articulés sont illustrées à la Figure 11.17.

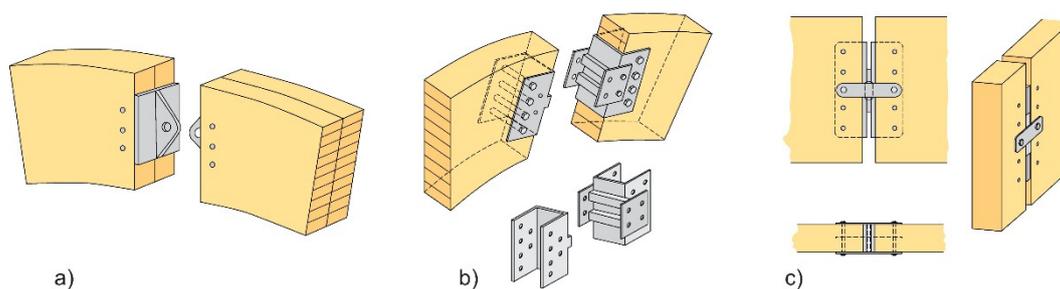


Figure 11.17 : Assemblage de faîtage articulé : (a) plaque métallique à broches, plaque d'extrémité et rotule ; (b) plaque d'extrémité, rouleaux de contact et oreilles latérales ; (c) plaque d'extrémité à broches, rouleaux de contact et oreilles latérales.

CHAPITRE 12

12. PANNES

Les pannes lamellées-collées consistent principalement en des poutres droites lamellées-collées à section constante. Elles peuvent être en appui simple (sur deux appuis), pour être ensuite suspendues entre les poutres primaires, ou bien prendre la forme de poutres continues reposant sur plusieurs appuis, généralement placées en haut de la structure primaire. Les pannes continues peuvent, quant à elles, consister en des pannes non jointées sur deux travées ou plus, en des pannes à assemblages rigides (souvent sous la forme de pannes croisées sur appuis) ou à assemblages articulés (tel un « système cantilever »).

Les pannes continues ou les pannes cantilever sont avantageuses, dans la mesure où leur section transversale est plus petite que celle de pannes en appui simple. Cependant, sur le plan de la solidité et du risque d'effondrement en cascade, il est préférable d'utiliser des pannes en appui simple. Les pannes assurent deux fonctions : elles transfèrent les charges verticales vers les poutres principales, et elles contreventent les poutres principales (charges de vent et instabilité). Néanmoins, en cas de rupture d'un élément principal, les pannes continues joueront le rôle d'entrait et redistribueront la charge de l'élément en rupture vers les éléments voisins (Figure 12.1). Étant donné que la plupart des ruptures ne sont pas dues à des défauts locaux (matériau de mauvaise qualité, dégradation), mais plutôt à des erreurs (répétées) globales commises par les concepteurs et les constructeurs, les éléments principaux voisins ne sont généralement pas en mesure de supporter la charge supplémentaire, d'où une rupture progressive. Par conséquent, pour des raisons de solidité et afin d'éviter tout risque d'effondrement en cascade, il est recommandé d'utiliser des pannes en appui simple, ne jouant pas le rôle d'entrait. Dans un souci de robustesse, les pannes ne devront pas jouer un double rôle ; elles devront transférer soit les charges verticales, soit les charges horizontales. Les assemblages entre les pannes et les poutres principales doivent également être spécialement conçus pour supporter soit les charges verticales, soit les charges horizontales. Les points d'assemblages doivent permettre le détachement des pannes en cas de rupture (cf. Figure 12.2).

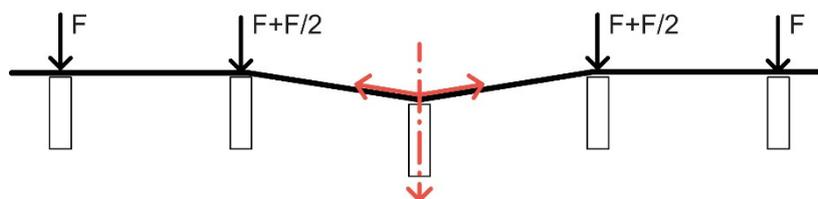


Figure 12.1 : Exemple de pannes agissant comme un entrain en cas de rupture de l'élément principal (à éviter). Figure extraite de [Dietsch 2011].

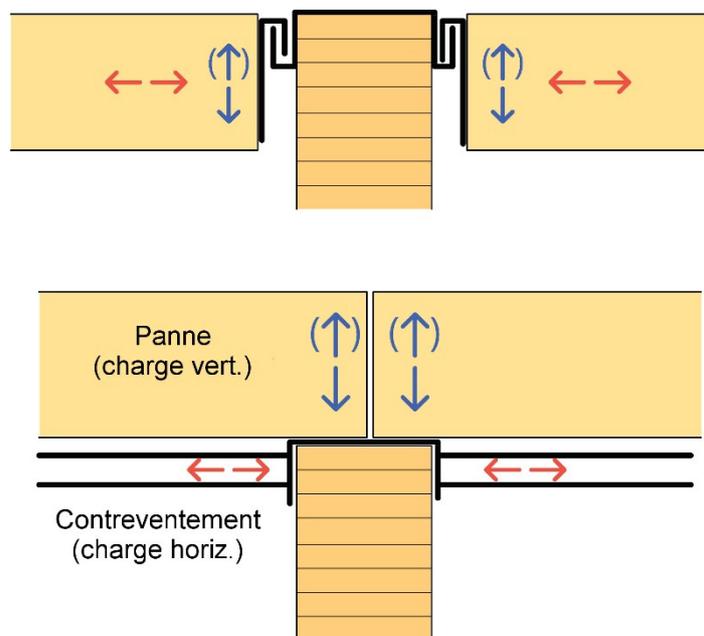


Figure 12.2 : (a) Assemblage apte à transférer des charges horizontales et verticales, pouvant permettre le détachement des pannes en cas de rupture ; (b) séparation de la structure porteuse pour supporter les charges horizontales et verticales, permettant le détachement des pannes en cas de rupture.

12.1. PANNES CROISEES

Les pannes croisées présentent l'avantage d'afficher une capacité résistante doublée sur les appuis, à savoir les zones où les moments de flexion sont les plus importants (Figure 12.3a). Comme pour les reins, la flèche de la panne est également réduite. La longueur de chevauchement devra être suffisante pour réduire de moitié le moment de flexion (cf. Figure 12.3c) ; le moment de flexion en travée devient alors critique. Les moments de flexion, les réactions d'appui et la flèche maximale (w) peuvent être calculés pour une poutre continue à moment d'inertie constant à l'aide des valeurs figurant au tableau ci-dessous. Bien que la variation de la rigidité influe favorablement sur la répartition des moments de flexion, cet effet est contré par des déformations inévitables dans les assemblages. Dans le cas d'au moins deux travées similaires, avec des chevauchements tels qu'illustrés à la Figure 12.3b, les résultats détaillés au Tableau 12.1 s'appliquent aux moments de flexion de calcul M_d , aux forces de calcul dans les assemblages F_d , aux chevauchements nécessaires x et aux flèches maximales w . Il est courant d'installer des doubles pannes aux travées d'extrémité, afin d'appliquer les mêmes dimensions à toutes les travées, et ce, malgré des moments de flexion plus élevés aux travées d'extrémité.

Tableau 12.1 : Moments de flexion de calcul, forces de calcul dans les assemblages, chevauchements nécessaires et flèches maximales pour des pannes croisées (cf. Figure 12.3). q_d désigne la charge de calcul uniforme et l la longueur de la travée. Comparer également avec la Figure 12.3c pour 2 travées.

	2 travées	3 travées ou plus	
		Travée d'extrémité	Travée intermédiaire
Moment de flexion de calcul (M_d)	$0,07 \cdot q_d \cdot l^2 = \frac{9 \cdot q \cdot l^2}{128}$	$0,08 \cdot q_d \cdot l^2$	$0,046 \cdot q_d \cdot l^2$
Force de calcul dans les assemblages (F_d)	$0,0625 \cdot q_d \cdot l = \frac{5}{8} q \cdot l$	$0,42 \cdot q_d \cdot l$	$0,42 \cdot q_d \cdot l$
Chevauchement nécessaire (x)	$0,1 l$	$0,1 l^*$	$0,1 l^*$
Flèche maximale (w)	$\frac{0,54 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$	$\frac{0,69 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$	$\frac{0,32 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$

* Au niveau de la face intérieure du premier appui intermédiaire (par ex. à la seconde travée), un chevauchement de $0,17 l$ est utilisé.

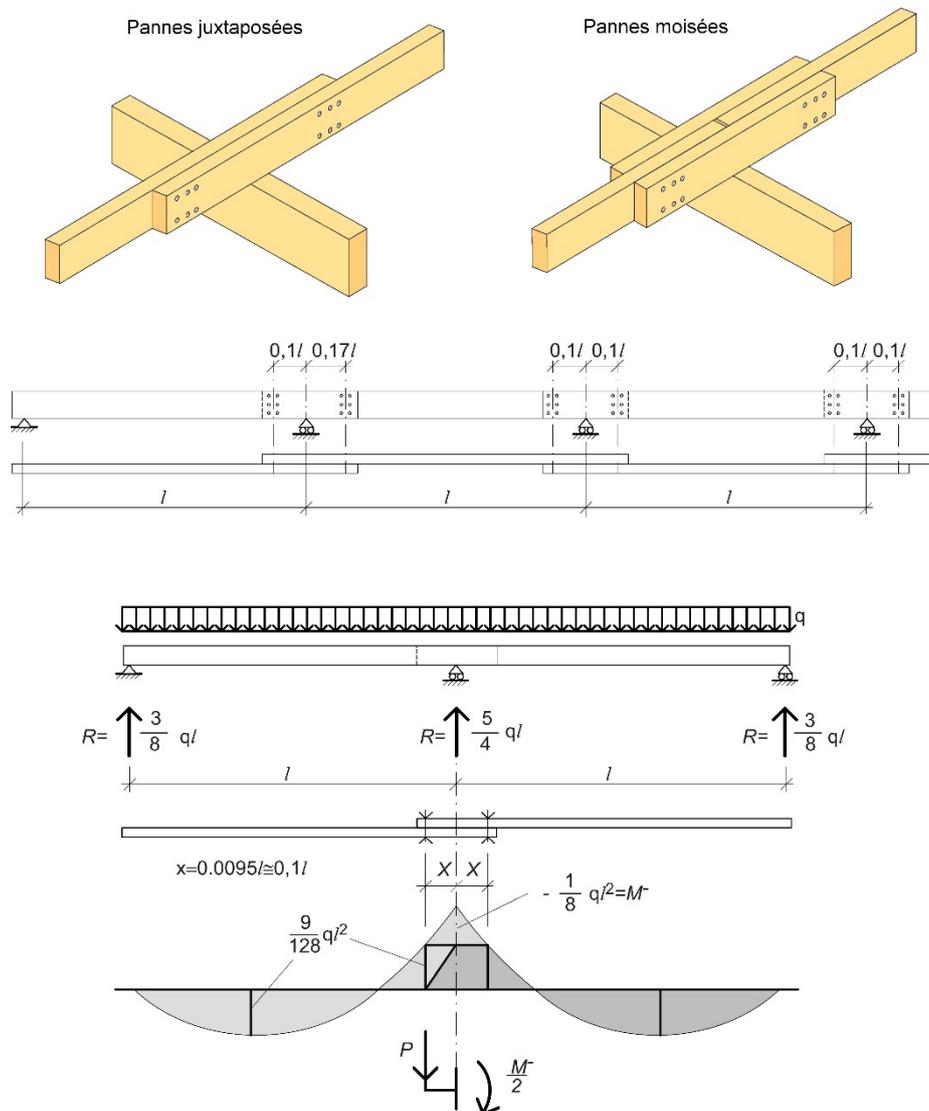


Figure 12.3 : a) Pannes croisées : chevauchement de 2 pannes (à gauche) ou aboutement de 2 pannes, avec des éclisses (à droite) ; b) système de pannes continues avec chevauchements ; c) la longueur de chevauchement devra être suffisante pour réduire de moitié la valeur maximale du moment de flexion (exemple pour une poutre à deux travées).

Des pannes non jointées sur au moins deux travées sont dimensionnées en tenant compte du fait que les poutres de toiture forment un appui déformable. Le moment de flexion aux appuis donné au Tableau 12.1 peut donc être réduit de 10 %. Les réactions d'appui aux appuis intermédiaires peuvent également être réduites pour la même raison. Les pannes reposant sur trois appuis et jointées sur le même plan sont donc en appui sur des poutres de toiture, lesquelles peuvent être dimensionnées pour une valeur $1,1q_d l$ (au lieu de $1,25 q_d l$).

12.2. PANNES ET SYSTEME CANTILEVER

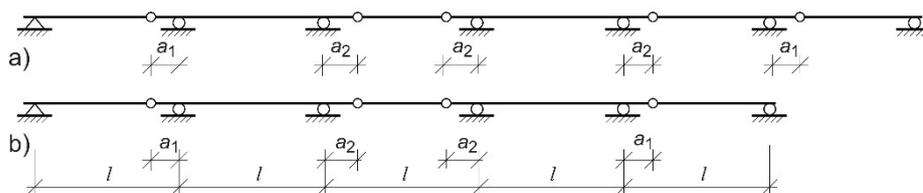
Un système cantilever typique est dimensionné de sorte que les moments de flexion dans la travée et au-dessus des appuis soient plus ou moins égaux. Afin de réduire le risque d'effondrement en cascade, si une travée devait s'effondrer, le système devrait être conçu de telle manière que chaque seconde travée soit exempte d'articulations.

En ce qui concerne les pannes impliquant plus de trois travées, si les assemblages sont placés selon les solutions 1 ou 2 illustrées à la Figure 12.4, les moments de flexion, les forces de cisaillement, les forces dans les assemblages, l'emplacement des articulations et l'ampleur des flèches peuvent être calculés comme indiqué au Tableau 12.2. Il est souvent pratique de choisir une hauteur identique pour les pannes des travées d'extrémité et intermédiaires, le cas échéant, plutôt que d'opter pour des pannes plus grandes pour les travées d'extrémité afin d'accroître leur capacité.

Tableau 12.2 : Moments de flexion de calcul, forces de cisaillement de calcul, forces dans les assemblages, emplacement des articulations et flèches des pannes associées à un système cantilever (cf. également Figure 12.4). q_d désigne la charge de calcul uniforme et l la longueur de la travée.

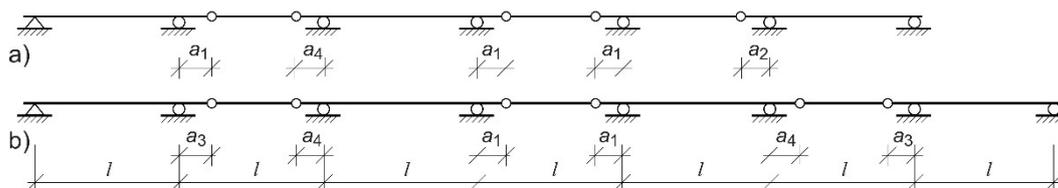
	Plus de 3 travées, assemblage aux travées d'extrémité (solution 1 de la Figure 12.4)		Plus de 3 travées, aucun assemblage aux travées d'extrémité (solution 2 de la Figure 12.4)	
	Travées d'extrémité	Travées intermédiaires	Travées d'extrémité	Travées intermédiaires
Moment de flexion de calcul (M_d)	$0,096 \cdot q_d \cdot l^2$	$0,063 \cdot q_d \cdot l^2$	$0,086 \cdot q_d \cdot l^2$	$0,063 \cdot q_d \cdot l^2$
Force de cisaillement de calcul (V_d)	$0,44 \cdot q_d \cdot l$	$0,56 \cdot q_d \cdot l$	$0,59 \cdot q_d \cdot l$	$0,56 \cdot q_d \cdot l$
Force de calcul dans les assemblages (F_d)	$0,44 \cdot q_d \cdot l$	$0,35 \cdot q_d \cdot l$	-	$0,35 \cdot q_d \cdot l$
Emplacement des articulations (a)	$0,125 \cdot l$	$0,146 \cdot l$	Selon Figure 12.4	Selon Figure 12.4
Flèche (w)	$\frac{0,72 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$	$\frac{0,52 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$	$\frac{0,77 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$	$\frac{0,52 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$

Cas 1



$$a_1=0,125l \quad a_2=0,146l$$

Cas 2



$$a_1=0,146l \quad a_2=0,204l \quad a_4=0,157l$$

Figure 12.4 : Différents types de systèmes cantilever. Solution 1 : assemblage à la travée d'extrémité, a) nombre pair de travées, b) nombre impair de travées ; solution 2 : travées d'extrémité sans assemblage, a) nombre pair de travées, b) nombre impair de travées.

12.3. PANNES INCLINEES

Lorsque la pente du toit dépasse 1:10, l'inclinaison des pannes doit être prise en compte. Les charges verticales (à savoir charge de neige et poids propre) sont divisées en une composante perpendiculaire au toit ($q \cdot \cos \alpha$) et en une composante parallèle au toit ($q \cdot \sin \alpha$), comme illustré à la Figure 12.5.

En général, la couverture est suffisamment rigide pour supporter la composante dans le plan du toit ($q \cdot \sin \alpha$) par effet de diaphragme. Ce point ne fait en principe l'objet d'aucune vérification. Dans les toits inclinés, si les deux voligeages situés de part et d'autre du faîtage sont parfaitement assemblés au faîtage, ils peuvent supporter la composante de la force parallèle au toit (effet de diaphragme), tandis que les pannes travaillent en flexion uniquement sur l'axe fort (Figure 12.6). Si la pente du toit dépasse 1:10, ou si l'effet de diaphragme ne peut être pris en compte, il convient toutefois de vérifier la flexion simultanée des pannes sur les axes fort et faible (cf. Chapitre 4.1, Éq. 4.4 ; à noter des résistances à la flexion différentes sur les axes faible et fort de lamellés-collés panachés). En cas de doute, il peut être intéressant de réduire la portée sur l'axe faible en suspendant les pannes depuis le faîtage (Figure 12.7). Les poutres treillis devront alors faire l'objet d'une vérification de la charge supplémentaire à laquelle elles sont soumises via les tiges de suspension. Les assemblages entre les pannes et les poutres de toiture peuvent notamment être réalisés avec des vis ou des cornières en acier de différents types. Ces assemblages doivent être dimensionnés de manière à supporter la composante parallèle au toit ($q \cdot \sin \alpha$), afin d'empêcher la panne de glisser sur les poutres de toiture. En ce qui concerne les pannes situées entre les poutres de toiture (assemblages avec étrier), l'assemblage doit pouvoir supporter la force totale (c'est-à-dire les deux composantes).

Si les pannes servent à rigidifier les poutres primaires ou à transférer les forces de compression ou de traction vers le contreventement, la capacité résistante doit être vérifiée en compression et en flexion simultanée, comme expliqué au Chapitre 4.2. Il

convient de procéder à la même vérification pour les assemblages aux poutres de toiture (cf. Chapitre 14).

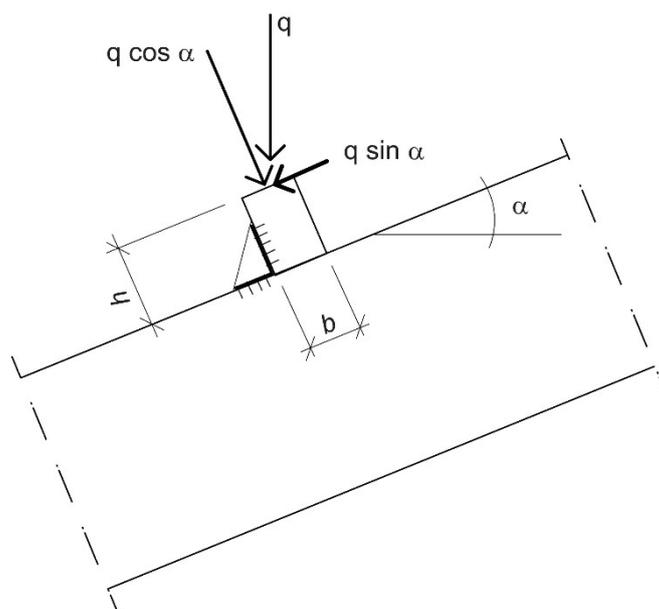


Figure 12.5 : Charge verticale sur une panne inclinée divisée en composantes.

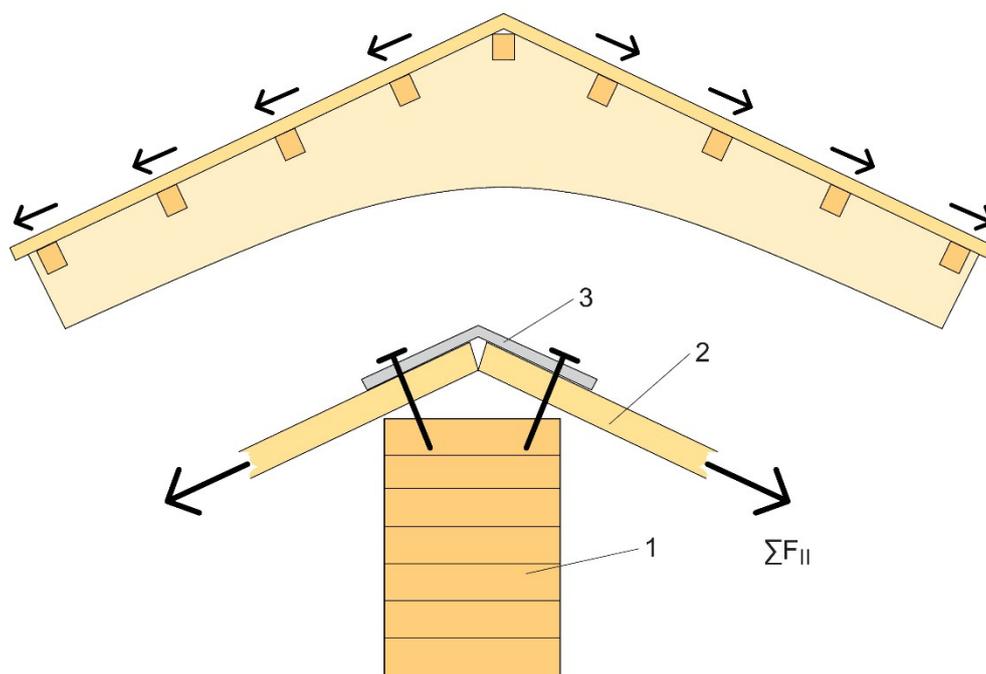


Figure 12.6 : Toit incliné avec pannes et voligeage : 1) panne faîtière ; 2) voligeage ; 3) plaque perforée. Si les deux voligeages situés de part et d'autre du faîtage sont parfaitement assemblés au faîtage, ils peuvent supporter la composante de force parallèle au toit (effet de diaphragme), tandis que les pannes travaillent en flexion uniquement sur l'axe fort. La panne faîtière doit pouvoir supporter la composante verticale.

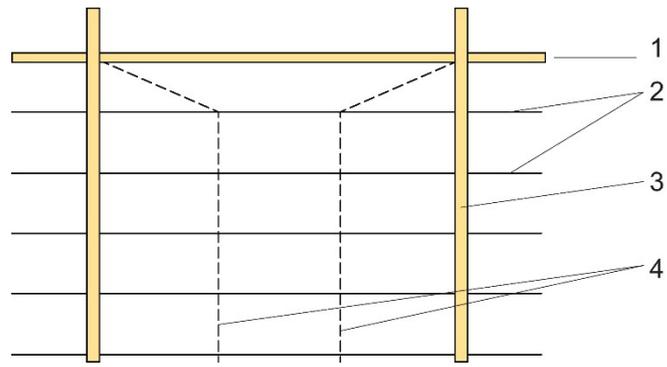


Figure 12.7 : Dans les toitures à forte pente, les pannes ventrières peuvent être suspendues depuis la panne faîtière : (1) panne faîtière ; (2) pannes ventrières ; (3) poutre de toiture ; (4) tige de suspension.

CHAPITRE 13

13. STABILISATION HORIZONTALE

Dans le cadre du calcul de systèmes structuraux, la méthode de stabilisation horizontale utilisée revêt une importance fondamentale. Des charges horizontales peuvent agir dans une direction quelconque parallèle au plan horizontal du bâtiment. Elles peuvent être générées par des charges de vent, par des événements sismiques, ou bien par l'impact de chariots élévateurs à fourche. Si les poteaux soutiennent des poutres de chemin de roulement et de ponts roulants, le démarrage, le freinage et l'arrêt des machines induisent également des forces horizontales ; tout comme les charges de gravité dues à la déformation linéaire inévitable des poteaux et des poutres.

Toutes structures sollicitées horizontalement subissent des déformations. Dans une structure stable, les déformations induites par une charge latérale sont généralement faibles, et les forces internes sont générées sous l'action d'une charge latérale ; ces forces tendent à restaurer la forme d'origine de la structure après élimination de la charge (cf. Figure 13.1, (b)-(e)). En revanche, dans une structure instable, ces forces internes qui permettent à la structure de retrouver sa forme initiale sont inexistantes. De plus, les déformations induites par une charge latérale sont généralement importantes et continuent à s'intensifier durant toute la sollicitation (cf. Figure 13.1(a)).

Il revient fondamentalement à l'ingénieur en structure de s'assurer de la stabilité d'une structure proposée.

13.1. CONSIDERATIONS GENERALES

Il n'existe que quelques méthodes fondamentales permettant de transformer une structure autoportante de type général instable en une configuration stable. Ces méthodes sont illustrées à la Figure 13.1.

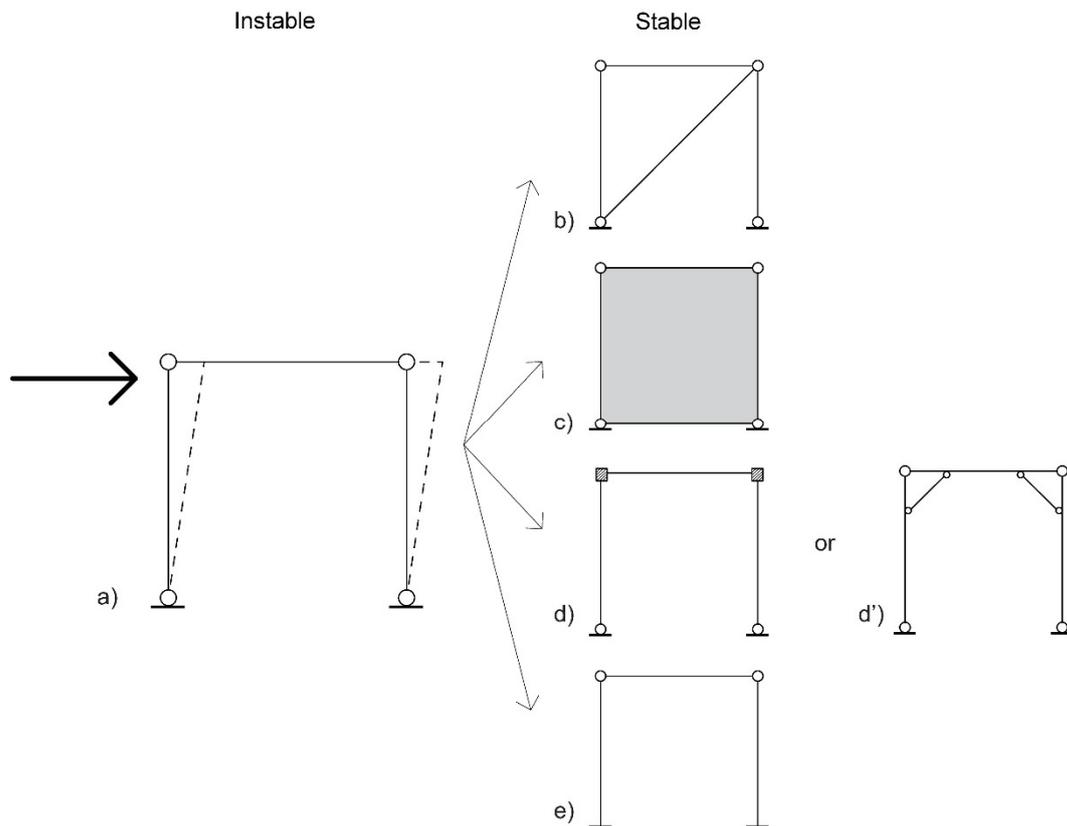


Figure 13.1 : Transformation d'une structure (poteaux et poutres) instable (a) en une structure stable avec : (b) un contreventement diagonal ; (c) un mur de contreventement ; (d) (d') le blocage des variations angulaires aux coins ; et (e) un encastrement aux semelles de poteaux.

La première méthode consiste à ajouter un élément diagonal à la structure (cf. Figure 13.1 (b)). De cette manière, la structure ne peut subir un quelconque « effet parallélogrammique », tel que montré à la Figure 13.1 (a), sans allongement substantiel de l'élément diagonal - ce qui ne se produira pas si l'élément diagonal est correctement dimensionné. Une autre méthode de stabilisation concerne l'utilisation de murs de contreventement, c'est-à-dire des éléments de surfaces rigides plans pouvant résister à des déformations du type illustré à la Figure 13.2 (c). Une troisième méthode consiste à bloquer les variations angulaires entre les éléments soit aux coins (Figure 13.1, (d) et (d')), soit au niveau des pieds (Figure 13.1 (e)), soit aux deux.

Il existe bien évidemment des variantes de ces méthodes de stabilisation de base. Néanmoins, la plupart des structures composées d'éléments discrets reposent sur l'une ou l'autre d'entre elles. Plusieurs approches peuvent être adoptées pour contreventer une structure (par ex. assemblages rigides et diagonales), particulièrement lorsque la rigidité de la structure doit être renforcée, auquel cas la redondance structurale est clairement amplifiée.

13.2. STABILISATION GLOBALE

Afin de vérifier la stabilité globale d'une structure et d'évaluer correctement le phénomène de flambement de ses éléments structuraux, il est nécessaire de concevoir la structure dans l'espace tridimensionnel. Cette approche s'applique également lorsque la structure peut être considérée et analysée comme étant composée de différentes sous-structures se comportant dans un seul plan. Prenons l'exemple d'une structure composée

d'un ensemble de portiques identiques (cf. Figure 13.2 (a)). Afin d'évaluer les contraintes induites par les charges appliquées, il est possible d'analyser une telle structure comme consistant en un certain nombre de sous-structures planes individuelles. La stabilité de la structure doit toutefois être analysée de façon globale, c'est-à-dire non seulement dans le plan de la sous-structure (Figure 13.2 (b)), mais aussi hors du plan (Figure 13.2 (c)).

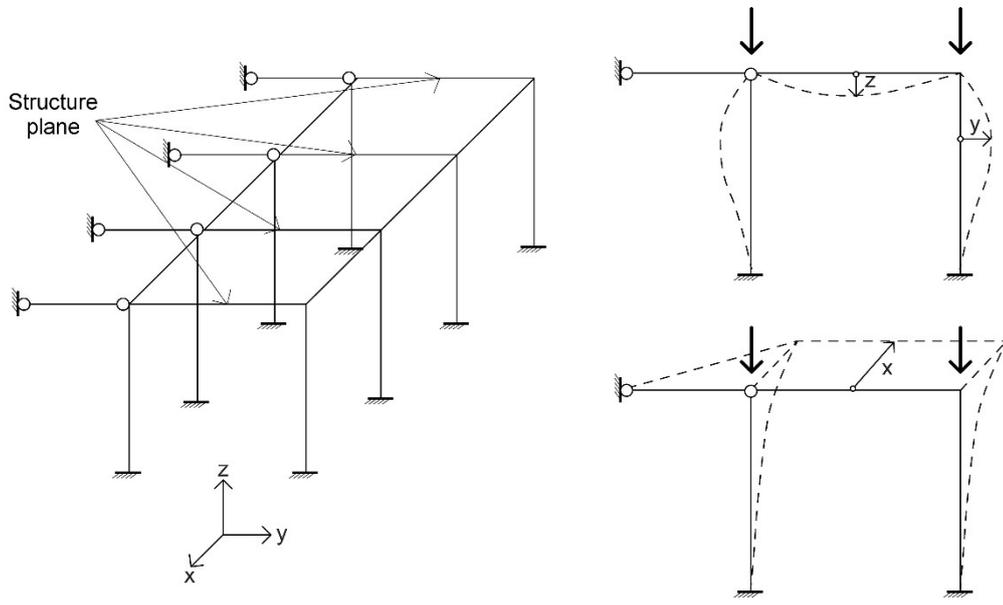
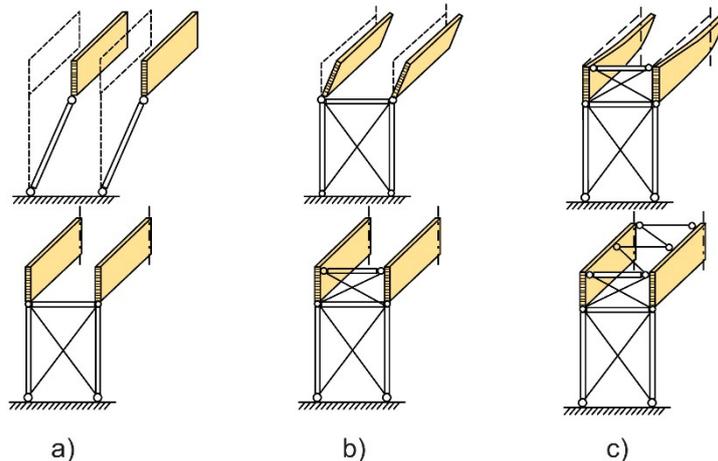


Figure 13.2 : Structure en trois dimensions (a) ; flambement dans le plan (b) ; flambement hors-plan (c).

Il est important de considérer le fait que des structures doivent être en mesure de transmettre des charges depuis le toit jusqu'aux fondations. La Figure 13.3 illustre ce concept. Si une travée d'une structure doit être stabilisée du fait de charges latérales, la première étape consiste à empêcher tout déplacement latéral des poteaux, notamment au moyen de diagonales placées comme illustré à la Figure 13.3 (a). Cependant, même si les poteaux sont désormais renforcés, les charges du plan du toit ne peuvent pas encore être transmises aux fondations à travers les diagonales. C'est pourquoi les poutres doivent être renforcées - aux appuis - à l'aide d'un système de contreventement capable de transmettre des charges horizontales depuis le toit vers la structure sous-jacente (cf. Figure 13.3 (b)). Le système peut paraître stable désormais. Cependant, les poutres restent sujettes au flambement latéral. Ce dernier peut être évité, notamment en créant une poutre treillis horizontale au niveau du plan du toit ; les poutres jouent alors le rôle de membrures comprimées et tendues (cf. Figure 13.3).



Un contreventement est également nécessaire pour :

- › Maintenir les poutres transversales (pannes ou contrefiches) en place, de sorte que ces dernières offrent un appui latéral adéquat à la zone comprimée de la poutre en flexion dans le plan ;
- › Empêcher tout flambement latéral sur l'ensemble du plan du toit (cf. Figure 13.4).

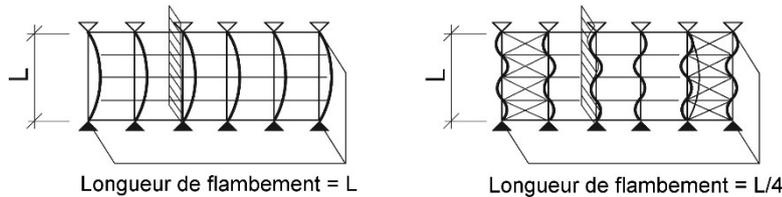


Figure 13.4 : Charpente non contreventée (a) ; charpente contreventée (b).

Souvent, l'ingénieur est confronté à des situations où l'adéquation du système de contreventement contre le déversement n'est pas évidente, notamment lorsque i) la poutre en question n'est pas renforcée au niveau de la zone comprimée mais au niveau ou à proximité de la zone tendue, ou que ii) ni les pannes, ni les structures de plancher minces ne sont solidement fixées à la poutre en question. Il est alors systématiquement recommandé de supposer l'absence d'un quelconque appui latéral. Il est également possible, dans certains cas, de considérer les appuis latéraux comme des maintiens élastiques.

Le contreventement ne doit en aucun cas être négligé : un grand nombre de ruptures intervenues dans des structures en bois par le passé sont dues à un contreventement inadéquat contre toute instabilité latérale. Par ailleurs, l'ingénieur devra porter une attention particulière à la phase de construction, dans la mesure où les éventuels maintiens ne seront pas tous en place.

13.3. SYSTEME DE CONTREVENTEMENT POUR LES STRUCTURES IMPORTANTES

Afin d'appréhender la stabilité globale d'une structure en bois importante, prenons l'exemple d'un simple bâtiment industriel. Dans un souci de faciliter l'identification des différents éléments de contreventement du bâtiment, nous considérerons que ces derniers sont situés sur « l'enveloppe » (parois longitudinales, pignons et toiture), par rapport aux principales directions du bâtiment (à savoir directions longitudinale et transversale). Pour le bâtiment analysé, il est possible de distinguer quatre différents éléments de contreventement (cf. Figure 13.5) :

- › Contreventement de la paroi longitudinale (A)
- › Contreventement transversal de toiture (B)
- › Contreventement en pignon (C)
- › Contreventement longitudinal de toiture (D)

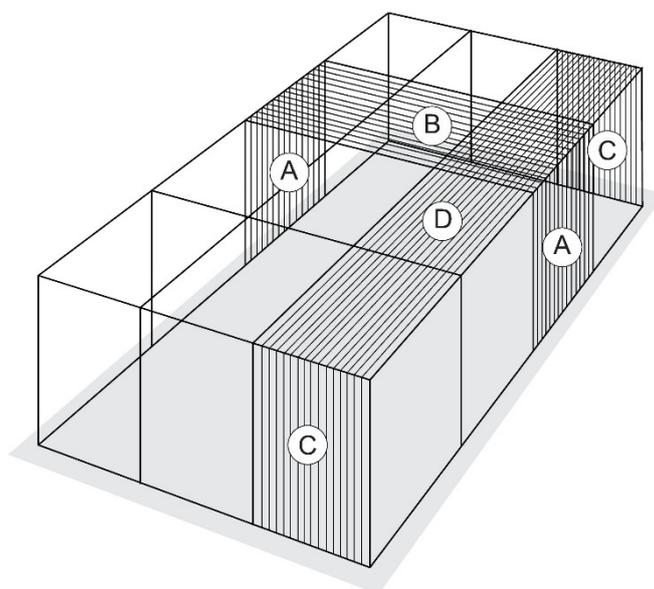


Figure 13.5 : Différents éléments de contreventement dans un simple bâtiment industriel.

Il existe différentes manières de placer les éléments de contreventement dans un bâtiment ; la Figure 13.6 montre certaines des solutions les plus courantes. Si l'on suppose que le toit est stable dans son plan, il convient de satisfaire trois conditions générales relatives à l'emplacement des éléments de contreventement des murs, afin de garantir la stabilité horizontale d'un bâtiment :

- › Les contreventements des murs doivent pouvoir résister à des forces horizontales dans trois différentes directions dans le plan ;
- › Ces trois directions ne doivent pas converger vers le même point ;
- › Au moins deux des trois directions ne doivent pas être parallèles.

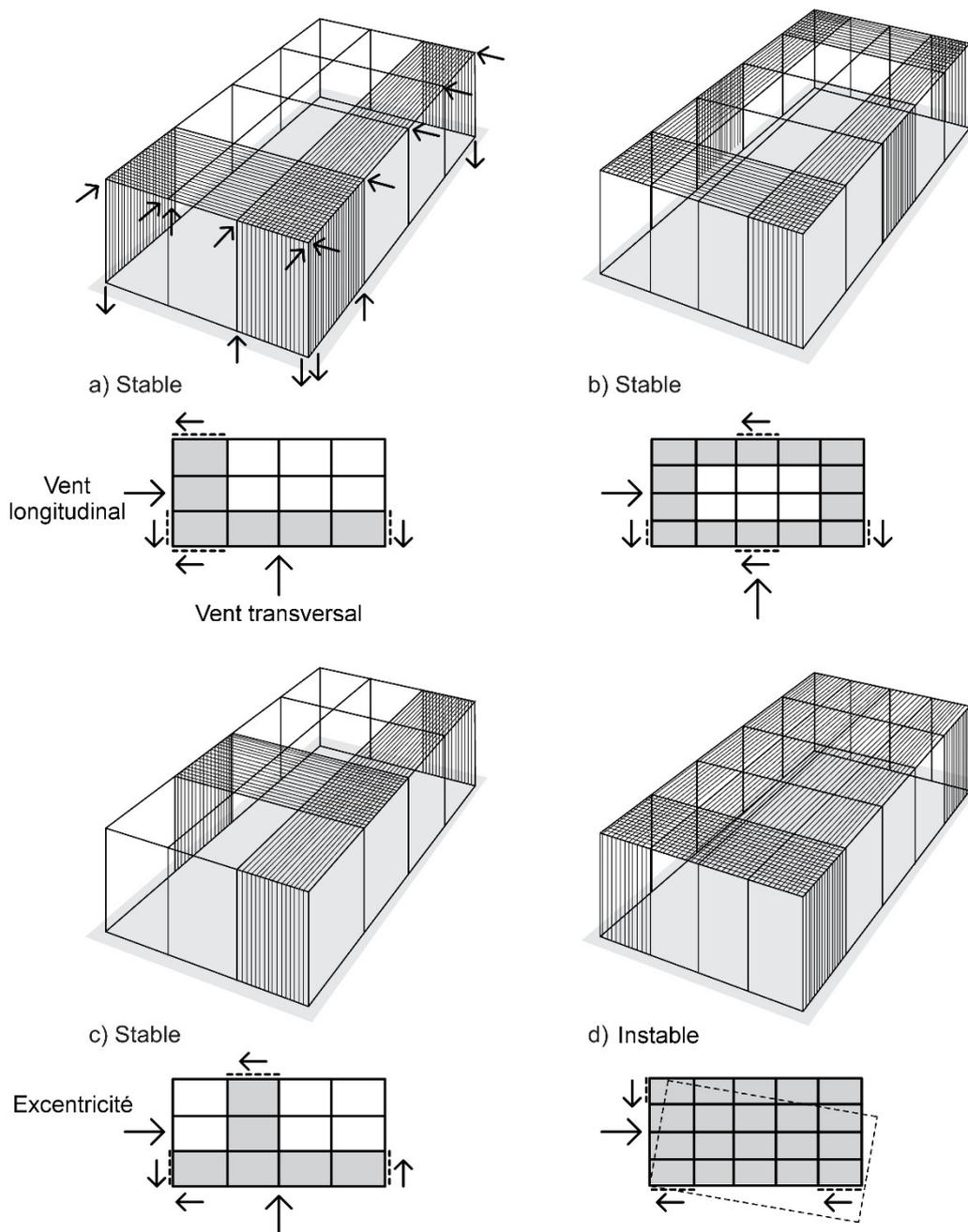


Figure 13.6 : Exemples de structures stables et instables.

Bien entendu, un contreventement a pour principale fonction de stabiliser la structure. Plus spécifiquement, un contreventement joue trois rôles essentiels, à savoir :

- › Transmission de charges horizontales (cf. 13.3.1) ;
- › Réduction de déformations latérales (cf. 13.3.2) ;
- › Renforcement de la résistance au flambement (cf. 13.3.3).

13.3.1. Charges horizontales

Des charges horizontales peuvent en général agir dans une direction quelconque du plan, contrairement à des charges de gravité. C'est pourquoi le système de contreventement choisi doit être capable de résister à ces charges. Quelle que soit la structure adoptée, le système de contreventement doit dans tous les cas assurer une transmission adéquate

des forces horizontales vers les fondations. Il convient en outre de vérifier que la transmission de forces horizontales entre le système de contreventement et les autres parties de la structure est possible grâce à des assemblages adéquats entre ces éléments.

13.3.1.1. Charges horizontales perpendiculaires aux pignons

Afin de mieux saisir le cheminement des charges, considérons un bâtiment soumis à une pression de vent perpendiculaire au pignon (cf. Figure 13.7) :

- › La pression de vent est supportée par les poteaux des pignons travaillant comme des poutres en appui simple fléchies dans leur plan vertical. Deux forces de réaction horizontales égales sont générées : l'une en bas du poteau (fondations), l'autre en haut du poteau, supportée par la panne.
- › Les pannes transmettent la force de réaction au niveau du toit (par compression) vers le contreventement transversal de toiture qui travaille comme une poutre à treillis horizontale.
- › Le contreventement transversal de toiture est sollicité par les forces transmises par les pannes ; il est soutenu par les deux contreventements des parois longitudinales.
- › Les deux contreventements des parois longitudinales agissent comme des cantilevers en treillis ; ils transmettent les forces de réaction depuis la poutre à treillis horizontale vers les fondations. Les forces transmises aux fondations depuis chaque cantilever peuvent être divisées en une force horizontale et en deux forces verticales opposées.

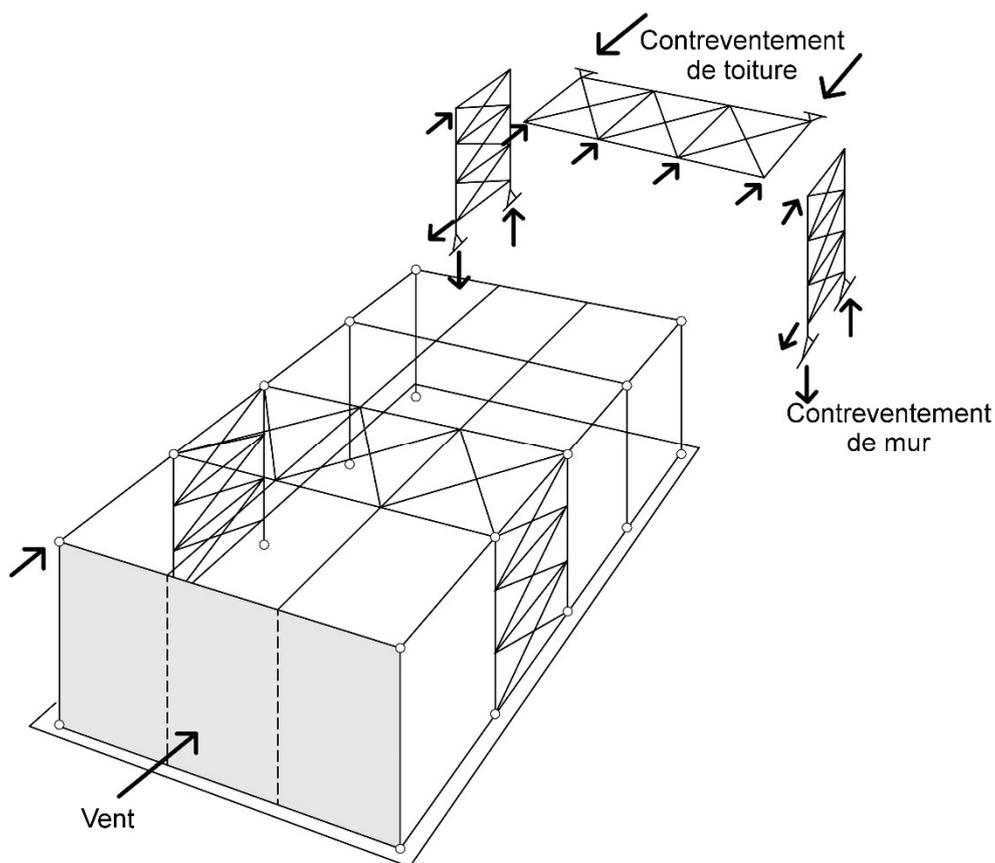


Figure 13.7 : Mécanisme de résistance pour les charges horizontales perpendiculaires au pignon.

Des pannes peuvent agir comme des montants de la poutre à treillis horizontale ; cependant, il est souvent préféré de concevoir la poutre à treillis avec des montants

distincts, afin que tous les éléments soient dans le même plan, de façon à éviter toute excentricité au niveau des nœuds.

Le contreventement transversal de toiture et le contreventement de la paroi longitudinale sont en principe placés dans la même travée. Une réduction du nombre de travées contreventées complique davantage le montage de la structure, dans la mesure où des systèmes de contreventement temporaires seraient nécessaires lors de la construction. C'est pourquoi il est recommandé de prévoir des travées contreventées selon un entraxe maximal de 30-40 m.

Les contreventements ne sont généralement pas disposés au niveau des travées les plus proches des pignons du bâtiment. Ainsi, la structure des pignons, dont la conception diffère de celle des autres éléments du bâtiment, n'influe aucunement sur le dimensionnement des nœuds.

13.3.1.2. Charges horizontales perpendiculaires aux parois longitudinales

Un cheminement des charges similaire à celui décrit ci-dessus intervient lorsque la force de vent agit perpendiculairement à la paroi longitudinale du bâtiment (cf. Figure 13.8).

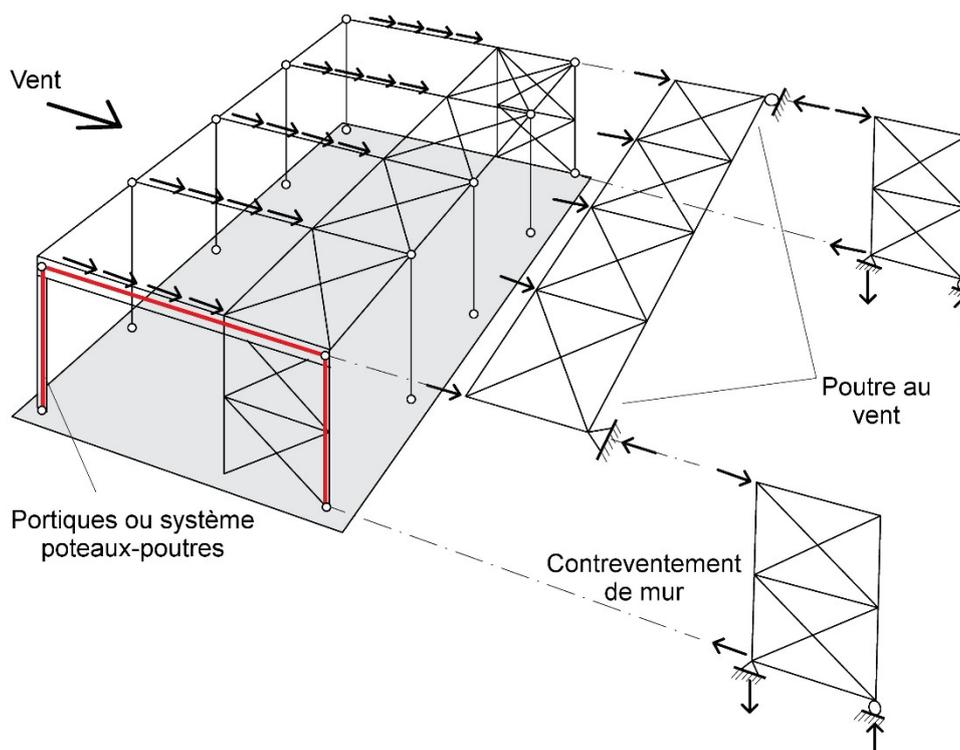


Figure 13.8 : Mécanisme de résistance pour les charges horizontales perpendiculaires à la paroi longitudinale.

Des portiques (Figure 13.9 (b)) et des arcs sont stables dans leur propre plan. Des systèmes à poutres et à poteaux rigidement fixés aux fondations sont également stables dans leur propre plan. En revanche, des systèmes à poutres et à poteaux articulés doivent être stabilisés par effet de diaphragme dans le toit, ou bien par le contreventement longitudinal de toiture (cf. Figure 13.9 (a)). On notera qu'un système de contreventement selon la Figure 13.9 (a) implique en général des détails structuraux plus compliqués. De plus, ce type de structure requiert un contreventement spatial temporaire de l'ensemble des poteaux jusqu'à ce que les opérations de montage du bâtiment soient terminées.

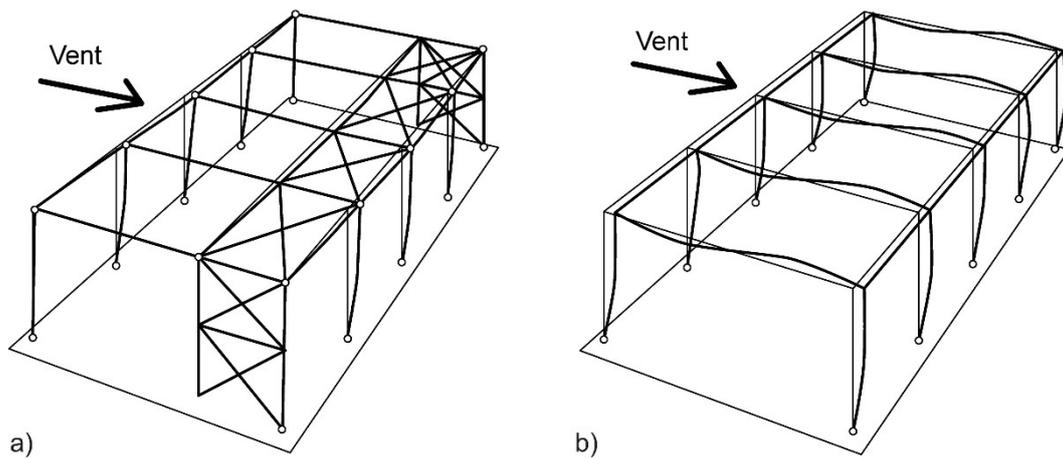


Figure 13.9 : Stabilisation du système à poteaux et à poutres (a) et système à portiques (b).

Les poutres de toiture servent généralement de montants dans la poutre à treillis (contreventement longitudinal de toiture), tandis que certaines pannes jouent les rôles de membrures supérieure et inférieure. Dans ce cas, les pannes ne doivent pas être dimensionnées comme des poutres cantilever.

13.3.2. Réduction des déformations latérales

Par souci d'aptitude au service, les déformations latérales d'une structure devront être maintenues en dessous d'une valeur donnée, en fonction de l'utilisation du bâtiment. Par ailleurs, comme cela sera expliqué à la Section 13.3.3, une déformation latérale trop importante risque d'avoir un impact défavorable sur le flambement (génération d'effets du second ordre).

Comme mentionné ci-dessus, si un système à poutres et à poteaux articulés est choisi, la structure doit être stabilisée au moyen d'un système de contreventement comprenant un contreventement longitudinal de toiture (ou diaphragme de toiture) et des contreventements des parois transversales tels que des contreventements en pignons (cf. Figure 13.9 (a) ou Figure 13.10 (a)). Dans ce cas, seul le système de contreventement offre une résistance au déplacement latéral.

Des portiques ou un système à poutres et à poteaux rigidement fixés aux fondations sont, en revanche, stables dans leur propre plan. Dans certains cas, cependant, même si la structure est stable, des déformations latérales trop importantes peuvent être induites par des charges horizontales. Afin de réduire ces déformations, deux méthodes sont en principe retenues (cf. Figure 13.10 (b)) :

- › Augmentation de la section transversale des poteaux
- › Mise en place d'un contreventement longitudinal de toiture

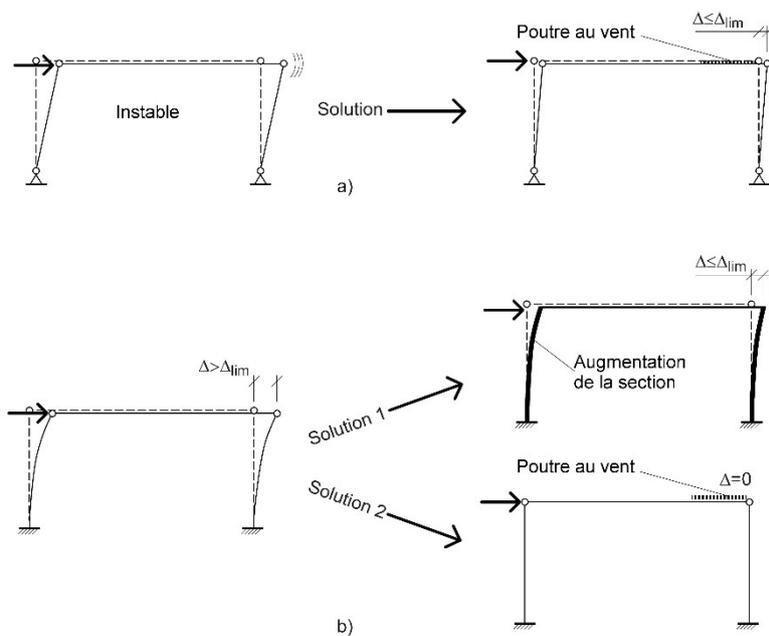


Figure 13.10 : Effet du contreventement longitudinal de toiture sur le déplacement latéral de structures à poutres et à poteaux : poteaux articulés (a) et poteaux rigidement fixés aux fondations (b).

En général, un système semblable à celui présenté à la Figure 13.10 (a) est plus économique qu'un système similaire tel que représenté à la Figure 13.10 (b), étant donné que la réalisation d'assemblages rigides est plus coûteuse que celle d'assemblages articulés. De plus, les déformations latérales d'un système à poteaux et à poutres peuvent être limitées facilement et à moindres frais, simplement en augmentant la rigidité du contreventement de toiture.

Cependant, si le bâtiment est trop grand et/ou que la capacité résistante du sol de fondation est faible, la solution utilisant des poteaux rigidement fixés aux fondations est généralement plus avantageuse. Dans ce cas, la charge horizontale est supportée de la même manière par tous les poteaux du bâtiment. En revanche, si une solution semblable à celle de la Figure 13.10 (a) est appliquée dans une grande structure, des forces de compression et de traction très importantes se produiront dans les éléments du contreventement de toiture (poutre à treillis ou panneaux travaillant sous contrainte), ce qui pourrait nécessiter le renforcement des pannes et des poutres principales. Une telle solution impliquerait également des forces ascendantes et de compression majeures aux appuis des contreventements en pignons (cf. Figure 13.8), d'où la réalisation de structures de fondation coûteuses.

Enfin, il conviendra de noter que des solutions comprenant des portiques ou des systèmes à poutres et à poteaux rigidement fixés aux fondations sont conseillées dans les bâtiments pour lesquels d'éventuelles extensions sont envisagées. En effet, contrairement au système à poutres et à poteaux articulés, ces solutions ne nécessiteront aucun renforcement du système de contreventement existant dans le cas où le bâtiment ferait l'objet d'un agrandissement.

13.3.3. Renforcement de la résistance au flambement

Outre transmettre les charges horizontales vers les fondations et limiter les déformations latérales, le contreventement - horizontal et vertical - peut avoir un effet bénéfique en réduisant la longueur de flambement des éléments de la structure soumis à des contraintes de compression.

Dans le cas spécifique d'une structure à poutres et à poteaux rigidement fixés aux fondations, la présence d'un contreventement longitudinal de toiture réduit sensiblement les déplacements latéraux aux têtes des poteaux, et donc leurs longueurs de flambement dans le plan (cf. Figure 13.11). En ce qui concerne le flambement dans le plan, la rigidité du contreventement de toiture est, en pratique, suffisamment élevée pour supposer que la tête des poteaux ne se déplacera pas latéralement. Cependant, en réalité, le contreventement travaille comme un ensemble d'appuis élastiques au niveau de la tête des poteaux (cf. Figure 13.11 (b)).

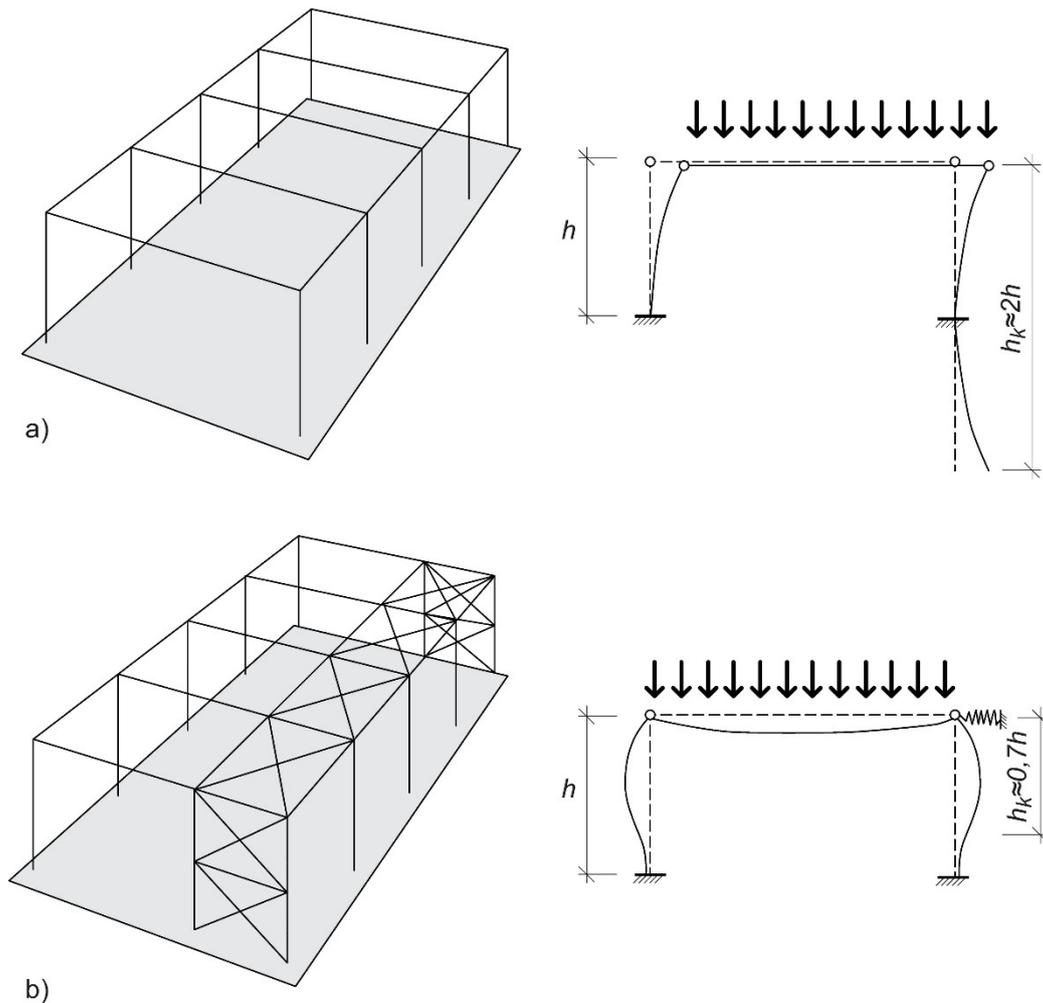


Figure 13.11 : Effet du contreventement longitudinal de toiture sur la longueur de flambement de structures à poutres et à poteaux rigidement fixés aux fondations : (a) sans contreventement latéral ; (b) avec contreventement latéral.

Les systèmes de contreventements transversaux (contreventement transversal de toiture et contreventement des parois longitudinales) sont également avantageux ; ils permettent de réduire la longueur de flambement d'éléments structuraux soumis à des contraintes de compression. La Figure 13.12 montre dans quelle mesure un système de contreventement transversal influence sur le déversement des poutres principales et sur le flambement hors-plan des poteaux.

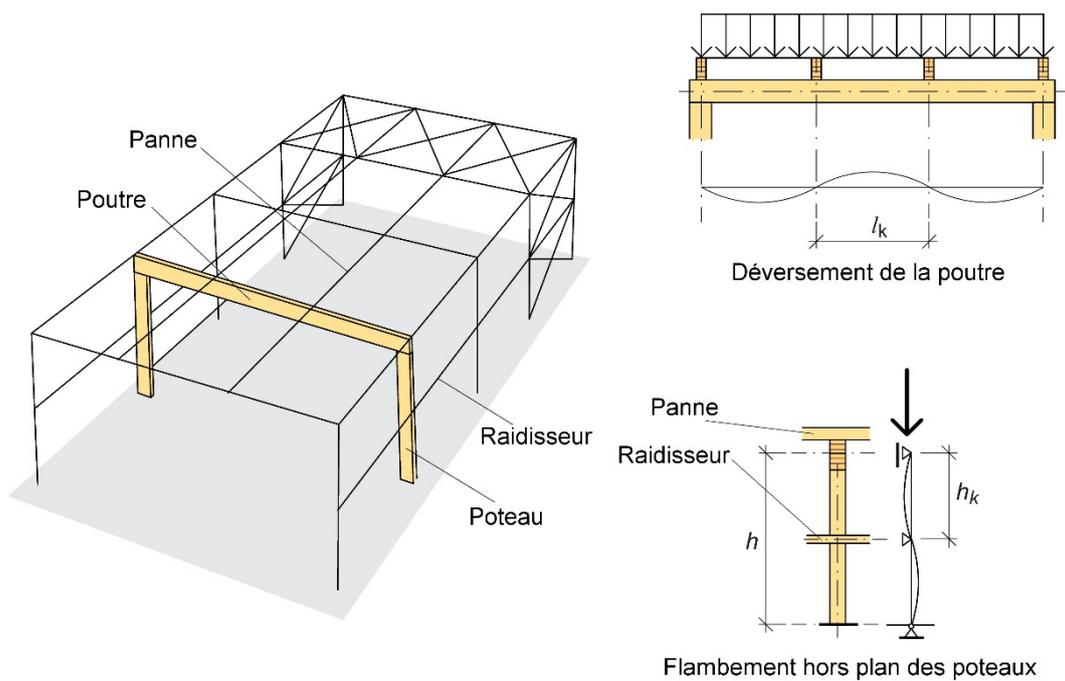


Figure 13.12 : Effet du contreventement transversal de toiture sur le déversement d'une poutre principale et sur le flambement hors-plan d'un poteau.

En ce qui concerne les poutres principales d'une structure, il conviendra de noter que les seuls maintiens latéraux sont ceux qui sont assemblés aux nœuds de la poutre à treillis, constituant le contreventement transversal de toiture. C'est pourquoi un système de contreventement ne comportant que quelques diagonales (et donc « que quelques nœuds ») n'est pas nécessairement une solution idéale assurant le contreventement correct des poutres principales contre le flambement latéral. La Figure 13.13 illustre comment la longueur de flambement critique l_k peut être réduite en augmentant le nombre de diagonales dans le contreventement transversal de toiture.

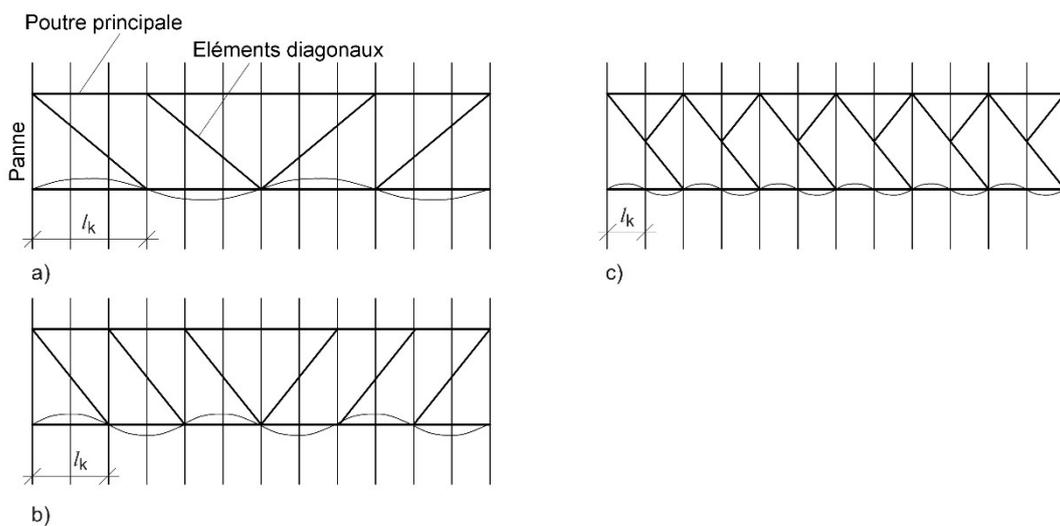


Figure 13.13 : Effet du contreventement transversal de toiture sur la longueur de flambement critique en cas de déversement de la poutre principale.

13.3.4. Contreventement des murs

Les travées contreventées sont placées de manière à avoir un impact minime sur la configuration structurale. De plus, l'emplacement de ces contreventements de murs est dicté par le mode de montage du bâtiment et par la répartition des forces horizontales dans la structure.

En principe, le contreventement des murs consiste en :

- › Des tiges filetées en acier ;
- › Des contrefiches comprimées (éléments en bois à section presque carrée) ;
- › Des portiques ;
- › Des murs de contreventement.

13.3.4.1. Contreventement avec des tiges en acier

Les travées contreventées au moyen de tirants en acier comprennent des éléments de contreventement excentriques, en K, en croix et diagonaux (cf. Figure 13.14). Ces systèmes sont avantageux, dans la mesure où les éléments de contreventement sont uniquement sollicités en traction. Par conséquent, les éléments, relativement légers, offrent une réponse structurale globale très rigide. Les éléments tendus peuvent être retendus en toute facilité au moyen de tendeurs, ce qui permet d'aligner parfaitement les éléments verticaux, et donc de compenser les tolérances dimensionnelles.

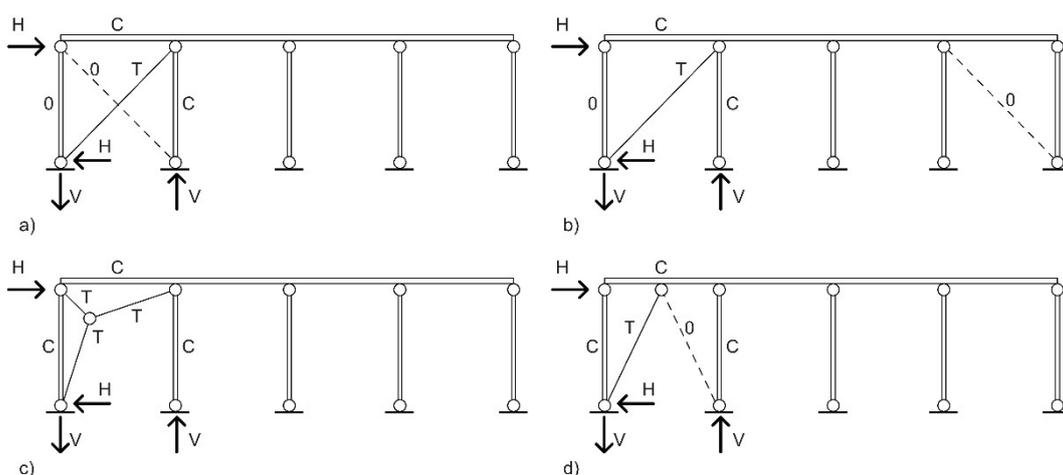


Figure 13.14 : Contreventement avec des tiges en acier : (a) contreventement en croix ; (b) contreventement diagonal ; (c) contreventement excentrique ; (d) contreventement en K. C = élément comprimé ; T = élément tendu ; et 0 = élément non sollicité.

Dans le cas d'un contreventement en K avec des tirants, le système repose, en partie, sur la flexion des éléments poutre horizontaux. Cette disposition particulière offre une réponse globale plus souple.

Compte non tenu du glissement potentiel aux assemblages et de la déformation axiale des éléments en bois, la rigidité d'une travée contreventée $k_{br} (=H/\Delta)$ peut être exprimée comme suit :

$$k_{br} = \frac{E_s \cdot A_{br} \cdot \cos^3 \alpha}{a} \quad (13.1)$$

où les termes de l'équation sont illustrés à la Figure 13.15.

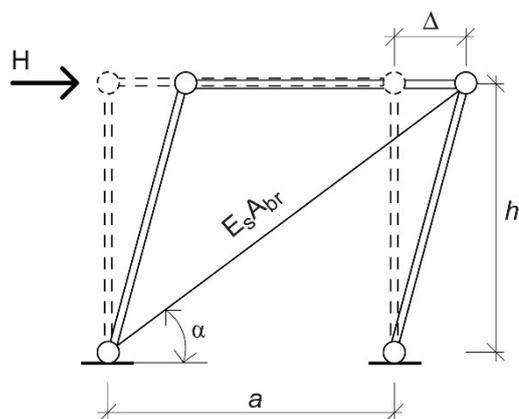


Figure 13.15 : Modèle d'estimation de la rigidité latérale d'une baie contreventée avec des diagonales.

Il apparaît donc évident que la réduction de l'angle d'inclinaison de la diagonale de contreventement améliorera la rigidité, et donc l'efficacité du système de contreventement. En principe, les valeurs « a » et « h » sont spécifiées pour une structure donnée. C'est pourquoi la seule manière de réduire l'angle α est d'augmenter le nombre de niveaux contreventés. Le choix de ce nombre est un compromis entre économie et efficacité. Dans le cas d'une structure de contreventement d'une largeur « a » et d'une hauteur « h » données, par exemple, deux solutions sont possibles, à savoir :

- › Une seule barre diagonale (cf. Figure 13.16 (a)) ;
- › Deux barres diagonales ou plus, disposées sur au moins deux niveaux (cf. Figure 13.16 (b)).

Si le choix se porte sur un seul niveau de contreventement plutôt que sur deux niveaux (ou plus), cela impliquerait un angle α plus grand, et donc une efficacité moindre du système de contreventement. Par conséquent, si une certaine valeur de rigidité du système (k_{br}) est requise, le diamètre de la diagonale en acier dans le cadre de la solution de la Figure 13.16 (a) doit être plus grand que celui utilisé pour la solution de la Figure 13.16 (b). En revanche, la solution (b) implique un nombre d'éléments et d'assemblages plus important que la solution (a). D'un point de vue économique, l'expérience a démontré que le nombre de niveaux de contreventement devra permettre un angle d'inclinaison des diagonales situé dans la fourchette $45^\circ < \alpha < 60^\circ$.

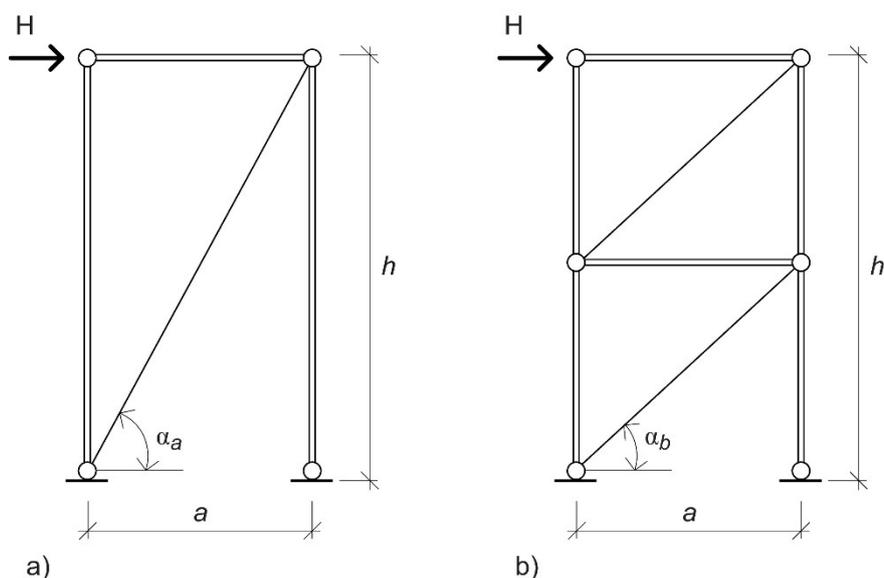


Figure 13.16 : Modèle d'estimation de la rigidité latérale d'une travée contreventée avec des diagonales.

13.3.4.2. Contreventement avec des éléments en bois

Les travées contreventées au moyen d'éléments en bois comprennent des éléments de contreventement diagonaux et en K (cf. Figure 13.17). Dans le cas où une seule diagonale de contreventement est utilisée, cette dernière doit pouvoir résister à des forces axiales en traction et en compression, afin de permettre le cheminement de la charge de vent dans les deux sens. L'inconvénient d'un tel système réside dans le fait que les diagonales ne peuvent généralement pas s'ajuster en longueur et que, par conséquent, elles impliquent des opérations de montage bien plus précises que les systèmes de contreventement similaires composés de tirants métalliques.

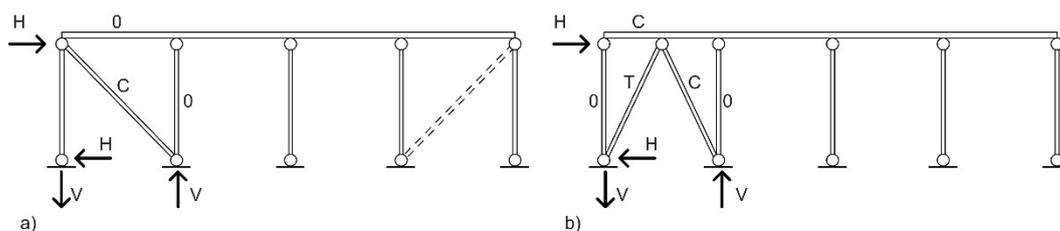


Figure 13.17 : Contreventement avec des éléments en bois : (a) contreventement diagonal ; (b) contreventement en K. C = élément comprimé ; T = élément tendu ; et 0 = élément non sollicité.

13.3.4.3. Contreventement avec des portiques

Les bâtiments nécessitant de grandes portes et ouvertures de fenêtres peuvent être contreventés au moyen de portiques. Cette solution permet de dégager de plus grands espaces en des endroits où les diagonales risqueraient d'être encombrantes (cf. Figure 13.18). Le portique peut être fabriqué en bois ou, dans le cas de charges horizontales très importantes, en acier.

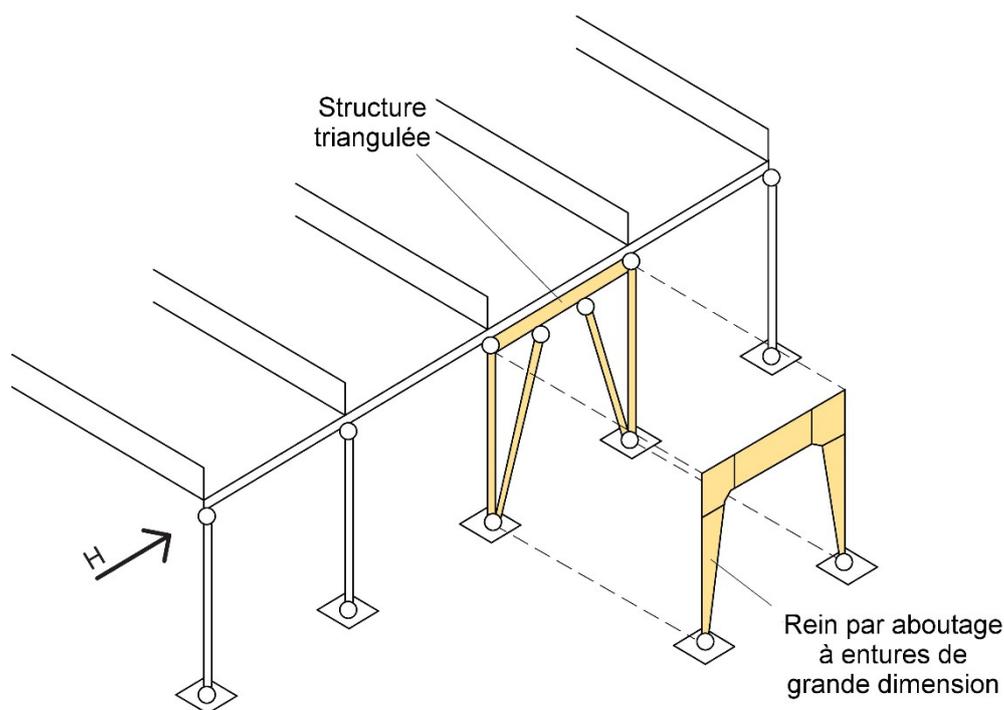


Figure 13.18 : Contreventement avec des portiques.

13.3.4.4. Contreventement avec des murs de contreventement

Les murs de contreventement peuvent être fabriqués à partir de panneaux à base de bois (panneaux de bois lamellés-croisés [CLT], contreplaqué, panneaux à copeaux orientés [OSB] ou lamibois [LVL] contrecollé-croisé), y compris avec des planches ou des panneaux placés en diagonale. Ces murs peuvent également consister en des tôles trapézoïdales, en des panneaux de béton, etc. (cf. Figure 13.19). Le choix de murs de cisailment limite la possibilité d'ouvertures dans le mur.

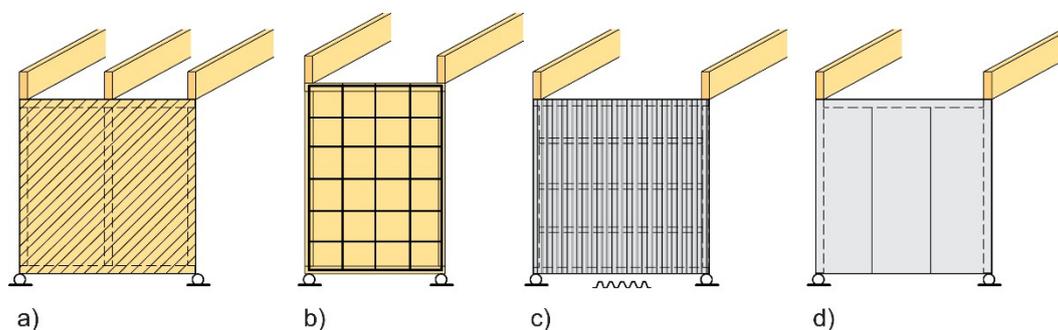


Figure 13.19 : Contreventement avec des murs de contreventement : (a) planches diagonales ; (b) panneaux à base de bois ; (c) tôle métallique ; et (d) panneaux de béton.

13.3.4.5. Détails de fixation pour le contreventement des murs

La Figure 13.20 illustre des détails de fixation possibles pour assembler la diagonale de contreventement aux fondations en béton. À noter que les deux systèmes montrés dans les exemples peuvent être facilement tendus au moyen d'un tendeur (pour le tirant métallique) ou d'écrous de serrage (pour la contrefiche en bois), lesquels assurent un alignement correct des éléments verticaux.

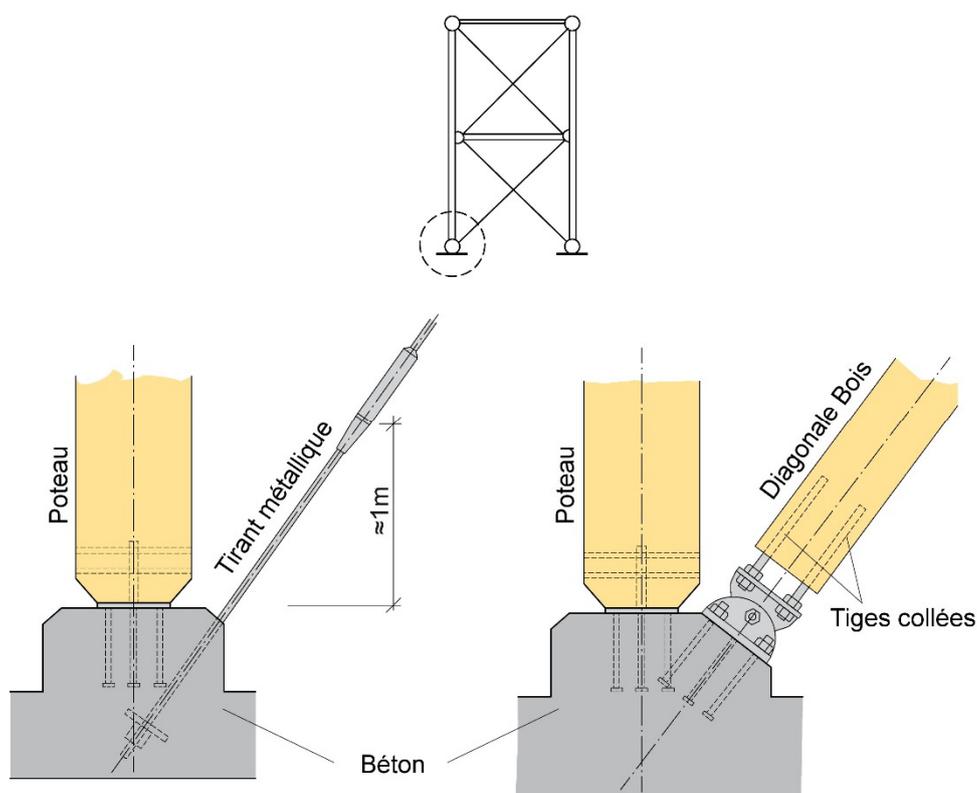


Figure 13.20 : Exemples d'assemblages de différentes diagonales de contreventement aux fondations en béton.

La Figure 13.21 illustre deux exemples de détails de fixation appropriés pour assembler la diagonale de contreventement à un poteau en bois.

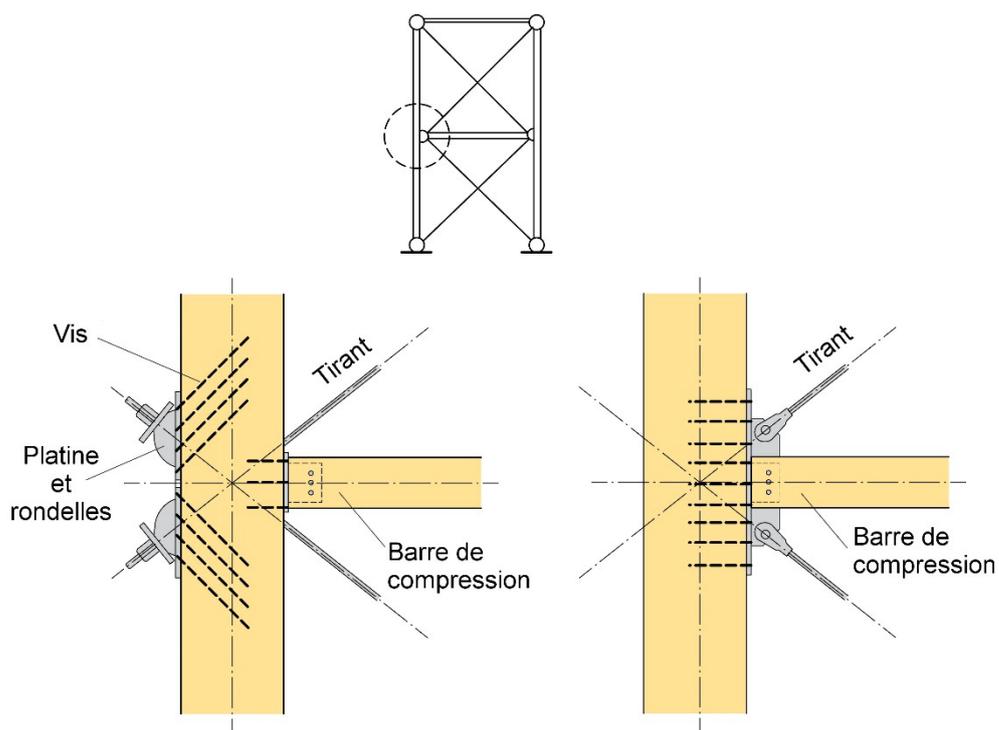


Figure 13.21 : Exemples d'assemblage de diagonales métalliques à un poteau en bois.

La Figure 13.22 illustre deux exemples de détails de fixation appropriés pour l'assemblage à l'intersection de deux tirants métalliques.

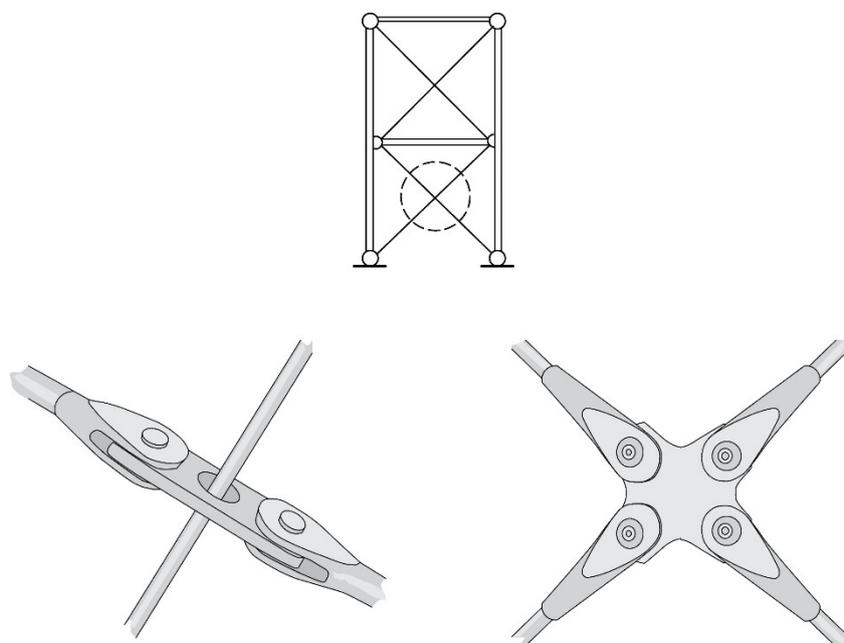


Figure 13.22 : Assemblage à l'intersection de tirants métalliques.

13.3.5. Contreventement de toiture

Afin de supporter des charges horizontales, les toits de structures importantes en bois sont en principe stabilisés selon l'une des deux solutions suivantes :

- › Poutres à treillis horizontales dans le toit ;
- › Effet de diaphragme du toit au moyen de panneaux à base de bois ou de tôles ondulées.

13.3.5.1. Contreventement avec des poutres à treillis horizontales

Dans cette section, seul le contreventement transversal de toiture (type « B », cf. Figure 13.5) sera abordé. Le contreventement longitudinal de toiture (type « D », cf. Figure 13.5) est rarement utilisé dans les grandes structures en bois modernes.

Dans des bâtiments plus petits (dimensions longitudinales inférieures à 30-40 m), l'installation d'une seule poutre à treillis horizontale peut suffire. Les pannes et les assemblages entre les pannes et les poutres principales doivent alors être capables de transférer les forces de compression et de traction depuis l'autre extrémité (cf. Figure 13.23).

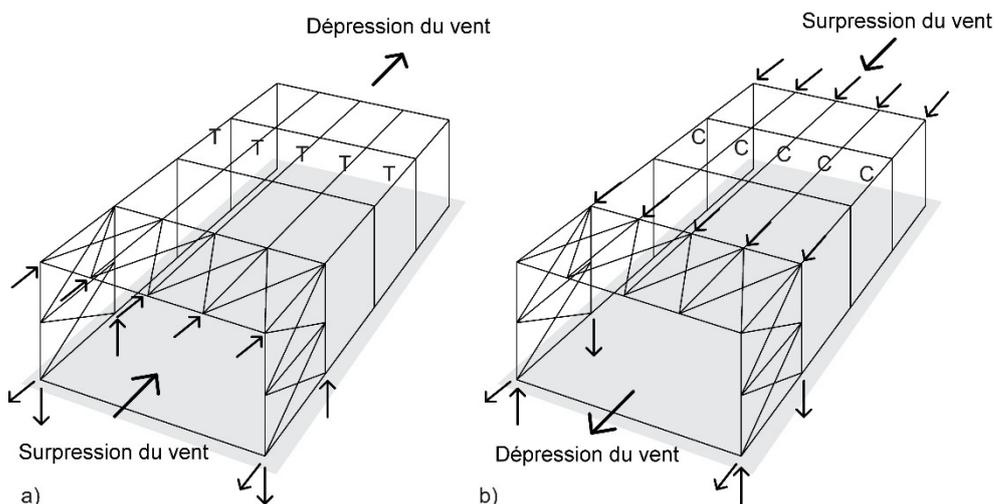


Figure 13.23 : Contreventement d'un petit bâtiment. T : panne sollicitée en traction ; C : panne sollicitée en compression.

Dans des bâtiments plus grands, il peut être préférable, en revanche (notamment pour garantir la stabilité lors du montage), de disposer deux poutres à treillis ou plus dans différentes travées du bâtiment.

Aux extrémités, l'armature de contreventement peut être avantageusement placée dans la seconde travée en partant de l'extrémité. Ainsi, la structure des murs d'extrémité (pignon), dont la conception diffère de celle des autres éléments du bâtiment, n'influe aucunement sur le dimensionnement des nœuds.

Les diagonales de la poutre à treillis horizontale consistent soit en des tirants en acier, soit en des éléments en bois. Il est généralement recommandé d'utiliser des tirants en acier, dans la mesure où ils peuvent être facilement retendus au moyen de tendeurs, favorisant ainsi le parfait alignement des poutres principales.

Selon le type de diagonales choisi, le système de contreventement peut agir dans un ou deux sens. Par exemple, des systèmes de contreventement avec une seule diagonale métallique dans chaque panneau d'âme ne peuvent travailler que si la charge est appliquée dans le sens à l'origine de la traction des diagonales. Dans ce cas, si deux travées contreventées sont utilisées, la charge horizontale ne peut être supportée que par la

poutre à treillis horizontale la plus à l'extérieur, et donc la plus proche du point d'application de cette charge (cf. Figure 13.24). Par conséquent, outre l'action de flexion induite par des charges verticales, les pannes doivent être conçues pour résister à des forces de traction. En revanche, des systèmes de contreventement avec, notamment, des diagonales croisées consistant en des tirants en acier, peuvent supporter des charges en traction et en compression.

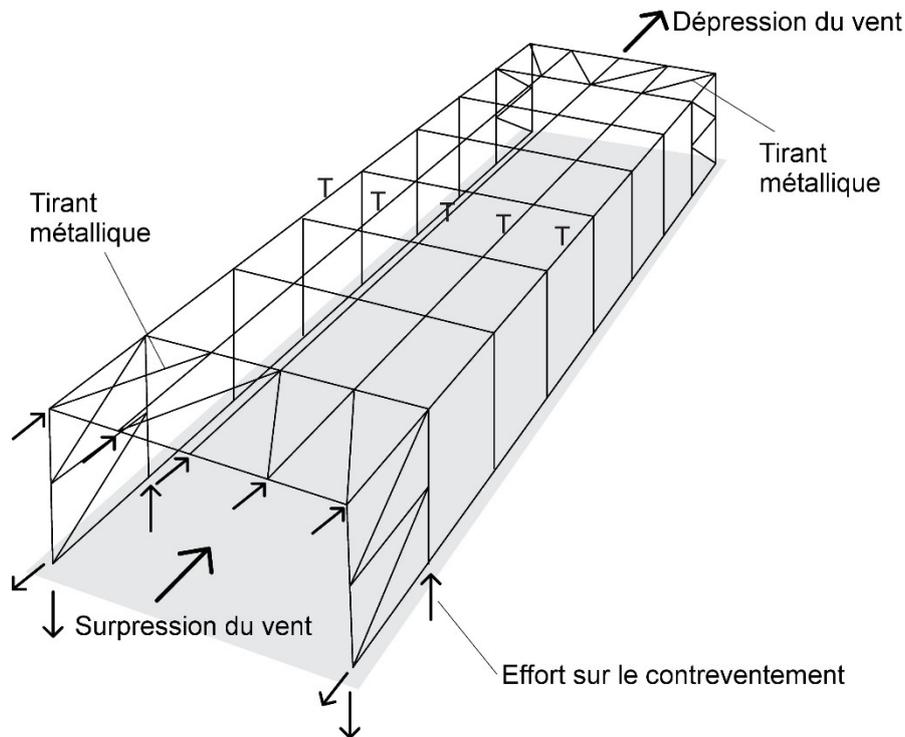


Figure 13.24 : Exemple de systèmes de contreventement avec une seule diagonale métallique dans chaque panneau d'âme. Un tel système est « unidirectionnel », c'est-à-dire qu'il ne peut travailler que si la charge est appliquée dans le sens à l'origine de la traction des diagonales.

La Figure 13.25 montre quelques exemples de contreventements de toiture avec différents types de poutres à treillis horizontales. Lors d'une sollicitation horizontale, les deux poutres principales des systèmes de contreventement (a), (b) et (c) agiront comme membrures supérieure et inférieure de la poutre à treillis horizontale. En revanche, dans le système (d), la poutre principale et les tirants en acier agiront comme une poutre en ventre de poisson. Dans ce cas, le comportement sous charge horizontale sera le suivant :

- › Flexion (selon l'axe faible de la poutre principale) et compression dans la poutre principale ;
- › Traction dans les fils / les tiges en acier ;
- › Compression dans une partie des pannes.

Le système de contreventement illustré à la Figure 13.25 (a) comprend des diagonales croisées consistant en des tirants en acier. Compte tenu de leur grand élancement, et donc de leur prédisposition au flambement, seules les diagonales sollicitées en traction supporteront les charges horizontales. Les éléments « verticaux » de la poutre à treillis, généralement en bois, seront sollicités en compression.

Le système de contreventement de la Figure 13.25 (b) comprend des diagonales en bois positionnées en « V ». Les poutres principales et les diagonales forment une poutre à treillis de type Warren. Chaque paire de diagonales adjacentes est sollicitée en traction et en compression respectivement, ou inversement, selon le sens de la charge horizontale.

Le système de contreventement de la Figure 13.25 (c) comprend des diagonales en bois positionnées en « K ». Ce système présente l'avantage de créer des points de renforcement rapprochés, et donc d'augmenter la résistance au déversement des poutres principales.

Le système de contreventement de la Figure 13.25 (d) travaille uniquement selon le sens de la charge horizontale appliquée, à savoir le sens à l'origine de la traction des tiges métalliques. C'est pourquoi il convient d'installer deux systèmes opposés, afin de garantir la stabilité du toit dans le sens longitudinal.

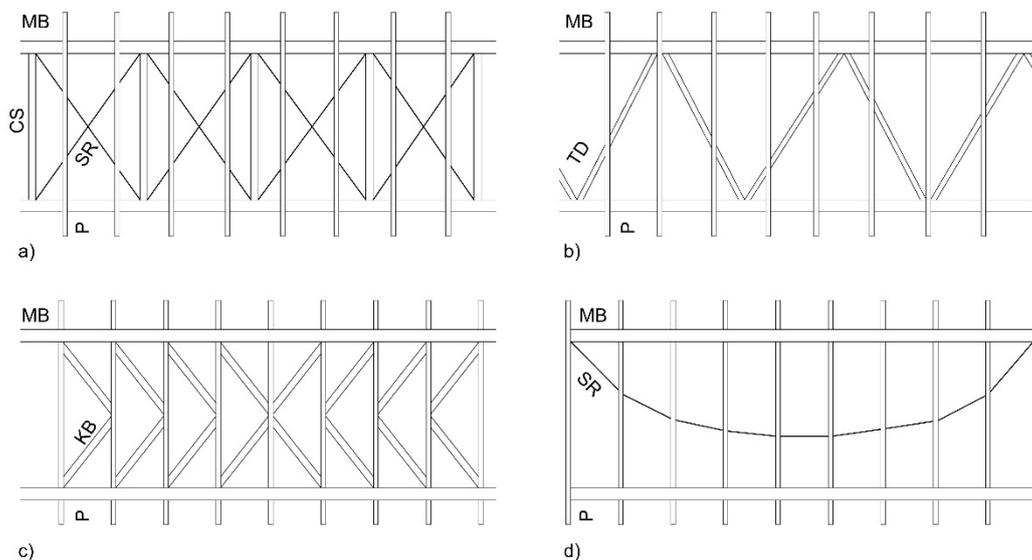


Figure 13.25 : Exemples de systèmes de contreventement de toiture avec différents types de poutres à treillis horizontales. MB : poutre principale (main beam) ; P : panne ; SR : tige en acier (steel rod) ; TD : diagonale en bois (timber diagonal) ; CS : contrefiche comprimée (en bois - compression strut) ; KB : élément de contreventement en K (K Bracing).

13.3.5.2. Contreventement par effet de diaphragme du toit

L'effet de diaphragme du toit peut être obtenu au moyen de plaques à base de bois ou de tôles. Le diaphragme de toiture joue un rôle similaire à celui de l'âme d'une poutre à âme pleine, à savoir résister à des contraintes de cisaillement.

Un diaphragme peut s'apparenter à l'âme épaisse d'une grande poutre de toiture à âme pleine (ou poutre en I), résistant principalement au cisaillement, tandis que les éléments limites (poutres de rive ou murs perpendiculaires au sens de la charge) agissent comme semelles de poutres à âme pleine en supportant le moment en compression (N_c) et en traction (N_t) respectivement (cf. Figure 13.26).

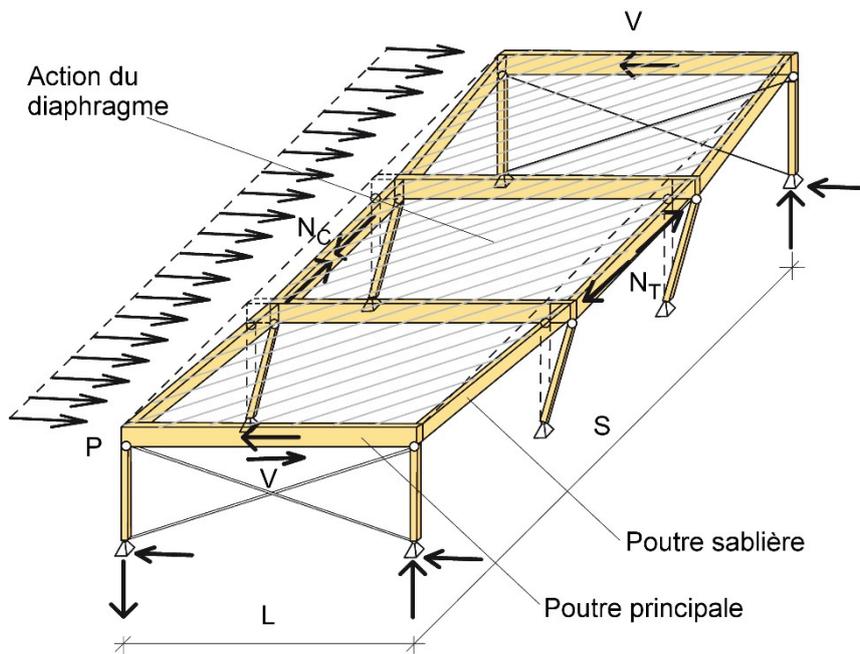


Figure 13.26 : Effet de diaphragme du toit.

Compte tenu du moment de flexion, les éléments limites les plus contraints doivent supporter les forces de traction et de compression axiales suivantes :

$$N_C = N_T = \frac{q \cdot s^2}{8 \cdot L} \quad (13.2)$$

L'ensemble du moment de flexion est considéré comme étant supporté par les poutres de rive. Ces dernières doivent donc avoir une section continue ou bien des détails aptes à transférer les forces de traction ou de compression aux sections adjacentes.

La couverture du toit transfère les charges de cisaillement vers les ossatures verticales contreventées (murs de contreventement, contreventement diagonal ou portiques rigides). La charge de cisaillement maximale devant être supportée par le diaphragme de toiture est la suivante :

$$V = \frac{q \cdot s}{2} \quad (13.3)$$

L'ensemble du cisaillement doit être pris en charge par les panneaux de couverture. La contrainte de cisaillement augmente en se rapprochant des bordures du diaphragme. Le flux de cisaillement v (N/mm), pour lequel le diaphragme et les assemblages de ce dernier doivent être dimensionnés, est le suivant :

$$v = \frac{V}{L} \quad (13.4)$$

En d'autres termes, la force dans les organes d'assemblage pris individuellement entre la couverture et le portique doit être calculée pour une force $F_v = v \cdot s_f$, où s_f désigne l'espacement entre les organes. De la même manière, le panneau de couverture doit être

dimensionné pour une contrainte de cisaillement dans le plan $\tau = v/t$, où t correspond à l'épaisseur du panneau.

Bien évidemment, l'interprétation mathématique du comportement du diaphragme sous des charges latérales est très simplifiée, dans la mesure où le degré de flexibilité ou de rigidité revêt un caractère hautement hyperstatique.

Il conviendra de satisfaire certaines exigences générales concernant l'effet de diaphragme :

- Les pignons doivent être contreventés ;
- Les éléments de couverture du toit doivent être correctement fixés à des éléments sous-jacents avec des assemblages adéquats ;
- Les joints (ou recouvrements latéraux) entre les panneaux doivent être fixés au moyen d'assemblages adéquats ;
- Les éventuelles ouvertures de toit devront représenter moins de 3 % de la surface de toiture, sauf si des analyses détaillées sont réalisées, auquel cas des ouvertures équivalant à 15 % de la surface de toiture seront tolérées.

Les portiques et le diaphragme du toit interagissent systématiquement, ce qui impactera significativement le comportement global d'un bâtiment dans son ensemble. Si le système porteur d'une structure consiste en une série de poteaux et de poutres, les poteaux étant articulés à leur base, la charge horizontale au niveau du toit « q » est entièrement supportée par le diaphragme du toit (cf. Figure 13.27 (a)). En revanche, si le système porteur consiste en une série de portiques ou de poteaux et de poutres, les poteaux étant fixés à leur base, la charge « q » sera répartie entre les portiques (ou les poteaux) et le diaphragme (cf. Figure 13.27 (b)).

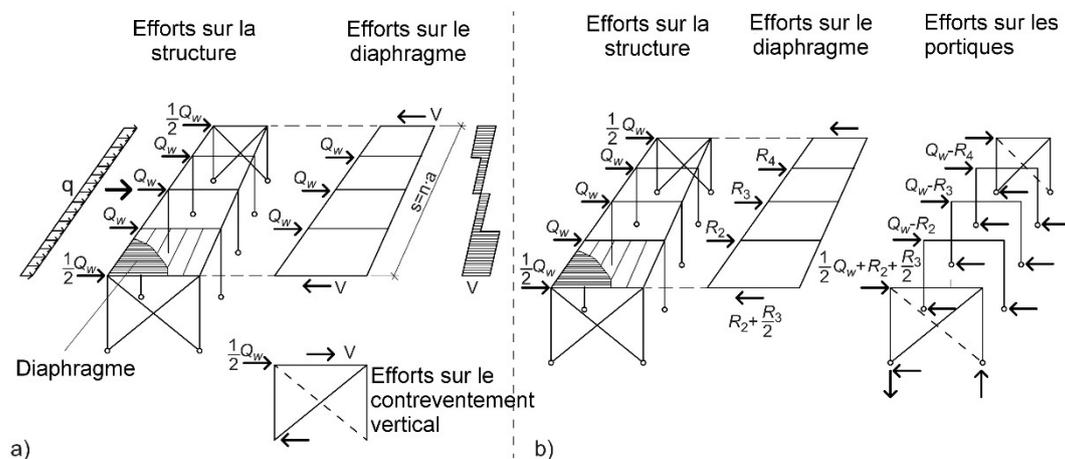


Figure 13.27 : Mécanismes de répartition des charges : (a) système à poutres et à poteaux aux bases articulées ; (b) système à portiques.

Des configurations typiques d'un diaphragme de toit sont présentées à la Figure 13.28. Dans la mesure du possible, chaque panneau de recouvrement devra être fixé aux quatre éléments de rive, et ce, pour une meilleure résistance et rigidité. La fixation de panneaux uniquement aux pannes est également admise, à condition que les panneaux de couverture d'extrémité soient fixés aux pignons selon des configurations spéciales.

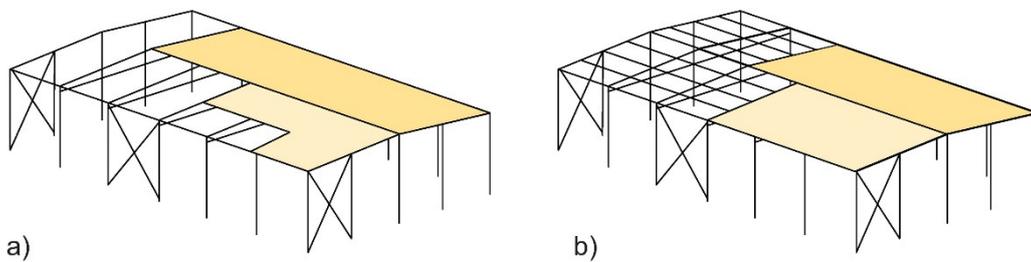


Figure 13.28 : Configurations d'un diaphragme de toit : (a) diaphragme directement fixé sur les poutres principales ; (b) diaphragme fixé aux pannes.

Dans un bâtiment possédant un toit incliné (cf. Figure 13.29) soumis à des charges verticales, les portiques ne peuvent pas être écartés sans induire une action semblable à celle de poutres à grande hauteur d'âme dans la couverture du toit. En d'autres termes, la couverture et la poutre de rive contribueront à absorber une partie de la charge verticale appliquée. Plus la pente du toit sera inclinée, plus les diaphragmes résisteront aux charges verticales.

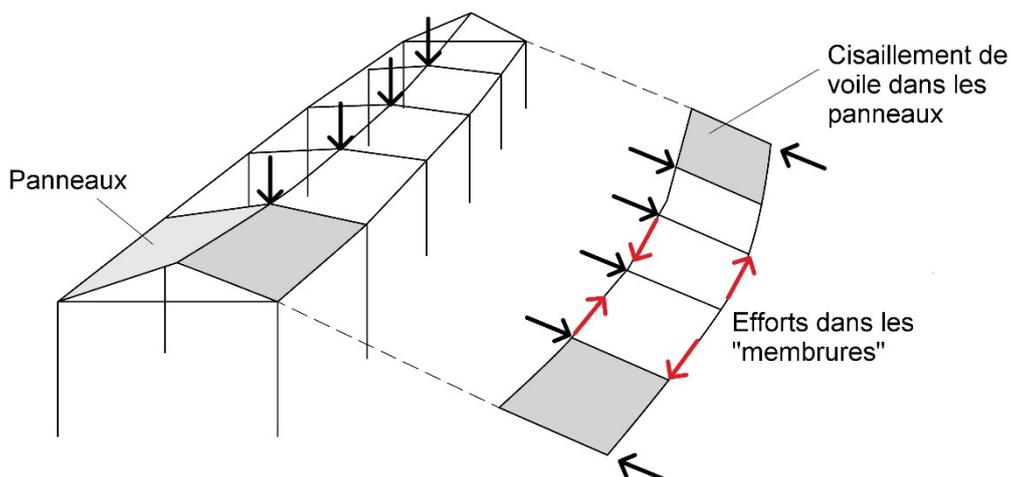


Figure 13.29 : « Action de poutres à grande hauteur d'âme » dans la couverture du toit incliné.

13.3.5.3. Systèmes typiques de couvertures

L'effet de diaphragme du toit est généralement créé avec des panneaux consistant :

- › en des produits à base de bois ; ou bien
- › en des tôles nervurées.

Les panneaux à base de bois utilisés englobent des matériaux de recouvrement tels que le contreplaqué, l'OSB (panneaux à copeaux orientés), le LVL (lamibois) contrecollé-croisé ou le CLT (panneaux de bois lamellés-croisés). Étant donné que la portée (l'entraxe) entre les poutres principales / les chevrons est relativement grande (généralement plus de 5 m), les panneaux à base de bois doivent souvent être renforcés au moyen de nervures. Les nervures sont en principe vissées et collées au panneau, soit sur un côté, soit, pour des portées plus grandes, sur les deux côtés. Ces systèmes présentent les dimensions typiques suivantes : hauteur $h = 300-800$ mm, largeur $l = 1\ 800-2\ 500$ mm, portée $s = 5-18$ m (cf. Figure 13.30).

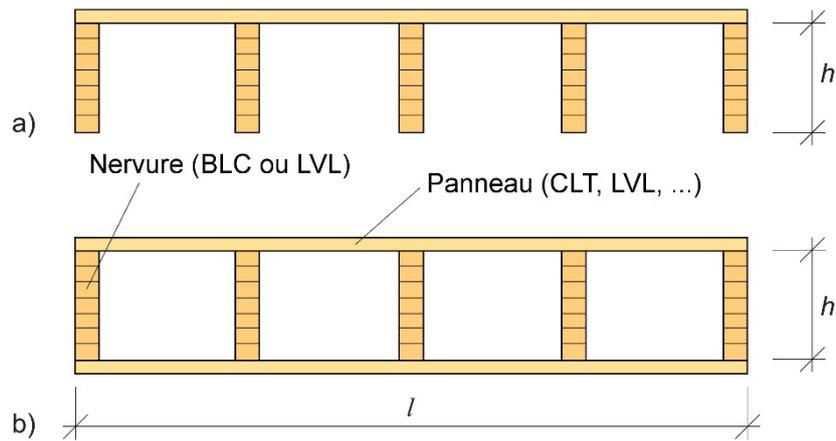


Figure 13.30 : Section transversale typique de toitures à base de bois : (a) section transversale ouverte et (b) section en caisson.

Les tôles nervurées peuvent être utilisées comme système de contreventement de toiture dans certains pays scandinaves (Suède et Norvège, par exemple). Le matériau de recouvrement consiste en des plaques en acier laminées à froid, d'une épaisseur généralement comprise entre 0,6 et 1,2 mm. En ce qui concerne les tôles porteuses, la profondeur du profil ondulé varie de 45 mm pour les petites portées à 200 mm pour les très grandes portées. La limite élastique du matériau en acier se situe dans une fourchette allant de 350 à 500 MPa. Afin d'accroître la capacité portante sous des charges verticales, les tôles sont parfois pourvues de rainures.

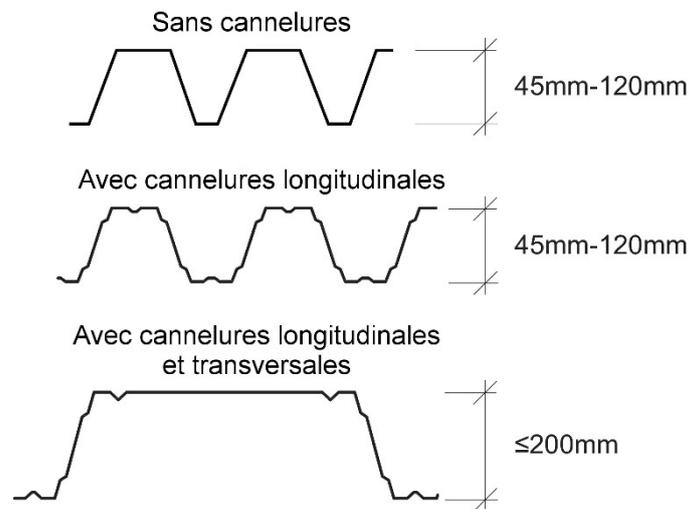


Figure 13.31 : Sections transversales typiques de tôles nervurées.

En général, les systèmes à tôles nervurées sont construits de manière à avoir une section continue sur au moins trois appuis (c'est-à-dire poutres principales / chevrons). Ces systèmes continus peuvent consister en :

- › Des tôles à assemblages articulés à l'appui ;
- › Des tôles à assemblages articulés en travée (système cantilever) ;
- › Des tôles croisées sur appuis.

Ces différents systèmes sont illustrés à la Figure 13.32.

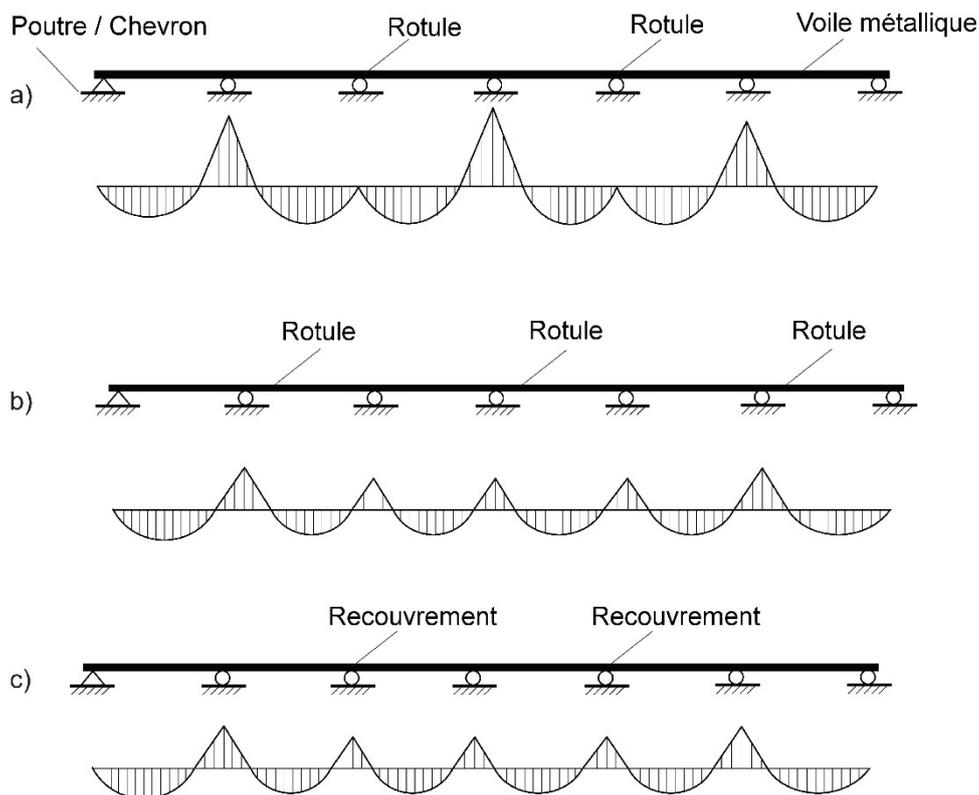


Figure 13.32 : Différents systèmes d'assemblages pour des tôles nervurées et diagramme correspondant des moments de flexion dans le cas d'une charge uniformément répartie : (a) assemblages articulés à l'appui ; (b) système cantilever ; (c) système à tôles croisées.

Les systèmes à tôles croisées présentent l'avantage d'afficher une capacité résistante doublée sur les appuis, à savoir les zones où les moments de flexion sont les plus importants. La longueur de chevauchement est suffisante pour réduire de près de moitié le moment de flexion maximal dans chaque tôle ; le moment positif devient alors critique. Le système cantilever est dimensionné de telle sorte que les moments positifs et négatifs soient égaux. Afin de réduire le risque d'effondrement en cascade, le système devra être dimensionné de telle manière que chaque seconde travée soit exempte d'articulations.

13.3.5.4. Détails de fixation pour le contreventement de toiture

La Figure 13.33 illustre certains détails de fixation possibles pour assembler les éléments de contreventement aux poutres principales / chevrons.

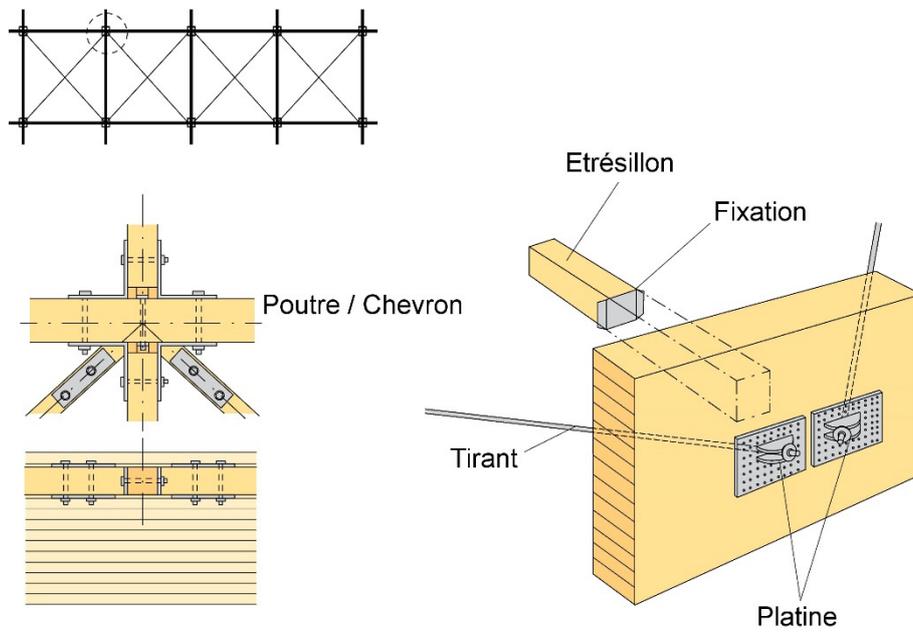


Figure 13.33 : Exemples d'assemblages de différents éléments de contreventement à la poutre principale.

La Figure 13.34 montre un détail d'assemblage typique entre une tôle ondulée et une poutre en bois.

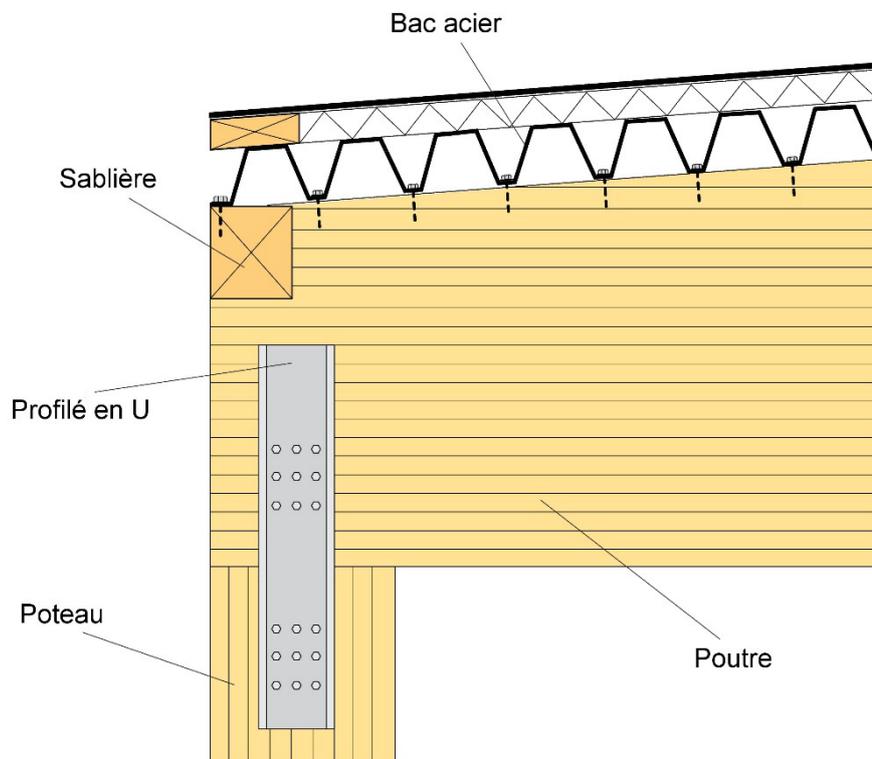


Figure 13.34 : Exemple d'assemblages de la tôle ondulée trapézoïdale à la poutre principale.

13.3.6. Contreventement de portiques et d'arcs

Qu'ils soient isostatiques ou hyperstatiques, les portiques et les arcs sont essentiellement stables dans leur propre plan. Ils doivent néanmoins être renforcés dans le sens longitudinal. Le principe de stabilisation des portiques et des arcs avec un contreventement transversal est illustré à la Figure 13.25. Les éléments des portiques / des arcs sont souvent utilisés comme membrures inférieure et supérieure de la poutre à treillis, tandis que certaines pannes jouent le rôle de contrefiches comprimées. Seules les diagonales sont rajoutées comme éléments de renforcement ; elles consistent généralement en des tirants en acier en croix (Figure 13.25, (a) et (b)) ou, parfois, en des diagonales en bois (Figure 13.25 (c)), capables de supporter les forces de traction et de compression. Les assemblages entre les différents composants de l'armature de contreventement doivent être dimensionnés en tenant compte (i) des forces qui se développent et (ii) de l'excentricité. Les membrures et les montants de la poutre à treillis sont disposés dans différents plans.

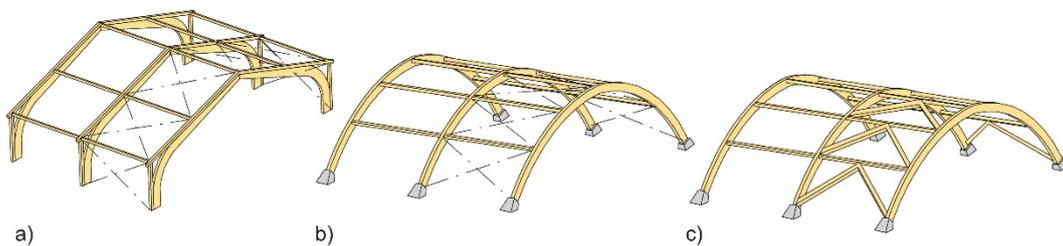


Figure 13.35 : Exemples de contreventements de portiques et d'arcs : (a) et (b) contreventement avec des tirants en acier ; (c) contreventement avec des diagonales en bois.

13.4. EXIGENCES DE RESISTANCE ET DE RIGIDITE POUR LES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT

Un contreventement latéral a pour principale fonction d'assurer un appui latéral à un élément, de sorte que ce dernier ne puisse se déplacer latéralement au niveau de la position d'appui. En principe, les éléments de contreventement utilisés pour empêcher tout déplacement latéral sous sollicitation transversale externe permettent également d'augmenter la longueur de flambement des éléments primaires (poutres, poteaux, par exemple).

13.4.1. Exigences pour le contreventement de poteaux

Dans le cas idéalisé d'éléments parfaitement linéaires pourvus d'un contreventement intégral, aucune force n'est induite dans les éléments de contreventement, y compris au flambement, dans la mesure où aucun déplacement ne se produit au point de renforcement. Cependant, dans la réalité, des forces sont bien générées dans ces éléments sous sollicitation. Prenons l'exemple de poteaux articulés, chacun d'entre eux étant soumis à une charge verticale « P », et contreventé latéralement par un système de stabilisation. Compte tenu du dévers inévitable des poteaux, des forces horizontales « F_{br} » sont générées à la tête de chaque poteau. C'est pourquoi le système de contreventement doit être suffisamment solide et rigide pour contrer la résultante de ces

forces. À noter qu'en principe, on suppose, de façon prudente, que tous les poteaux penchent du même côté.

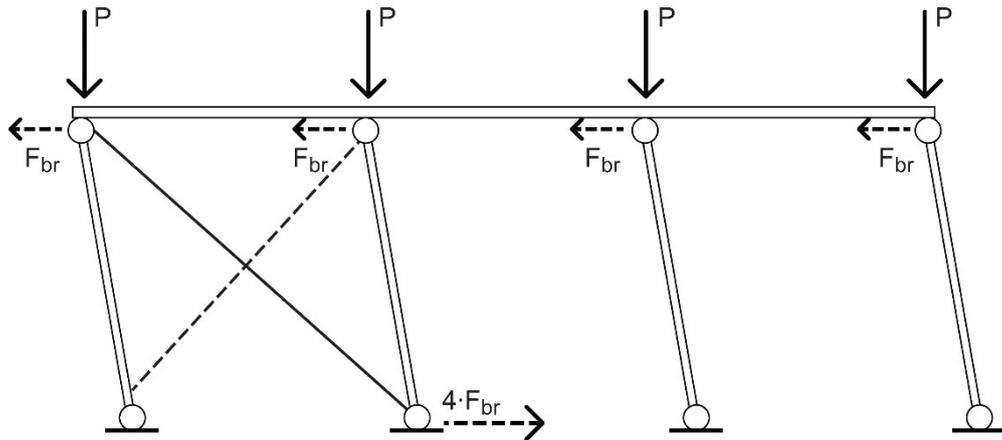


Figure 13.36 : Effort de contreventement induit par le dévers des poteaux.

Une formule de calcul simple consiste à supposer que l'effort de contreventement « F_{br} » représente approximativement 1-2 % de la force de compression « P ». Cependant, un critère aussi simple, sans aucune spécification quant à la rigidité requise, serait potentiellement insuffisant pour dimensionner adéquatement le système de contreventement. En effet, si le système de contreventement est trop flexible, des déplacements latéraux, et donc l'effort de contreventement, risquent de se développer selon une amplitude non admissible. Prenons l'exemple du système de contreventement relatif illustré à la Figure 13.37, où l'élément de contreventement est représenté par le ressort avec une rigidité « C » à la tête du poteau.

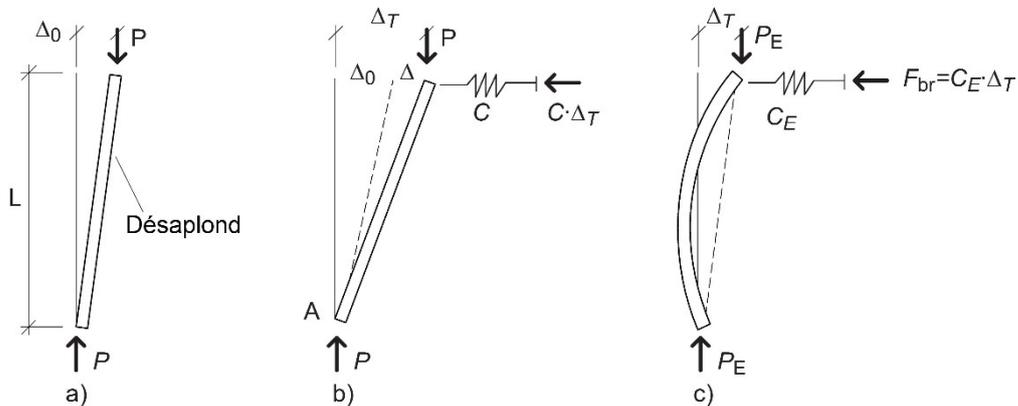


Figure 13.37 : Système de contreventement relatif.

Dans le cas idéalisé d'un élément parfaitement linéaire, il peut être démontré selon un modèle d'équilibre simple que la « rigidité de ressort idéale » C_E , c'est-à-dire la rigidité du ressort (ou de l'élément de contreventement) requise pour atteindre la charge de flambement d'Euler P_E correspondante est égale à :

$$C_E = \frac{P_E}{L} \quad (13.5)$$

En ce qui concerne le poteau en porte-à-faux, la relation entre P , C et Δ_T est représentée graphiquement à la Figure 13.38(a). Si $C=C_E$, P_E est obtenue uniquement si la flèche latérale est très importante. Malheureusement, ces déplacements importants produisent des efforts de contreventement F_{br} significatifs, étant donné que $F_{br}=C \cdot \Delta$. Pour des raisons pratiques, cependant, Δ doit rester faible. Pour ce faire, il suffit de spécifier $C > C_E$, (par ex. $C=2 \cdot C_E$). Ainsi, si $C=2 \cdot C_E$, alors $\Delta = 2 \cdot \Delta_0$ où $P = P_E$, comme montré à la Figure 13.38(a). Il est intéressant d'observer que plus la rigidité de l'élément de contreventement est forte, plus l'effort de contreventement est faible (cf. Figure 13.38 (b)).

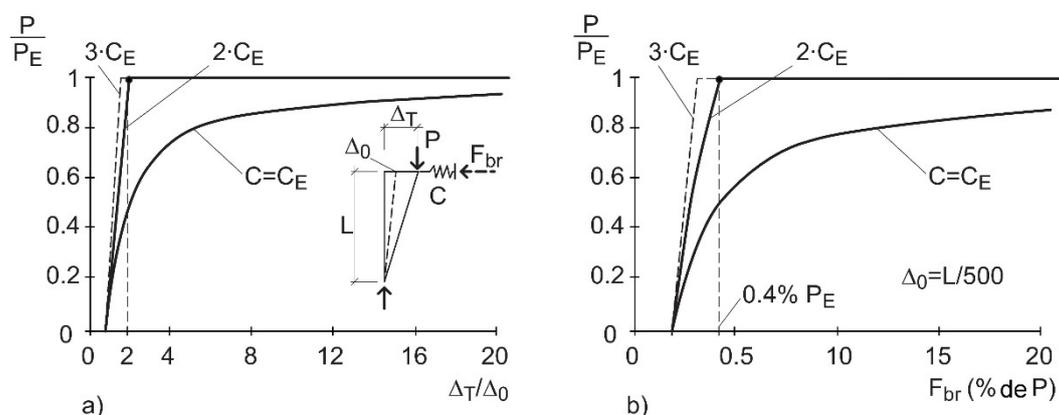


Figure 13.38 : Effet du dévers initial.

Le modèle proposé ci-dessus (bien que légèrement plus complexe), peut également être utilisé pour déterminer la charge critique sur un poteau comprenant plusieurs éléments de contreventement intermédiaires, tous avec la même rigidité C . En supposant une déformation linéaire initiale typique entre les appuis (ou dévers à la tête du poteau dans le cas d'un cantilever) pour un élément lamellé-collé représentant 1/500 de la portée, il est possible de déduire un critère de dimensionnement simple. Compte tenu des éléments évoqués ci-dessus, la rigidité recommandée pour l'élément de contreventement C_{min} équivaut au double de la rigidité « idéale » C_E . Pour ce critère, la charge de flambement d'Euler P_E du poteau a été remplacée par l'effort de compression de calcul P_d dans le poteau, étant donné qu'en pratique, la charge de calcul du poteau est bien inférieure à la charge de flambement. De plus, il est recommandé de choisir une valeur pour l'effort de contreventement F_{br} représentant au moins 1 % de la force axiale, bien que selon la Figure 13.38 (b), F_{br} ne dépasse jamais 0,4 % de la force axiale, si $C=2 \cdot C_E$. Cette recommandation repose sur l'hypothèse d'une déformation linéaire initiale $\Delta_0 = L/500$. Cependant, compte tenu notamment des forces de vent, d'autres forces latérales, du surdimensionnement des boulons, etc., Δ_0 peut dépasser $L/500$. Par conséquent, l'effort de contreventement F_{br} pourra être supérieur à 0,4 % de la force axiale.

L'annexe nationale française de l'Eurocode 5 recommande de retenir un F_{br} minimum de 1,25% (soit $P/80$) et $C \geq 4 \cdot C_E$.

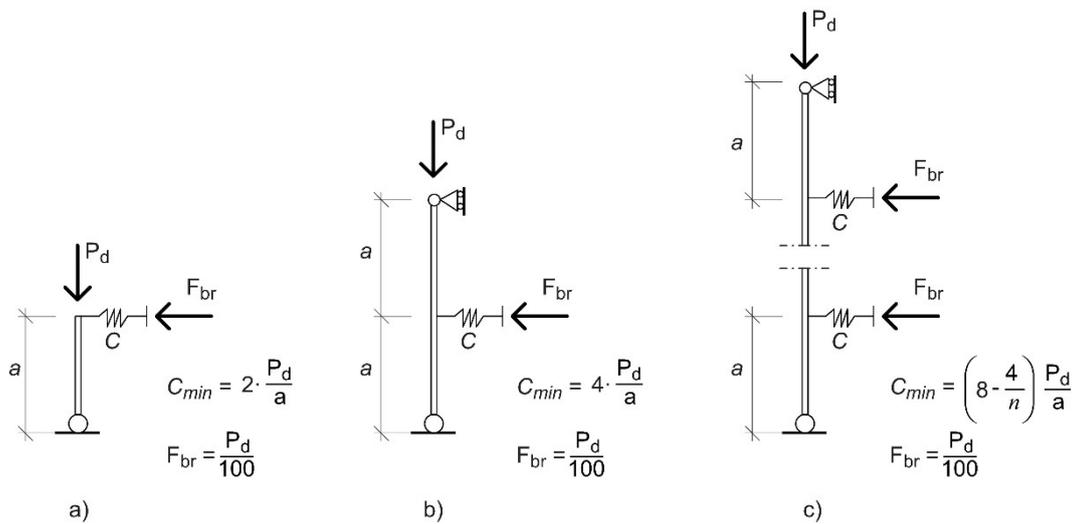


Figure 13.39 : Rigidité minimale de l'élément de contreventement recommandée et effort de contreventement correspondant. « n » désigne le nombre de points de renforcement.

13.4.2. Exigences pour le contreventement de poutres

Il existe deux grands types de contreventements de poutres : le contreventement latéral et le contreventement pour la torsion. Un système de contreventement efficace devra empêcher tout déplacement latéral relatif des parties supérieure et inférieure de la poutre (à savoir torsion de la section). Le contreventement latéral (pannes ou panneaux de couverture fixés sur le haut d'une poutre en appui simple) et le contreventement pour la torsion (contreventement en croix ou diaphragme entre des poutres adjacentes) peuvent ainsi empêcher tout mouvement de torsion. La combinaison de ces deux types de contreventements est plus efficace que l'utilisation seule de l'une ou l'autre de ces solutions. Cependant, dans les structures en bois, il est courant d'utiliser simplement un contreventement latéral dans la travée (cf. Figure 13.40) avec quelques éléments de contreventement pour la torsion placés uniquement aux appuis de la poutre.

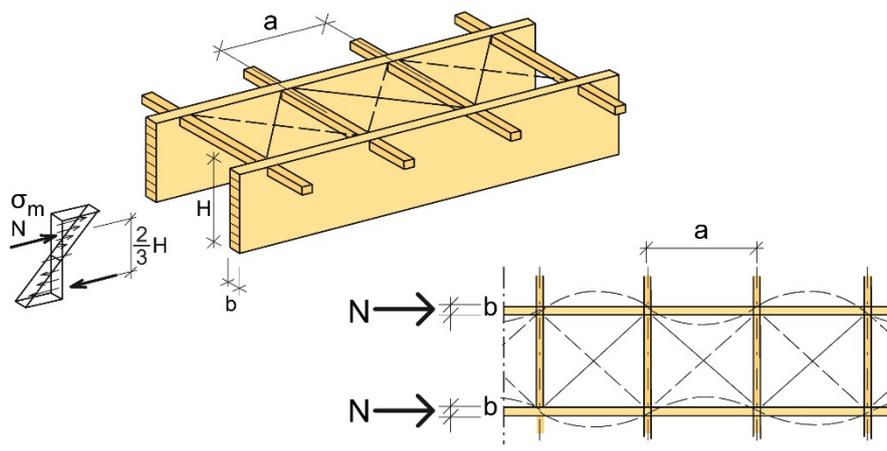


Figure 13.40 : Contreventement d'un système à poutres avec une poutre à treillis horizontale afin d'empêcher tout flambement latéral.

Afin d'empêcher tout flambement latéral, le système de contreventement doit être rigide et suffisamment robuste. L'approche de calcul présentée dans cette section ne s'applique qu'aux éléments de contreventement fixés près de la partie supérieure de la poutre. Une simplification est apportée à la méthode de calcul des forces latérales générées par

chaque poutre. Ces forces doivent être supportées par le système de contreventement. Compte tenu des imperfections initiales hors-plan, la forme initiale d'une poutre est considérée comme étant définie par une surface courbe, verticale, similaire à celle présentée à la Figure 13.41 (a). Dans le modèle simplifié, la poutre est analysée comme une contrefiche comprimée soumise à une charge $N_d=1,5 \cdot M_d/H$, où M_d correspond à la valeur de calcul du moment maximal agissant sur la poutre d'une hauteur H (cf. Figure 13.41(b)). La déformation hors-plan de la contrefiche peut être définie approximativement sous une forme parabolique (cf. Figure 13.41 (c)). Compte tenu de la courbure de la contrefiche, les forces de compression N_d génèrent des forces (radiales) latérales q_R devant être supportées par le contreventement.

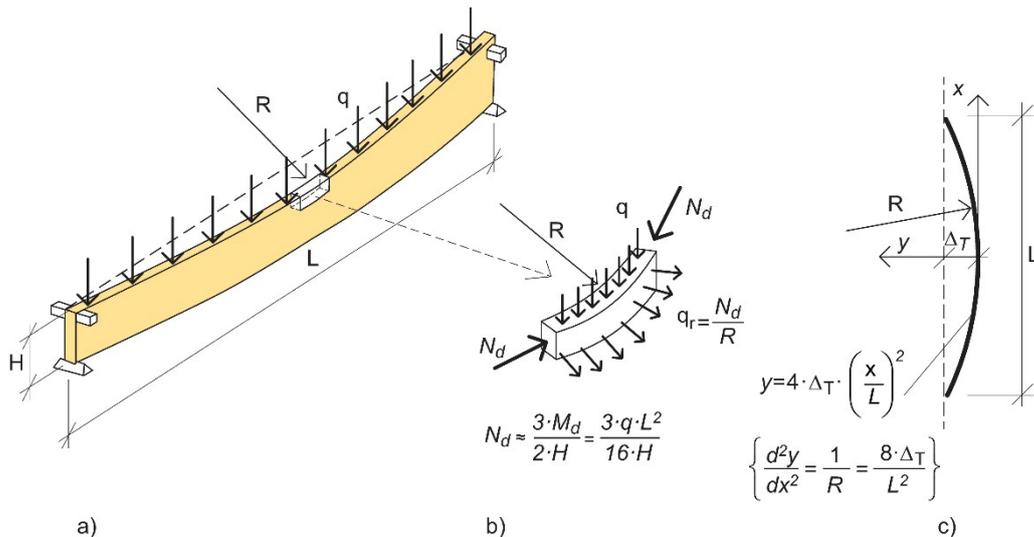


Figure 13.41 : (a) Déformations hors-plan d'une poutre sollicitée ; (b) forces latérales dans la contrefiche équivalente ; (c) déformations hors-plan présumées.

L'amplitude des forces latérales peut être facilement déduite à partir des éléments illustrés à la Figure 13.40 :

$$q_R = \frac{8 \cdot N_d \cdot \Delta_T}{L^2} = \frac{N_d}{L} \cdot 8 \cdot \frac{\Delta_T}{L} \quad (13.6)$$

Pour les structures lamellées-collées, une déformation linéaire initiale Δ_0 d'environ $L/500$ est une estimation réaliste. De plus, selon l'Eurocode 5, le déplacement hors-plan additionnel Δ induit par q_R et toute autre charge externe (le vent, par exemple), ne devra pas dépasser $L/500$. Par conséquent, le déplacement latéral maximal admissible doit être limité à $\Delta_T = (\Delta_0 + \Delta) = L/250$. On obtient donc :

$$q_R = \frac{N_d}{L} \cdot 8 \cdot \frac{1}{250} \approx \frac{1}{30} \cdot \frac{N_d}{L} = \frac{M_d}{20 \cdot L \cdot H} \quad (13.7)$$

La charge agissant sur le système de contreventement augmente avec le nombre de poutres assemblées à ce système. Ainsi, la charge latérale q_h correspond à la somme des contributions de l'ensemble des poutres assemblées au système de contreventement (cf. Figure 13.42).

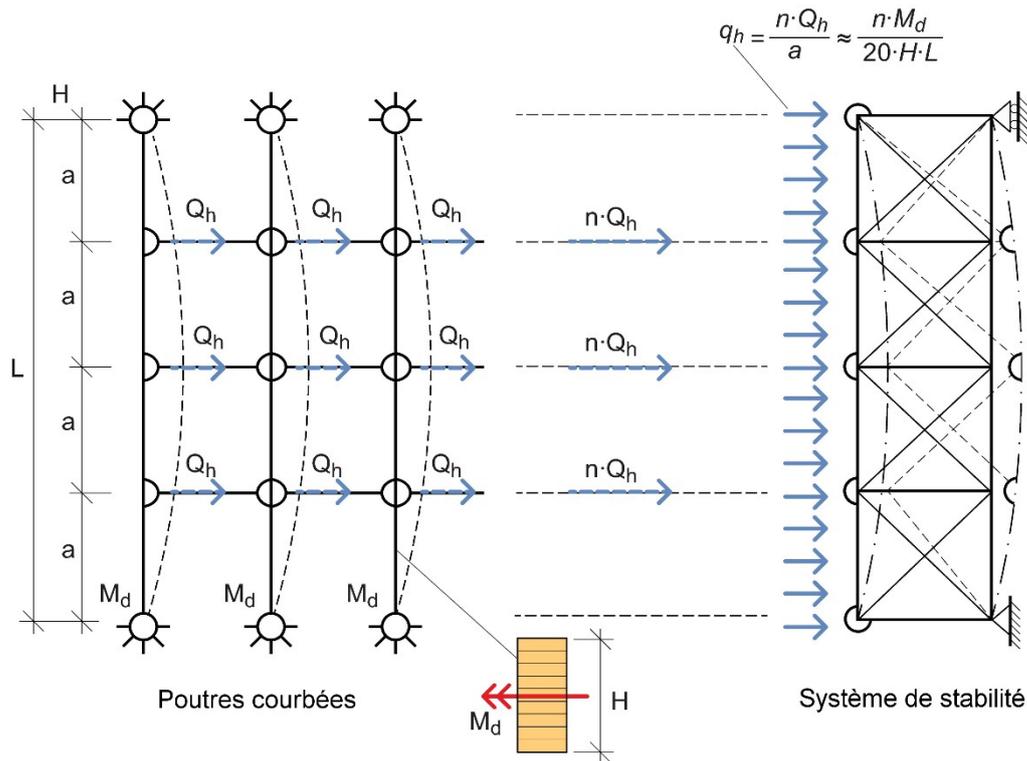


Figure 13.42 : Modèle de détermination des efforts de contreventement : système de contreventement pour un ensemble d'éléments fléchis.

L'approche évoquée dans l'Eurocode 5 est très similaire à celle décrite ci-dessus. Selon l'Eurocode 5, la charge déstabilisante latérale q_h , c'est-à-dire la charge de calcul associée aux éléments de contreventement, peut être déterminée en utilisant la formule suivante :

$$q_h = n \cdot \frac{M_d}{k_{f,3} \cdot H \cdot L} \cdot (1 - k_{crit}) \quad (13.8)$$

où :

M_d = moment de calcul dans la poutre.

H = hauteur de la poutre.

L = portée de la poutre.

n = nombre de poutres contreventées latéralement.

$k_{f,3}$ = coefficient de modification ($k_{f,3}=30$ selon l'annexe nationale française).

k_{crit} = coefficient de réduction associé au flambement latéral dans le cas d'une poutre non contreventée (cf. Chapitre 4).

Le coefficient $(1 - k_{crit})$ tient compte de l'élanement de la poutre. Lorsque $k_{cr} = 1$, aucune charge déstabilisante horizontale q_h ne sera générée. Ainsi, pour des rapports hauteur/largeur H/b de poutres inférieurs à environ 6-7, les charges stabilisantes peuvent être négligées ($q_h \approx 0$), à condition que le rapport longueur/largeur de la poutre $L/b < 20-22$.

Dans la formule proposée dans l'Eurocode 5, la partie droite de l'Équation 13.8 est multipliée par un coefficient de réduction k_l , lequel doit tenir compte du fait qu'une plus grande qualité de réalisation peut être exigée dans les grandes structures. Cependant, ce coefficient k_l est omis dans le cas présent, du fait de son caractère non représentatif en situation réelle.

Par ailleurs, la structure de contreventement doit être suffisamment rigide pour limiter la flèche induite par la charge de calcul q_h à $L/700$, et celle induite par la charge totale (charge de vent, par exemple) à $L/500$.

L'assemblage de pannes ou de tôles de couverture à la poutre de toiture peut être dimensionné pour une force égale à :

$$Q_h = \frac{q_h \cdot a}{n} \quad (13.9)$$

où :

q_h = charge déstabilisante totale agissant sur le système de contreventement.

a = distance entre les pannes.

n = nombre de poutres contreventées latéralement.

Une panne devant contreventer plusieurs poutres et son assemblage à la structure de contreventement latéral sont dimensionnés pour une force $n \cdot Q_h$. Les symboles sont présentés à la Figure 13.43.

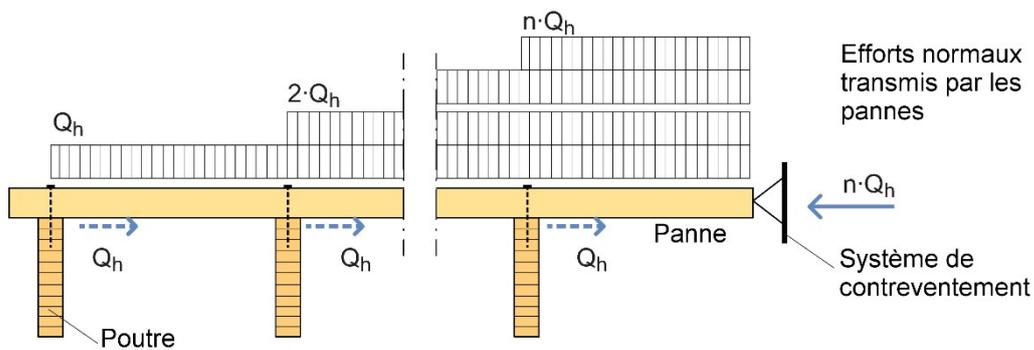


Figure 13.43 : Charges latérales transmises depuis les poutres principales vers une panne.

13.5. CAS PARTICULIERS

Cette section aborde certains cas particuliers concernant le contreventement de structures lamellées-collées de grande portée, à savoir :

- › Contreventement d'éléments en bois sollicités en compression au niveau de leur côté libre ;
- › Force induite par des changements de géométrie.

13.5.1. Éléments en bois sollicités en compression au niveau de leur côté libre

Dans le cas d'une poutre en appui simple soumise à des charges de gravité, la partie inférieure sera tendue tandis que la partie supérieure sera comprimée. Le maintien latéral de la poutre est en principe assuré sur toute sa longueur, notamment au moyen de pannes qui supportent la couverture. Dans le cas d'une poutre continue, en revanche, aux

zones soumises à un moment de flexion négatif, la poutre est sollicitée en compression en dessous. Les composantes critiques sont alors les suivantes (cf. Figure 13.44) :

- › Poteau comprimé ;
- › Face inférieure de la poutre non contreventée au niveau des appuis intermédiaires.

Si la tête du poteau n'est pas contreventée, la longueur de flambement critique du poteau augmentera de façon significative. Par exemple, si le poteau est fixé par articulation aux fondations alors que sa partie supérieure est libre de se déplacer (non contreventée), la longueur de flambement du poteau se rapprochera de l'infini, ce qui déstabilisera le système.

L'autre composante critique, à savoir la poutre, ne comporte aucun point de renforcement sur sa face inférieure et est donc sujette à un flambement latéral dans la zone du moment de flexion négatif.

Des ruptures structurales se sont produites par le passé, imputables à des structures de contreventement du système à poteaux et à poutres inadéquates, voire inexistantes, où la poutre était soumise à un moment de flexion négatif.

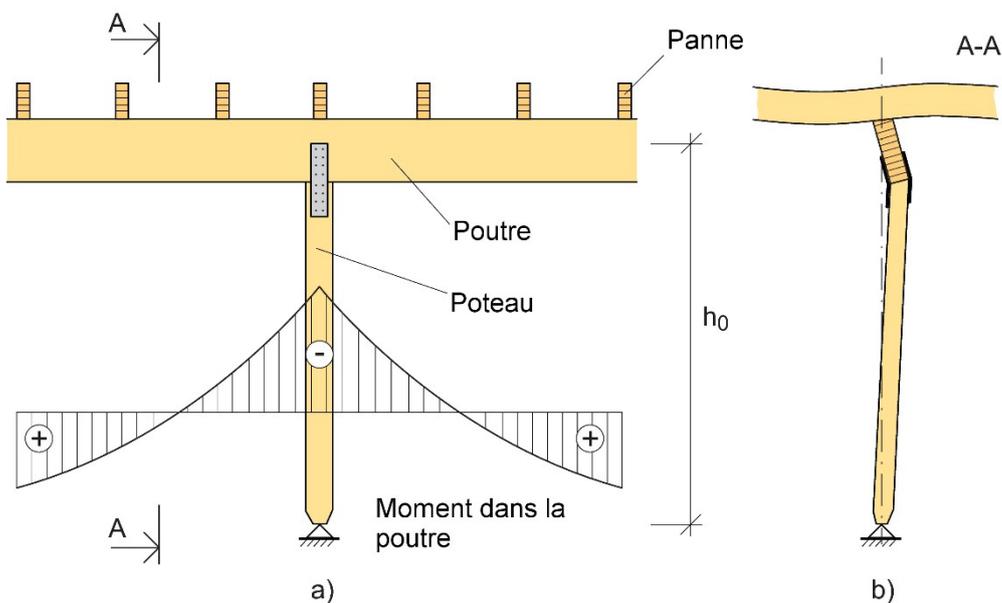


Figure 13.44 : (a) Poutre continue soutenue par un poteau au niveau d'un appui intermédiaire ; (b) mode potentiellement instable.

Une autre situation similaire impliquant des contraintes de compression en bas d'une poutre (ou à la membrure inférieure d'une poutre à treillis) concerne le renversement de charge (par ex. soulèvement dû au vent sur la charpente). La figure 13-45 b montre une poutre à treillis en appui simple soumise à une charge de soulèvement : la membrure inférieure est sollicitée en compression et donc sujette au flambement latéral.

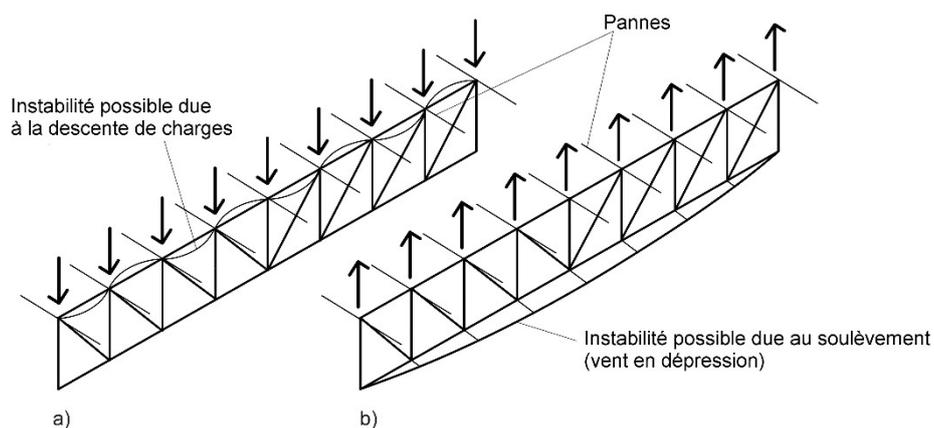


Figure 13.45 : Modes d'instabilité associés à (a) des charges de gravité ; (b) des charges de soulèvement.

Une méthode de maintien de la face inférieure d'une poutre (ou d'une poutre à treillis) consiste à utiliser des tirants, lesquels sont insérés sur toute la longueur du bâtiment selon un espacement défini en fonction des limites d'élançement de l'élément comprimé (membrure inférieure d'une poutre à treillis ou partie inférieure d'une poutre). Ces tirants doivent, bien évidemment, être maintenus à leurs extrémités par un système de contreventement adéquat. Le contreventement de la face inférieure de la poutre peut être réalisé, par exemple, comme illustré à la Figure 13.46 (tirants métalliques placés entre la face inférieure de la poutre et la panne).

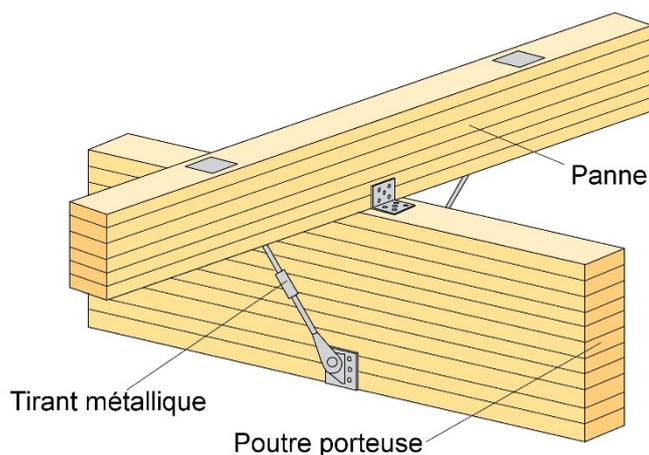


Figure 13.46 : Contreventement de la face inférieure d'une poutre avec des tirants en acier entre la face inférieure de la poutre et la panne.

Les éléments de contreventement devront, de préférence, être dimensionnés de manière à supporter uniquement les forces de traction, afin d'éviter toute éventuelle torsion de la poutre du fait d'une répartition potentiellement inégale de la charge, notamment en cas de vent fort après une chute de neige. De grosses masses de neige pourraient ainsi s'accumuler sur une partie du toit, à gauche ou à droite de la poutre principale, l'autre partie se trouvant alors plus ou moins non sollicitée. Par conséquent, si les diagonales de contreventement montrées à la Figure 13.46 pouvaient supporter à la fois des charges de compression et de traction, la poutre principale serait sollicitée en torsion, d'où un éventuel risque d'effondrement partiel ou intégral du toit.

Pour une poutre en appui simple d'une portée L , soumise à un moment négatif maximal M_{up} sous charge de soulèvement (par ex. aspiration du vent), la force horizontale agissant sur le contreventement peut être calculée à l'aide de la formule suivante, en s'appuyant sur le modèle présenté à la Figure 13.47.

$$F_{br} = \frac{M_{up}}{20 \cdot H \cdot L} \cdot \frac{a}{\sin \alpha} \quad (13.10)$$

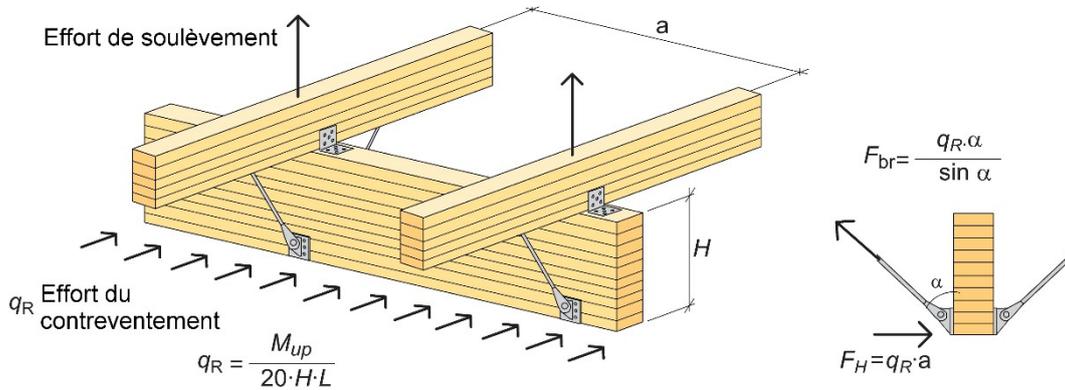


Figure 13.47 : Modèle d'estimation de l'effort de contreventement dans les tirants en acier.

Une configuration de contreventement semblable à celle représentée à la Figure 13.48 peut également s'avérer nécessaire pour les portiques et les arcs, dans les situations où un moment de flexion négatif est possible.

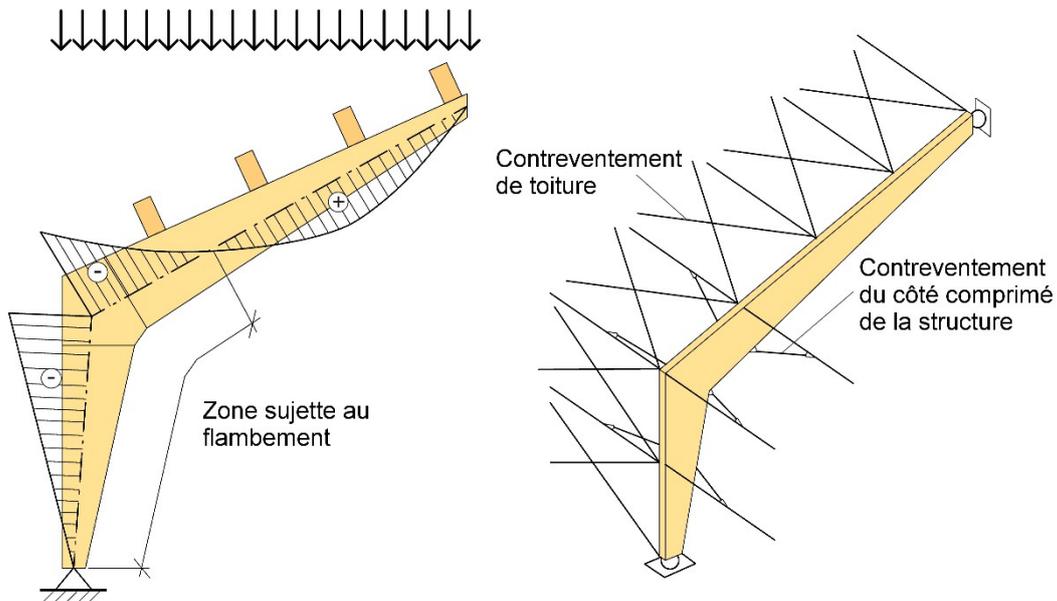


Figure 13.48 : Contreventement d'un portique.

13.5.2. Force induite par des changements de géométrie

Dans le cadre de calculs, il conviendra de noter le fait que des systèmes de contreventement se trouvent parfois dans un plan horizontal. Si le système porteur primaire est également utilisé comme élément du système de contreventement, des forces non négligeables sont susceptibles de se produire du fait du changement de pente des éléments primaires. Par exemple, au niveau du faîtage d'un toit à double pente, d'autres forces seront induites par la charge horizontale (par ex. charge de vent), à savoir

une force ascendante côté au vent et une force descendante côté opposé au vent (cf. Figure 13.49).

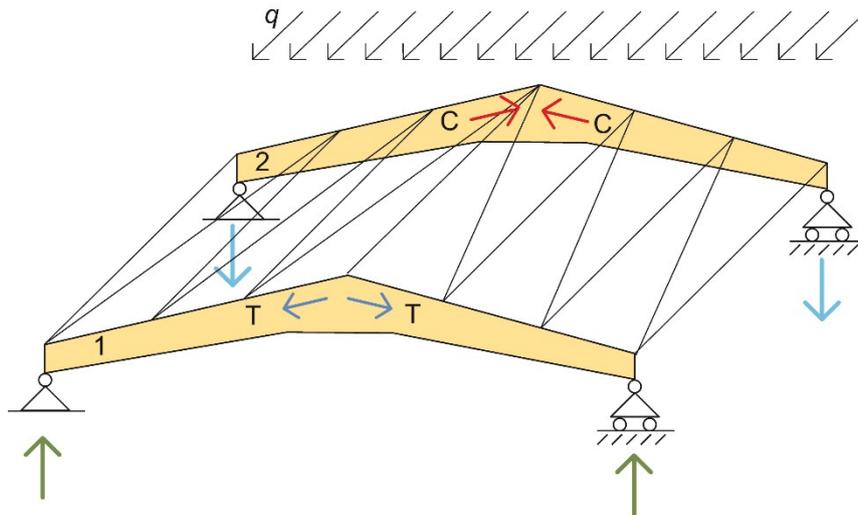


Figure 13.49 : Force induite par des changements de géométrie au faîtage d'un toit à double pente.

Ces forces peuvent être fondamentales pour le dimensionnement du système porteur primaire. Le modèle de la Figure 13.50 peut être utilisé afin d'estimer les forces ascendante et descendante au faîtage d'un toit incliné.

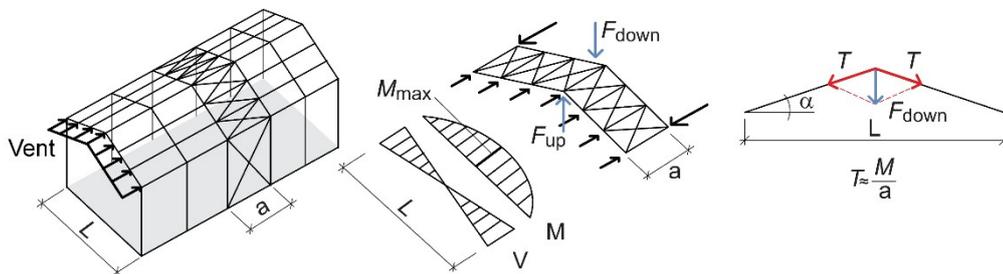


Figure 13.50 : Modèle d'estimation des forces ascendante et descendante.

Les forces ascendante et descendante peuvent être calculées à l'aide de l'équation suivante :

$$F_{up} = |F_{down}| \approx 2 \cdot \frac{M}{a} \cdot \sin \alpha \quad (13.11)$$

où M désigne le moment de flexion maximal dans l'armature de contreventement du fait de la charge de vent. Il apparaît clairement que l'augmentation de la pente du toit amplifie les forces ascendante et descendante.

Dans le cas de structures plus complexes, particulièrement lorsque la pente du toit est importante, il est suggéré de réaliser une analyse tridimensionnelle de la structure dans son intégralité, afin de prendre en compte l'effet d'éventuels changements de géométrie dans le système porteur primaire.

CHAPITRE 14

14. ASSEMBLAGES

Généralement, les assemblages constituent des parties vulnérables des structures en bois, déterminant la capacité résistante de l'ensemble de la structure. S'il n'est pas correctement conçu, l'assemblage risque de provoquer une rupture fragile de la structure. Les modes de ruptures fragiles devront être évités au profit de modes ductiles. Une solution consiste à concevoir les assemblages de telle sorte que la rupture intervienne notamment sous déformation et plastification des pièces métalliques, auquel cas cela entraînera une déformation importante et visible, signe avant-coureur d'un effondrement.

Dans la pratique, la plupart des assemblages d'éléments lamellés-collés consistent en des plaques en acier associées à des pointes, à des vis ou à des tiges (boulons ou broches). L'utilisation de longues vis autotaraudeuses est devenue pratique courante au cours des dernières années ; ces vis sont utilisées aujourd'hui aussi bien pour des assemblages que pour des éléments de renforcement locaux. Des goujons collés sont également utilisés, dans une certaine mesure, dans des assemblages et des éléments de renforcement.

La conception et le calcul de structures en bois impliquent en général la prise en compte d'un plus grand nombre de paramètres comparé à des structures fabriquées dans d'autres matériaux (durée de la charge, humidité relative, angle de la charge par rapport au fil). L'orthotropie du matériau et sa nature hygroscopique sont les principaux aspects à considérer au moment de concevoir les assemblages de ce type de structures. Il est extrêmement important que les ingénieurs les maîtrisent parfaitement.

La section 14.1 propose une brève vue d'ensemble des différents types d'assemblages utilisés dans les structures en bois.

La section 14.2 aborde des questions générales concernant la conception et le calcul d'assemblages en bois et certains principes de base pour le dimensionnement de pièces en acier. Les différents types d'assemblages sont décrits plus en détail aux sections 14.3 à 14.9, lesquelles fournissent des informations générales sur le transfert de charges dans les assemblages, accompagnées d'exemples de modèles raisonnables. Les exemples donnés ne sont pas exhaustifs ; des exemples de calcul complets figurent au volume 3 de cet ouvrage.

14.1. ASSEMBLAGES ET DETAILS DE FIXATION – VUE D'ENSEMBLE

Un bâtiment comprend une grande variété d'assemblages et d'autres détails de fixation. La Figure 14.1 montre sept différents types d'assemblages requis dans une structure à poutres et à poteaux simple.

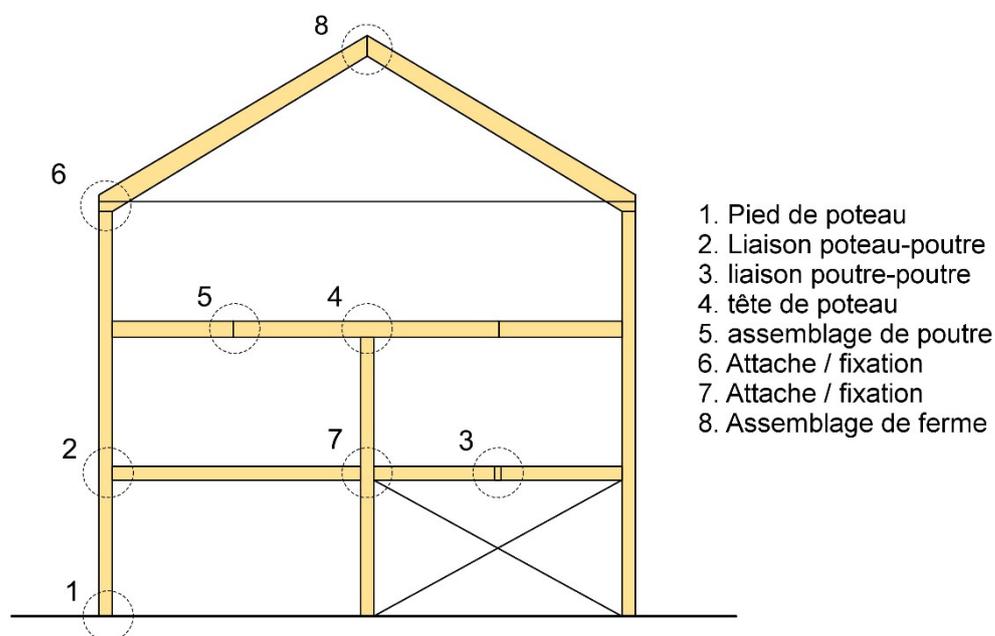


Figure 14.1 : Assemblages typiques dans une structure à poutres et à poteaux.

Chaque type d'assemblage peut être conçu de multiples manières, et les progrès techniques sont tels que la palette de détails de fixation ne cesse de se diversifier. La section suivante propose une brève présentation des différents types d'assemblages, accompagnée d'une description générale de l'approche de calcul et de conception à utiliser. Des exemples de calculs complets sont détaillés dans le volume 3. Les assembleurs, les plaques et les assemblages standard, disponibles en vente libre, sont généralement avantageux d'un point de vue économique. Cependant, pour les structures en bois lamellé-collé, ces éléments peuvent s'avérer indisponibles sur le marché, ou en stock, compte tenu des dimensions exigées. Il convient alors de recourir à des assembleurs, à des plaques et à des détails de fixations spéciaux, disponibles sur commande, et potentiellement bien plus coûteux que des produits standard.

14.2. CONSIDERATIONS PARTICULIERES

14.2.1. Généralités

La conception et le calcul d'un assemblage d'une structure en bois revêtent une importance critique. L'ingénieur doit bien réfléchir à l'action statique recherchée pour l'assemblage ; il doit avoir une idée claire du transfert de la charge effective dans l'assemblage, afin de permettre ce transfert de charge à travers une conception minutieuse. Dans les assemblages de pièces de bois, un certain nombre d'aspects doivent

être pris en compte dans le calcul, outre la détermination de la capacité résistante de l'assemblage. Ces aspects sont résumés ci-dessous.

Pour garantir un calcul correct de la résistance, l'ingénieur doit déterminer les forces et les moments qui agissent dans l'assemblage. Il doit ensuite envisager, dans un second temps, le transfert de ces forces et de ces moments par les organes des assemblages. Dans le cadre de cette procédure en deux étapes, il est primordial de recourir à des modèles mécaniques corrects (précis), de manière à ne pas trop sous-estimer les forces intervenant dans l'assemblage ou dans un organe.

Le bois est un matériau hygroscopique présentant des jeux importants liés à des variations de l'humidité relative. Lors du dimensionnement d'assemblages de pièces de bois, consistant en des pièces en acier, il est très important de permettre au bois de se dilater et de se contracter en fonction de ces variations d'humidité, sans induire des forces trop significatives.

Compte tenu de la faible résistance du bois perpendiculaire au fil, il est essentiel d'éviter le plus possible toute sollicitation dans ce sens.

Les pièces métalliques utilisées dans les assemblages sont, d'un point de vue de la corrosion et de la capacité résistante à haute température (durant un incendie), plus fragiles que le bois.

La géométrie de l'assemblage fragilisera dans de nombreux cas les sections transversales en bois, du fait notamment de vis, de plaques en acier insérées ou d'organes traversant le bois. L'effet d'une telle réduction des sections transversales doit être pris en compte dans le calcul structural.

14.2.2. Modélisation : lignes d'épure et excentricités

Par assemblages, on entend « détails » de transfert de charge permettant d'assembler différentes pièces d'une structure. Ces pièces (poteaux et poutres, par exemple) sont principalement dimensionnées à l'aide de modèles structuraux unidimensionnels simples, basés sur une théorie des poutres ou autre. Il existe ainsi un lien direct entre les éléments du modèle structural (par ex. élément poutre dans un logiciel de conception de structures) et l'objet physique (à savoir la poutre lamellée-collée). Les modèles structuraux utilisés dans le calcul impliquent de valider certaines hypothèses de base pour réaliser des prédictions suffisamment précises. Cela englobe des concepts tels que l'élançement d'un élément poutre, afin de vérifier les hypothèses classiques de la théorie des poutres, ou bien l'hypothèse d'assemblages articulés dans une ferme. Si de telles hypothèses ne sont pas entièrement réalisées, les modèles utilisés donneront en principe des prédictions peu pertinentes. Par exemple, la taille (l'allongement) d'un assemblage dans un arc en treillis peut être grande par rapport à la longueur d'une diagonale. Se pose alors la question de savoir comment modéliser la diagonale elle-même, notamment pour déterminer sa charge de flambement critique.

Les lignes d'épure d'une structure devront en général être considérées comme coïncidant avec les lignes de gravité des éléments structuraux. De plus, il est communément admis que ces lignes se croisent en des assemblages rigides entièrement en interaction ou bien articulés. Un assemblage de grandes dimensions peut générer des moments considérables ; il ne peut pas être modélisé comme un assemblage articulé en un seul point. Un assemblage mal conçu avec une forte excentricité induira un moment ; il ne pourra pas être modélisé sous forme d'assemblage articulé au point d'intersection des lignes d'épure, quelle que soit la rigidité effective de l'assemblage concret.

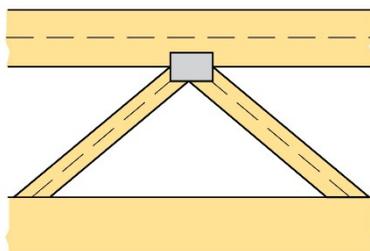


Figure 14.2 : Assemblage placé de façon excentrique par rapport aux lignes d'épure (pointillés).

14.2.3. Humidité et durée de charge

Le bois est un matériau qui présente des jeux et des déformations lorsqu'il est soumis à des variations d'humidité. Ce phénomène doit être pris en compte dans le cadre du calcul structural des assemblages. Outre une éventuelle dessiccation initiale de la structure, le bois se rétracte et gonfle durant l'année en fonction des variations de l'humidité relative. Des assemblages de pièces de bois plus grands sont généralement composés de pièces métalliques, lesquelles ne font l'objet d'aucun jeu lié à l'humidité variable. Par conséquent, s'il est mal calculé, le maintien imposé par les pièces métalliques sur le bois risque d'induire des contraintes importantes dans le bois. Étant donné que la résistance en traction perpendiculaire au fil est relativement faible, le bois risque de fissurer en séchant.

Les méthodes actuelles de calcul et de conception des structures sont ici inadaptées. Les coefficients de modification k_{def} et k_{mod} (cf. Sections 6.2.2 et 2.3.2) s'appliquent à la réduction de la résistance et à l'accroissement du fluage du bois lorsque la teneur en humidité augmente ; d'où une prédiction d'une résistance *supérieure* lorsque la teneur en humidité diminue. Le risque de fissuration lié au jeu limité du bois en fonction de l'humidité doit donc être envisagé différemment. En général, la quantification de ces contraintes est toutefois très compliquée. Il est donc primordial d'étudier de manière approfondie l'interaction et la conception géométrique des différentes pièces de l'assemblage.

Prenons l'exemple du retrait / du gonflement d'une poutre en bois lamellé-collé. La dilatation / le retrait total est donné par :

$$\Delta l = \Delta MC \cdot \alpha \cdot l \quad (14.1)$$

avec

Δl = variation dimensionnelle (notamment en *mm*).

ΔMC = variation de la teneur en humidité (en %).

α = coefficient de dilatation.

l = longueur initiale (en *mm*).

Des valeurs typiques du coefficient de dilatation correspondent environ à $\alpha=0,0001$ dans le sens du fil et à $\alpha=0,002$ perpendiculairement au fil.



Figure 14.3 : Illustration de l'amplitude du retrait dû à la dessiccation d'une poutre en bois lamellé-collé.

Les jeux les plus importants induits par l'humidité variable interviennent perpendiculairement au fil, à savoir le sens présentant la résistance la plus faible. C'est pourquoi toute conception impliquant des contraintes induites par le jeu contraint perpendiculaire au fil devra être évitée. Une alternative à ces conceptions est illustrée à la Figure 14.4.

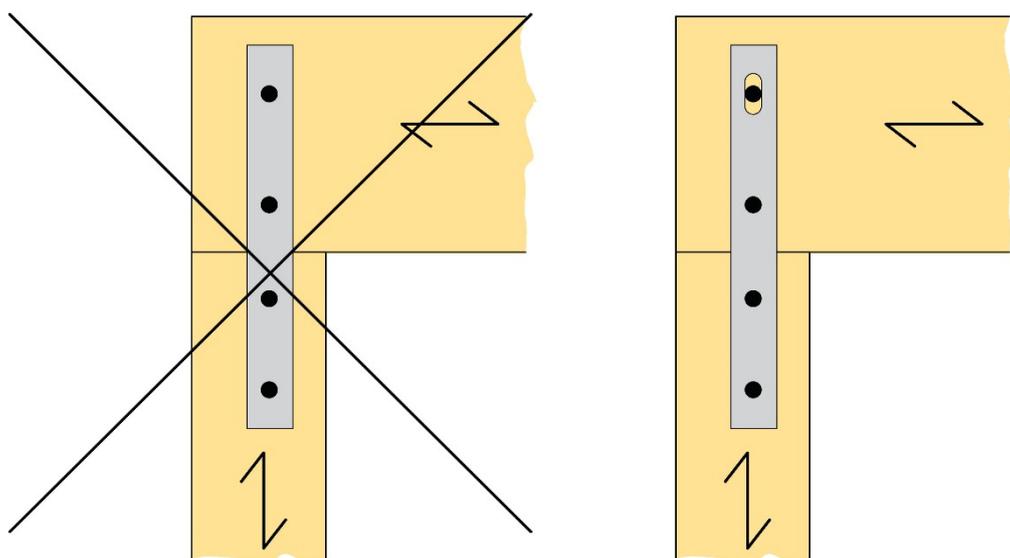


Figure 14.4 : À gauche : assemblage dont le jeu perpendiculaire au fil est limité dans la poutre supérieure ; à droite : alternative permettant des jeux liés à l'humidité perpendiculaires au fil.

14.2.4. Rupture par fendage

Du fait de sa structure, le bois affiche une résistance très variable dans différentes directions. La résistance sous charge perpendiculaire au fil ne représente qu'1 % de la résistance sous charge dans le sens du fil. Outre des valeurs de résistance variables, le bois présente des caractéristiques de rupture très diverses. En traction, les ruptures revêtent une nature relativement fragile à très fragile, tandis qu'en compression, les ruptures sont ductiles, parfois à un point tel que des critères de déformation sont appliqués pour déterminer la charge limite.

Le bois affiche une résistance très faible lorsqu'il est soumis en traction perpendiculaire au fil. Ces modes de sollicitation devront donc être évités. Les figures ci-dessous illustrent quelques situations susceptibles de voir apparaître une traction perpendiculaire au fil. Il existe un risque évident de rupture par fendage sous traction perpendiculaire au fil lorsqu'une poutre est sollicitée par un assembleur tel qu'indiqué à la Figure 14.5.

Des ruptures par fendage fragiles sont également possibles dans des assemblages rigides où une force induite par un seul assembleur possède une composante qui agit perpendiculairement au fil. Sous sollicitation en traction pure, il peut également exister

un risque de fendage, suivant la rigidité de l'assemblage choisie, relativement à la distance d'extrémité et à l'épaisseur du bois (cf. Figure 14.6).

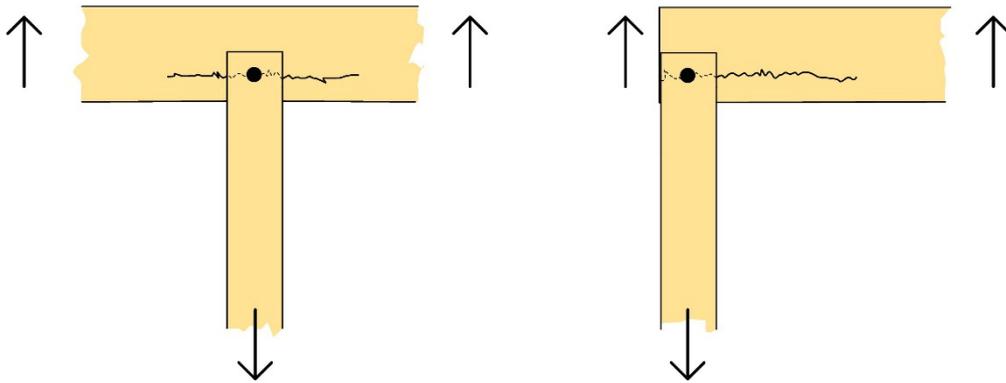


Figure 14.5 : Traction perpendiculaire au fil susceptible de provoquer le fendage du bois.

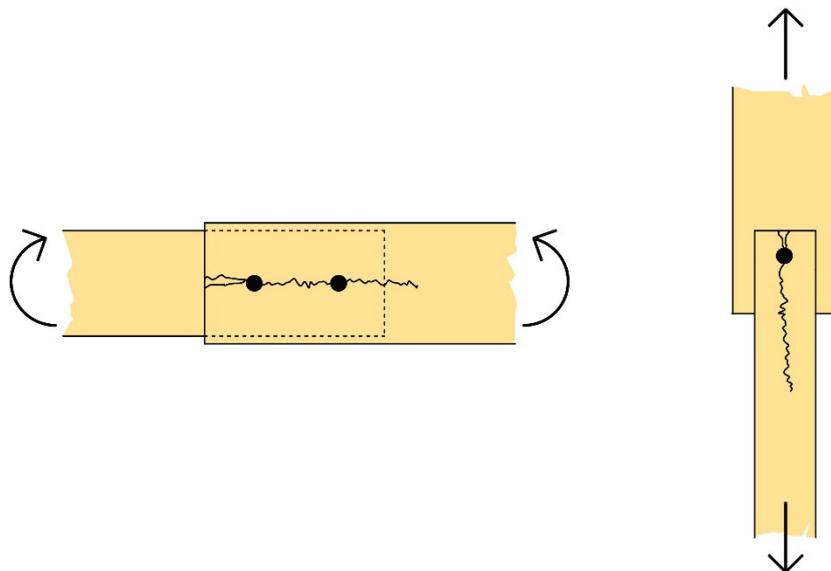


Figure 14.6 : À gauche : charge de moment générant une traction perpendiculaire au fil. À droite : charge de traction dans un assemblage susceptible de provoquer une rupture par fendage du fait d'une mauvaise conception.

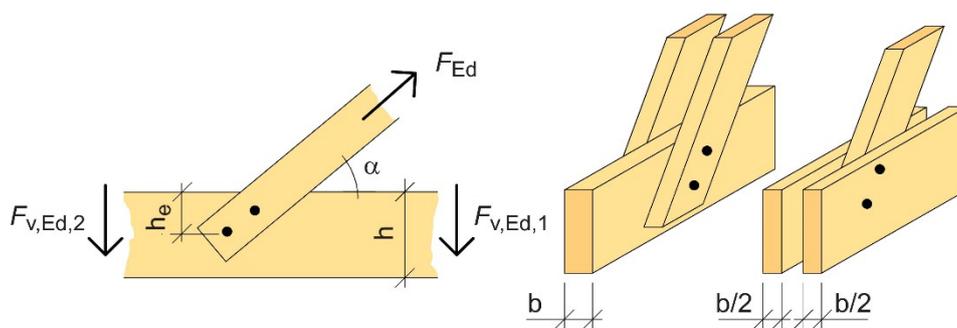


Figure 14.7 : Rupture par fendage provoquée par une charge appliquée à un certain angle par rapport au fil.

Il conviendra d'évaluer le risque de ruptures par fendage en présence d'une charge perpendiculaire au fil.

Selon l'Eurocode 5, Section 8.1.4, et selon la Figure 14.7, les critères suivants devront être satisfaits :

$$F_{v,Ed} \leq F_{90,Rd} \text{ où } F_{v,Ed} = \max \begin{cases} F_{v,Ed,1} \\ F_{v,Ed,2} \end{cases} \quad (14.2)$$

avec

$F_{v,Ed}$ = force de cisaillement de calcul de chaque côté de l'assemblage (cf. Figure 14.7).

$F_{90,Rd}$ = résistance de calcul obtenue à partir de la valeur caractéristique $F_{90,Rk}$.

$$F_{90,Rk} = 14b \sqrt{\frac{h_e}{\left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}} \quad (14.3)$$

où

$F_{90,Rk}$ = valeur caractéristique de la résistance (N).

h_e = distance entre le côté sollicité et l'axe de l'assembleur le plus éloigné (mm).

h = hauteur de l'élément en bois (mm).

b = largeur de l'élément en bois (mm).

L'approche de l'Eurocode 5 évoquée ci-dessus ne tient compte d'aucun effet potentiellement induit par le nombre d'organes se trouvant dans le sens du fil de l'élément sollicité perpendiculairement au fil. L'Annexe Nationale allemande à l'Eurocode 5 propose une alternative pour tous les cas non couverts par la Figure 14.7 (par ex. assemblages croisés comprenant des files d'organes parallèles au fil dans l'élément soumis à des contraintes de traction perpendiculaires au fil). Cette approche est illustrée ci-dessous (cf. Figure 14.8).

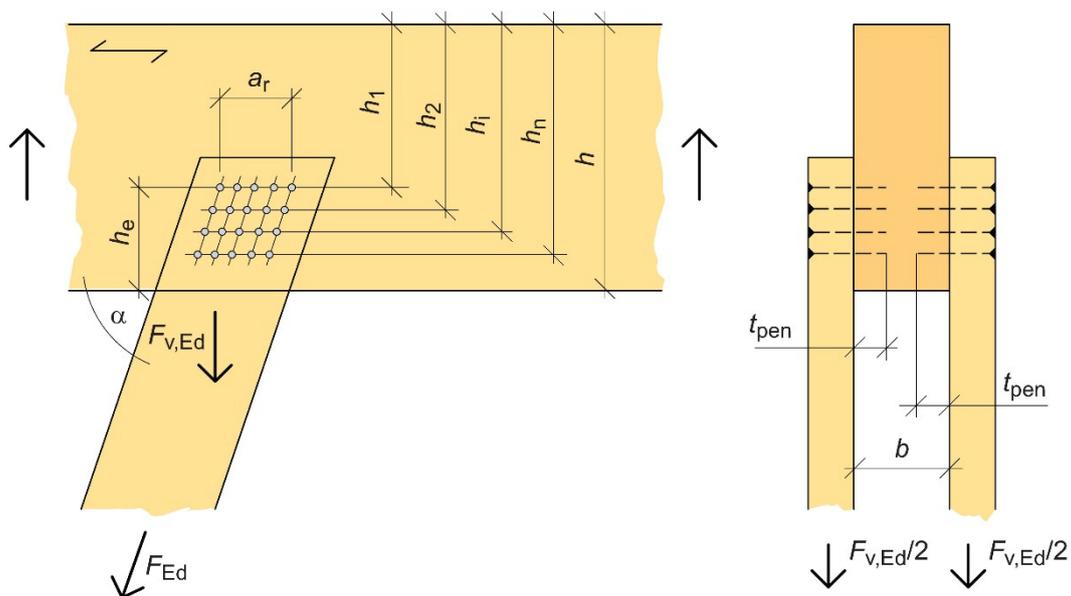


Figure 14.8 : Notation utilisée dans le calcul d'une rupture par fendage.

Pour les éléments rectangulaires sollicités à un angle α par rapport au fil (cf. Figure 14.8), les contraintes de traction perpendiculaires au fil induites par une composante de traction perpendiculaire au fil $F_{v,Ed} = F_{Ed} \sin \alpha$ peuvent être obtenues comme suit :

(1) Pour des assemblages croisés avec $h_e/h > 0,7$ (cf. Figure 14.8), aucune autre vérification n'est requise. Les assemblages croisés avec $h_e/h < 0,2$ ne devront être sollicités que par des forces de courte durée (par ex. due au vent).

(2) Pour des assemblages croisés avec $h_e/h \leq 0,7$, il conviendra de satisfaire l'expression suivante :

$$F_{v,Ed} / F_{90,Rd} \leq 1,0 \quad (14.4)$$

avec

$$F_{90,Rd} = k_s \cdot k_r \cdot (6,5 + 18 \cdot h_e^2 / h^2) \cdot (t_{ef} \cdot h)^{0,8} \cdot f_{t,90,d} \quad (14.5)$$

où

$$k_s = \max\{1; 0,7 + 1,4 \cdot a_r / h\} \quad (14.6)$$

Et

$$k_r = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_1}{h_i} \right)^2} \quad (14.7)$$

- $F_{v,Ed}$ désigne la valeur de calcul de la composante de force perpendiculaire au fil (N) ;
- $F_{90,Rd}$ désigne la valeur de calcul de la capacité résistante au fendage (N) ;
- k_s désigne un coefficient permettant de prendre en compte l'espacement des organes d'assemblage dans une file parallèle au fil ;
- k_r désigne un coefficient permettant de prendre compte plusieurs files d'organes ; pour les goujons collés, $k_r = h / (h - h_e)$;
- h_e désigne la distance de rive sollicitée vis-à-vis de l'axe de l'organe le plus éloigné (en mm) ; pour les goujons collés, h_e désigne la longueur projetée $l_{ad} \cdot \sin \alpha$;
- a_r désigne l'entraxe des deux organes les plus à l'extérieur dans une file parallèle au fil ; l'espacement entre les organes dans une file parallèle au fil de l'élément soumis à des contraintes de traction perpendiculaires au fil ne devra pas dépasser $0,5 \cdot h$;
- h désigne la hauteur de l'élément (en mm) ;
- t_{ef} désigne la hauteur utile (en mm - cf. définition ci-dessous) ;
- n désigne le nombre de files d'organes d'assemblage ;
- h_i désigne la distance de rive non sollicitée vis-à-vis de l'axe de la file d'organes analysée.

Les assemblages croisés avec $a_r/h > 1,0$ et $F_{v,Ed} > 0,5 \cdot F_{90,Rd}$ devront être renforcés.

(3) Pour les éléments pourvus d'un assemblage croisé en leur centre ou des deux côtés, les formules suivantes s'appliquent :

- $t_{ef} = \min\{b ; 2 \cdot t_{pen} ; 24 \cdot d\}$ pour des assemblages bois-bois ou bois-panneaux par pointes ou par vis ;
- $t_{ef} = \min\{b ; 2 \cdot t_{pen} ; 30 \cdot d\}$ pour des assemblages bois-métal par pointes ;
- $t_{ef} = \min\{b ; 2 \cdot t_{pen} ; 12 \cdot d\}$ pour des assemblages par broches ou par boulons ;
- $t_{ef} = \min\{b ; 100 \text{ mm}\}$ pour des assemblages par anneau ; plaques d'assemblage de cisaillement et crampons ;
- $t_{ef} = \min\{b ; 6 \cdot d\}$ pour des assemblages à goujons collés ;

où

b désigne la largeur de l'élément en bois (mm) ;
d désigne le diamètre de l'organe d'assemblage (mm) ;
 t_{pen} désigne la profondeur de pénétration de l'organe (mm).

(4) Pour les éléments pourvus d'un assemblage croisé sur un côté, les formules suivantes s'appliquent :

$t_{ef} = \min\{b ; t_{pen} ; 12.d\}$ pour des assemblages bois-bois ou bois-panneaux par pointes ou par vis ;
 $t_{ef} = \min\{b ; t_{pen} ; 15.d\}$ pour des assemblages bois-métal par pointes ;
 $t_{ef} = \min\{b ; t_{pen} ; 6.d\}$ pour des assemblages par broches ou par boulons ;
 $t_{ef} = \min\{b ; 50 \text{ mm}\}$ pour des assemblages par anneau ; plaques d'assemblage de cisaillement et crampons.

(5) Pour les éléments pourvus de plusieurs groupes d'organes d'assemblage, la valeur de calcul de la capacité résistante au fendage de l'élément pour un groupe d'organes peut être déterminée selon l'Éq. 14.4, à condition que la distance nette parallèle au fil entre deux groupes d'organes soit supérieure à 2.h.

(6) Si la distance nette parallèle au fil entre deux groupes d'organes d'assemblage est inférieure à 0,5.h, les organes de ces groupes devront être considérés comme un seul et même groupe d'organes.

(7) Si la distance nette parallèle au fil entre deux groupes d'organes d'assemblage est supérieure à 0,5.h et inférieure à 2.h, la valeur de calcul de la capacité résistante au fendage de l'élément pour un groupe d'organes $F_{90,Rd}$ selon la formule 14.4, devra être réduite en appliquant le coefficient k_g :

$$k_g = l_g / (4 \cdot h) + 0,5 \quad (14.8)$$

où l_g désigne la distance nette parallèle au fil entre les deux groupes d'organes.

(8) Pour les éléments pourvus de plus de deux groupes d'organes d'assemblage à une distance $l_g \leq 2.h$, dont la valeur de calcul de la composante de force perpendiculaire au fil, $F_{V,Ed}$, est supérieure à la moitié de la valeur de calcul de la capacité résistante de l'élément, $F_{90,Rd}$, réduite du coefficient k_g , ces composantes de force devront être supportées par un élément de renforcement. Cette approche s'applique également aux assemblages croisés présentant une distance nette par rapport à l'extrémité de l'élément en porte-à-faux inférieure à la hauteur de l'élément h, si $F_{V,Ed} > 0,5 \cdot F_{90,Rd}$.

On notera que dans le cas d'assemblages très simples, il existe également un risque de rupture par fendage si l'assemblage est soumis à une combinaison d'efforts normaux, de forces de cisaillement et de moments. Afin de concevoir de tels assemblages (simples), il convient de calculer une valeur de résistance différente pour chaque assembleur de la liaison, dans la mesure où le sens de la charge par rapport au fil diffère pour chaque assembleur. Selon l'angle de cette charge par rapport au fil, la *Section 8.5.1 de l'EC5* préconise l'utilisation de différentes valeurs de portance locale dans la formule de calcul. Néanmoins, ces valeurs ne tiennent pas compte du risque de rupture par fendage. La manière dont ce risque devra être évalué dans des assemblages comprenant plusieurs organes soumis à des moments n'est donc pas évidente. Une approche possible *pourrait* consister à appliquer les expressions données ci-dessus pour chaque organe de l'assemblage.

14.2.5. Rupture des plaques métalliques

L'Eurocode 5 stipule que la résistance des plaques métalliques utilisées dans des assemblages doit être vérifiée. Cette vérification devra être réalisée selon les indications de l'Eurocode 3 - Structures métalliques. Différents types de modes de ruptures sont susceptibles d'intervenir : en traction, en compression, en cisaillement et en flexion, combinaison de ces modes et rupture en compression au bord du trou. Compte tenu des combinaisons d'épaisseurs de plaques et de diamètres d'organes couramment utilisés, il existe très rarement un quelconque risque de rupture aux bords des trous de la plaque. C'est pourquoi ce mode de rupture n'est pas détaillé davantage dans ce chapitre.

14.2.5.1. Rupture en traction des plaques métalliques

Ce mode de rupture peut être de deux sortes : rupture de la section pleine, ou rupture de la section résiduelle (prise en compte de la section transversale réduite par les trous destinés aux assembleurs). Parmi ces deux capacités, la plus faible constitue la capacité de la plaque métallique en traction.

La capacité résistante de la section pleine est donnée par :

$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M0}} \quad (14.9)$$

La capacité de la section résiduelle $N_{u,Rd}$ est donnée par :

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_u \cdot A_{net}}{\gamma_{M2}} \quad (14.10)$$

- f_y limite élastique de l'acier ;
- f_u résistance à la rupture de l'acier ;
- A section pleine de l'acier ;
- A_{net} section résiduelle de l'acier (à travers une file de trous) ;
- $\gamma_{M0} = 1,0$ coefficient partiel du matériau ;
- $\gamma_{M2} = \max \left[1,1 ; 0,9 \cdot \frac{f_u}{f_y} \right]$.

14.2.5.2. Rupture en compression des plaques métalliques

$N_{c,Rd}$ désigne la valeur de résistance en compression en supposant l'absence d'une quelconque instabilité locale. Elle peut être calculée selon la formule suivante :

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (14.11)$$

- f_y limite élastique de l'acier ;
- A section pleine de l'acier ;
- $\gamma_{M0} = 1,0$ coefficient partiel du matériau.

Il est inutile de tenir compte de l'effet des trous, dans la mesure où ils sont occupés par les assembleurs, ni de vérifier le risque de flambement de la plaque métallique si la distance entre les assembleurs a_1 est inférieure à la valeur admise :

$$a_1 \leq 9t \cdot \varepsilon = 9t \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (14.12)$$

Dans les autres cas, ce risque devra être contrôlé. Dans le cadre d'une telle analyse, on suppose donc que la plaque métallique agit comme un poteau en compression (flambement d'Euler). La longueur de flambement définie équivaut à 0,6 fois la distance entre les organes, à savoir $0,6 a_1$.

14.2.5.3. Rupture en flexion des plaques métalliques

Si la section pleine peut se plastifier :

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (14.13)$$

W_{pl} module de section plastique de la plaque métallique (cf. ci-dessous) ;
 f_y limite élastique de l'acier ;
 $\gamma_{M0} = 1,0$ coefficient partiel du matériau.

Le module de section plastique est (par définition) calculé à partir du moment de flexion induit par une section entièrement plastifiée (cf. Figure 14.9) :

$$M_{pl} = \int_A \sigma z dA = W_{pl} f_y \quad (14.14)$$

Dans le cas d'une section rectangulaire, le moment de flexion induit par la répartition des contraintes indiquée à la Figure 14.9 est obtenu par l'expression suivante :

$$M_{pl} = 2 \cdot f_y b \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = \frac{f_y b h^2}{4} \quad (14.15)$$

où h correspond à la hauteur de la section et b à sa largeur.

Selon la formule 14.14, nous pouvons déduire à partir de la formule 14.15 ce qui suit :

$$W_{pl} = \frac{b h^2}{4} \quad (14.16)$$

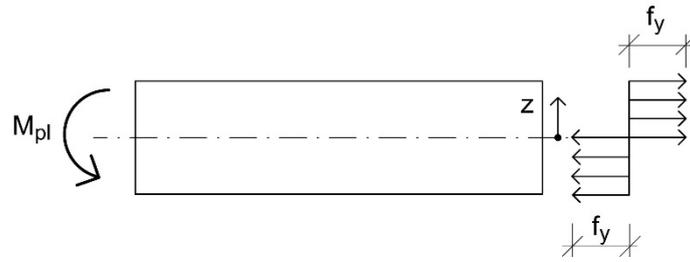


Figure 14.9 : Module de section plastique déterminé à partir du moment de flexion induit par une section entièrement plastifiée.

Il est inutile de tenir compte de l'effet des trous dans la zone tendue, dès lors que la condition suivante est remplie :

$$\frac{A_{net} \cdot 0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (14.17)$$

- f_u résistance à la rupture de l'acier ;
- A surface de la zone tendue ;
- A_{net} surface nette exposée à des contraintes de traction ;
- $\gamma_{M0} = 1,0$ coefficient partiel du matériau ;

$$\gamma_{M2} = \max \left[1,1 ; 0,9 \cdot \frac{f_u}{f_y} \right]$$

En compression, il est inutile de tenir compte de l'effet des trous, dans la mesure où ces derniers sont occupés par les assembleurs.

14.2.5.4. Rupture par cisaillement des plaques métalliques

Dans le cas d'une section transversale pouvant être entièrement plastifiée, la capacité en cisaillement peut être calculée selon la formule suivante :

$$V_{c,Rd} = V_{pl} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (14.18)$$

- f_y limite élastique de l'acier ;
- A_v surface de cisaillement ;
- $\gamma_{M0} = 1,0$ coefficient partiel du matériau.

14.2.5.5. Combinaisons d'états de contraintes

En ce qui concerne les états de contraintes consistant en une combinaison composée d'une contrainte normale et d'une contrainte de cisaillement, il est possible d'appliquer le critère suivant.

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right) \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right) + 3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 \leq 1 \quad (14.19)$$

- $\sigma_{x,Ed}$ valeur de calcul de la contrainte normale longitudinale ;
- $\sigma_{z,Ed}$ valeur de calcul de la contrainte normale transversale ;
- τ_{Ed} valeur de calcul de la contrainte de cisaillement ;

f_y limite élastique de l'acier ;
 $\gamma_{M0} = 1,0$ coefficient partiel du matériau.

Toutefois, ce critère, simplifié, est de nature prudente, étant donné qu'il n'intègre pas les effets positifs induits par la plasticité. Afin d'obtenir une estimation plus réaliste de la capacité résistante de la plaque métallique, il est possible d'utiliser une autre formule d'interaction pour les forces de sections (effort normal [N], force de cisaillement [V] et moment [M]). Ces expressions peuvent également s'appliquer aux sections pourvues de trous, en utilisant plutôt les valeurs de la section résiduelle (c'est-à-dire surface et moment d'inertie réduits du fait de la présence des trous dans une file).

14.3. PIEDS DE POTEAU

Les poteaux utilisés dans les structures en bois lamellé-collé sont généralement soit articulés (aucun transfert de moment), soit rigidement fixés (base rigide). Le choix de l'un ou l'autre de ces types influera non seulement sur la conception du poteau lui-même, mais aussi sur celle des fondations. L'assemblage aux fondations peut être réalisé de différentes manières (scellement des plaques de fixation dans le sol en béton, ou bien soudure de ces plaques à des éléments de fixation métalliques déjà scellés dans le béton). Une troisième solution consiste à utiliser des goujons d'ancrage, de type mécanique (à expansion) et chimique (adhésif). La conception de ces éléments de fixation au béton lui-même n'est pas abordée dans ce chapitre. Elle doit être menée conformément aux dispositions de l'Eurocode 2 - Structures en béton.

Les extrémités de poteaux en appui directement sur du béton, des briques / des ouvrages en briques ou sur d'autres matériaux hygroscopiques devront être pourvues d'une membrane d'étanchéité ou bien d'une membrane en caoutchouc. Pour les poteaux situés à l'extérieur ou dans des espaces où de l'eau est présente (piscines, par exemple), l'assemblage aux fondations doit être conçu de sorte que l'extrémité du poteau soit protégée de l'eau et qu'elle puisse sécher rapidement si elle devait être mouillée.

Les éléments de fixation consistent généralement en des plaques métalliques latérales externes clouées, vissées ou boulonnées au poteau. Il est également possible d'utiliser un sabot en acier, afin d'éviter tout contact direct entre les fondations et le poteau. Si un assemblage doit être dissimulé pour des raisons esthétiques ou de sécurité incendie, l'utilisation d'une tige collée peut constituer une solution.

Les éléments de fixation sont fournis séparément, hormis les goujons collés, lesquels sont systématiquement collés en usine. Les trous des poteaux destinés à recevoir les assemblages par boulons devraient, de préférence, être percés lors des opérations de montage, de manière à éviter les éventuels problèmes d'adaptation, particulièrement avec des éléments de fixation coulés.

14.3.1. Pied de poteau articulé

Une base de poteau articulée transfère les forces horizontales et verticales. En principe, aucun moment n'est transféré. Cela peut néanmoins constituer un avantage, à condition que les éléments de fixation soient suffisamment résistants pour stabiliser le poteau pendant le montage. L'assemblage devra être conçu de manière à permettre toute variation d'inclinaison du poteau, dans la mesure où toutes éventuelles forces de maintien pourraient induire un risque de fendage.

14.3.1.1. Plaques plates externes

La solution la plus simple et la plus courante utilisée pour une base de poteau articulée fait appel à des paires de plaques métalliques. Ces plaques sont fixées sur les côtés les plus larges du poteau avec des pointes, des vis ou des boulons (cf. Figure 14.10). Ces assemblages sont adaptés pour des forces horizontales de faible comme de grande amplitude.

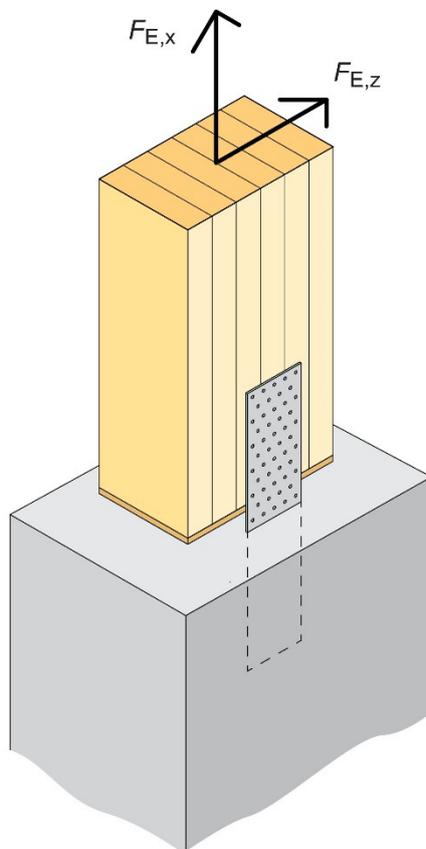


Figure 14.10 : Base de poteau articulée avec des plaques métalliques externes. Schéma. Les organes d'assemblage peuvent inclure des pointes, des vis ou des boulons.

Des plaques métalliques préfabriquées avec différentes configurations de trous et d'épaisseurs sont disponibles sur commande (avec un traitement de surface approprié), auprès de fournisseurs spécialisés. La perforation de trous emboutis permet de réduire les coûts. Dans ce cas, l'épaisseur ne doit pas dépasser le diamètre du trou. Les trous devront mesurer 1 mm de plus que le diamètre de l'organe d'assemblage.

Dans ce type d'assemblage, la force de compression verticale est transmise par contact entre l'extrémité du poteau et le sol. La force horizontale $F_{E,z}$ et toute éventuelle force verticale en traction $F_{E,x}$ sont transférées par les organes dans la plaque perforée, laquelle transfère les forces au sol. On suppose que la plaque agit comme un élément en porte-à-faux pourvu d'un assemblage rigide au sol.

Il convient de vérifier les éventuels modes de ruptures suivants :

- Rupture par cisaillement de l'assemblage au poteau.
- Rupture par cisaillement de bloc (Cf. EC5, Annexe A).
- Risque de rupture par fendage.
- Moment, effort normal et force de cisaillement dans la plaque métallique (section pleine et section résiduelle).
- Flambement de la plaque métallique dans le cas d'une force de compression.

On suppose que la force horizontale et qu'une éventuelle force de traction verticale agissent au centre de gravité du groupe d'organes. Il est alors possible de calculer une force résultante F_E :

$$F_E = \sqrt{F_{E,x}^2 + F_{E,z}^2} \quad (14.20)$$

Les organes d'un diamètre inférieur à 8 mm disposent, selon l'EC5, d'une capacité non liée à l'angle de la charge par rapport au fil. La capacité résistante par organe, $F_{v,Rd}$, peut être déterminée selon les indications de l'EC5, *Section 8.3*.

$$n = \frac{F_E}{F_{v,Rd}} \quad (14.21)$$

Une fois le nombre n d'organes nécessaires obtenu, il convient également de déterminer leur emplacement. Il est pratique de choisir une distance entre chaque pointe d'au moins $14d$, dans la mesure où l'influence du nombre de pointes dans une file peut être négligée (EC5, *Tableau 8.1*). Si des plaques perforées standard sont utilisées, la distance entre les pointes est, par conséquent, déterminée en fonction de la configuration des trous de la plaque. La rupture par cisaillement de bloc est vérifiée selon les indications de l'EC5, *Annexe A*. Il est inutile de vérifier la rupture par fendage si la distance entre le bord du poteau et l'assembleur le plus éloigné est supérieure à 0,7 fois la largeur du poteau. Autrement, il convient de vérifier ce mode de rupture conformément aux dispositions de l'EC5, *Section 8.1.4*.

La plaque métallique est sollicitée par une force verticale et par une force horizontale. Par ailleurs, l'excentricité de la force horizontale (cf. Figure 14.11) génère un moment. Au niveau de l'extrémité encastrée de la plaque métallique :

$$M_E = F_{E,z} \cdot e_1 \quad (14.22)$$

Au niveau de la file la plus contrainte :

$$M_E = F_{E,z} \cdot e_2 \quad (14.23)$$

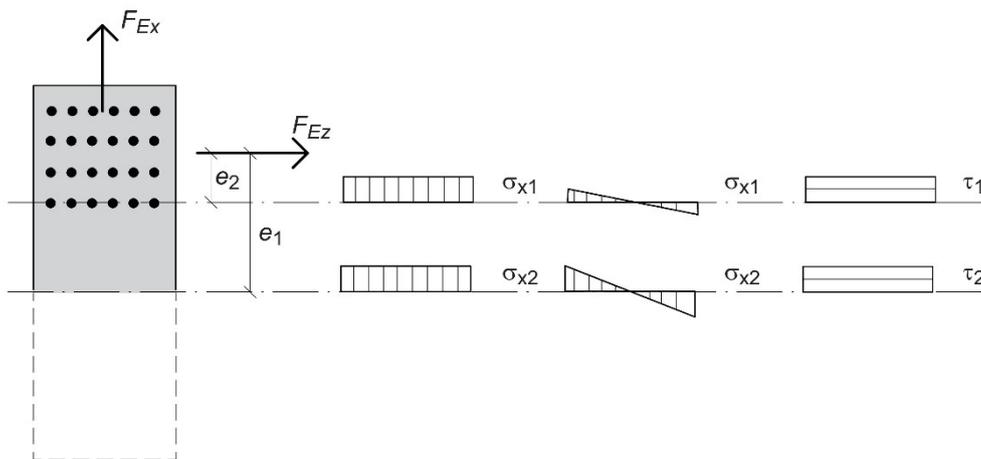


Figure 14.11 : Répartition des contraintes dans la plaque métallique.

Il est possible de calculer, à partir du moment et des forces verticale et horizontale, la contrainte en divers endroits de la plaque métallique. L'effet combiné de ces charges peut être évalué selon les indications de la Section 14.2.5.

En ce qui concerne les plaques métalliques fines, il peut s'avérer nécessaire de vérifier le risque de flambement de la plaque en compression. Cependant, si les exigences de distance entre les assembleurs de la plaque métallique sont remplies, cette vérification est inutile. Par conséquent, la distance entre les trous des assembleurs de la plaque métallique et celle entre la première file et le sol ne doivent pas être supérieures à 14t, ou bien à 200 mm si cette dernière est plus petite. La fixation de la plaque métallique au sol doit également être vérifiée. Si le béton entourant la plaque métallique est coulé sur place, il convient de vérifier l'adhérence au béton. Si les plaques métalliques sont soudées à des éléments scellés, la soudure doit également faire l'objet d'une vérification.

14.3.1.2. Goujons collés

Une autre solution possible pour une base de poteau articulée consiste à utiliser un goujon collé (cf. Figure 14.12). Ce type d'assemblage offre notamment l'avantage d'être pratiquement invisible. De plus, l'intégration des pièces métalliques dans le bois lui confère une résistance au feu. Cette solution ne devra pas être utilisée dans des assemblages exposés à des charges dynamiques, ou faisant partie de la classe de service 3. Étant donné que le collage doit être réalisé dans des conditions contrôlées, il est effectué à l'usine (la procédure est mise en œuvre dans le cadre d'opérations de contrôle de la production distinctes en usine). La version la plus courante de cet assemblage consiste en un goujon collé et en une plaque métallique, laquelle est fixée par soudure ou par chevilles aux fondations.

Ce type d'assemblage de base ne devra être utilisé que pour des poteaux exposés à des charges faibles à modérées. Dans la mesure où l'assemblage présente une capacité résistante très limitée, le poteau doit être stabilisé lors du montage de la structure.

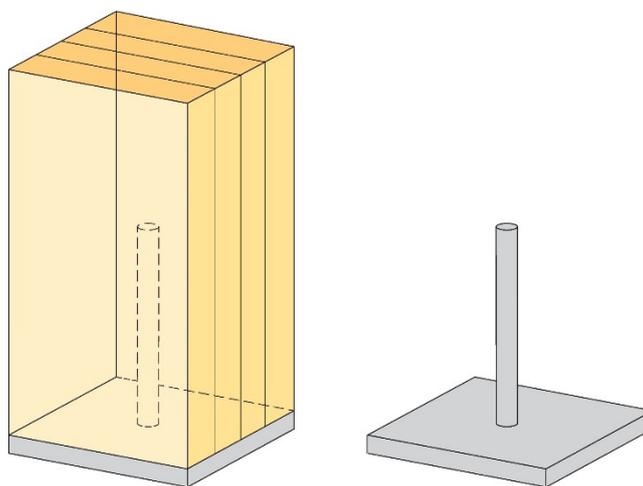


Figure 14.12 : Assemblage de poteau articulé avec un goujon collé.

Il convient de vérifier les modes de ruptures suivants :

- › Rupture du goujon.
- › Arrachement du goujon.
- › Rupture par cisaillement du bois au niveau du goujon.
- › Rupture du bois par fendage, traction ou compression.

L'EC5 ne donne aucune formule de calcul pour les goujons collés. En revanche, des instructions sont disponibles dans des agréments techniques nationaux, évaluations techniques européennes ou avis techniques. La méthode de calcul pour les goujons collés inclut typiquement des formules pour différentes situations de charges ainsi que des exigences minimales concernant les distances d'extrémité et de rive, les longueurs de collage, etc.

A titre d'information, la formule utilisée dans l'agrément technique suédois (1396/78, délivré par le SITAC¹) concernant la capacité à l'arrachement axial d'un goujon fileté est la suivante :

$$R_{td} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \cdot f_{bu,k} A_s / 1,2 \\ \pi d_{ekv} l_i f_{ax,k} \frac{\tanh \omega}{\omega} k_{mod} \kappa_1 / 1,25 \end{array} \right. \quad (14.24)$$

où

$f_{bu,k}$ résistance caractéristique à la rupture du goujon fileté (N/mm²) ;

A_s aire de la section transversale du goujon fileté (mm²) ;

d_{ekv} diamètre équivalent du goujon fileté (mm), avec

$$d_{ekv} = \min(1,15 d_{nom}, d_{hole}) ;$$

d_{nom} diamètre nominal du goujon fileté ;

d_{hole} diamètre du trou (> d_{nom}).

l_i longueur de collage (mm) ;

$f_{ax,k}$ = 5,5 N/mm² : résistance caractéristique au cisaillement du goujon collé ;

$$\omega = \frac{0,016 l_i}{\sqrt{d_{ekv}}} \text{ (coefficient de fragilité non dimensionnel) ;}$$

k_{mod} coefficient de modification permettant de tenir compte de l'effet de la durée de charge et de l'humidité (cf. EC5, Tableau 3.1 pour le BLC) ;

κ_1 = 1,0 pour la classe de service 1 et 0,8 pour la classe de service 2.

Par ailleurs, une longueur de collage minimale l_{min} , doit être envisagée :

$$l_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,5d^2 \\ 10d \end{array} \right. \quad (14.25)$$

La première formule (14.24) s'applique à une rupture en traction du goujon fileté, avec $\gamma_m = 1,2$, tandis que la seconde formule (14.24) s'applique à l'arrachement du goujon

¹ SITAC : Swedish Institute for Technical Approval in Construction (institut suédois pour l'agrément technique de construction).

fileté avec $\gamma_m = 1,25$. Un assemblage à goujon collé devra être conçu en ciblant, pour le goujon fileté, un mode de rupture en traction ductile.

Le paramètre $f_{ax,k}$ (N/mm²) correspond à la valeur formelle de résistance au cisaillement de l'assemblage pour une répartition des contraintes de cisaillement parfaitement uniforme (laquelle est obtenue pour de faibles valeurs de ω où $[\tanh(\omega)]/\omega = 1,0$).

Les expressions données ci-dessus s'appliquent également en compression. Le risque de flambement du goujon fileté devra, cependant, être analysé lorsque la contrainte dans le goujon dépassera 300 N/mm².

Comme précisé ci-dessus, le risque de rupture dans le bois doit également être vérifié. Outre le mode de rupture manifeste en traction (ou en compression) dans le sens du fil du bois, il pourrait également exister un risque de rupture par fendage lié à la traction perpendiculaire au fil (notamment traction d'un goujon collé perpendiculaire au fil).

Concernant les goujons collés sollicités perpendiculairement par rapport au goujon, l'approche de calcul présentée dans l'EC5, Sections 8.2 et 8.6, pour les broches peut être utilisée (pour des goujons collés perpendiculaires au fil). Concernant les goujons collés parallèles au fil, la portance locale définie représente 10 % de la portance local de *goujons* insérés parallèlement au fil. Il convient d'évaluer le risque de rupture par fendage.

14.3.1.3. Plaques insérées

Une autre solution offrant également l'avantage de réaliser un assemblage quasiment invisible consiste à utiliser des broches et des plaques métalliques en âme. Les plaques sont généralement soudées à une plaque de base, cette dernière étant boulonnée aux fondations. Dans la mesure où il est invisible, outre son atout esthétique, cet assemblage permet d'accroître la résistance au feu.

Cet assemblage (cf. Figure 14.13) présente une capacité résistante telle qu'il peut être utilisé lors des opérations de montage.

Il conviendra de vérifier les modes de ruptures suivants :

- › Rupture par cisaillement de l'assemblage.
- › Rupture de bloc.
- › Moment, effort normal et force de cisaillement dans la plaque métallique (section brute et section résiduelle).

On considère que le groupe de broches transfère la force résultante des charges horizontales et de soulèvement dans l'assemblage. Le calcul correspondant est réalisé selon les dispositions mentionnées ci-dessus. Bien évidemment, si plusieurs plaques sont utilisées, il conviendra d'appliquer la formule pour les plans de cisaillement multiples donnée par l'EC5. Si les assembleurs présentent un diamètre supérieur à 6 mm, l'influence de l'angle de la charge par rapport au fil doit être prise en compte. Les modes de ruptures de bloc font l'objet d'une vérification conformément à l'EC5, Annexe A.

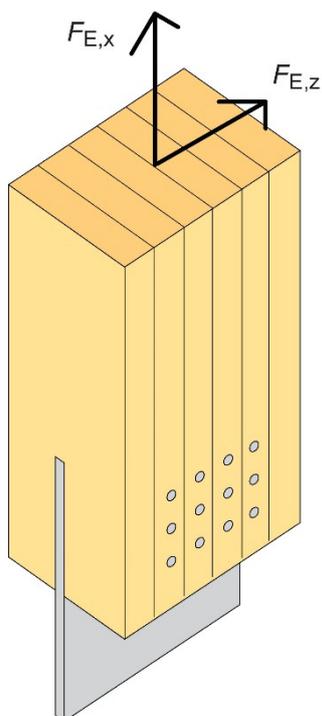


Figure 14.13 : Plaque insérée d'une base de poteau articulé.

14.3.2. Pied de poteau rigide

Étant donné les caractéristiques d'humidité du bois et sa résistance perpendiculaire au fil relativement faible (comparée à sa résistance en flexion), les poteaux en bois lamellé-collé à assemblage rigide requièrent une attention particulière en termes de conception des détails, de manière à obtenir une fixation satisfaisante. Les éléments de fixation peuvent consister en des éclisses métalliques externes clouées, vissées ou boulonnées au poteau. Si un élément de fixation doit être dissimulé pour des raisons esthétiques ou de sécurité incendie, des goujons collés peuvent constituer une solution. Cependant, les goujons collés ne sont possibles que si le poteau présente des moments d'extrémité relativement faibles. Si ces moments sont importants, des éclisses métalliques à assemblages cloués ou vissés seront utilisées.

14.3.2.1. Plaques métalliques plates externes

Le type de base le plus courant pour un poteau à assemblage rigide comprend des plaques métalliques plates des deux côtés du poteau (cf. Figure 14.14). Les plaques sont en principe fixées aux faces étroites du poteau au moyen de pointes, ou éventuellement de vis. Ce type d'assemblage simple à fabriquer peut être utilisé pour supporter un vaste éventail de forces horizontales. Les plaques métalliques peuvent être soudées à la plaque de base. Les mêmes considérations générales que celles évoquées pour l'assemblage articulé devront être envisagées.

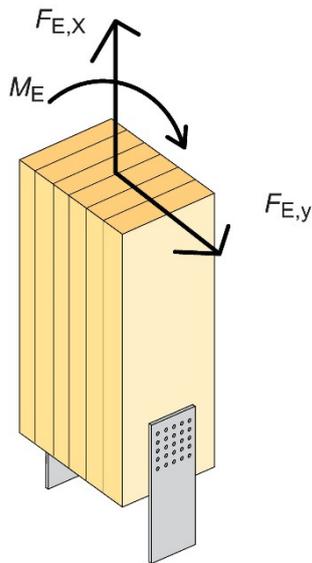


Figure 14.14 : Plaques métalliques externes d'une base de poteau rigide.

Un modèle de calcul est brièvement décrit ci-dessous (cf. Figures 14.15 et 14.16). Un exemple de calcul détaillé est présenté au Volume 3.

On suppose que des forces de compression verticales sont transférées aux fondations par contact. Les forces de traction verticales du poteau sont transférées par les organes de l'assemblage.

$F_{E,x}$ est transférée par contact avec les fondations si elle agit en compression. Le moment M_E est transféré par un couple de forces dans les deux plaques métalliques. La force horizontale $F_{E,y}$ est transférée par contact contre les plaques métalliques. Si la plaque métallique est suffisamment élancée pour flamber, le moment de flexion doit alors être transféré par contact entre l'extrémité du poteau et les fondations, en combinaison avec une force de traction dans l'une des plaques métalliques.

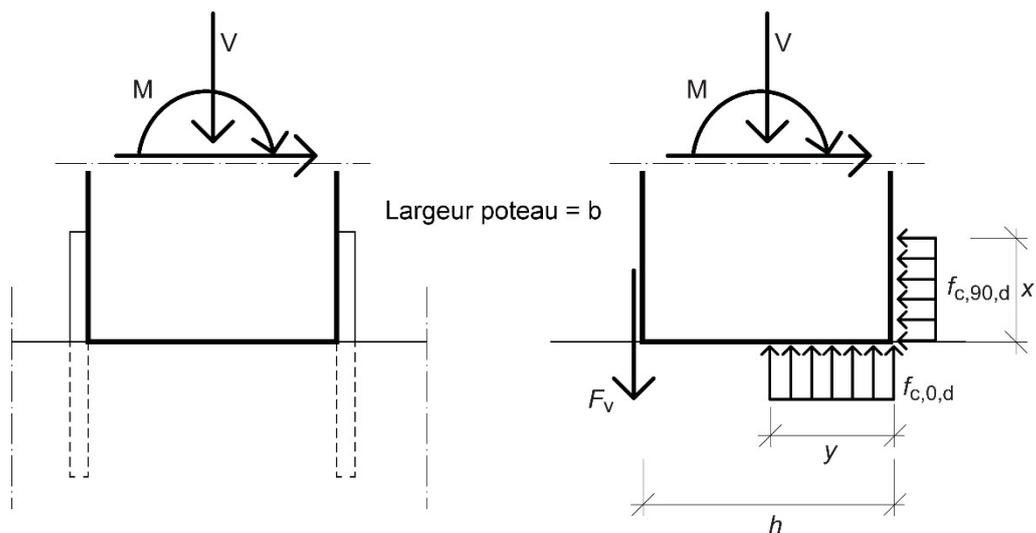


Figure 14.15 : Modèle de calcul pour une base de poteau rigide (effort normal de compression).

Il conviendra de vérifier les modes de ruptures suivants :

- › Cisaillement des organes d'assemblage.
- › Rupture de bloc de l'assemblage.
- › Effort normal dans la plaque métallique (sections brutes et résiduelles) et risque de flambement.
- › Contact entre la plaque métallique et le poteau (contraintes perpendiculaires au fil).
- › Contact entre le poteau et les fondations (contraintes parallèles au fil).

Le cisaillement de l'assemblage (organes) est vérifié conformément à l'EC5, Section 8.3, tandis que le cisaillement de bloc est vérifié selon l'EC5, Annexe A. La capacité de la plaque métallique peut être déterminée à partir des indications de la section 14.2. ci-dessus. Les distances de rives des assembleurs doivent également être vérifiées. En ce qui concerne la distance *entre* les assembleurs, il est recommandé (par mesure de simplicité) de les espacer suffisamment les uns des autres, de sorte qu'aucun effet lié au nombre de connecteurs dans une file ne doive être pris en compte.

La force de traction verticale devant être transférée par une plaque, F_v , est donnée par :

$$F_v = f_{c,0,d} \cdot y \cdot b - V \quad (14.26)$$

La distance y (cf. Figure 14.15) est obtenue à partir d'un modèle d'équilibre.

$$y = h \left(1 - \sqrt{\frac{2M + V \cdot h}{f_{c,0,d} \cdot b \cdot h^2}} \right) \quad (14.27)$$

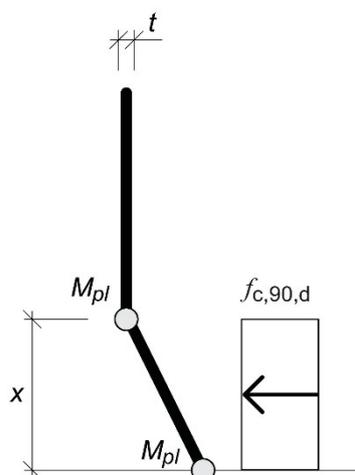


Figure 14.16 : Modèle de calcul d'une plaque métallique supportant une charge horizontale en flexion.

La force horizontale est transférée à la plaque métallique à assemblage rigide sous forme de charge uniformément répartie. La hauteur x du volume contraint (cf. Figure 14.16) peut être calculée selon la théorie de la plasticité supposant l'existence de deux rotules plastiques. Le moment de flexion plastique est donné par :

$$M_{pl} = \frac{c \cdot t^2}{4} f_{y,d} \quad (14.28)$$

où c désigne la largeur de la plaque métallique et $f_{y,d}$ désigne la limite élastique de l'acier. Si l'on considère l'équilibre des moments, on obtient :

$$2M_{pl} = \frac{c \cdot x^2}{2} f_{c,90,d} \quad (14.29)$$

où $f_{c,90,d}$ correspond à la résistance de l'élément lamellé-collé en compression perpendiculaire au fil. Par conséquent, la variable recherchée peut être formulée comme suit :

$$x = t \sqrt{\frac{f_{y,d}}{f_{c,90,d}}} \quad (14.30)$$

Par ailleurs, la capacité peut être exprimée comme suit :

$$F_{E,y} \leq c \cdot x \cdot f_{c,90,d} \quad (14.31)$$

Pour obtenir un calcul complet, il convient également de vérifier l'assemblage au sol selon les indications de l'Eurocode 2 et de l'Eurocode 3.

14.3.2.2. Plaques métalliques insérées

Une autre solution, offrant également l'avantage de réaliser un assemblage quasiment invisible, consiste à utiliser des plaques métalliques insérées (cf. Figure 14.17). Les plaques peuvent être soudées à une plaque de base, laquelle est boulonnée ou scellée aux fondations. Dans la mesure où il est invisible, outre son atout esthétique, cet assemblage permet d'accroître la résistance au feu.

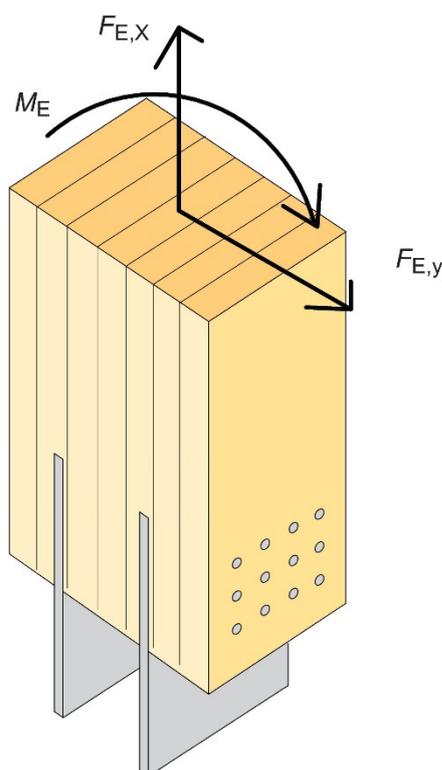


Figure 14.17 : Plaques insérées d'une base de poteau rigide.

Il convient de vérifier les modes de ruptures suivants :

- › Cisaillement de l'assemblage (organes).
- › Rupture de bloc de l'assemblage.
- › Effort normal dans la plaque métallique (sections brutes et résiduelles) et risque de flambement.
- › Contact entre la plaque métallique et le poteau.

Le cisaillement de l'assemblage est vérifié conformément à l'*EC5, Section 8.3*, tandis que le cisaillement de bloc est vérifié selon l'*EC5, Annexe A*. La capacité de la plaque métallique peut être déterminée à partir des indications de la section 14.2.5. Les distances de rives des assembleurs doivent également être vérifiées. En ce qui concerne la distance *entre* les assembleurs, il est recommandé (par mesure de simplicité) de les espacer suffisamment les uns des autres, de sorte qu'aucun effet lié au nombre de connecteurs dans une file ne doive être pris en compte.

Un modèle de calcul semblable à celui décrit pour des plaques métalliques plates peut être raisonnablement adopté : le moment est transféré par un couple de forces avec un élément en porte-à-faux correspondant à la distance entre les plaques. La force verticale est transférée par contact entre le poteau et les fondations en compression, tandis que la force de soulèvement est transférée par les organes dans l'assemblage. La force horizontale est transmise par contact entre l'élément lamellé-collé et les plaques métalliques, comme détaillé ci-dessus pour les autres types d'assemblages ; la seule différence étant que, dans le cas présent, *toutes* les plaques peuvent apporter une contribution, dans la mesure où elles sont insérées.

Étant donné que les fentes affaiblissent considérablement la section transversale, le calcul doit intégrer l'effet de la section réduite.

Pour obtenir un calcul complet, il convient également de vérifier l'assemblage au sol selon les indications de l'Eurocode 2 et de l'Eurocode 3.

14.3.2.3. Goujons collés

Une autre solution possible pour une base de poteau rigide consiste à utiliser des goujons collés (cf. Figure 14.18). Ce type d'assemblage offre notamment l'avantage d'être pratiquement invisible. De plus, l'intégration des pièces métalliques dans le bois lui confère une résistance au feu. Cette solution ne devra pas être utilisée dans des assemblages exposés à des charges dynamiques, ou faisant partie de la classe de service 3. Étant donné que le collage doit être réalisé dans des conditions contrôlées, il est effectué à l'usine (la procédure est mise en œuvre dans le cadre d'opérations de contrôle de la production distinctes en usine). La version de cet assemblage la plus courante consiste en des goujons collés et en une plaque métallique, laquelle est fixée par soudure ou par boulons aux fondations.

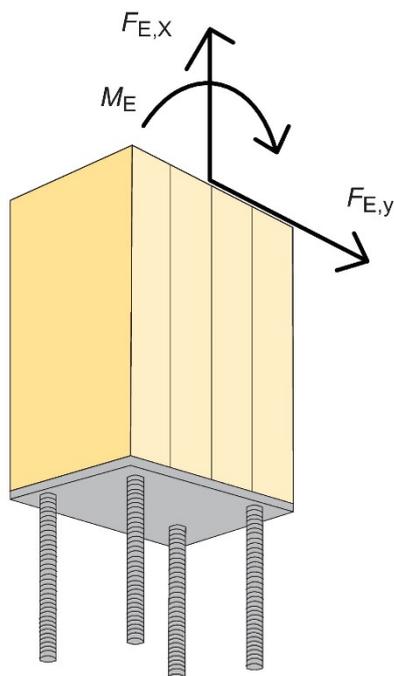


Figure 14.18 : Base de poteau rigide avec des goujons collés.

Il convient de vérifier les modes de ruptures suivants :

- › Rupture du goujon.
- › Arrachement du goujon.
- › Rupture par cisaillement du bois au niveau du goujon.
- › Rupture du bois par fendage, traction ou compression.

La charge de calcul par goujon peut être déterminée selon les Éq. 14.24 et 14.25.

Un modèle de calcul raisonnable consiste à supposer que le moment est transféré par des couples de forces dans les goujons collés. La force verticale peut également être transférée dans les goujons ou, dans le cas d'une force verticale en compression, et si la conception géométrique permet d'établir une telle hypothèse raisonnable, par contact entre le poteau et le sol.

Pour obtenir un calcul complet, il convient également de vérifier l'assemblage au sol selon les indications de l'Eurocode 2 et de l'Eurocode 3.

14.4. ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE

Les assemblages poutre-poteau consistent généralement en des assemblages articulés qui transfèrent des forces verticales et horizontales (mais aucun moment). Il existe une multitude de variantes ; la plus courante sans doute aujourd'hui repose sur l'utilisation d'étriers métalliques sous une forme ou une autre. Les fabricants proposent, en principe, un vaste choix de produits ainsi que des recommandations conceptuelles. Pour les poutres et les poteaux de grandes dimensions, que l'on retrouve généralement dans des structures lamellées-collées, les produits standards disponibles ne sont pas adéquats. Il convient alors de commander des étriers métalliques spéciaux, et plus coûteux. Si les niveaux de charges à transférer sont faibles, un assemblage composé de vis autotaraudeuses placées à un certain angle constitue une solution très simple et polyvalente.

14.4.1. Vis insérées à un certain angle

L'utilisation de longues vis autotaraudeuses insérées à un certain angle par rapport au fil (et à l'axe de la poutre - cf. Figure 14.19) s'est développée au cours du XXI^e siècle, grâce aux évolutions techniques opérées (vis plus longues et de diamètre plus grand).

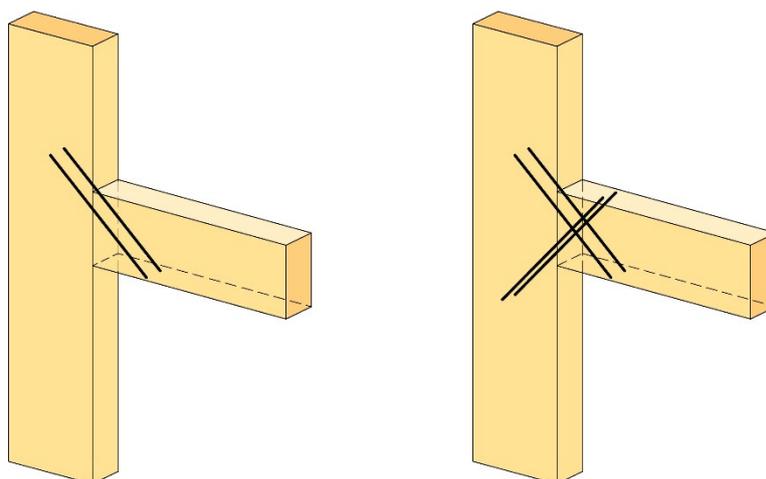


Figure 14.19 : Assemblage poutre-poteau avec des vis autotaraudeuses : deux vis insérées à un certain angle (à gauche) et quatre vis croisées par paire (à droite).

Au moment de dimensionner ces types d'assemblages, on suppose que la force de cisaillement et que tout effort normal de traction dans la poutre sont transmis par les vis (cisaillement et arrachement combinés). Un effort normal de compression peut être transféré au poteau par contact entre l'extrémité de la poutre et le poteau.

Il convient de vérifier les modes de ruptures suivants :

- › Capacité en cisaillement des vis.
- › Capacité à l'arrachement et à la traversée des vis.
- › Interaction entre le cisaillement et l'arrachement des vis.
- › Résistance à la traction et au cisaillement des vis (rupture de l'acier).
- › Interaction entre le cisaillement et la traction.
- › Pression de contact entre l'extrémité de la poutre et le poteau.

La capacité en cisaillement de l'assemblage est calculée conformément à l'EC5, Section 8.2, tandis que la résistance à l'arrachement est déterminée selon l'EC5, Section 8.7. L'interaction entre le cisaillement et l'arrachement des vis peut être calculée conformément à l'EC5, Section 8.3. La capacité de la vis en termes de résistance de l'acier est déterminée selon l'EC3. Par ailleurs, les distances d'extrémité doivent faire l'objet d'une vérification, tant en termes de cisaillement qu'en termes d'arrachement. Le recours à des paires de vis inclinées croisées (cf. Figure 14.19) permet d'insérer un plus grand nombre de vis dans une largeur donnée. Il peut, cependant, s'avérer difficile de respecter la distance d'extrémité $a_{1,CG}$ requise selon l'EC5, Tableau 8.6 ($a_{1,CG} \geq 10d$).

14.4.2. Étriers soudés

Si des forces plus importantes doivent être transférées, il est possible d'utiliser des étriers soudés. La Figure 14.20 montre deux types d'étriers. La principale différence entre ces deux types réside dans la visibilité des pièces métalliques. Outre son aspect plus esthétique, dans la majorité des cas, l'intégration des pièces métalliques dans l'élément lamellé-collé est une solution avantageuse sur le plan de la résistance au feu. Pour les deux types d'étriers montrés ici, le transfert de force intervient principalement par pression de contact entre l'acier et la poutre. Les forces sont ensuite transférées au poteau par cisaillement dans les assembleurs.

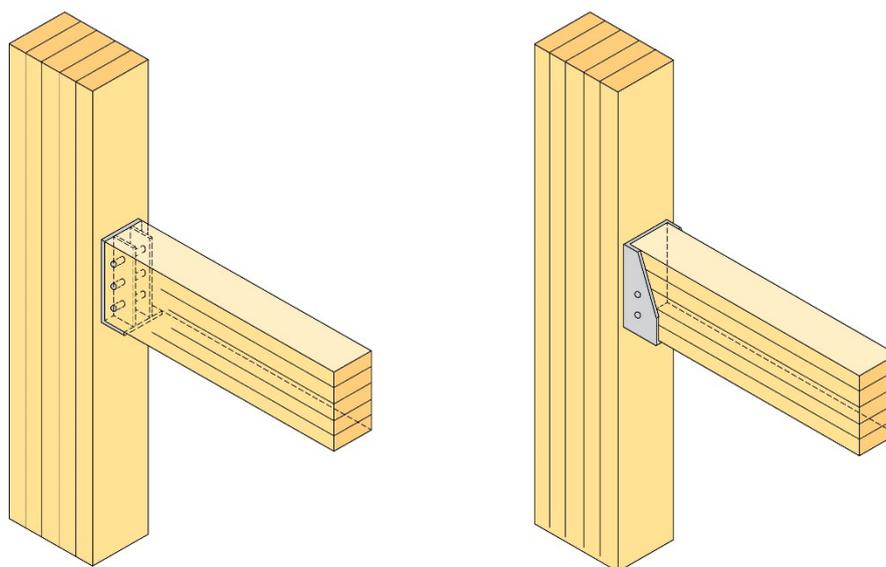


Figure 14.20 : Deux différents types d'étriers.

Un exemple de modèle de calcul possible pour un étrier consistant en une plaque métallique insérée est proposé ci-dessous. Un exemple de calcul détaillé est présenté au volume 3.

14.4.2.1. Étrier soudé, inséré

Voici une présentation détaillée d'aspects conceptuels d'un assemblage poutre-poteau avec un étrier consistant en une plaque métallique insérée et des organes « traversants » (cf. Figure 14.21). L'étrier est, quant à lui, fixé au poteau avec des vis à travers la plaque arrière. L'assemblage est exposé à une force de cisaillement $F_{E,x}$ et à une force axiale horizontale $F_{E,y}$ soit en traction, soit en compression. On suppose que la force de cisaillement est compensée par la pression de contact entre la poutre et la plaque métallique inférieure. Cette force est ensuite transférée par les soudures à la plaque

intermédiaire, puis par les soudures de la plaque intermédiaire à la plaque arrière. La force est alors transmise par le cisaillement des vis dans le poteau. L'excentricité e de la force agissant sur la plaque inférieure induira un moment qui sera transféré par contact entre la partie inférieure de la plaque arrière et le poteau, et par traction dans les vis supérieures. Une force horizontale de compression est transférée par contact entre l'extrémité de la poutre, la plaque arrière et le poteau. Une force horizontale de traction est transférée par cisaillement dans la plaque intermédiaire, par les soudures de la plaque intermédiaire à la plaque arrière et par traction des vis dans le poteau. Les vis entre la plaque arrière et le poteau sont donc exposées à une combinaison arrachement-cisaillement et doivent, de ce fait, être conçues pour supporter cette combinaison.

Il convient de vérifier les modes de ruptures suivants :

- › Contact entre la poutre et la plaque inférieure.
- › Cisaillement des organes.
- › Cisaillement de bloc à l'extrémité de la poutre.
- › Soudures de l'étrier (entre la plaque inférieure et la plaque intermédiaire, entre la plaque intermédiaire et la plaque arrière).
- › Arrachement des vis dans le poteau.
- › Cisaillement des vis dans le poteau.
- › Interaction entre l'arrachement et le cisaillement des vis dans le poteau.
- › Contact entre la plaque arrière et le poteau.
- › Rupture par fendage selon l'EC5, Section 8.1.4.

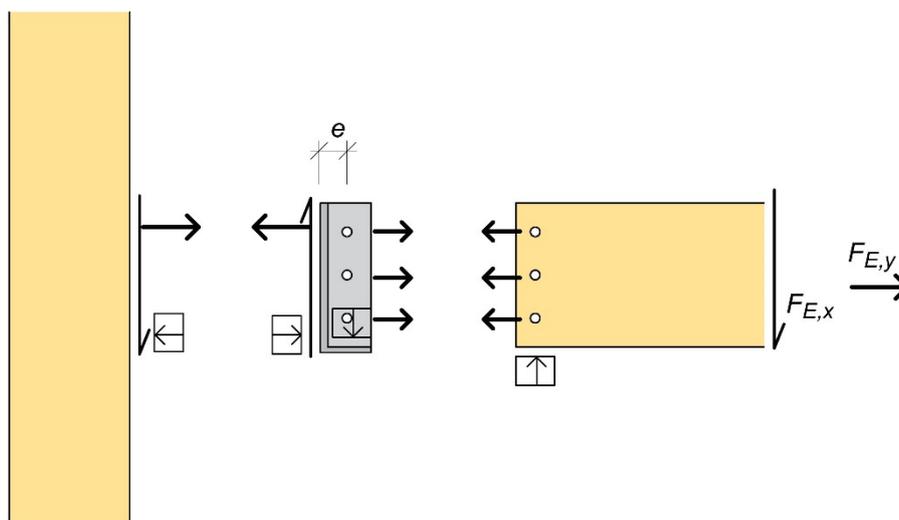


Figure 14.21 : Assemblage poutre-poteau avec un étrier inséré. Indication des forces internes.

L'effort de contact est vérifié conformément à l'EC5, Section 6.1.5. Le cisaillement dans les assembleurs (broches et vis) est vérifié conformément à l'EC5, Section 8.2, tandis que l'arrachement des vis est vérifié selon l'EC5, Section 8.7. Le cisaillement de bloc fait l'objet d'une vérification conformément à l'EC5, Annexe A.

14.4.2.2. Étrier soudé externe

L'étrier externe (cf. Figure 14.20 b) peut être conçu selon le même modèle de calcul que celui utilisé pour l'étrier comprenant des plaques métalliques insérées. La seule différence tient au fait que l'assemblage transférant la force horizontale est conçu comme un assemblage bois-métal pourvu de plaques externes.

14.5. ASSEMBLAGE POUTRE-POUTRE

En ce qui concerne les assemblages poutre-poutre, des étriers sont disponibles auprès de divers fabricants pour des dimensions de poutre petites à moyennes. Ces fabricants fournissent également les valeurs de calcul à appliquer, ainsi que des recommandations générales concernant l'installation de leurs produits. Pour des dimensions plus grandes, cependant, il convient en principe de recourir à des éléments métalliques spécifiques, de conception généralement semblable à celle d'étriers. Ces étriers peuvent être fixés sur le côté de la poutre primaire, ou bien montés au-dessus de la poutre primaire (cf. Figure 14.22, étrier monté sur le dessus). Dans un souci de transfert d'efforts, le modèle d'étrier monté au-dessus de la poutre primaire est privilégié. Il est possible de concevoir les étriers de telle sorte qu'ils puissent transférer non seulement les efforts tranchants et les efforts normaux, mais aussi les moments de flexion. Afin de renforcer le maintien de la poutre, il est possible de monter des cornières en aciers sur la partie supérieure de la poutre.

Si l'assemblage est de type simple face, un moment de torsion (couple) interviendra dans la poutre primaire. Il convient de prendre en compte ce phénomène pour le dimensionnement de la poutre primaire. Plus le point d'assemblage se situe en bas de la poutre primaire, plus le risque de rupture par fendage est accru.

14.5.1. Étrier monté sur le dessus avec des plaques externes

Le principal avantage de l'étrier monté sur le dessus (cf. Figure 14.22) réside dans le fait que la force verticale est appliquée à la poutre primaire par contact. D'où la possibilité d'un transfert de forces verticales relativement importantes.

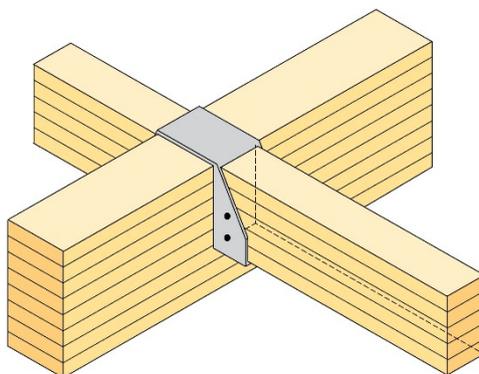


Figure 14.22 : Étrier monté sur le dessus

La force est transférée depuis la poutre secondaire par contact avec la plaque inférieure. Cette force est ensuite transmise par les plaques verticales des étriers et par contact à la partie supérieure de la poutre primaire. Compte tenu de l'excentricité de la charge verticale sur la plaque inférieure de l'étrier par rapport au point de contact avec la poutre primaire, un moment doit également être transféré. Ce moment est transmis par contact entre la plaque arrière de l'étrier et la poutre primaire et par traction dans la plaque supérieure de l'étrier. Un effort normal de compression dans la poutre secondaire est transféré par contact de l'extrémité de la poutre secondaire vers la plaque arrière et vers le côté de la poutre primaire. Un effort normal de traction dans la poutre secondaire est transféré par les assembleurs de l'étrier dans l'étrier. Dans le cas d'une sollicitation asymétrique, un couple agira sur la poutre primaire, lequel devra être pris en compte pour le dimensionnement de cette poutre primaire.

Pour ce type d'assemblage, il convient de vérifier les modes de ruptures suivants :

- › Contact entre la poutre secondaire et la plaque inférieure de l'étrier.
- › Contact entre la plaque supérieure et la partie supérieure de la poutre primaire.
- › Cisaillement dans les assembleurs.
- › Soudures de l'étrier.
- › Contact entre la plaque arrière et le côté de la poutre primaire.

Par ailleurs, il convient, naturellement, de vérifier l'ensemble des distances d'extrémité et de rive.

14.5.2. Étrier simple face monté sur le dessus

Une solution possible pour un étrier simple face monté sur le dessus est illustrée à la Figure 14.23. Cette solution est conçue de telle manière que la plaque d'extrémité rigide de la poutre secondaire puisse transférer le moment de flexion (faible) à proximité de l'appui. La rigidité de cette plaque permet à cette dernière de transférer l'effort d'appui vertical à l'axe de la poutre primaire, sans induire le moindre couple (torsion) dans la poutre primaire. Par conséquent, la plaque supérieure doit être rigide et conçue de telle sorte que la force soit transmise à l'axe de la poutre primaire.

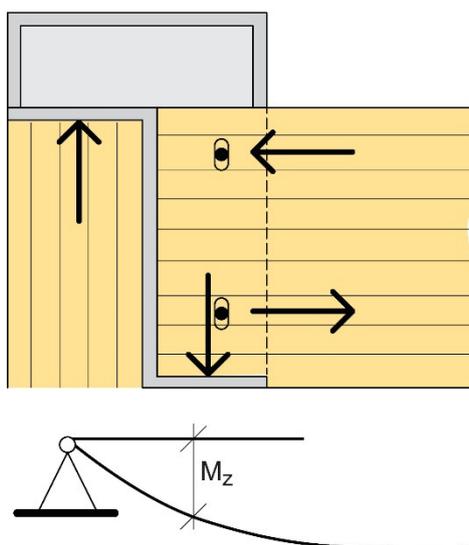


Figure 14.23 : Étrier simple face monté sur le dessus.

En ce qui concerne les étriers simple face en général, il est extrêmement important d'intégrer dans le calcul de la poutre primaire l'effet du couple potentiellement induit par une sollicitation asymétrique. La conception sera grandement simplifiée si, comme le montre l'exemple présenté à la Figure 14.23, cette sollicitation asymétrique peut être évitée. Il convient néanmoins de vérifier systématiquement les modes de ruptures suivants :

- › Contact entre la poutre secondaire et la plaque inférieure de l'étrier.
- › Contact entre la plaque supérieure et la partie supérieure de la poutre primaire.
- › Cisaillement dans les assembleurs de l'étrier.
- › Soudures de l'étrier.

Par ailleurs, il convient, naturellement, de vérifier l'ensemble des distances d'extrémité et de rive.

14.5.3. Étriers latéraux

Il est également possible d'utiliser des étriers latéraux (cf. Figure 14.24). Dans ce cas, des vis assurent la fixation de l'étrier sur le(s) côté(s) de la poutre primaire. Ces étriers travaillent de la même manière que les assemblages poutre-poteau décrits ci-dessus (cf. Section 14.4.2). À noter cependant que dans le cas présent, la charge principale est sollicitée perpendiculairement au fil dans la poutre primaire, contrairement à ce qui se passe avec un poteau. Ce phénomène appelle à la prudence ; on retiendra que le risque de fendage devra être pris en compte (cf. Section 14.2.4). L'étrier doit être monté le plus haut possible sur la poutre primaire (cf. Figure 14.7, $h_e > 0,7.h$).

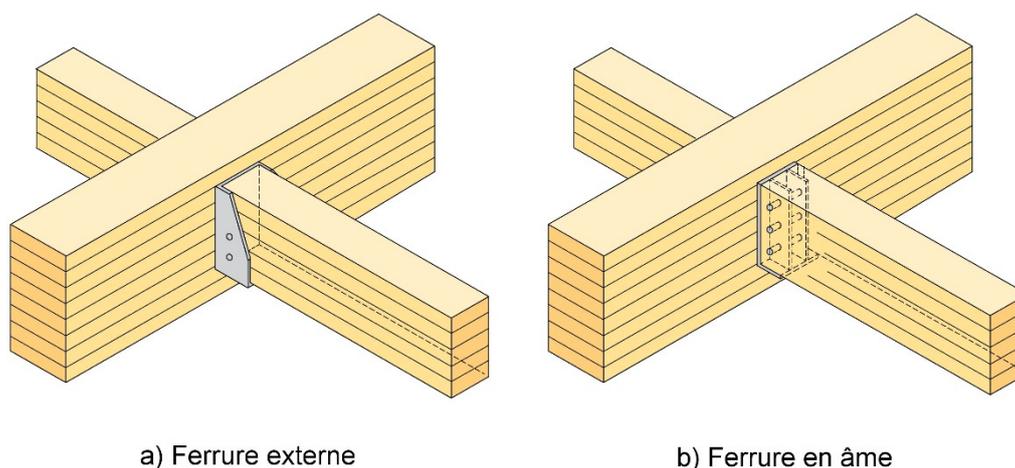


Figure 14.24 : Étriers latéraux.

Il convient de vérifier les modes de ruptures suivants :

- › Contact entre la plaque inférieure de l'étrier et la poutre.
- › Cisaillement des organes d'assemblages.
- › Rupture de bloc à l'extrémité de la poutre.
- › Soudures de l'étrier (entre la plaque inférieure et la plaque intermédiaire, entre la plaque intermédiaire et la plaque arrière).
- › Arrachement des organes d'assemblages dans la poutre primaire.
- › Cisaillement des organes d'assemblages dans la poutre primaire.
- › Interaction entre l'arrachement et le cisaillement dans la poutre primaire.
- › Contact entre la plaque arrière de l'étrier et la poutre primaire.

Par ailleurs, il convient, naturellement, de vérifier l'ensemble des distances d'extrémité et de rive.

14.6. TÊTE DE POTEAU

L'assemblage entre une poutre et la tête d'un poteau est généralement conçu comme un assemblage articulé ; il devra donc transférer uniquement des forces verticales et horizontales. Afin de réduire le risque de fendage, il est essentiel de permettre des mouvements en rotation dans l'assemblage. Les pièces de l'assemblage devant transmettre des forces devront être placées le plus proche possible de l'angle rentrant (bord intérieur du poteau). L'assemblage peut être conçu avec des plaques perforées externes assurant le transfert des forces. Si une configuration dissimulée est requise pour

des raisons esthétiques, une solution consiste à utiliser des plaques en âmes ou des goujons collés. Cette dernière n'est cependant possible que pour les classes de service 1 et 2 et pour des niveaux de charges moyens. Une troisième option concerne la réalisation d'un assemblage encastré entre la poutre et le poteau. Ce modèle est souvent utilisé au niveau des pignons, afin de transférer des charges horizontales au poteau. Dans certains cas, il est possible que l'assemblage exerce une action stabilisatrice sur la poutre. Cependant, cette hypothèse peut être rarement établie. Il est alors primordial de veiller notamment à l'absence d'un quelconque flambement latéral transversal.

14.6.1. Plaques externes

14.6.1.1. Plaques perforées

Pour des niveaux de charges modérés, l'utilisation de plaques perforées représente une solution adéquate. D'un point de vue économique, il est préférable de choisir des plaques pourvues de trous emboutis. L'épaisseur des plaques métalliques ne doit donc pas dépasser le diamètre du trou. Le diamètre des trous est choisi de manière à mesurer 1 mm de plus que celui de l'organe d'assemblage.

Un bref aperçu d'un modèle de calcul possible est proposé ci-dessous. Un exemple de calcul détaillé est présenté au volume 3.

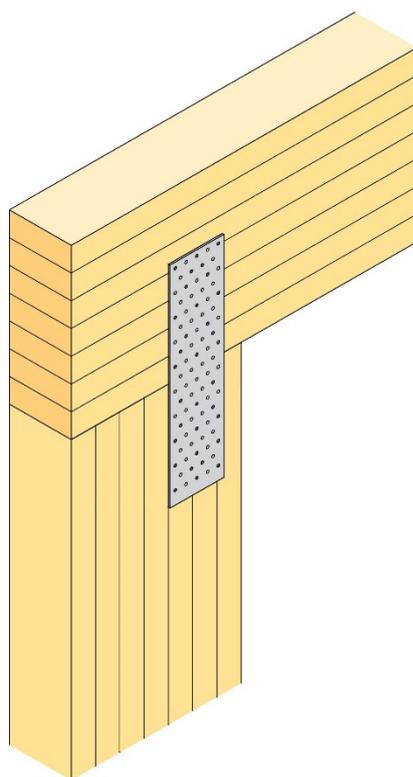


Figure 14.25 : Tête de poteau avec des plaques perforées externes.

L'hypothèse de base part du principe selon lequel des plaques métalliques externes agissent comme des poutres rigidement fixées aux deux extrémités. Les forces à transférer englobent une composante horizontale et possiblement une composante de soulèvement verticale. On suppose que toutes les éventuelles charges verticales agissant en compression sont transférées par contact entre la poutre et le poteau.

Les modes de ruptures à vérifier sont les suivants :

- › Capacité en cisaillement des assembleurs.
- › Résistance des plaques métalliques.

- › Flambement éventuel des plaques métalliques.
- › Compression de contact entre la poutre et le poteau.

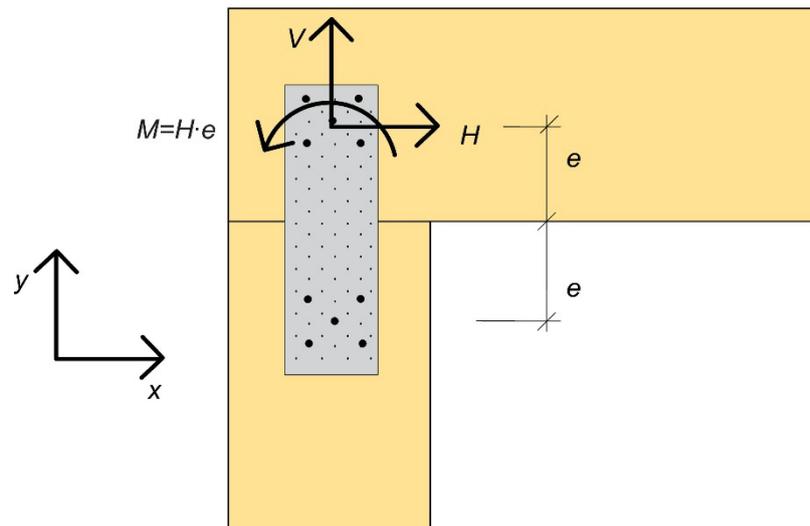


Figure 14.26 : Forces et moment agissant sur la moitié supérieure de l'assemblage (en son centre de gravité).

On suppose qu'une force horizontale et qu'une éventuelle force de soulèvement verticale agissent au centre de gravité de l'assemblage (cf. Figure 14.26). Un moment induit par l'excentricité de la force horizontale, $H \cdot e$, et par l'assemblage rigide présumé de la plaque aux deux extrémités, intervient également au centre de gravité de l'assemblage.

Les forces agissant sur un organe d'assemblage sont données par :

$$F_Y = \frac{V}{n} + \frac{H \cdot e \cdot r_x}{I_p} \quad (14.32)$$

$$F_X = \frac{H}{n} - \frac{H \cdot e \cdot r_y}{I_p} \quad (14.33)$$

Où

n nombre d'organes ;

e excentricité de la force horizontale (moitié de la distance entre les centres de gravité) ;

r_x, r_y distances dans les sens x et y entre le centre de gravité et un organe ;

I_p moment d'inertie polaire de l'assemblage

$$I_p = \sum_{i=1}^n r_x^2 + r_y^2 \quad (14.34)$$

La force résultante sur un organe d'assemblage est donc égale à :

$$F_E = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} \quad (14.35)$$

Pour des pointes d'un diamètre inférieur à 8 mm, il est inutile de prendre en compte l'influence de l'angle de la charge par rapport au fil. La valeur de la capacité d'un assembleur ($F_{v,Rk}$) est donnée par l'EC5, Section 8.3. Une première estimation du nombre d'organes requis peut être obtenue comme suit :

$$n_{prel} = \frac{\sqrt{H^2 + V^2}}{F_{v,Rk}} \quad (14.36)$$

On peut ensuite choisir une configuration appropriée pour les fixations, à savoir le nombre de pointes par exemple, leur disposition en files et en colonnes, sans oublier l'espacement et les distances de rive et d'extrémité. Puis l'organe le plus contraint dans la liaison fait l'objet d'une vérification finale, en appliquant les expressions données ci-dessus (moment d'excentricité et moment d'inertie polaire). Par mesure de simplicité, il convient de choisir la distance entre les fixations d'une file de telle sorte que le nombre d'assembleurs dans une file constitue un paramètre pouvant être négligé. La rupture par cisaillement de bloc est vérifiée selon l'EC5, Annexe A. Il est inutile de vérifier le risque de fendage si la distance entre le bord du poteau et l'assembleur le plus éloigné de ce bord dépasse 0,7 fois la largeur du poteau. Autrement, ce risque doit être vérifié conformément aux prescriptions de l'EC5, Section 8.1.4.

La plaque métallique sera sollicitée par la force horizontale et par la force verticale (cf. Figure 14.27). Le moment d'excentricité agira également au centre de gravité de l'assemblage.

Par conséquent, pour une plaque métallique située à une distance e_2 du centre de gravité, le moment de flexion est donné par :

$$M_E = F_{Ez} \cdot (e_1 - e_2) \quad (14.37)$$

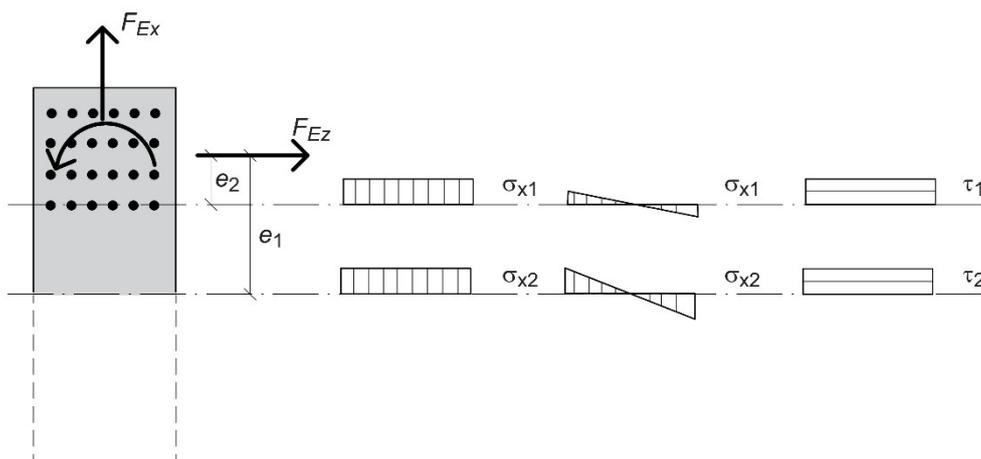


Figure 14.27 : Répartition des contraintes dans la plaque métallique.

On connaît le moment de flexion et les forces verticales et horizontales. On peut à présent calculer la répartition des contraintes dans la plaque métallique en différentes sections. La contribution du fait de la force verticale est donnée par :

$$\sigma_{xi} = \frac{F_{Ex}}{A} \quad (14.38)$$

Où la surface A de la section transversale de l'acier est corrigée, le cas échéant, afin de tenir compte de la présence des trous. La contribution du fait du moment de flexion est donnée par :

$$\sigma_{xi} = \frac{M_E z}{I} \quad (14.39)$$

Où z correspond à la moitié de la largeur de la plaque et I correspond au second moment d'inertie de la plaque (I est calculé, le cas échéant, en tenant compte de la présence des trous). La contrainte de cisaillement à transférer est donnée par (en supposant un comportement parfaitement plastique de la plaque métallique) :

$$\tau_i = \frac{F_{Ez}}{A} \quad (14.40)$$

Où la surface A est, le cas échéant, corrigée afin de tenir compte de la présence des trous. L'effet combiné de la contrainte normale et de la contrainte de cisaillement devra ensuite être vérifié en appliquant la formule d'interaction donnée à la Section 14.2.5.

En ce qui concerne les plaques fines, il peut s'avérer nécessaire de contrôler le risque de flambement de la plaque. Si les exigences en termes de distance maximale entre les assembleurs sont respectées, cette vérification est inutile. Selon ces exigences, la distance entre les trous ne doit pas dépasser $14.t$ (épaisseur de la plaque) ou 200 mm, si cette dernière est plus petite.

14.6.1.2. Barres métalliques à section rectangulaire ou en U

Pour les assemblages de tête de poteau impliquant la transmission de forces importantes, il peut être raisonnable d'utiliser des profilés métalliques à section rectangulaire ou en U plutôt que des plaques métalliques (cf. Figure 14.28). L'utilisation de ces profilés avec des boulons est avantageuse, du fait non seulement d'une plus grande capacité de transfert de charge, mais aussi de la possibilité d'assurer la stabilisation transversale de la poutre, et donc de réduire le risque de flambement latéral transversal. Pour un assemblage simplifié, les trous sont percés selon un diamètre plus grand d'1 mm que celui des boulons.

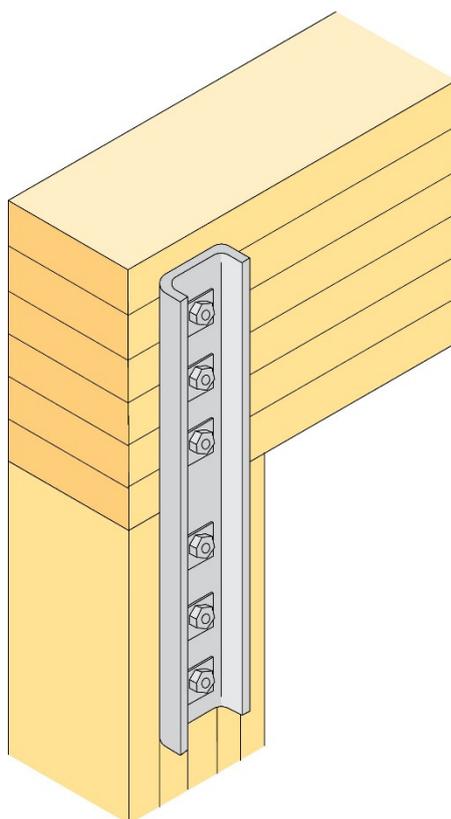


Figure 14.28 : Profilés métalliques en U avec des boulons.

La méthode de calcul pour ce type d'assemblage est similaire à celle évoquée précédemment. En cas d'utilisation de boulons, le diamètre devrait dépasser 8 mm. Il conviendra alors de prendre en compte l'influence de l'angle de la charge par rapport au fil (cf. Eurocode 5).

14.6.2. Goujons collés

L'utilisation de goujons collés permet de dissimuler l'assemblage. Une tige filetée est collée dans le poteau, après quoi la poutre est montée par-dessus le goujon et fixée au moyen d'un écrou et d'une rondelle (cf. Figure 14.29). La rondelle et l'écrou peuvent être dissimulés par fraisage. Des modèles d'assemblages à goujons collés ne peuvent pas être utilisés dans la classe de service 3, ni pour des poteaux exposés à des charges dynamiques. Le collage est réalisé en usine. Compte tenu des jeux du bois liés à l'humidité, les goujons collés ne devront être utilisés que pour des poutres d'une hauteur maximale de 500 mm. Pour les poutres légèrement plus hautes, ce seuil pourra être dépassé en procédant à un fraisage à un niveau inférieur à 500 mm au-dessus de la tête de poteau.

Dans la mesure où un goujon collé n'assure aucun maintien latéral, la poutre devra être stabilisée latéralement par d'autres moyens.

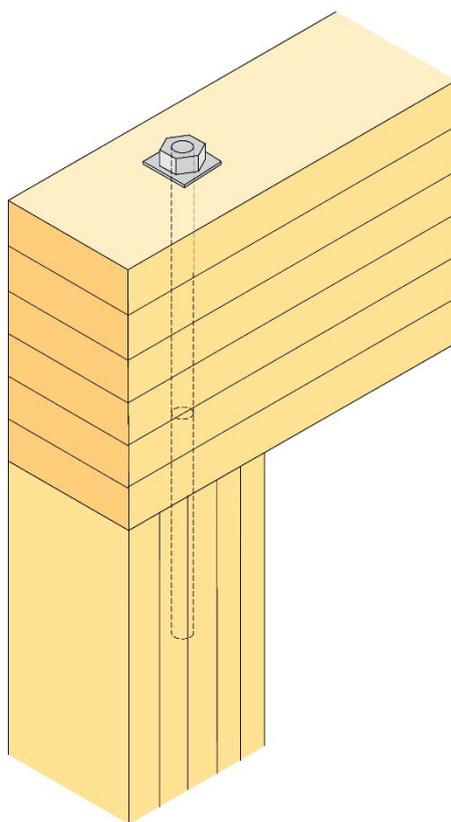


Figure 14.29 : Tête de poteau avec un goujon collé.

14.6.3. Poutres encastrées

Les poutres encastrées sont utilisées dans les murs pignons afin d'améliorer la capacité de transfert des charges horizontales. Le transfert de charge est généralement assuré au moyen de boulons. Si les charges sont faibles, il est également possible d'utiliser des cornières métalliques.

Les boulons transféreront les éventuelles forces de soulèvement verticales tout en supportant les forces horizontales par traction. Les forces horizontales dirigées vers la tête de poteau sont transférées par contact entre le côté de la poutre et la tête de poteau entaillée. Des forces de compression verticales sont transférées au poteau par contact entre la poutre et le poteau au niveau de l'entaille. La poutre génèrera un effort normal excentré dans le poteau ; cette excentricité doit être prise en compte dans le calcul. Si la pression de contact est trop importante, la surface de contact entre la poutre et le poteau peut être élargie au moyen d'une plaque d'appui métallique.

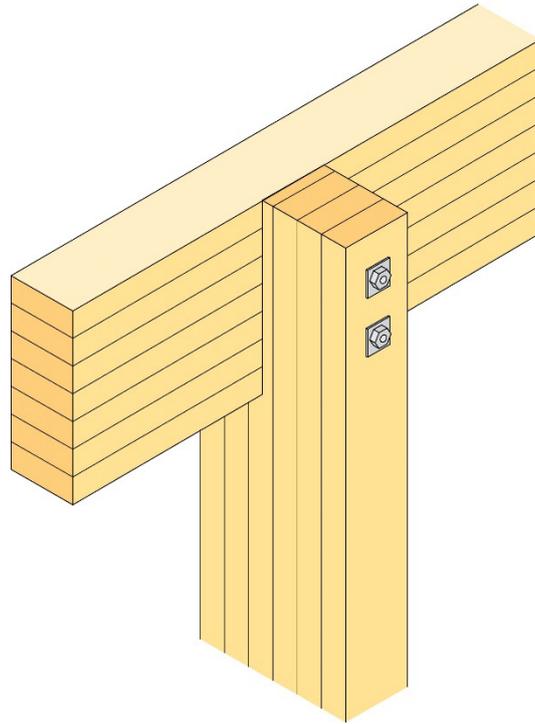


Figure 14.30 : Tête de poteau avec une poutre encastrée.

14.7. LIAISONS (ASSEMBLAGES DE POUTRES, DE FAITAGE ET JOINTS CANTILEVER)

14.7.1. Assemblages de poutres articulés

Un assemblage de poutres articulé transfère des forces verticales ; mais dans de nombreux cas, des forces horizontales doivent également être transférées. Dans un assemblage articulé, aucun transfert de moment de flexion ne devra intervenir. Par conséquent, un tel assemblage de poutres devra être conçu de manière à ne pas bloquer le mouvement en rotation de la section transversale de la poutre. Cette conception empêchera le transfert d'un quelconque moment dans le cas notamment d'une déformation non souhaitée de l'appui de la poutre ; d'où un risque moindre d'induire des concentrations de contraintes élevées. La Figure 14.31 ci-dessous propose des exemples de joints dits « cantilever » (pour des détails sur leur utilisation dans des pannes, consulter la Section 12.2). Une autre possibilité consiste à utiliser des plaques perforées. Pour de faibles charges, de longues vis autotaraudeuses insérées par paires croisées sont également possibles.

Des joints cantilever devront être adoptés dès lors que des forces de cisaillement considérables devront être transmises. Ces détails d'assemblage métalliques sont disponibles en dimensions standard, pour des tailles de poutres petites à moyennes. Pour des poutres plus grandes, il sera peut-être nécessaire de commander la réalisation de modèles spécialement pour un projet. Le type d'assemblage est conçu pour transférer un

effort tranchant dans un seul sens. Toutefois, le transfert de petites charges de cisaillement dans le sens « contraire » est possible au moyen de vis.

Afin de permettre la libre rotation des extrémités de la poutre, il est important de placer ces vis le plus près possible des plaques métalliques supérieure et inférieure. Si le joint est exposé à un effort normal de traction, des feuillets d'acier extra-plats peuvent être soudés au joint. Il en existe deux différents types : l'un avec des plaques métalliques verticales externes, l'autre avec une plaque métallique verticale insérée au milieu. Le second type est avantageux d'un point de vue esthétique et de la résistance au feu.

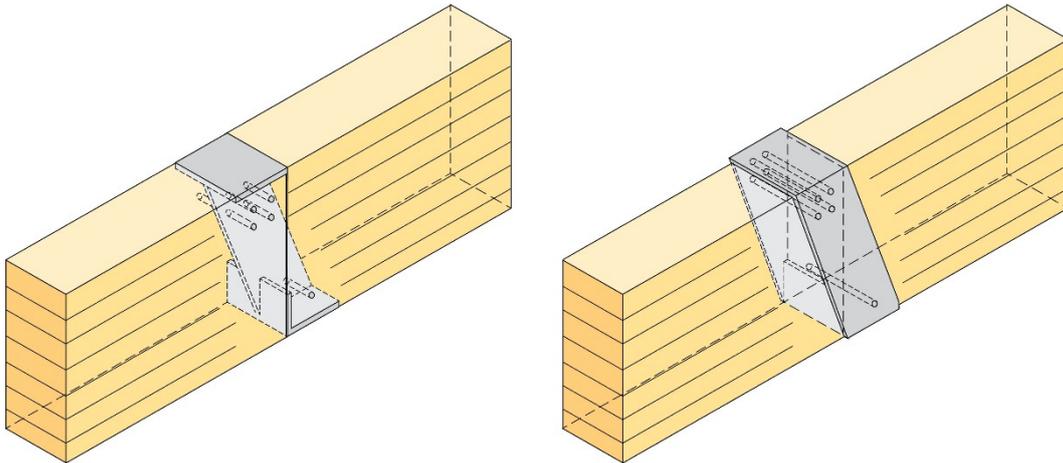


Figure 14.31 : Joints cantilever avec : a) une plaque métallique insérée et b) des plaques métalliques externes.

Au moment de dimensionner des joints cantilever, on suppose que des forces de cisaillement sont transférées par contact entre les plaques supérieure et inférieure et les surfaces supérieure et inférieure des poutres. La force est supposée agir au centre de la plaque. Compte tenu de l'excentricité de la force, un moment est transféré dans l'assemblage lui-même. Ce moment est transmis par contact entre la plaque verticale au bord inférieur de la poutre et par les organes d'assemblage au niveau de la partie supérieure de la poutre. Un exemple de calcul détaillé est présenté au Volume 3.

14.7.2. Assemblage de poutres rigide

Un assemblage de poutres rigide peut consister en une plaque métallique verticale insérée, dont le rôle est de supporter l'effort tranchant. Le moment de flexion est transféré par contact entre les extrémités de la poutre côté comprimé, et par une plaque perforée horizontale côté tendu. Étant donné qu'il est impossible d'obtenir un assemblage d'une rigidité et d'une résistance comparables à celles de la section transversale pleine de la poutre, ce type d'assemblage devra être réservé aux situations impliquant des moments de flexion mineurs relativement à la capacité résistante de la section transversale pleine de la poutre.

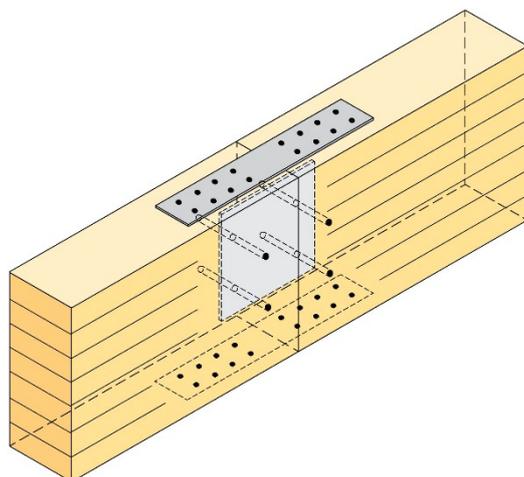


Figure 14.32 : Assemblage de poutres rigide.

14.7.3. Assemblage de faîtage articulé

Cet assemblage est généralement conçu pour transférer des charges horizontales et verticales (dans la mesure où aucun moment ne sera transféré, ce paramètre ne sera pas intégré au calcul). C'est pourquoi il est essentiel de concevoir les assemblages de telle sorte qu'aucune contrainte ne soit générée dans l'assemblage. En d'autres termes, il est important de permettre aux extrémités de tourner librement l'une par rapport à l'autre. Pour ce faire, une solution idéale consiste à couper la moitié supérieure des poutres comme indiqué à la Figure 14.33.

Deux différents types d'assemblages de faîtage articulés sont présentés ici. Le premier est un assemblage composé de plaques perforées externes destinées à transférer l'effort tranchant. Dans les cas où l'effort tranchant est important, il est également possible d'utiliser une barre métallique en T insérée (cf. Figure 14.34). En règle générale, afin de permettre la rotation différentielle des extrémités de la poutre, une pratique considérée comme adéquate consiste à placer les éléments de fixation le plus près possible du bord inférieur des poutres.

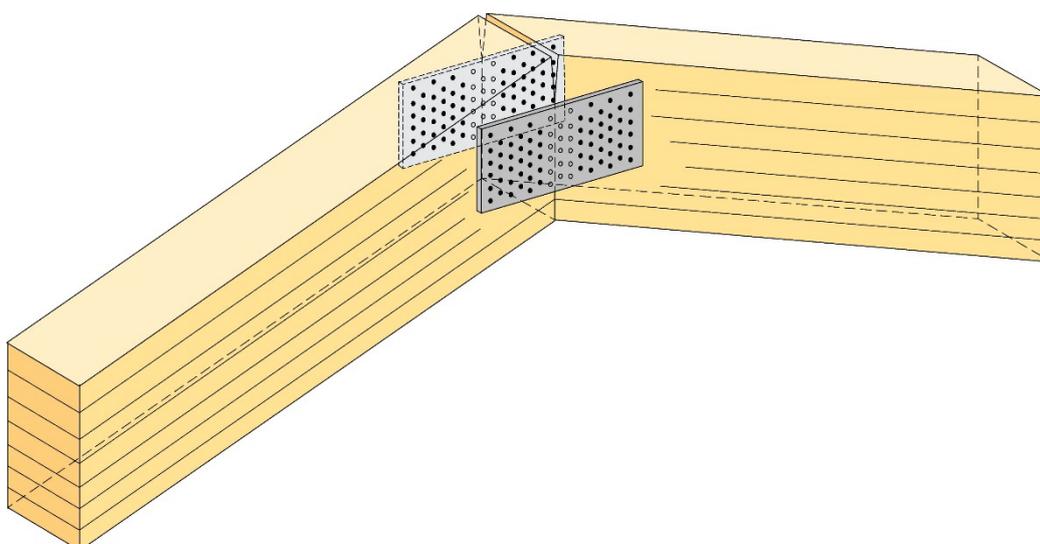


Figure 14.33 : Assemblage de faîtage articulé avec des plaques perforées externes.

En ce qui concerne l'assemblage avec des plaques perforées externes, la plaque perforée est considérée comme une poutre pourvue d'appuis entièrement encastrés aux deux extrémités (cf. Section 14.6.1). Les forces à transmettre, à savoir une force verticale, une force horizontale et une combinaison de ces deux forces, sont supposées agir au centre de gravité du groupe de pointes aux deux extrémités de l'assemblage (cf. Figure 14.26). L'excentricité des centres de gravité par rapport aux extrémités des poutres génère un moment supplémentaire à transférer par le groupe de pointes. Le calcul doit prendre en compte la capacité des organes d'assemblage de la plaque perforée (cisaillement des pointes), la plaque perforée elle-même (traction, cisaillement et flexion) et le risque de rupture par fendage.

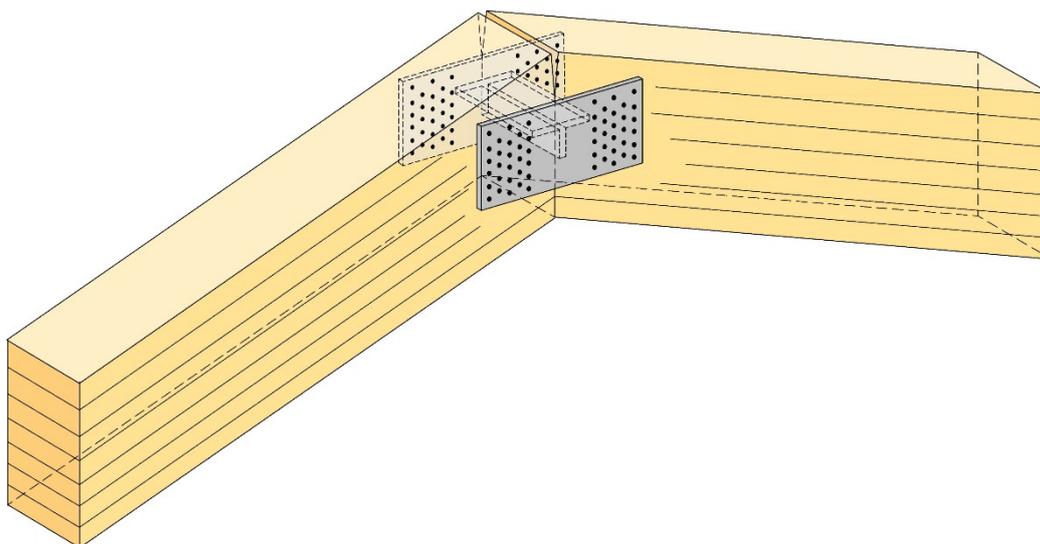


Figure 14.34 : Assemblage de faitage articulé avec un profil en T inséré.

En ce qui concerne l'assemblage utilisant un profil en T inséré (Figure 14.34), on suppose que la plaque perforée est sollicitée par une force horizontale et que la force verticale (force de cisaillement dans la poutre) est transférée par contact entre le profil métallique et l'élément bois. Le calcul doit prendre en compte la capacité des éléments d'assemblage de la plaque perforée (cisaillement des pointes) et de la plaque perforée elle-même (traction), les soudures du profil en T, le contact entre le profil métallique et l'élément lamellé-collé et le risque de rupture par fendage.

14.8. FIXATIONS DE TIRANTS

Une fonction très courante des tirants consiste à transférer l'effort de traction de la membrure inférieure d'une ferme. Le tirant peut uniquement transférer une traction. Il est recommandé de veiller à ce que la force de traction induite par le tirant agisse le plus proche possible de l'intersection des lignes d'épure de la poutre et du poteau.

Si les forces de traction à transférer sont faibles, il est possible d'utiliser des tirants en bois lamellé-collé. Dans ce cas, des plaques perforées ou des profilés métalliques rectangulaires plats sont fixés afin d'assurer le transfert des forces (cf. Figure 14.35). Une autre solution pourra inclure des plaques métalliques en âme (cf. Figure 14.36).

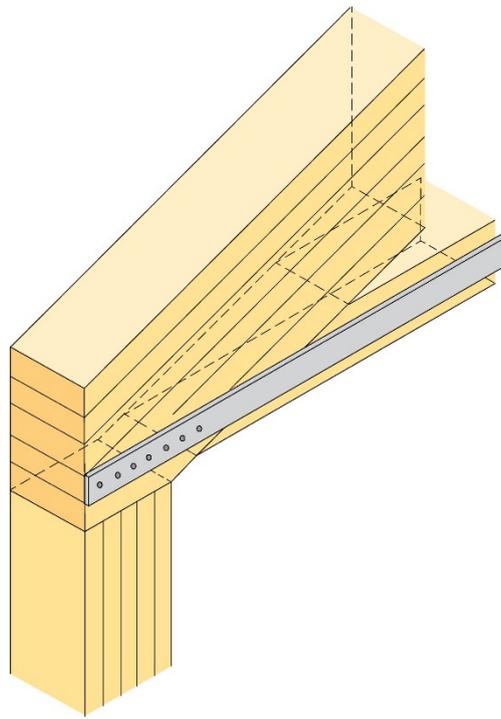


Figure 14.35 : Tirant en bois lamellé-collé avec plaque perforée pour transférer la charge à son extrémité.

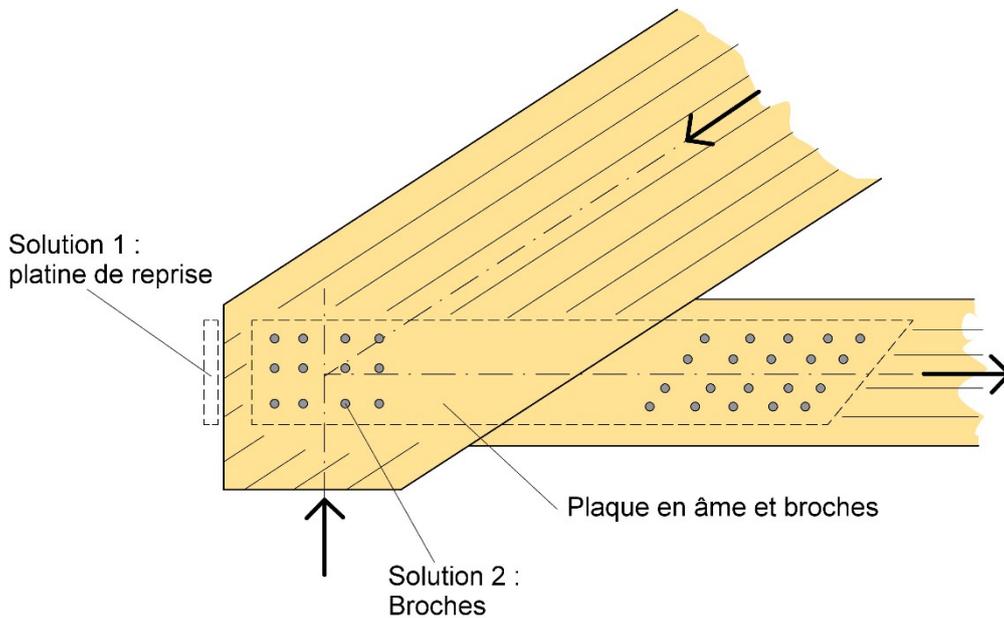


Figure 14.36 : Tirant en bois lamellé-collé avec plaques métalliques insérées pour transférer la charge à son extrémité.

Pour des efforts de traction importants, on utilise en principe des tirants en acier haute résistance. Deux approches différentes sont couramment adoptées pour fixer les tirants. La méthode la plus simple d'un point de vue technique consiste à placer deux tiges externes, une de chaque côté de la poutre. Ces tiges sont fixées à une plaque d'extrémité, laquelle transfère les charges de traction à l'extrémité de la poutre principale par contact. Pour des forces de traction modérées, il est également possible d'utiliser une tige centrale, laquelle est fixée en la faisant passer par un trou percé dans la poutre (cf. Figure

14.37b). En cas de hauteurs de poutres élevées et/ou de pente de toit faible, le perçage de ces trous est difficile et coûteux, voire impossible à réaliser.

Pour tous les types de fixations de tirants évoqués dans cette section, il convient d'assurer la stabilité latérale de l'extrémité de la poutre par des moyens autres que ces fixations.

Le dimensionnement des éléments de fixation des tirants implique les vérifications suivantes :

- › La capacité en traction de la tige (et celle des écrous et des rondelles).
- › La capacité en traction de la plaque perforée et des assembleurs (pointes, ...).
- › Contraintes de compression à un certain angle par rapport au fil entre la plaque métallique d'extrémité et l'élément lamellé-collé.

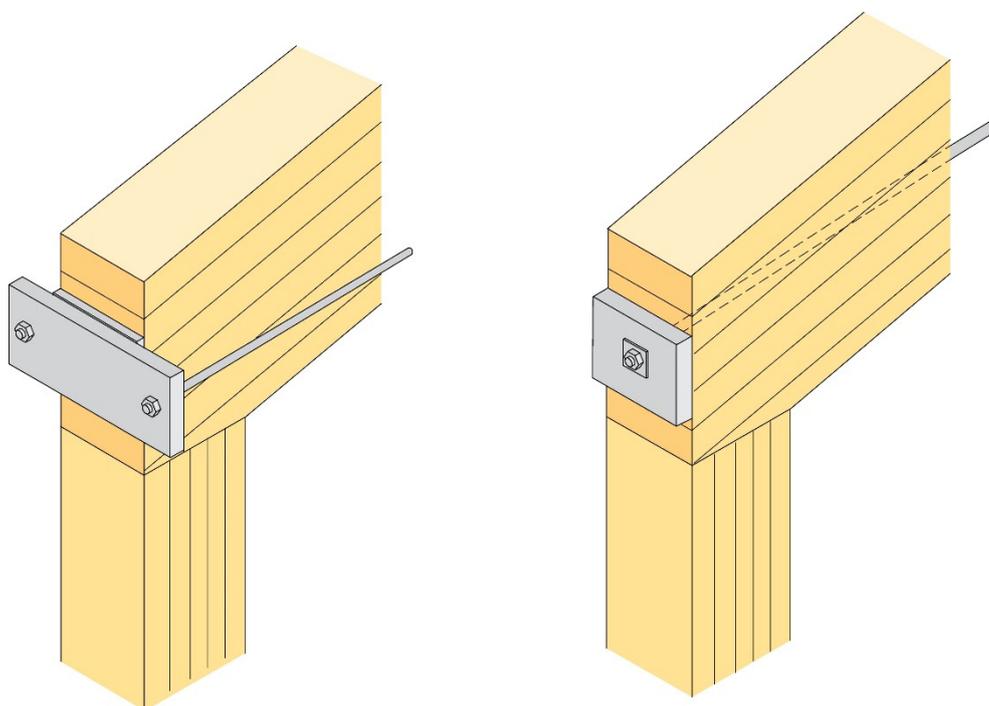


Figure 14.37 : Tiges métalliques. À gauche (a) : deux tiges externes ; à droite (b) : une seule tige.

14.9. NOEUDS

Les nœuds consistent généralement en des assemblages à organes multiples, comprenant des broches, des boulons ou des pointes associés à des plaques perforées, à des éléments de fixation métalliques externes spéciaux ou à des plaques métalliques en âme. Les assemblages collés sont très rarement utilisés, étant donné qu'il est difficile d'obtenir un transfert de force efficace dans un assemblage collé présentant une grande surface. L'utilisation d'assemblages sans excentricité (les lignes d'épure doivent converger vers un seul point) et la réduction autant que possible de la surface des assemblages sont des points essentiels de la conception de nœuds.

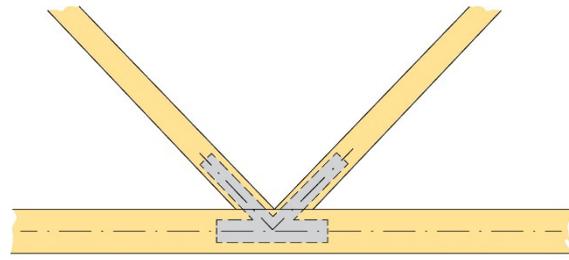


Figure 14.38 : Nœud avec des plaques métalliques en âme.

Dans certains cas, cependant, il pourra être avantageux de concevoir le nœud avec une certaine excentricité, tout en conservant une configuration des plaques et des organes sans excentricité (cf. Figure 14.39). Cette solution offre ainsi la possibilité d'utiliser des plaques et des profondeurs de fentes plus petites, particulièrement dans les grandes fermes, où des éléments tendus de grandes dimensions impliquent une très grande distance vis-à-vis du centre de gravité de l'élément tendu. L'excentricité de l'assemblage induit un moment de flexion, lequel peut augmenter ou diminuer la charge appliquée à la membrure. Ces aspects doivent être pris en compte dans le calcul. L'essentiel ici est de réaliser l'assemblage lui-même (configuration des plaques et des organes) sans excentricité.

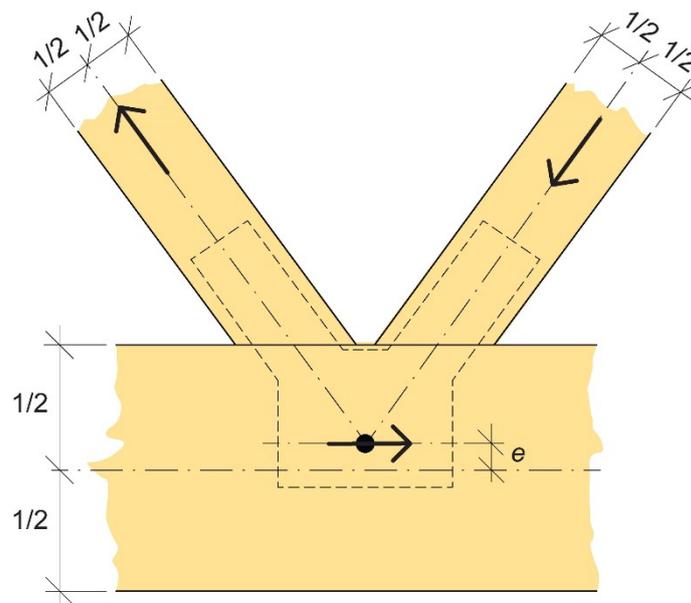


Figure 14.39 : Nœud excentrique avec des plaques métalliques en âme.

Les nœuds devront, par définition, être conçus pour supporter uniquement des efforts normaux et des forces de cisaillement (une vraie ferme comporte des assemblages articulés). En pratique, cependant, il convient de prendre en compte la capacité résistante du nœud. L'assemblage est conçu conformément à l'EC5, Section 8.2. La capacité d'un organe d'assemblage est calculée conformément à l'EC5, Sections 8.3, 8.5, 8.6 ou 8.7, selon le type d'assembleur choisi.

CHAPITRE 15

15. LE BOIS LAMELLE COLLE ET LE FEU

15.1. LE BOIS : COMBUSTIBILITE, COMBUSTION, ASPECTS DE LA DEGRADATION THERMIQUE

Pourquoi choisir un matériau combustible tel que le bois et le lamellé-collé pour concevoir des éléments structuraux censés garantir un certain niveau de résistance au feu ?

Observons la modification (l'évolution) graduelle des propriétés mécaniques de certains matériaux de construction exposés à un feu « standard » (Figure 15.1). Les paramètres sont mesurés par rapport à la performance d'éléments physiques définis. Pour l'ensemble des matériaux, hormis le bois, la forme et la taille des échantillons n'ont aucun effet significatif. De plus, pour ces matériaux, on peut supposer que leur section affiche, globalement et à tout moment, une température constante légèrement inférieure à la température ambiante. On peut donc considérer, à juste titre, que toutes les propriétés des matériaux varient en conséquence. En ce qui concerne le bois, en revanche, en dessous de la couche carbonisée du matériau, on ne dénote aucune augmentation significative de la température ; d'où des propriétés stables.

Par conséquent, le bois semble afficher une meilleure performance. Cependant, ce n'est pas l'évolution des propriétés du matériau liée à la température qui est observée, mais plutôt l'évolution des performances d'un élément présentant une section transversale initiale donnée (50 x 50 mm dans notre exemple), c'est-à-dire la réduction de la section résistante lors de l'exposition au feu. L'avantage du bois ne réside pas dans la variation de ses propriétés mécaniques en fonction de la température, mais plutôt dans « l'évolution » thermique massique à la fois lente et, en quelque sorte, prévisible.

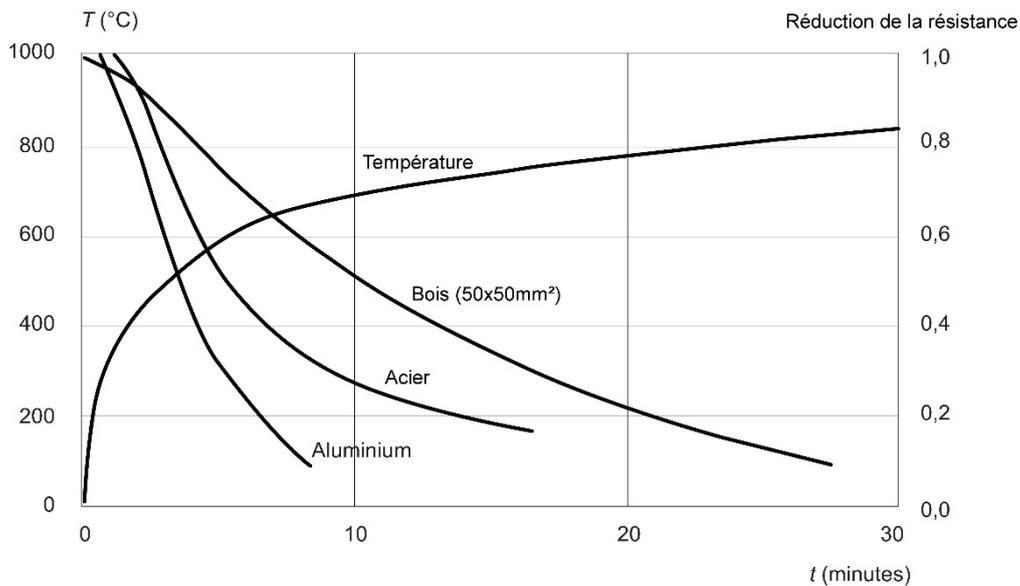


Figure 15.1 : Évolution des propriétés mécaniques de certains matériaux de construction exposés à un feu standard.

15.1.1. Introduction

Le bois est un matériau organique d'origine végétale et de nature combustible qui peut être entièrement détruit en cas d'incendie. Il perd toutes ses caractéristiques physiques et mécaniques dès lors qu'il est soumis à des sources de chaleur d'une intensité et d'une durée suffisante. La raison : la composition chimique du bois, laquelle inclut plus de 50 % de carbone.

La combustion du bois intervient par décomposition thermique de ses matériaux constitutifs. Ce processus complexe implique la génération de plus de 200 substances. Cependant, étant donné que les tissus ligneux se composent principalement de cellulose, d'hémicellulose (polysaccharides affichant un poids moléculaire inférieur à celui de la cellulose) et de lignine, la combustion du bois est clairement liée à la pyrolyse de ces substances.

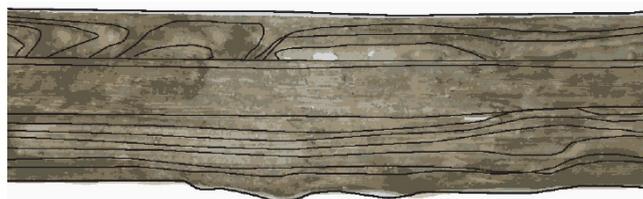


Figure 15.2 : Poutre en bois lamellé-collé exposée au feu sans caractéristiques particulières significatives.

On retiendra toutefois le fait que la composition chimique du bois ne permet pas à elle seule d'expliquer le comportement de structures en bois exposées au feu. Le matériau présente des particularités jouant un rôle essentiel, notamment à la phase d'effondrement.

Deux poutres lamellées-collées en épicéa de composition identique, sollicitées de la même manière et toutes deux exposées à un feu standard (ISO 834) affichent un comportement absolument différent. La première ne subit aucune rupture, l'essai étant interrompu au degré de fléchissement le plus élevé imposé par la norme (Figure 15.2), tandis que la seconde s'effondre bien avant (Figure 15.3).

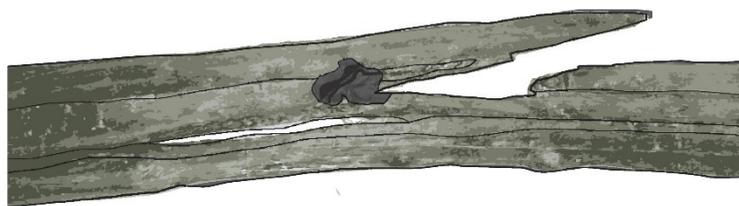


Figure 15.3 : Poutre lamellée-collée présentant un nœud important dans la troisième lamelle après un incendie.

Ce comportement est clairement dû à la présence d'un nœud dans la troisième lamelle ; ce nœud, négligeable avant l'attaque, devient un défaut fatal lors de l'exposition au feu, du fait de la destruction de la lamelle extérieure.

Les réactions de pyrolyse, certes, consomment de l'énergie, mais produisent également des substances qui, dans l'environnement chaud dans lequel elles sont apparues, soit s'oxydent en impliquant une grande libération d'énergie, soit se décomposent davantage, donnant naissance aux principaux combustibles potentiels du bois, à savoir le monoxyde de carbone et l'hydrogène. Dès lors (à une certaine température), la combustion est auto-entretenu.

Une structure carbonisée est impactée du fait de la cellulose, laquelle se détruit à une température légèrement inférieure à la lignine.

15.1.2. Aspects de la dégradation thermique

Le Tableau 15.1 synthétise la séquence température-temps du phénomène en question. Il convient de rappeler que l'Eurocode 5 définit un autre point de « non-retour », en positionnant la ligne (surface) de carbonisation théorique sur l'isotherme de 300° dans la masse du bois.

Tableau 15.1 : séquence du phénomène de combustion.

Température	Phénomène
20°C	Température de l'échantillon avant inflammation
100°C	Perte d'eau
120°C	Début de la dégradation (plastification de la lignine)
170°C	Début de la pyrolyse
Plus de 170°C	Combustion induite par la pyrolyse

La combustion (et la décomposition thermique) débute au niveau de la surface extérieure exposée du bois, pour se poursuivre vers l'intérieur de sa masse selon une vitesse finie déterminée. Il ne s'agit donc pas d'un processus instantané (Figure 15.4). Dans des conditions ambiantes et pour des propriétés matérielles identiques, cette vitesse dépend principalement des essences de bois. En revanche, parmi les facteurs ambiants, la température, la contribution calorifique et la ventilation jouent un rôle déterminant. Parmi les différentes conditions de matériaux, les plus importantes sont la teneur en humidité et les traitements éventuellement subis par le matériau. On peut donc affirmer que, dans le cadre d'un incendie, la hauteur de matériau détruite est plus ou moins proportionnelle au temps d'exposition ou, plus exactement, à la durée du processus de carbonisation. Un autre point important à souligner tient au fait que le « bois normal » (Figure 15.4) présente des températures inférieures à 100°C, hormis une petite couche (10-20 mm) située près de la zone de pyrolyse.

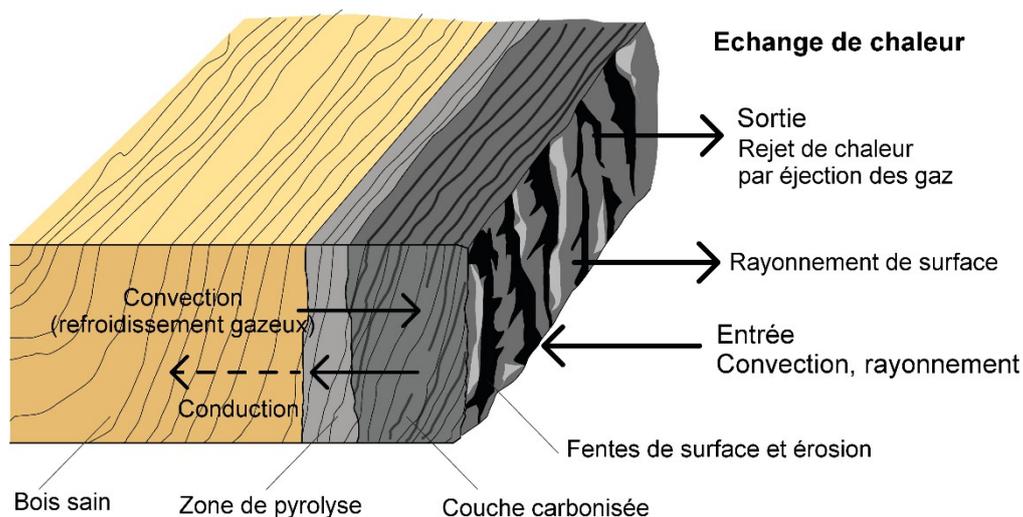


Figure 15.4 : Phénomène intervenant dans le processus de carbonisation (modifié d'après Dinwoodie, 1981).

15.1.3. Modifications des caractéristiques du bois induites par la température

Le bois présente une faible conductivité thermique. Au cours d'un incendie, une quantité importante de chaleur est transmise par transfert de masse (diffusion de gaz chauds), comme semblent le confirmer les vitesses de carbonisation très différentes observées dans les essences de bois caractérisées par une masse volumique proche (hêtre et chêne, par exemple), mais par des différences majeures en termes de perméabilité à la vapeur et aux gaz.

En allant vers l'intérieur, ces gaz provoquent une augmentation de température jusqu'au début de la décomposition et de la carbonisation du bois, tandis que dans la zone carbonisée, les gaz ralentissent la hausse de la température de la braise.

On suppose généralement que la vitesse de carbonisation correspond à un indice de réduction de la capacité du bois à résister à une attaque par le feu.

Sachant que presque juste en dessous de la surface intérieure de la zone carbonisée, la température du bois reste (quasiment) stable, on peut conclure que le « bon » comportement du bois exposé au feu s'explique par :

- › La stabilité (déjà évoquée) des propriétés mécaniques à des températures allant jusqu'à 110-115°C ;
- › L'action protectrice de la couche carbonisée.

En fait, il existe juste en dessous de la zone carbonisée une couche très fine dont la température n'est pas suffisamment élevée pour démarrer la carbonisation, mais qui peut altérer les propriétés du bois. Différentes normes de conception sont appliquées suivant la prise en compte ou non de cet aspect. Ce phénomène intervient à environ 120°C, tandis que la température du bois dans des conditions d'utilisation normales varie très peu (« bois normal » de la Figure 15.4).

L'Eurocode 5 (EN 1995-1-2) propose, pour certaines propriétés mécaniques, les coefficients de réduction présentés à la Figure 15.5, d'une nature nettement plus prudente que ceux évoqués dans la documentation scientifique. Cependant, ces coefficients varient en fonction du comportement différent des éléments structuraux et des échantillons de bois net, dont les défauts doivent être pris en compte et dont les effets s'accroissent à mesure que la température augmente.

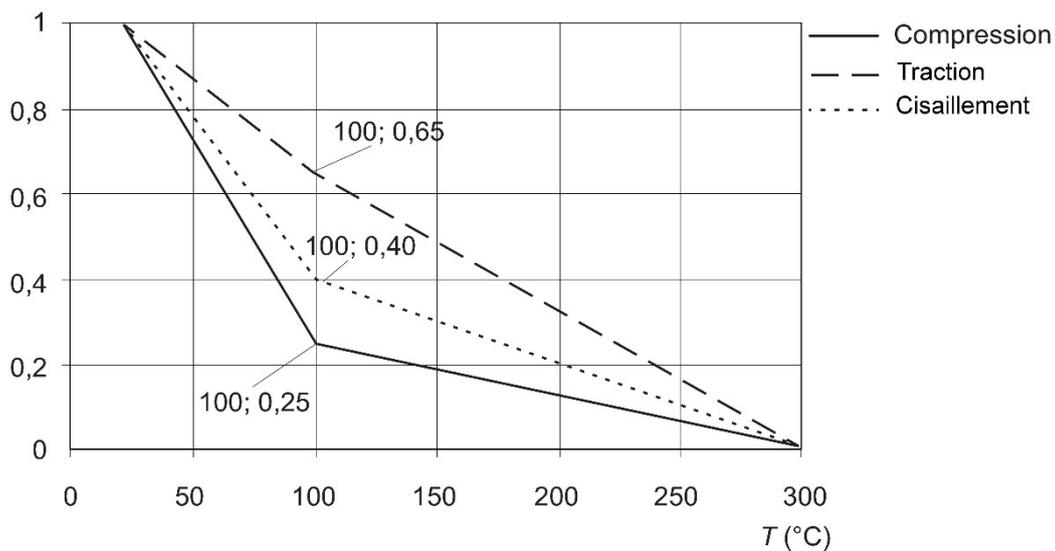


Figure 15.5 : Coefficient de réduction de la résistance parallèle au fil du bois résineux en fonction de la température et du type de contrainte, conformément à la norme EN 1995-1-2 (Annexe B, Méthodes de calcul avancées).

15.2. CALCUL DES STRUCTURES RESISTANT AU FEU

Deux points essentiels doivent être pris en compte dans les calculs structuraux en termes de performance au feu :

- › La capacité requise à résister à l'action du feu ; et
- › La procédure d'évaluation de la capacité de la structure à satisfaire effectivement les exigences découlant du point ci-dessus.

Cette section abordera principalement ce second point.

L'approche conceptuelle la plus couramment adoptée à ce jour pour les structures en bois « résistant au feu » consiste à recourir à des solutions essentiellement « externes » (écrans, peintures et revêtements de protection). La section transversale d'une poutre en bois lamellé-collé « protégée » exposée à un feu semble intacte, avec une capacité résistance variable suivant le matériau et l'épaisseur de l'élément de protection. En revanche, la section transversale d'une poutre lamellée-collée « non protégée » exposée au même feu est réduite, avec une capacité résistante moindre selon la section résiduelle. Il convient alors de procéder à une vérification de l'état limite ultime.

Les progrès réalisés dans les techniques de construction et, principalement, les données de recherches disponibles à ce jour ont permis de développer des approches et des solutions techniques impliquant plus directement le concepteur.

Il est particulièrement intéressant d'étudier une structure en bois exposée au feu, en analysant des parties de la structure, en les soumettant à l'action accidentelle du feu et en vérifiant que pour chacune d'entre elles, la condition suivante est satisfaite¹ :

¹ Il convient de noter que le symbole E_d utilisé dans la norme EN 1995-1-2 pour la « Valeur de calcul des effets d'actions » est remplacé ici par le symbole A_d , afin d'éviter toute confusion avec le symbole E_d utilisé dans ce document pour définir le module d'élasticité du bois.

$$A_{d,fi}(t) \leq R_{d,fi}(t) \quad (15.1)$$

où $A_{d,fi}$ désigne la valeur de calcul de l'effet d'action au feu, $R_{d,fi}$ désigne la valeur de calcul de la résistance correspondante dans les mêmes conditions et t désigne le temps d'exposition au feu.

Concernant les effets des actions directes sur la structure, la règle relative aux combinaisons d'actions dites exceptionnelles est adoptée. Elle peut être formulée comme suit (cf. Chapitres 2 et 6) :

$$1,0 \cdot G_k + 1,0 \cdot P_k(t) + 1,0 \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + 1,0 \cdot \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (15.2)$$

où, traditionnellement :

G_k valeur caractéristique des actions permanentes ;

$P_k(t)$ valeur caractéristique de la force de précontrainte (généralement variable lors d'une exposition au feu) ;

$Q_{k,1}$ valeur caractéristique de l'action (principale) variable ;

$Q_{k,i}$ valeurs caractéristiques des autres actions variables ;

$\psi_{1,1}$ coefficient de combinaison associé à l'action variable considérée comme action principale ;

$\psi_{2,i}$ coefficient de combinaison général associé aux autres actions variables.

Les valeurs des coefficients de combinaisons ψ sont données en fonction de différentes catégories d'usage des différentes zones de bâtiments (EN 1991-1-1) ; elles varient généralement entre 0 et 0,7. Il conviendra de faire preuve de prudence dans la probabilité d'une action maximale lors de l'incendie (par ex. bibliothèques, archives et magasins).

Une méthode simplifiée peut également être utilisée pour calculer $A_{d,fi}$ lorsque les conditions restent identiques pendant l'incendie. À partir de la combinaison d'actions fondamentale A_d associée au calcul à température normale, il est possible d'obtenir les valeurs $A_{d,fi}$ à l'aide de l'équation suivante :

$$A_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot A_d \quad (15.3)$$

Le coefficient η_{fi} dépend non seulement des différents coefficients de sécurité γ_G et γ_Q appliqués aux valeurs caractéristiques des actions variables et permanentes, mais aussi du coefficient de combinaison ψ_{fi} associé aux valeurs fréquentes des actions variables en situation d'incendie, données par $\psi_{1,1}$ ou par $\psi_{2,1}$ (EN 1991-1-2). Il peut être formulé comme suit :

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} \quad (15.4)$$

où :

γ_G désigne le coefficient partiel de sécurité associé aux actions permanentes ;

γ_G désigne le coefficient partiel de sécurité associé à l'action variable 1.

Cette relation peut également être formulée d'une autre manière :

$$\eta_{fi} = \frac{1 + \psi_{fi} \cdot \xi}{\gamma_G + \gamma_{Q,1} \cdot \xi} \quad (15.5)$$

Il est donc fonction du ratio $\xi = Q_{k,1}/G_k$.

La Figure 15.6 montre les courbes de η_{fi} en fonction du ratio ξ et pour différentes valeurs du coefficient de combinaison $\psi_{1,1}$, avec $\gamma_G=1,35$ et $\gamma_{Q,1}=1,5$. Les valeurs 0,9, 0,7 et 0,5 correspondent aux catégories E (surfaces susceptibles de recevoir une accumulation de marchandises), C/D (lieux de réunions et commerces), A/B (surfaces d'habitations, résidentielles et bureaux). Les structures dites « légères » (notamment en bois) affichent généralement des valeurs du ratio ξ élevées.

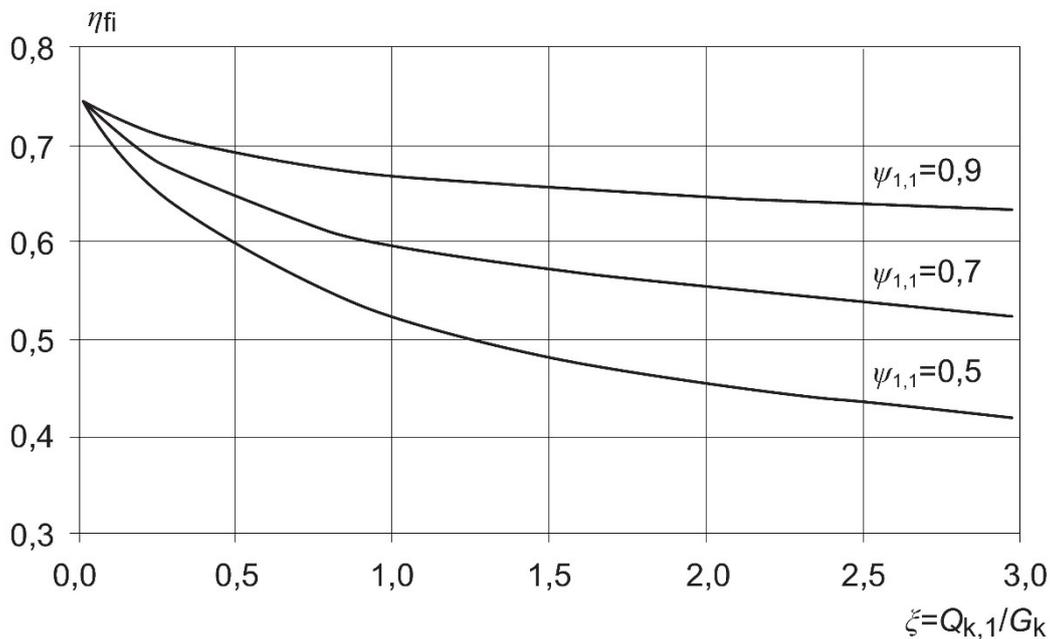


Figure 15.6 : Valeurs de η_{fi} en fonction du ratio actions permanentes/variables ξ .

15.3. DETERMINATION DE LA RESISTANCE AU FEU

La dégradation thermique du bois telle qu'évoquée ci-dessus justifie la définition d'une approche standard qui, bien que simplifiée, permet de réaliser des vérifications et des évaluations conceptuelles satisfaisantes. Les termes suivants seront utilisés ci-après :

- *Ligne de carbonisation* : surface de transition entre la couche carbonisée et la section résiduelle ;
- *Section résiduelle* : section transversale initiale réduite de l'épaisseur de la couche carbonisée ;
- *Section efficace* : section transversale initiale réduite de l'épaisseur de la couche carbonisée et de celle d'une sous-couche dont la résistance et la rigidité sont supposées nulles.

Les normes européennes (EN 1995-1-2) envisagent trois différentes approches de calcul :

- › Méthode de la section efficace ;
- › Méthode des propriétés réduites (résistance et module réduits) ;
- › Méthodes de calcul avancées, selon les modèles de carbonisation, le profil de température et le gradient d'humidité de la section transversale, et selon les variations de résistance du bois et de module en fonction de la température et de l'humidité.

La première méthode, retenue par l'annexe nationale française, favorise des analyses simplifiées ainsi qu'une certaine cohérence vis-à-vis du développement physique du phénomène. C'est pourquoi elle fera l'objet d'une description détaillée et sera appliquée dans les exemples de calcul. Les autres méthodes ne seront pas abordées dans ce chapitre.

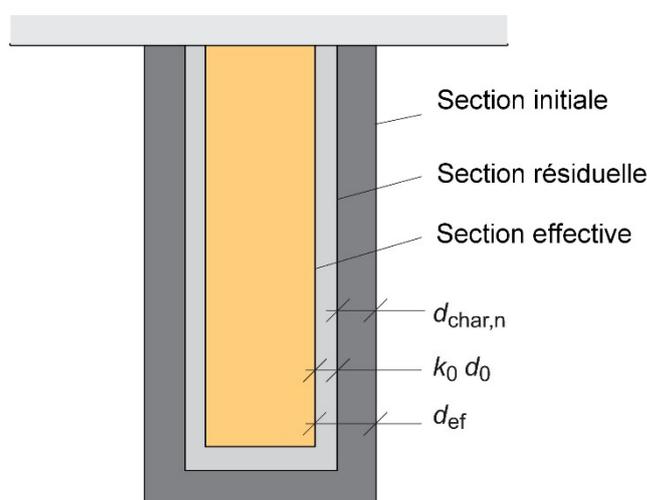


Figure 15.7 : Sections résiduelle et efficace (EN 1995-1-2).

Les normes européennes considèrent également différents niveaux de simplification :

- › *Analyse structurale globale*, laquelle vérifie l'inégalité $A_{d,fi} \leq R_{d,fi}$; en l'absence d'amplification des effets pendant l'incendie, comme cela se produit habituellement, l'annexe nationale française recommande une valeur $\eta_{fi} = 0,7$;
- › *Analyse de parties de la structure*, impliquant une évaluation approximative de l'interaction des différentes parties de la structure ;
- › *Analyse d'éléments individuels*, où les conditions normales de service sont considérées comme étant les conditions initiales.

Selon la méthode de la *section efficace*, une section efficace est déterminée en soustrayant de la section transversale initiale l'épaisseur d'une *profondeur de carbonisation efficace* d_{ef} donnée par (Figure 15.7) :

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 \quad (15.6)$$

où :

d_{ef} hauteur de la section transversale à soustraire pour obtenir la section efficace ;

$d_{char,n}$ profondeur de carbonisation « fictive », $d_{char,n} = \beta_n \cdot t$, où β_n désigne une vitesse de carbonisation fictive, intégrant les effets (négatifs) de gerçures et d'arrondis (Tableau 15.2, extrait de la norme EN 1995-1-2) ;

k_0 coefficient allant de 0 à 1 (à définir) ;

d_0 7 mm, écart le plus grand entre la section résiduelle et la section efficace.

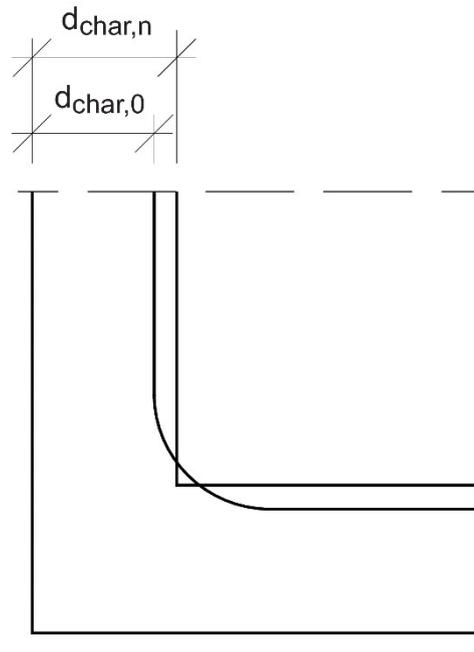


Figure 15.8 : Réduction de la section transversale du fait d'un arrondi (EN 1995-1-2).

En cas d'effet d'arrondi induit par une exposition au feu simultanée sur des faces parallèles, la vitesse de carbonisation β_0 peut être utilisée (Figure 15.8). Par conséquent, dans une situation unidimensionnelle (poutre lamellée-collée, par exemple), la profondeur de carbonisation peut être déterminée selon une vitesse de carbonisation β_0 , en se rapprochant des résultats obtenus lors d'essais physiques (unidimensionnels - Figure 15.8) :

$$d_{char,0} = \beta_0 \cdot t \quad (15.7)$$

Le rayon de courbure de l'arrondi doit être considéré comme étant égal à la profondeur de carbonisation $d_{char,0}$, dans la mesure où la section transversale présente une dimension minimale plus grande que b_{min} , obtenue selon la formule suivante :

$$b_{min} = \begin{cases} 2 \cdot d_{char,0} + 80 & \text{si } d_{char,0} \geq 13 \text{ mm} \\ 8,15 \cdot d_{char,0} & \text{si } d_{char,0} < 13 \text{ mm} \end{cases} \quad (15.8)$$

Si la dimension minimale de la section transversale est ou devient inférieure à b_{min} , les valeurs β_n devront être appliquées.

On suppose que le coefficient k_0 est égal à 1 si la durée d'exposition au feu est supérieure à 20 minutes, et à variation linéaire de 0 à 1 pour une durée comprise de 0 à 20 minutes. Si un élément en bois est protégé, le moment auquel $k_0=1$ correspond au démarrage de la carbonisation de l'élément protégé, ou au moment de la chute de la protection, si ce dernier survient avant.

Les équations suivantes s'appliquent au module et à la résistance de calcul de la section transversale, ainsi qu'aux résistances des assemblages :

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{f_k \cdot k_{fi}}{\gamma_{M,fi}} \quad (15.9)$$

$$S_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{S_{05} \cdot k_{fi}}{\gamma_{M,fi}} \quad (15.10)$$

$$R_{d,fi} = \eta \frac{R_k \cdot k_{fi}}{\gamma_{M,fi}} \quad (15.11)$$

où f_k désigne la valeur caractéristique (fractile à 5 %) d'une résistance, S_{05} désigne la valeur caractéristique (fractile à 5 %) d'un module (E ou G) et R_k désigne la valeur caractéristique d'une résistance d'un assemblage, toutes à température normale.

Les coefficients suivants s'appliquent également :

k_{fi} permet de ramener les valeurs au fractile à 20 % à partir de celles correspondant au fractile à 5 % ; différentes valeurs doivent être utilisées pour le bois massif (1,25), le bois lamellé-collé et les panneaux à base de bois (1,15), les assemblages bois-bois (1,15) et les assemblages bois-métal (1,05) ;

$\gamma_{M,fi}$ coefficient partiel de sécurité en situation d'incendie (1,0) ;

$k_{mod,fi}$ coefficient de modification des propriétés mécaniques qui, dans le cadre de la méthode en question, est égale à 1 ; il remplace k_{mod} à une température normale (EN 1995-1-1) ;

η coefficient de réduction en fonction du temps t d'exposition au feu (cf. ci-dessous).

Tableau 15.2 : valeurs de β_0 et de β_n pour le bois et les matériaux à base de bois (EN 1995-1-2).

Matériau	β_0 (mm/min)	β_n (mm/min)
a) Bois résineux et hêtre		
Bois lamellé-collé avec une masse volumique caractéristique $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
Bois massif avec une masse volumique caractéristique $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,80

Matériau	β_0 (mm/min)	β_n (mm/min)
b) Bois dur		
Bois massif ou lamellé-collé avec une masse volumique caractéristique de 290 kg/m^3	0,65	0,70
Bois massif ou lamellé-collé avec une masse volumique caractéristique $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,50	0,55

c) LVL avec une masse volumique caractéristique ≥ 480 kg/m ³	0,65	0,70
d) Panneaux à base de bois		
Lambris	0,90*	–
Contreplaqué	1,00*	–
Panneaux à base de bois autres que le contreplaqué	0,90*	–
* Ces valeurs s'appliquent aux panneaux présentant une masse volumique caractéristique de 450 kg/m ³ et une épaisseur de 20 mm. La norme européenne EN 1995-1-2 propose des méthodes de calcul pour différentes masses volumiques et épaisseurs.		

Les vitesses de carbonisation du bois lamellé-collé sont inférieures à celles du bois massif de même essence, et ce, pour une raison évidente : le matériau présente une meilleure homogénéité. Cependant, même si *dans la fabrication de bois lamellé-collé, il est en principe interdit d'utiliser des colles thermoplastiques*, la prudence est de rigueur, dans la mesure où certaines colles thermodurcissables atteignent leur point de transition vitreuse (ou se dégradent thermochimiquement), et donc perdent leur adhérence au support et/ou leur résistance au cisaillement, en dessous de 150 - 160°C.

Dans une poutre lamellée-collée, la dégradation du plan de collage à proximité de la surface sous la couche carbonisée pourra en revanche entraîner :

- › Une augmentation de la contrainte de cisaillement dans une zone qui, selon les méthodes de la section efficace et de la section résiduelle, est supposée contribuer à la résistance et à la rigidité d'une poutre ; et
- › Par conséquent, une séparation de lamelles laissant le plan de collage vulnérable à une sollicitation thermique, accélérant de ce fait le processus mentionné ci-dessus, et créant des cavités probablement à l'origine de l'augmentation des vitesses de carbonisation observées par certains chercheurs dans la zone de contrainte de cisaillement maximale de poutres lamellées-collées exposées à un feu standard.

15.4. RESISTANCE AU FEU DES ASSEMBLAGES

Les structures en bois utilisent fréquemment des assemblages pourvus d'assembleurs mécaniques. On les retrouve de plus en plus dans les ouvrages de construction réalisés en grande partie avec du bois lamellé-collé. Ces assemblages constituent des facteurs essentiels du comportement statique d'une structure. L'évaluation de la performance des assemblages au feu est donc indispensable pour prédire la résistance de la structure au feu.

Les détails d'assemblage métalliques et/ou les parties d'une structure composée d'éléments métalliques représentent, d'un point de vue du risque incendie, les points faibles d'une structure en bois. En effet, les assemblages métalliques favorisent la transmission de la chaleur *par conduction* dans la masse du bois. De plus, tous les composants métalliques risquent de subir des déformations par dilatation thermique incompatibles avec la stabilité de la structure.

Selon les normes européennes, les *assemblages non protégés satisfont aux exigences des classes de résistance R15 ou R20* (Tableau 15.3).

Au-delà de cette valeur, d'autres exigences s'appliquent, lesquelles requièrent un examen minutieux durant la phase de conception, notamment l'épaisseur des éléments en bois assemblés et les distances de rive et d'extrémité des assembleurs (pointes, broches, ...) vis-à-vis de l'élément. Il convient également de garantir la performance au temps de résistance t_{req} requis.

Tableau 15.3 : Résistances au feu d'assemblages non protégés avec des éléments latéraux en bois (EN 1995-1-2).

Assemblages bois-bois	$t_{d,fi}$ (min)	Conditions
Pointes	15	$d \geq 2,8$ mm
Vis	15	$d \geq 3,5$ mm
Boulons	15	$t_1 \geq 45$ mm
Broches	20	$t_1 \geq 45$ mm
Anneaux, crampons (selon EN 912)	15	$t_1 \geq 45$ mm

t_1 épaisseur de l'élément latéral
 d diamètre de l'organe d'assemblage

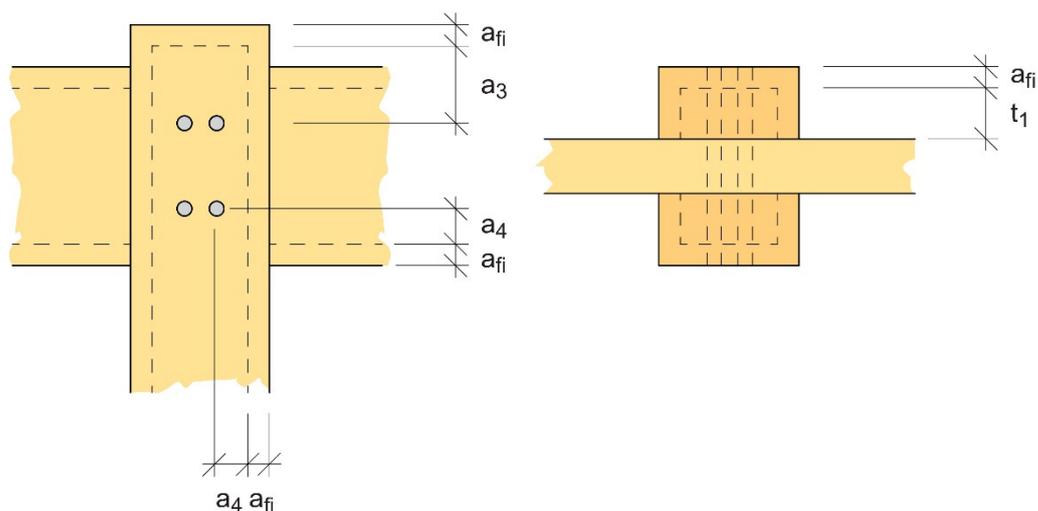


Figure 15.9 : Exigences simplifiées pour des assemblages à broches, à pointes ou à vis aux têtes non dépassantes, pour $t_{req} \leq 30$ minutes (selon EN 1995-1-2).

Tableau 15.4 Valeurs du paramètre k à utiliser dans l'Éq. 15.14 (EN 1995-1-2).

Assemblage	k	Durée maximale de validité du paramètre k pour un assemblage non protégé (min)
Pointes et vis	0,080	20
Boulons bois-bois ($d \geq 12$ mm)	0,065	30
Boulons bois-métal ($d \geq 12$ mm)	0,085	30
Broches bois-bois* ($d \geq 12$ mm)	0,040	40
Broches bois-métal* ($d \geq 12$ mm)	0,085	30
Autres assembleurs (selon EN 912)	0,065	30

* Les valeurs associées aux broches impliquent la présence d'un boulon pour quatre broches. Pour des broches dépassant du bois de plus de 5 mm, les valeurs de k associées aux boulons doivent être utilisées.

Un temps de résistance requis $t_{\text{req}} \leq 30$ min. permet de simplifier les calculs pour les assemblages non protégés à pointes, à broches et à vis aux têtes non dépassantes. Il suffira alors d'augmenter l'épaisseur des éléments latéraux en bois, leur largeur et la distance de rive de chaque assembleur vis-à-vis de l'élément selon une certaine valeur (Figure 15.9) :

$$a_{\text{fi}} = \beta_n \cdot k_{\text{flux}} \cdot (t_{\text{req}} - t_{d,\text{fi}}) \quad (15.12)$$

où le coefficient k_{flux} est intégré à l'équation, afin de prendre en compte un accroissement du flux thermique induit par l'assembleur métallique (généralement présumé égal à 1,5). De plus, selon le Tableau 15.2, $\beta_n = 0,70$ mm/min. pour le bois lamellé-collé.

Il existe une autre méthode consistant à calculer un temps de résistance pour un assemblage en cisaillement en fonction d'une *capacité résistante réduite*. Il est possible de déterminer la résistance de calcul de l'assemblage $R_{v,k,\text{fi}}$ à partir de la résistance au cisaillement $R_{v,k}$, obtenue selon les indications de la norme EN 1995-1-1, à l'aide de l'équation suivante :

$$R_{v,k,\text{fi}} = \eta \cdot R_{v,k} \quad (15.13)$$

où $\eta = e^{-k \cdot t_{d,\text{fi}}}$ et k varie en fonction du type d'assemblage, selon le Tableau 15.4.

Par conséquent, la résistance au feu de l'assemblage en cisaillement non protégé peut être calculée comme suit :

$$t_{d,\text{fi}} = -\frac{1}{k} \ln \left(\frac{\eta_{\text{fi}} \cdot \gamma_{M,\text{fi}}}{\gamma_M \cdot k_{\text{fi}}} \right) \quad (15.14)$$

où γ_M désigne le coefficient partiel de sécurité associé à la résistance de l'assemblage dans des conditions normales (cf. EN 1995-1-1), $\gamma_{M,\text{fi}}$ désigne le coefficient partiel de sécurité

associé à la résistance de l'assemblage au feu, η_{fi} désigne le coefficient précédemment intégré associé à la charge de calcul en situation d'incendie (cf. Éq. 15.5).

Par conséquent, *des assemblages non protégés présentent quasi systématiquement des résistances au feu maximales de 30 minutes*. La Figure 15.10 représente graphiquement les résistances au feu d'assemblages en cisaillement bois-bois non protégés, dont les courbes ont été obtenues en utilisant les valeurs de k du Tableau 15.4 dans l'Éq. 15.14, avec $\gamma_M = 1,3$ et $k_{fi} = 1,15$. Les courbes obtenues en fonction de ξ confirment que des assemblages non protégés remplissent difficilement l'exigence R30.

Ces brèves considérations sur les assemblages exposés au feu mènent à la conclusion suivante : pour atteindre facilement des résistances R45 ou R60, le concepteur doit directement envisager une protection pour les assemblages, ou bien des assemblages dissimulés (recouverts par des écrans).

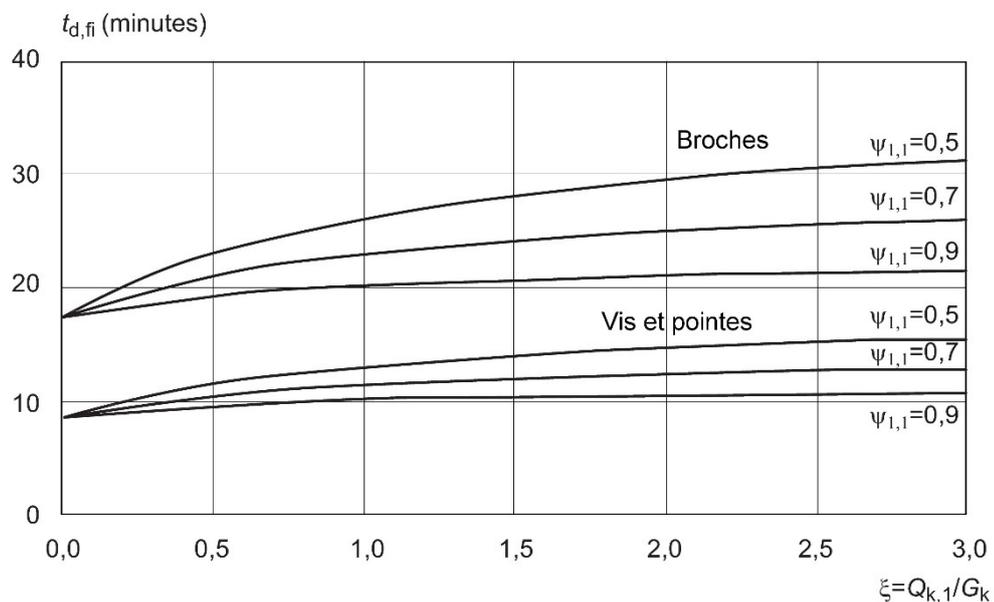


Figure 15.10 : Résistances au feu d'assemblages bois-bois en cisaillement non protégés en fonction de ξ .

15.5. PROTECTION DES STRUCTURES EN BOIS CONTRE LE FEU

15.5.1. Protection par élément unique

Parmi les traitements d'ignifugation de surface ou de masse permettant de protéger les structures en bois contre le feu, les solutions les plus couramment utilisées sont les suivantes :

- › Protection passive contre l'incendie (revêtements compacts en matériaux non combustibles, dont l'unique fonction est d'assurer la protection du bois contre l'action calorifique) ;
- › Traitements agissant directement sur le processus de combustion du matériau ; leur action ignifuge ou retardatrice au feu est obtenue par ajout à la masse du matériau ou par application superficielle de composés aptes à empêcher ou à retarder l'inflammation du matériau.

Les traitements de la masse du matériau consistent généralement à ajouter au bois des substances assurant les fonctions suivantes :

- › Inhiber les réactions d'oxydation par neutralisation des radicaux libres susceptibles de réagir avec l'oxygène (par ex. H-, OH- etc.), ou bien par émission de radicaux inertes tels que les composés halogènes (principalement à base de Br) ;
- › Générer des gaz non combustibles qui diluent les gaz produits par la décomposition thermique du bois, empêchant toute inflammation de ces derniers (par ex. phosphates d'ammonium qui, au-delà de certaines températures, sont décomposés en émissions de gaz tel que l'ammoniac, altérant la composition du mélange air/combustible et empêchant ainsi la propagation des flammes).

En ce qui concerne les traitements de surface, il est possible d'utiliser *soit* des composés non intumescents qui, sous l'action calorifique, peuvent générer des radicaux ou des gaz ininflammables aptes à inhiber les processus d'oxydation en phase gazeuse, et donc à éteindre les flammes, *soit* des systèmes intumescents. Ces derniers consistent essentiellement en un liant (composant filmogène) contribuant à l'action adhérente requise pour la tenue des composés. Ces composés se décomposent, sous l'action calorifique, en un résidu non combustible, de l'eau et des substances qui, sous l'effet de la chaleur, donnent naissance à des gaz inertes, lesquels non seulement altèrent la composition du mélange air/combustible et empêchent la propagation des flammes, mais contribuent en outre à l'expansion du résidu solide. Ainsi, ces substances forment également une « mousse » qui se solidifie sous forme de couche légère ou, selon la composition chimique, de couches dures, dont la très faible conductivité lui permet d'agir comme un matériau isolant.

La protection passive au moyen de panneaux isolants implique une conception correcte et un *assemblage minutieux*, afin d'éviter, notamment, qu'une fixation défectueuse ou lâche ne compromette l'efficacité de la protection.

Si des panneaux à base de bois ou des plaques de plâtre sont utilisés (type A ou H selon la norme EN 520), il suffit de suivre les consignes données par le fournisseur. En ce qui concerne les plaques de silicate de calcium (type F selon EN 520), lesquelles permettent d'accroître substantiellement la résistance au feu d'un élément ou d'un assemblage, une longueur de pénétration minimale $l_a \geq 10$ mm dans la section résiduelle est requise pour les organes d'assemblage (Figure 15.11).

En règle générale, la plaque de protection unique d'une épaisseur h_p , utilisée dans un écran multicouche, devra être assemblée à l'élément en bois et non aux autres plaques (Figure 15.11 et Figure 15.12), conformément aux exigences minimales décrites ci-dessus. Les assemblages doivent être espacés d'au moins 60 mm, les organes de 200 mm maximum (ou $17 h_p$, si cet espacement est plus petit) ; la distance de rive de l'assemblage doit mesurer au moins 15 mm (ou $1,5 h_p$, si cette dernière est plus petite), et au plus $3h_p$.

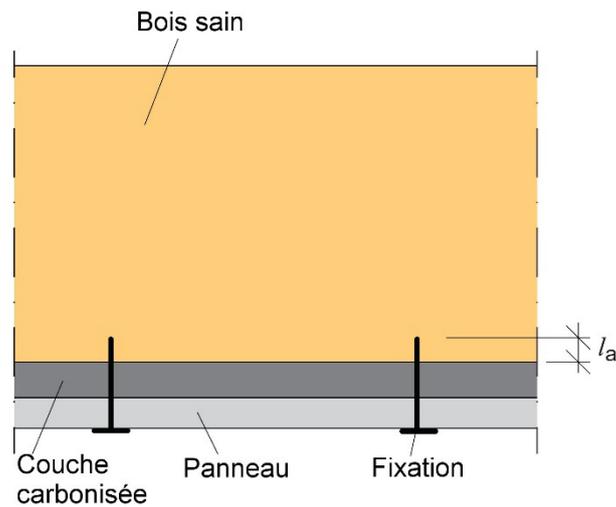


Figure 15.11 : Fixation d'une plaque de plâtre, avec une longueur de pénétration l_a pour les organes d'assemblage dans le bois non carbonisé (EN 1995-1-2).

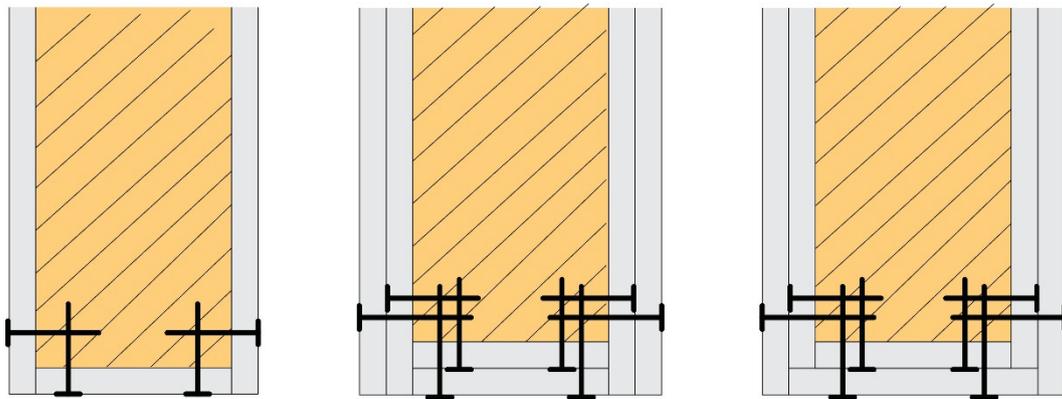


Figure 15.12 : Exemples de fixation pour des écrans multicouches (EN 1995-1-2).

15.5.2. Protection des assemblages

Comme nous l'avons déjà souligné, les assemblages constituent les points faibles d'une structure en bois sur le plan de la résistance au feu. Pour ces éléments, en l'absence de données d'analyses ou de calculs plus précis, les valeurs de résistance au feu peuvent être prises comme correspondant à celles d'assemblages non protégés, à savoir généralement moins de 30 minutes (cf. Section 15.4). Par conséquent, la conception des assemblages selon la résistance requise et celle de la protection des assemblages revêtent une importance primordiale.

Dans le cas où les assemblages sont protégés avec des panneaux à base de bois ou des plaques de plâtre (type A ou H selon EN 520), le temps t_{ch} de démarrage de la carbonisation du fait de la protection est donné par :

$$t_{ch} \geq t_{req} - 0,5t_{d,fi} \quad (15.15)$$

où t_{req} désigne la résistance de l'assemblage requise et $t_{d,fi}$ la résistance de l'assemblage non protégé.

Dans le cas de protections assurées par des plaques de plâtre de type F (EN 520), la résistance requise pour la protection est beaucoup plus faible :

$$t_{ch} \geq t_{req} - 1,2 t_{d,fi} \quad (15.16)$$

La protection doit, naturellement, tenir jusqu'au démarrage de la carbonisation du bois, à savoir jusqu'à t_{ch} pour les plaques de type A et H, ou jusqu'à t_{req} (résistance requise) pour les plaques de plâtre de type F. Les éléments de protection et leur mode d'assemblage doivent alors satisfaire certaines exigences minimales (Figure 15.13).

Les protections des têtes de boulons et d'écrous doivent, dans un premier temps, avoir une épaisseur au moins égale à a_{fi} (Éq. 15.12). Les organes d'assemblage des panneaux doivent afficher une distance de rive d'au moins a_{fi} , ainsi qu'un espacement maximal de 100 mm le long des rives et de 300 mm pour les organes internes. La profondeur de pénétration des vis ou des pointes doit correspondre à au moins 6 fois leur diamètre (panneaux de type A et H) ; quant aux plaques de plâtre de type F, une profondeur de pénétration dans le bois non carbonisé d'au moins 10 mm au temps t_{req} est requise.

Concernant les assemblages avec des plaques métalliques en âme d'une épaisseur d'au moins 2 mm et ne dépassant pas du bois (Figure 15.14.a), le Tableau 15.5 indique les valeurs minimales pour les largeurs des plaques.

Tableau 15.5 : largeurs de plaques métalliques aux rives non protégées.

		b_{min} (mm)
Rives non protégées (en général)	R 30	200
	R 60	280
Rives non protégées (sur 1 ou 2 côtés)	R 30	120
	R 60	280

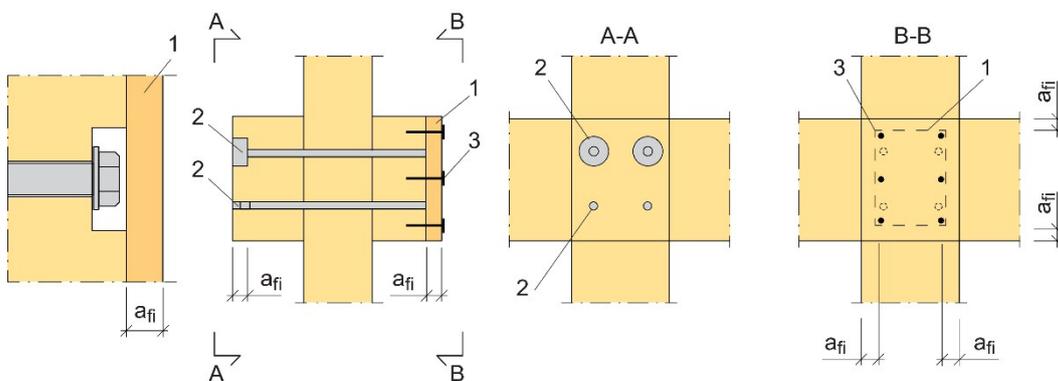


Figure 15.13 : Protections de boulons et de broches : 1) éléments de protection avec une plaque ; 2) bouchons collés ; 3) organes d'assemblage (modification selon EN 1995-1-2).

Pour les plaques métalliques plus étroites que l'élément en bois, on peut considérer qu'elles sont protégées ; il est alors possible de ne pas tenir compte de la taille minimale donnée au Tableau 15.5, dans les cas suivants :

- Plaques d'une épaisseur ≤ 3 mm et aux rives non protégées, où d_g dépasse 20 mm (R30) ou 60 mm (R60) (Figure 15.14.b) ;
- Plaques aux rives protégées par des baguettes d'angle ou des panneaux, d'une épaisseur d_g ou $h_p \geq 10$ mm (R30) ou 30 mm (R 60) (Figure 15.14.c et Figure 15.14.d).

On peut en revanche facilement démontrer que les protections consistant en des *plaques métalliques externes* (devant être conçues conformément à l'Eurocode 3, EN 1993-1-2),

dont leur face en contact avec le bois peut être considérée comme étant non exposée, présentent une résistance au feu très faible (généralement inférieure à 20-30 minutes). C'est pourquoi il est plus opportun d'utiliser des *plaques de bois* ou à *base de bois* dans le cadre de la conception de protections. Des plaques métalliques peuvent être envisagées, dès lors qu'elles sont intégralement recouvertes (les deux faces et les deux rives) par des éléments dont les dimensions minimales a_{fi} sont données par :

$$a_{fi} = \beta_n \cdot k_{flux} \cdot (t_{req} - 5) \quad (15.17)$$

Cette équation s'apparente à l'Éq. 15.12, la plaque métallique bénéficiant alors d'une résistance $t_{d,fi}$ de 5 minutes.

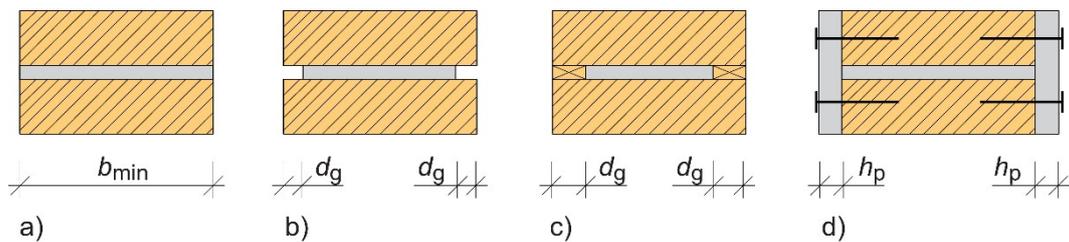


Figure 15.14 : Protection des rives de plaques métalliques en âme : a) plaque non protégée ; plaque protégée par des espaces vides (b), par des bandes collées (c), par des panneaux (d) (EN 1995-1-2).

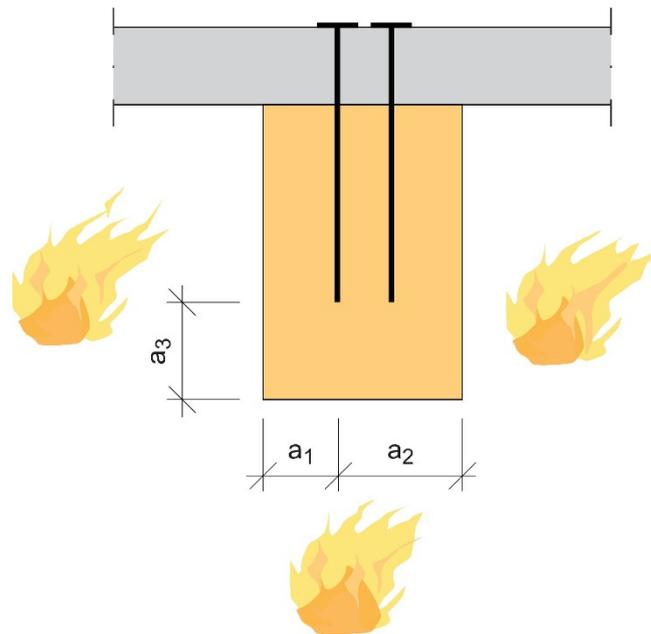


Figure 15.15 : Assemblage par vis chargées axialement (EN 1995-1-2).

La résistance des vis chargées axialement protégées du feu par du bois (Figure 15.15, extraite de la norme EN 1995-1-2) amène une réflexion intéressante quant à la protection assurée par le bois.

Si

$$a_2 \geq a_1 + 40; a_3 \geq a_1 + 20; a_1 \geq \beta \cdot t_{fi,d} + 28$$

(avec a_1, a_2, a_3 en mm et β supposée traditionnellement égale à 1 mm/minute ; η [valeur du paramètre dans l'Éq. 15.11] peut être présumé égal à 1), la protection de l'assemblage assurée par le bois est réputée suffisante.

Concernant la protection d'assemblages mécaniques dans une structure en bois, il est donc essentiel d'obtenir, pour les éléments en bois, des résistances au feu significatives. Ces protections peuvent être assurées par des écrans hautement efficaces, soit lorsque l'assemblage ne peut pas être placé dans l'élément en bois (Figure 15.16), soit pour protéger des assemblages à profilés métalliques en T. Les Figures 15.16 et 15.17.b illustrent les exigences R60.

En ce qui concerne des assemblages de poutres primaire et secondaire (Figure 15.17), il existe sur le marché des accessoires du bâtiment différents types de profilés métalliques en T, destinés à être insérés dans un élément en bois, et donc plus avantageux sur le plan esthétique (Figure 15.17.c ; cf. Chapitre 14).



Figure 15.16 : Protection de l'appui à rotule d'extrémité



(a)



(b)

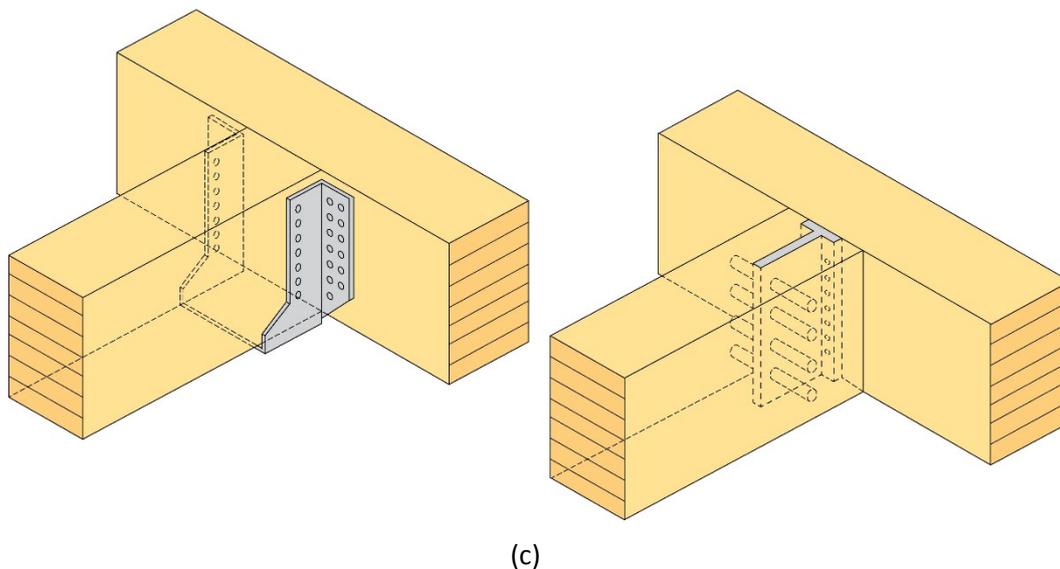


Figure 15.17 : Assemblage solive-poutre principale (a) protégé avec des plaques de silicate de calcium (b), et alternative à un assemblage solive-poutre principale exposé (c).

15.6. CRITERES DE CALCUL

Intéressons-nous à certains aspects concernant le dimensionnement et la vérification de poteaux et de poutres en bois lamellé-collé.

Tout d'abord, il convient de prêter une attention particulière au rapport base/hauteur de la section transversale d'une poutre exposée au feu. Prenons l'exemple de deux sections de poutres en bois lamellé-collé exposées au feu sur trois côtés, avec un rapport base/hauteur différent mais avec le même module de section, et donc le même moment de résistance à la flexion dans des conditions normales (Figure 15.18). Dans notre exemple, ces deux sections seront dites « large » et « étroite ».

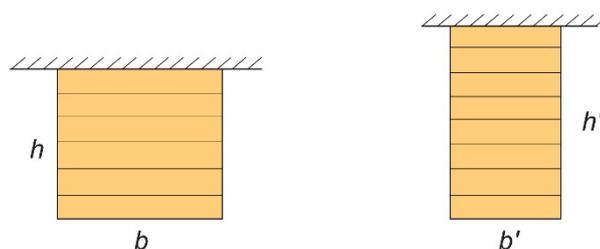


Figure 15.18 : Sections « large » et « étroite » en bois lamellé-collé.

Les courbes représentées à la Figure 15.19 illustrent différents comportements au feu de sections « larges » (rapport base/hauteur élevé) et « étroites » (rapport base/hauteur faible typique des éléments en bois lamellé-collé).

Plus précisément, ces courbes présentent des pentes décroissantes plus faibles pour des rapports base/hauteur élevés. Par conséquent, la dégradation de la poutre de section « large » est quelque peu plus lente que celle observée pour des sections « étroites » (Figure 15.19, à gauche). L'exemple décrit porte sur des poutres mesurant 220 mm x 240 mm (section « large ») et 160 mm x 280 mm (section « étroite »). Leur comportement a

été calculé selon la méthode de la section réduite (avec une correction d'environ 1 %, de sorte que les deux sections bénéficient du même moment de résistance à la flexion initial).

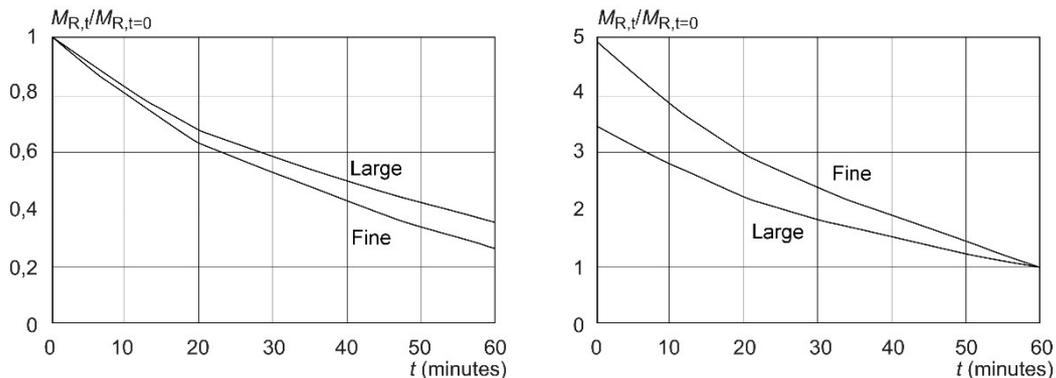


Figure 15.19 : Réduction du moment de résistance à la flexion pour des sections lamellées-collées « larges » et « étroites ».

Supposons à présent qu'une capacité résistante donnée est requise au temps t d'exposition au feu. Si l'on considère deux sections affichant la même capacité résistante après un certain temps d'exposition au feu (par ex. $t=60$ minutes), en s'appuyant sur une logique symétrique, les sections étroites présentent à tout moment avant t un moment de résistance à la flexion supérieur. Le dimensionnement d'une section résiduelle étroite pour un temps t offre alors une meilleure performance statique jusqu'au temps t . Les courbes représentées à la Figure 15.19 (à droite) illustrent une résistance résiduelle à $t=60$ minutes pour le bois lamellé-collé résineux de sections initiales 200 mm x 200 mm (section « large ») et 140 mm x 280 mm (section « étroite »). Une légère correction (environ 1 %) a également été apportée ici, de sorte que les deux sections affichent la même valeur finale de moment de résistance à la flexion.

Il est également primordial de prendre en compte le comportement de poteaux lamellés-collés comprimés axialement. La vérification de la stabilité au flambement lors d'un incendie devient alors un critère important, dans la mesure où ces poteaux sont exposés, dans la majorité des cas, sur les quatre côtés.

Tout d'abord, lorsque le poteau lamellé-collé présente une section continue sur différents étages (différents compartiments) et qu'il fait partie d'une ossature contreventée, il est possible de supposer des conditions limites plus favorables que pour le calcul à température normale. Aux étages intermédiaires, le poteau peut être considéré comme étant fixe aux deux extrémités, tandis qu'à l'étage supérieur, le poteau peut être considéré comme étant fixe à son extrémité inférieure (Figure 15.20) ; la longueur du poteau L prise en compte correspond alors à celle indiquée sur la même figure.

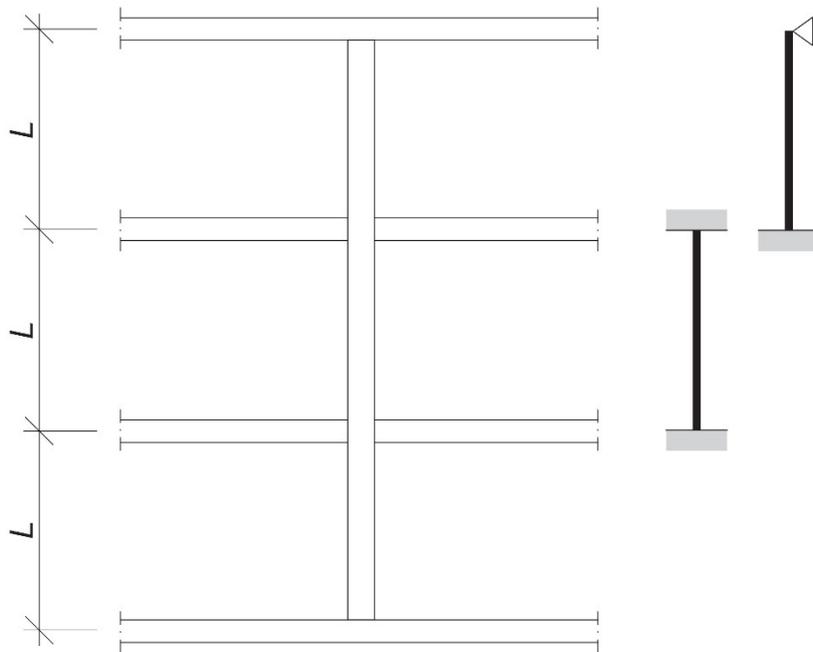


Figure 15.20 : Longueur de flambement en situation d'incendie d'un poteau continu (EN 1995-1-2).

En ce qui concerne la question de la stabilité du poteau, il convient de noter que le contrôle en situation d'incendie revêt une importance cruciale, même si les rapports d'élançement sont faibles et que la résistance au feu requise est modérée.

Quelques exemples sont présentés à la Figure 15.21, concernant des poteaux en bois lamellé-collé GL24h pourvus de sections carrées mesurant 160, 200 et 240 mm sur les côtés, et d'une hauteur $l_0 = 3\ 000$ mm. Les rapports d'élançement correspondants λ_y sont donc plus ou moins égaux à 65, 52 et 43. On a supposé que le coefficient de réduction η_{fi} (Éq. 15.5) associé à la charge de calcul en situation d'incendie était égal à 0,5, 0,6 et 0,7. Il convient de noter que la valeur $\eta_{fi} = 0,7$ est recommandée selon l'annexe nationale française de l'EN 1995-1-2 s'il n'est pas calculé.

L'abscisse de chaque point de la courbe d'ordonnée 1 définit donc, pour toute combinaison de rapports d'élançement λ_y et de coefficients de réduction η_{fi} , la valeur de la résistance en minutes.

La Figure 15.21 démontre que seuls les poteaux affichant des rapports d'élançement λ_y inférieurs à 50 et $\eta_{fi} \leq 0,6$ peuvent garantir une résistance R30, alors que les mêmes poteaux ne peuvent atteindre une valeur R60 que si le niveau de contrainte initial (condition normale) est adéquatement réduit (cf. valeurs en ordonnée). Ainsi, un poteau avec un rapport d'élançement initial $\lambda_y \cong 43$ et un coefficient de réduction $\eta_{fi}=0,7$ devra être sollicité de telle sorte que sa capacité résistante initiale soit réduite de 60 % pour atteindre R60.

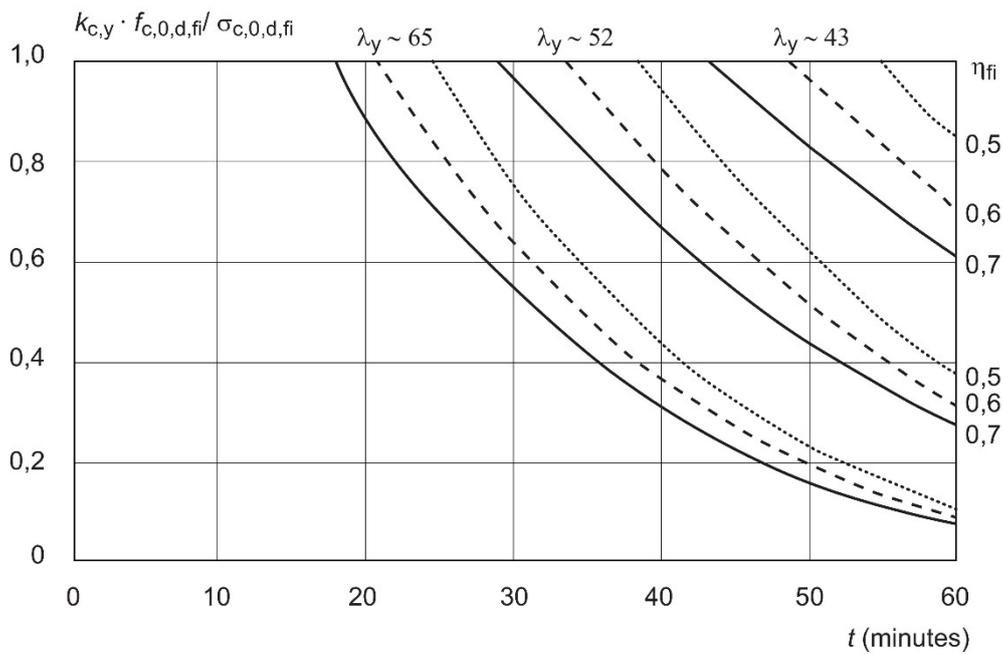


Figure 15.21 : Résistance au feu de poteaux lamellés-collés avec différents rapports d'élanement.

Par conséquent, les poteaux en bois lamellé-collé requièrent un calcul précis à partir de R30, étant donné que la réduction de la section transversale résistante est associée à un accroissement rapide de l'élanement. La réduction de la capacité résistante d'un poteau en bois lamellé-collé exposé au feu est donc importante. Le concepteur doit absolument en tenir compte, par le biais d'une augmentation appropriée de la section transversale du poteau.

CHAPITRE 16

16. DETAILS DES STRUCTURES EN BOIS LAMELLE COLLE

Dans la pratique, les ruptures locales et les effondrements subis par des structures en bois lamellé-collé sont dus à différentes causes, également évoquées dans les chapitres précédents, notamment :

- a) Emplacement et/ou taille inappropriés d'un percement dans des éléments en bois (Chapitre 5) ;
- b) Entaille trop profonde dans des éléments en bois (Chapitre 5) ;
- c) Poutres courbes et bananes avec un rayon de courbure trop petit et/ou une pente de l'extrados trop importante (Chapitre 7) ;
- d) Poutres à inertie variable retournées (lenticulaires), dont le bord incliné est situé côté tendu (Chapitre 7) ;
- e) Contreventement insuffisant (Chapitre 13).

Toutes ces questions ne sont pas détaillées davantage ici. Ce chapitre aborde les détails de structures en bois lamellé-collé qui permettent d'éviter des ruptures et qui n'ont pas encore été évoqués dans les chapitres précédents. Ces éléments de détail doivent être correctement conçus, afin de garantir l'aptitude au service, la durabilité et la performance des structures en bois. Cependant, compte tenu de la possibilité offerte par les éléments lamellés-collés d'avoir des structures affichant des dimensions et une portée plus grandes, la conception correcte des détails d'assemblages apparaît d'autant plus essentielle.

Les principes de calcul et de conception de base applicables aux structures en bois peuvent être classés en trois catégories générales :

- › Permettre un transfert des efforts efficace tout en évitant (ou du moins en réduisant) la traction perpendiculaire au fil ;
- › Permettre des variations dimensionnelles du fait de la teneur en humidité variable des éléments en bois (à défaut, risque de traction perpendiculaire au fil) ;
- › Protéger le bois contre toute dégradation.

Des figures illustrant différents types de détails sont proposées dans les pages suivantes. Elles montrent des exemples de détails incorrects courants parallèlement à des exemples de détails corrects. Ce chapitre propose également une description des ruptures susceptibles d'intervenir du fait d'éléments de détail mal conçus.

16.1. DETAILS ASSOCIES A UN TRANSFERT D'EFFORTS EFFICACE

Les structures en bois devront être dimensionnées de telle sorte que le transfert de charges entre les éléments intervienne dans tous les cas de façon claire, c'est-à-dire sans possibilité de confusion quant aux cheminements des charges. Par ailleurs, il est fondamental d'opter pour des détails réduisant au maximum ou n'induisant aucune contrainte perpendiculaire au fil.

16.1.1. Charges concentrées importantes suspendues à des poutres

Des charges concentrées importantes (appareils de climatisation, rails de ponts roulants ou principaux éléments de structure) suspendues à la partie inférieure de poutres induisent des contraintes de traction perpendiculaires au fil susceptibles de générer des fissures semblables à celles illustrées à la Figure 16.1(a). Les Figures 16.1(b) et 16.1(c) montrent deux méthodes permettant d'éviter le risque de fendage.

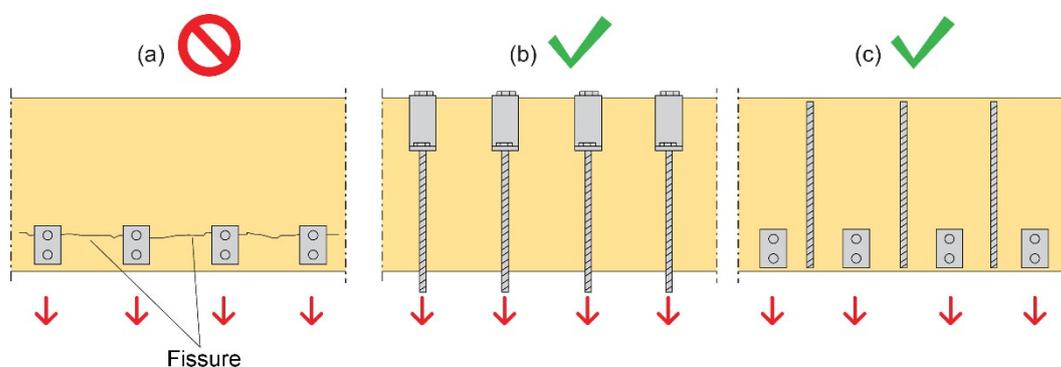


Figure 16.1 : Poutres soumises à de lourdes charges : (a) charges suspendues à la poutre susceptibles de générer des fissures ; (b) charges transférées en compression ; (c) renforcement à l'aide de vis autotaraudeuses.

16.1.2. Assemblage poteau-poutre

Dans le cas de deux poutres en bois en appui simple, reposant sur un appui commun (poteau en bois, en béton ou en acier, par exemple), on utilise généralement des supports en U ou en T pour assurer l'assemblage entre les poutres et le poteau (cf. Figure 16.2, (a) et (b), respectivement). Si les organes d'assemblage sont trop espacés de la surface de contact entre le poteau et les poutres, ils empêcheront la rotation des poutres du fait de la flèche sous charge, d'où un risque de fendage des poutres. En outre, si la poutre se rétracte, il se peut que la charge soit transférée aux boulons. Le retrait de la poutre en bois peut également provoquer le fendage de cette poutre et le flambement du support

métallique si l'élancement est trop important (cf. Figure 16.2(b)). La Figure 16.2(c) montre une méthode permettant d'éviter le risque de fendage.

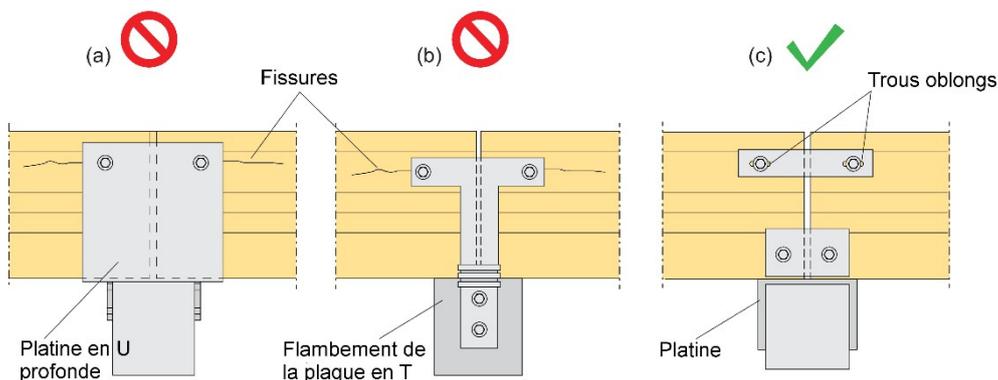


Figure 16.2 : Assemblages poutre-poteau : (a) assemblage avec un support en U profond ; (b) assemblage avec un support en T ; (c) assemblage avec un support en U peu profond et des plaques longitudinales pourvues de trous oblongs.

16.1.3. Appuis d'arcs, de poutres ou de barres inclinées

L'appui des éléments d'arcs ou inclinés devra être conçu de telle manière que la surface sciée horizontale du bois soit totalement en contact avec le mur ou le poteau sous-jacent. Une combinaison de contraintes de traction induites perpendiculairement au fil et de contraintes de cisaillement se produit si la surface sciée horizontale de l'élément en bois est plus longue que l'appui. Ce phénomène, qui s'apparente à celui décrit au Chapitre 5, peut entraîner le fendage du bois. Les Figures 16.3 (b) et (c) montrent deux méthodes permettant d'éviter le risque de fendage.

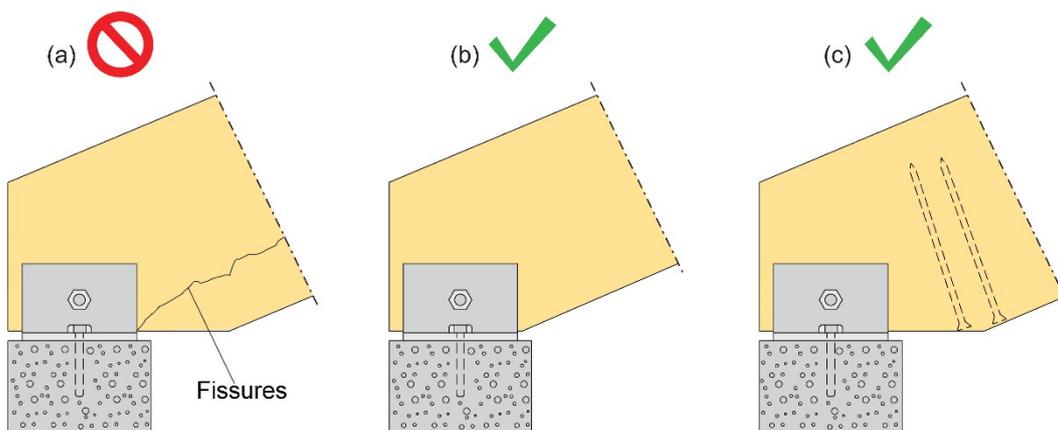


Figure 16.3 : Appuis d'arcs ou d'éléments de poutres inclinés : (a) surface sciée horizontale de l'élément en bois plus longue que l'appui ; (b) surface sciée horizontale de l'élément en bois entièrement en contact avec le mur ou le poteau sous-jacent ; (c) renforcement à l'aide de vis autotaraudeuses.

16.1.4. Excentricité aux nœuds

Toutes excentricités au niveau des nœuds devront être systématiquement évitées, principalement en raison du risque de fendage. En effet, ces excentricités induisent des moments de flexion secondaires qui, à leur tour, génèrent des contraintes de traction perpendiculaires au fil. Une excentricité peut être due au fait que les axes de la membrure et des barres de treillis ne se croisent pas au même point, comme illustré à la Figure

16.4(a) ; ou bien au fait que, même si les axes se croisent au même point, le centre de rotation du groupe d'organes d'assemblage de la membrure est éloigné de ce point d'intersection, comme illustré à la Figure 16.4(b).

Dans la majorité des cas, il est possible de concevoir des nœuds sans excentricité. Un exemple de ce type de nœud est présenté à la Figure 16.4(c).

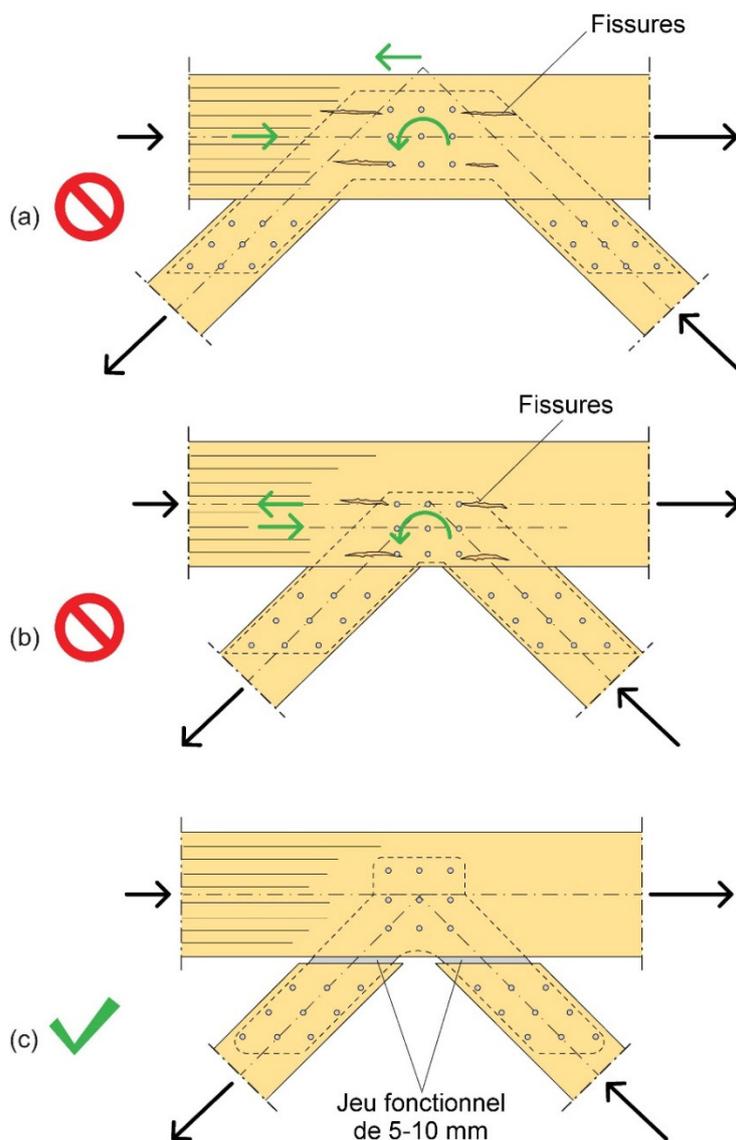


Figure 16.4 : Nœuds avec des goujons et des plaques insérées : (a) excentricité du fait que le centre de rotation du groupe d'organes d'assemblage de la membrure est situé en dessous du point d'intersection des axes des barres de treillis ; (b) excentricité du fait que les axes du groupe d'organes d'assemblage de la membrure supérieure et ceux des barres de treillis ne se croisent pas au même point ; (c) nœud sans excentricité.

16.1.5. Nœuds avec de longues plaques métalliques dans les barres de treillis

Le nœud d'une ferme subit une rotation sous charge. L'utilisation de goussets à angle fixe, en particulier ceux de grandes longueurs, empêche toute rotation des barres du treillis sous charge. Des moments risquent alors d'être induits aux extrémités des barres, susceptibles d'entraîner le fendage du bois au niveau des organes d'assemblage (cf. Figure 16.5(a)). Il est possible de réduire le risque de fendage associé à ce type d'assemblage en réduisant l'espacement entre les organes d'assemblage des barres de treillis. Les Figures

16.5(b) et 16.5(c) montrent deux autres méthodes permettant d'éviter le risque de fendage.

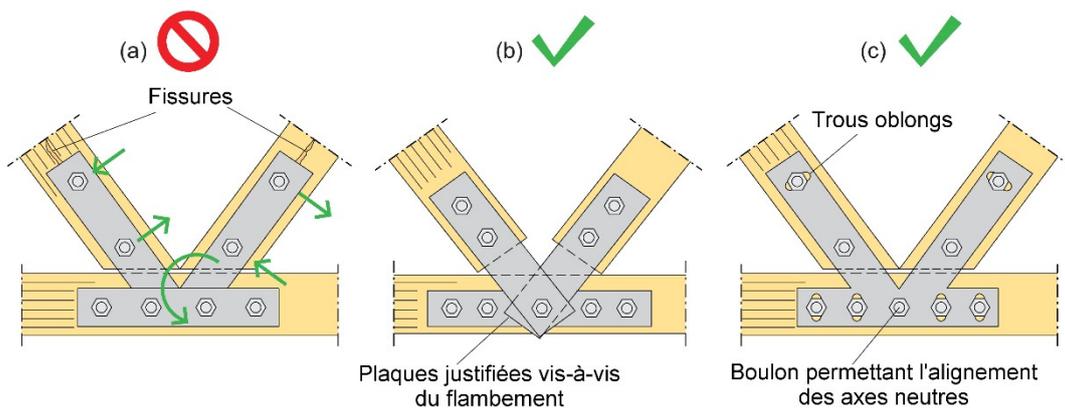


Figure 16.5 : Nœuds avec des boulons et des plaques externes : (a) goussets à angle fixe empêchant toute rotation des barres de treillis sous charge ; (b) nœud pourvu de plaques séparées permettant d'assembler les barres de treillis, avec un assemblage à rotule au point d'intersection ; (c) nœud pourvu de trous oblongs permettant la libre rotation des barres.

16.1.6. Assemblage poutre-poutre à différentes hauteurs

Parfois, les poutres primaire et secondaire sont positionnées à différentes hauteurs. Toute charge appliquée par le biais des organes d'assemblage en dessous de l'axe neutre risque de provoquer une rupture par traction perpendiculaire au fil de la poutre primaire (à savoir la poutre la plus haute sur la Figure 16.6(a)). Le positionnement de la plupart des organes d'assemblage en dessous de l'axe neutre, comme illustré à la Figure 16.6(b), ou bien l'utilisation d'un étrier monté sur le dessus limitera au minimum le risque de fendage de la poutre primaire. Une autre solution consiste à renforcer la poutre au moyen de vis autotaraudeuses (cf. Figure 16.6(c)). Il convient de noter, cependant, que si les poutres secondaires sont fixées uniquement sur un côté de la poutre primaire, comme c'est le cas de l'ensemble des assemblages présentés à la Figure 16.6, la poutre primaire sera soumise à une torsion, laquelle devrait être prise en compte dans les calculs.

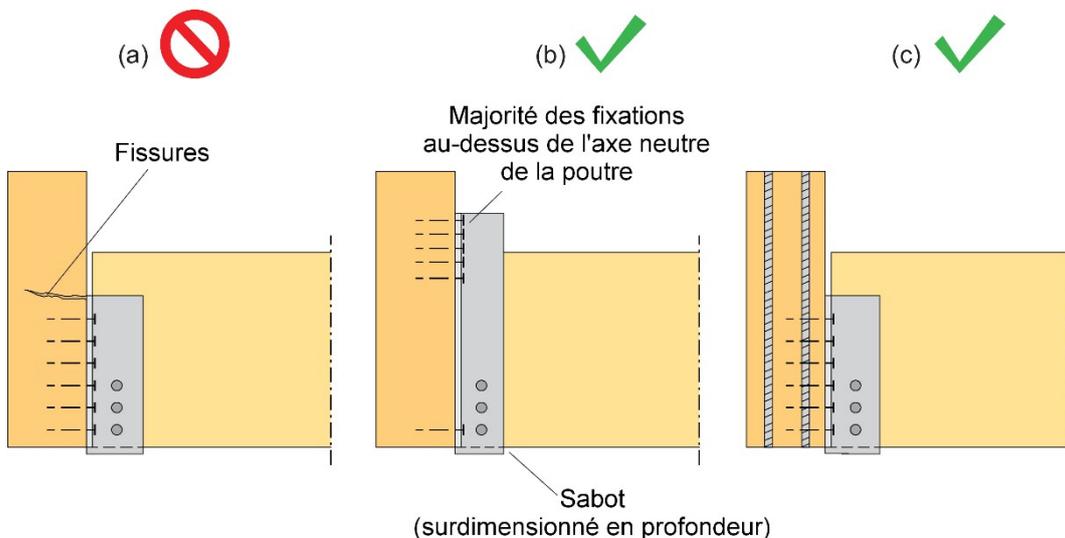


Figure 16.6 : Assemblages poutre primaire-poutre secondaire : (a) application d'une charge par le biais des organes d'assemblage en dessous de l'axe neutre susceptible de provoquer une rupture par traction perpendiculaire au fil de la poutre ; (b) étrier surdimensionné, permettant le positionnement de la plupart des organes au-dessus de l'axe neutre ; (c) renforcement à l'aide de vis autotaraudeuses.

16.2. DETAILS PERMETTANT LES VARIATIONS DIMENSIONNELLES DU FAIT DE LA VARIATION DE L'HUMIDITE

Comme évoqué au Chapitre 14, il est essentiel de prendre particulièrement en compte le retrait et le gonflement du bois en fonction de l'humidité au moment de concevoir les détails d'assemblages, afin d'éviter l'apparition de contraintes de traction perpendiculaires au fil. Le bois gonflera ou se rétractera du fait de la variation de la teneur en humidité. Les variations dimensionnelles induites parallèlement au fil peuvent être le plus souvent négligées. En revanche, une variation dimensionnelle importante peut intervenir dans le sens perpendiculaire au fil, en particulier si la teneur en humidité varie de façon substantielle et/ou que la hauteur de la section transversale de l'élément en question est élevée.

16.2.1. Rein de portiques

Parfois, l'assemblage de rein de portiques comprend des organes traversant trois pièces de bois qui se chevauchent. En général, l'arbalétrier consiste en une poutre en bois lamellé-collé unique, tandis que le poteau consiste en deux éléments en bois lamellé-collé parallèles situés de chaque côté de l'arbalétrier (cf. Figure 16.7(a)).

La teneur en humidité du bois diminuera, en principe, un certain temps après le montage du portique dans un environnement intérieur. Lorsque la teneur en humidité du bois diminuera, le poteau et l'arbalétrier se rétracteront, principalement dans le sens perpendiculaire au fil. Cependant, les assembleurs empêcheront un tel retrait, d'où un risque accru de fendage du bois.

Le fendage du bois au niveau du rein influe de façon négative sur la capacité résistante du joint et sur la résistance au cisaillement des éléments.

Une manière d'éviter le fendage de ces types de structures consiste à utiliser des reins assemblés par entures multiples semblables à ceux décrits à la Section 10.3.3. Une autre solution réside dans l'utilisation d'éléments métalliques séparés. La Figure 16.7(b) montre un rein composé d'un support métallique assemblé à l'arbalétrier et au poteau au moyen de goujons collés. La Figure 16.7(c) montre un rein comprenant une ou plusieurs plaques métalliques et des broches.

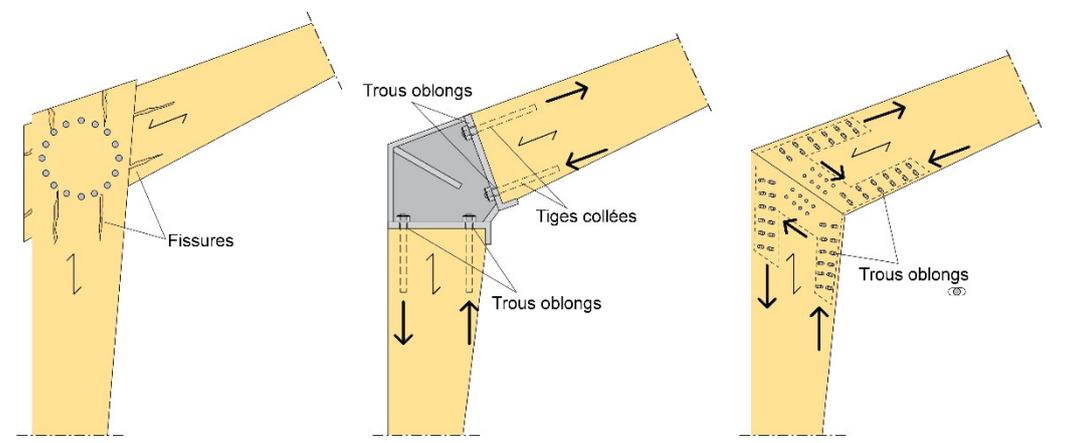


Figure 16.7 : Reins de portiques : (a) assemblage à broches ou boulons traversant l'arbalétrier (poutre lamellée-collée unique) et le poteau (deux éléments lamellés-collés moisés) ; (b) rein composé d'un support métallique assemblé au moyen de goujons collés ; (c) plaques en âme et broches.

16.2.2. Assemblage poutre-poutre

Un étrier cantilever pourvu d'une barre tendue intégrée (c'est-à-dire une plaque horizontale soudée à l'étrier cantilever) peut générer des contraintes de traction perpendiculaires au fil, et donc un éventuel fendage, du fait du retrait d'éléments en bois (cf. Figure 16.8(a)). Si un assemblage en traction est nécessaire, il est possible d'utiliser une plaque séparée non assemblée à l'étrier cantilever, comme illustré à la Figure 16.8(b). Une autre possibilité consiste à utiliser une barre tendue intégrée et des trous oblongs (cf. Figure 16.8(c)).

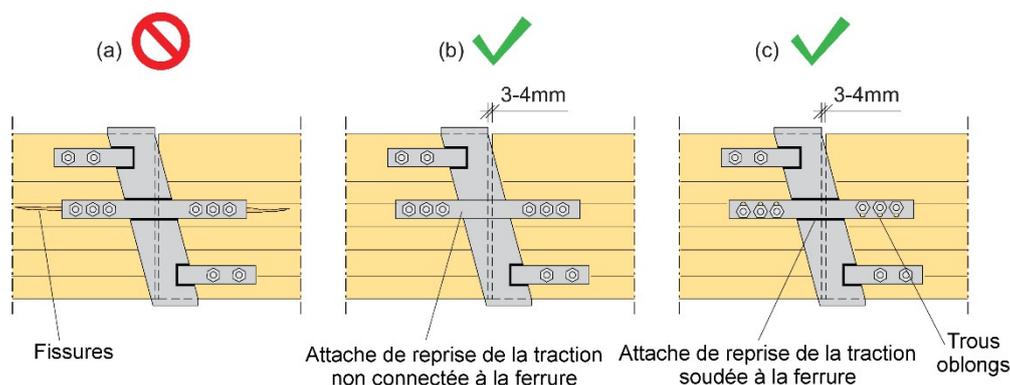


Figure 16.8 : Étriers cantilever pourvus d'une barre tendue : (a) barre tendue intégrée susceptible d'induire des contraintes de traction perpendiculaires au fil du fait du retrait empêché des éléments ; (b) barre tendue consistant en une plaque séparée ; (c) barre tendue intégrée avec trous oblongs.

16.2.3. Assemblage poutre-poutre

Les assemblages poutre-poutre peuvent être conçus de multiples manières différentes. Les méthodes couramment appliquées impliquent l'utilisation notamment d'équerres ou de sabots d'appui. Les équerres comprenant de longues files d'organes d'assemblage peuvent entraîner des fissures de la poutre suspendue, comme illustré à la Figure 16.9(a), compte tenu des contraintes de traction perpendiculaires au fil induites aux boulons du fait du retrait de la poutre.

Un sabot comprenant des plaques latérales et des organes d'assemblage sur la partie supérieure de la poutre suspendue peut également provoquer la formation de fissures sur la poutre suspendue, comme illustré à la Figure 16.9(b). Ce phénomène s'explique par le retrait de la poutre, qui soulève la poutre de la plaque d'appui (horizontale) et transfère les charges aux organes.

La Figure 16.9(c) montre un assemblage consistant en un sabot renforcé avec des trous oblongs, permettant le libre retrait de la poutre suspendue. L'assemblage est également capable de supporter le moment de flexion induit par l'excentricité entre la file de boulons de la poutre suspendue et l'axe de la poutre principale. Les organes d'assemblage doivent, naturellement, être conçus de manière à résister au moment induit par l'excentricité.

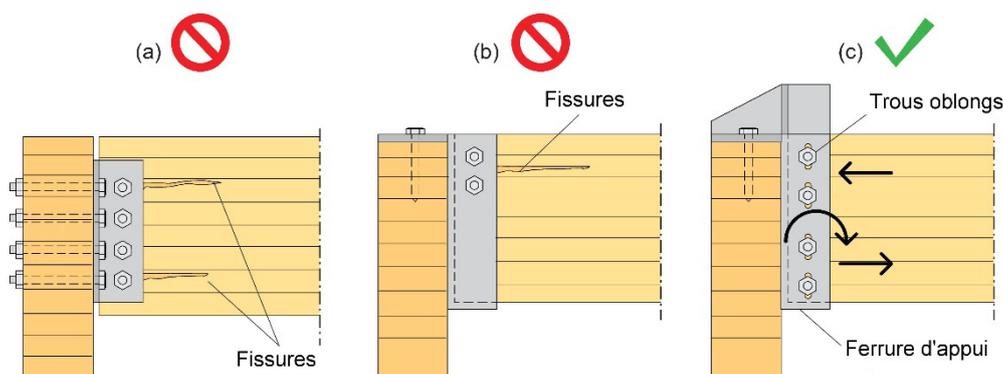


Figure 16.9 : Assemblages poutre-poutre : (a) équerres avec de longues files d'organes d'assemblage ; (b) sabot avec des plaques latérales et des organes d'assemblage placés sur la partie supérieure de la poutre suspendue ; (c) sabot renforcé avec des trous oblongs.

16.3. DETAILS ASSURANT LA PROTECTION DU BOIS CONTRE TOUTE DEGRADATION

Comme évoqué au Chapitre 1, il est important de concevoir des structures en bois lamellé-collé de manière à isoler et à protéger tous les éléments en bois contre d'éventuelles sources d'humidité excessive. Une teneur en humidité dépassant environ 20 % peut favoriser le développement d'organismes à l'origine de la dégradation du bois, et donc de sa pourriture.

La meilleure façon de prévenir la pourriture est de conserver les éléments en bois le plus au sec possible. Si cela est impossible, les éléments en bois doivent être conçus de manière à sécher rapidement après avoir été mouillés.

Cette section n'aborde pas le traitement autoclave du bois. Les exemples présentés concernent principalement des structures extérieures (ponts, tours, mâts, etc.) dont le risque de forte teneur en humidité des éléments en bois est en principe bien supérieur à celui associé à des structures intérieures.

16.3.1. Poteau en bois sur béton

Tout contact direct entre le bois et le béton doit être évité, étant donné le risque de conduire à l'humidification du bois. Le séchage du bois sera alors plus difficile et cela entraînera également une succion capillaire (cf. Figure 16.10(a)). Afin d'éviter l'humidification du bois, particulièrement dans un environnement extérieur, des solutions consistent à séparer le bois du béton et à placer le bois de bout au niveau de la face inférieure du poteau à au moins 150-300 mm du sol (cf. Figure 16.10, (b) et (c)).

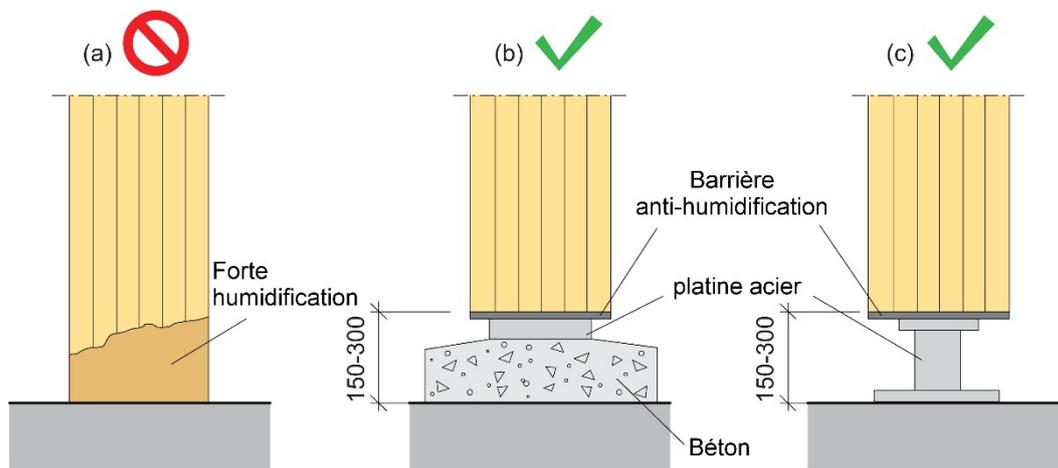


Figure 16.10 : Base de poteau : (a) poteau en bois en contact direct avec le béton. Solutions possibles dans des environnements humides, notamment en extérieur : (b) poteau en bois sur un socle en béton et en acier ; (c) poteau en bois sur un socle entièrement en acier.

Pour les structures de la classe de service 1 (température ambiante de 20°C et humidité relative dépassant rarement 65 %), il suffit généralement de mettre en place une barrière anti-humidité en bas du poteau en bois, afin d'éviter toute succion capillaire.

16.3.2. Pièges à eau

Il convient d'empêcher toute accumulation d'eau dans les assemblages. Des sabots métalliques similaires à ceux présentés à la Figure 16.11(a) sont généralement utilisés comme assemblages de base de poteaux, de portiques, d'arcs, etc. Étant donné que ce type d'assemblage entraîne la formation de zones de rétention d'eau / d'humidité, il devra être évité autant que possible.

Une amélioration est illustrée à la Figure 16.11(b). Il s'agit d'un élément de support permettant de maintenir le poteau à une distance correcte des fondations en béton. Des vis autotaraudeuses sont disposées à un angle de 45° par rapport au fil, afin d'assembler l'élément de support au poteau. Une barrière anti-humidité est fixée en bas du poteau, afin d'empêcher toute succion capillaire.

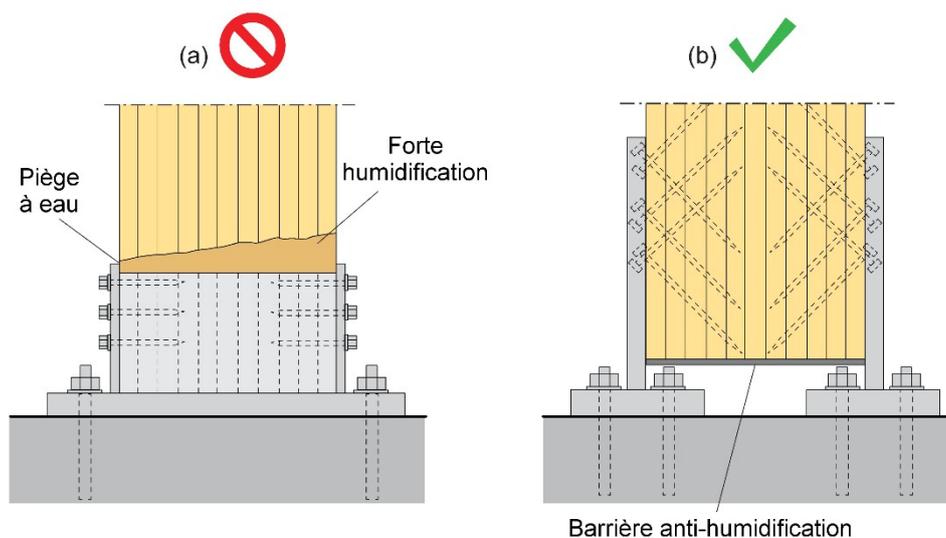


Figure 16.11 : Élément de support à la base d'un élément en bois (poteau, portique ou arc) : (a) rétention d'eau dans le sabot métallique ; (b) élément de support avec des vis autotaraudeuses inclinées et une barrière anti-humidité en bois de bout ; poteau maintenu à une certaine distance des fondations à des fins de ventilation.

16.3.3. Planches de revêtement d'éléments porteurs

Les éléments en bois exposés sont généralement protégés avec des planches de bois d'une épaisseur inférieure à 25-30 mm et d'une largeur maximale de 150-200 mm. Afin d'éviter des déformations majeures, le rapport largeur-épaisseur d'une planche ne devra pas dépasser 8. Les planches peuvent être disposées horizontalement ou verticalement. Dans les deux cas, cependant, il est important de garantir une ventilation adéquate entre le revêtement et l'élément en bois protégé.

Pour ce faire, en général, les planches sont espacées par une série de lattes. Des configurations semblables à celles présentées aux Figures 16.12 sont couramment choisies. La configuration selon la Figure 16.12(a) ne permet pas une circulation adéquate de l'air. La configuration selon la Figure 16.12(b) permet à l'air de circuler, mais de façon limitée. La meilleure solution est celle présentée à la Figure 16.12(c), avec des lattes disposées horizontalement et verticalement, permettant ainsi une bonne circulation de l'air. À noter que l'extrémité de l'élément en bois devra dans tous les cas être bien protégée avec des planches ou des solins métalliques fixés sur les lattes, afin de permettre une ventilation appropriée.

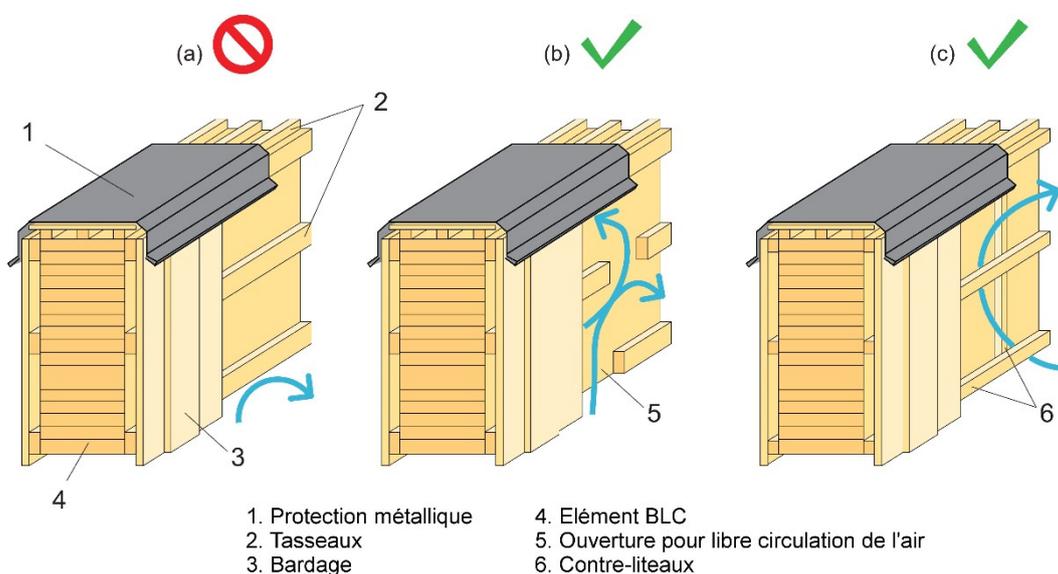


Figure 16.12 : Protection d'éléments porteurs : (a) lattes continues longitudinales (circulation de l'air inappropriée) ; (b) lattes longitudinales avec espacements (circulation de l'air limitée) ; (c) lattes horizontales et verticales (circulation de l'air appropriée). À noter que dans un souci de clarté, la configuration de la protection à l'extrémité de l'élément porteur n'est pas représentée sur le schéma.

16.3.4. Synthèse

Les illustrations de ce chapitre proposent des exemples de détails corrects et incorrects de structures en bois lamellé-collé. Les détails choisis mettent en évidence sept principes de base :

1. Permettre les variations dimensionnelles des éléments lamellés-collés induites par les variations d'humidité en service ;
2. Éviter les détails induisant des contraintes de traction perpendiculaires au fil dans un élément ;
3. Éviter le piégeage de l'humidité dans les assemblages ;
4. Permettre une ventilation adéquate des éléments en bois lamellé-collé ;
5. Éviter tout contact direct entre le bois lamellé-collé et la maçonnerie, le béton ou d'autres sources potentielles d'humidité ;
6. Éviter toute excentricité dans les détails d'assemblages ;
7. Limiter au minimum l'exposition du bois de bout.

