

---

# Construction Bois selon l'Eurocode 5

---



O. GAGLIARDINI  
L3 GÉNIE CIVIL  
UNIVERSITÉ GRENOBLE ALPES 2018/2019





---

# Construction Bois selon l'Eurocode 5

---



O. GAGLIARDINI  
L3 GÉNIE CIVIL  
UNIVERSITÉ GRENOBLE ALPES 2018/2019





## Table des matières

<b>1</b>	<b>Le(s) matériau(x) Bois</b>	<b>10</b>
1.1	Le bois dans la construction . . . . .	10
1.1.1	Intérêts du bois . . . . .	10
1.1.2	Utilisation du bois dans la construction . . . . .	11
1.1.3	Disponibilités de la ressource . . . . .	12
1.2	Produits dérivés du bois . . . . .	12
1.2.1	Bois Lamellé-Collé : BLC . . . . .	14
1.2.2	Bois Lamellé Croisé (CLT, Cross Laminated Timber ou Xlam) . . . . .	15
1.2.3	Lamibois : LVL . . . . .	16
1.2.4	Panneaux dérivés du bois . . . . .	17
1.3	Préservation et durabilité du bois . . . . .	18
1.3.1	Dégradation . . . . .	18
1.3.2	Durabilité naturelle des essences . . . . .	19
1.3.3	Prévention des dégradations . . . . .	19
1.3.4	Classes d'emploi . . . . .	20
<b>2</b>	<b>Propriétés physiques et spécificités du bois</b>	<b>22</b>
2.1	Nature et structure du bois . . . . .	22
2.1.1	Éléments composants le tronc . . . . .	22
2.1.2	Structure du bois, diversité des essences . . . . .	22
2.1.3	Lien entre structure anatomique et propriétés . . . . .	24
2.2	Variabilité des caractéristiques . . . . .	25
2.2.1	Sources de variabilité . . . . .	25

2.2.2	Influence des nœuds sur le comportement mécanique . . . . .	27
2.2.3	Classement des bois . . . . .	27
2.3	Hygroscopie et anisotropie . . . . .	28
2.3.1	Equilibre hygroscopique du bois . . . . .	28
2.3.2	Déformations dues aux variations d'humidité . . . . .	33
2.3.3	Conséquences de l'anisotropie de retrait . . . . .	35
2.3.4	Influence de l'humidité sur les propriétés mécaniques . . . . .	36
2.4	Résistances mécaniques - Modules de déformation . . . . .	37
2.4.1	Paramètres influençant les caractéristiques . . . . .	37
2.4.2	Comportement du bois sous sollicitations uniaxiales . . . . .	40
2.4.3	Anisotropie des propriétés mécaniques . . . . .	41
2.4.4	Déformations de fluage . . . . .	42
2.4.5	Comparaison entre le bois, l'acier et le béton . . . . .	43
2.5	Autres propriétés physiques . . . . .	44
2.5.1	Densité . . . . .	44
2.5.2	Propriétés thermiques . . . . .	45
2.5.3	Propriétés acoustiques . . . . .	46
2.5.4	Résistances aux agents agressifs . . . . .	46
<b>3</b>	<b>L'approche réglementaire selon l'Eurocode 5</b>	<b>48</b>
3.1	Généralités . . . . .	48
3.1.1	Contenu de l'EN 1995 et autres normes . . . . .	48
3.1.2	Les notations . . . . .	48
3.2	Les résistances réglementaires . . . . .	49

3.2.1	Résistances caractéristiques . . . . .	49
3.2.2	Résistances de calcul . . . . .	50
3.3	Critères à vérifier . . . . .	58
<b>4</b>	<b>Vérification des sections de bois à l'ELU</b>	<b>59</b>
4.1	Traction axiale . . . . .	59
4.2	Compression . . . . .	60
4.2.1	Compression axiale . . . . .	60
4.2.2	Compression transversale . . . . .	62
4.2.3	Compression oblique . . . . .	63
4.3	Flexion simple . . . . .	65
4.4	Cisaillement . . . . .	67
4.5	Sollicitations composées . . . . .	68
4.5.1	Flexion composée . . . . .	68
4.5.2	Flexion déviée . . . . .	69
<b>5</b>	<b>Vérification des sections de bois à l'ELS</b>	<b>71</b>
5.1	Différentes composantes de la flèche . . . . .	71
5.2	Valeurs de calcul des flèches . . . . .	72
5.3	Valeurs limites des flèches . . . . .	73
5.4	Calcul pratique de la flèche . . . . .	73
<b>6</b>	<b>Assemblages</b>	<b>76</b>
6.1	Généralités . . . . .	76
6.2	Vérifications des assemblages par embrèvement . . . . .	80

6.3	Vérifications des assemblages par organes métalliques . . . . .	81
6.3.1	Résistances caractéristique et de calcul de l'assemblage . . . . .	81
6.3.2	Valeur caractéristique de la capacité résistante d'une tige ( $F_{V,Rk}$ )	82
6.3.3	Portance locale du bois ( $f_{h,k}$ ) . . . . .	87
6.3.4	Moment d'écoulement plastique de la tige ( $M_{y,Rk}$ ) . . . . .	87
6.3.5	Nombre d'organes efficaces ( $n_{ef}$ ) . . . . .	88
6.3.6	Dispositions constructives . . . . .	89
<b>7</b>	<b>Résistance des structures bois au feu</b>	<b>93</b>
7.1	Généralités . . . . .	93
7.2	Principe de la méthode des sections résiduelles . . . . .	93
<b>8</b>	<b>Quelques rappels succincts de Résistance des Matériaux (RdM)</b>	<b>97</b>
8.1	Equilibre global . . . . .	97
8.1.1	Les liaisons . . . . .	97
8.1.2	Equations de l'équilibre statique de la structure . . . . .	97
8.2	Calcul des sollicitations . . . . .	98
8.2.1	Equilibre d'un tronçon de poutre . . . . .	98
8.2.2	Types de sollicitation . . . . .	100
8.2.3	Equilibre d'un nœud (treillis) . . . . .	100
8.2.4	Relations entre les sollicitations . . . . .	102
8.3	Relations sollicitation-contrainte . . . . .	102
8.4	Flèches dans les poutres . . . . .	104
8.5	Unités . . . . .	105
8.6	Convention de signes pour le calcul réglementaire selon EC5 . . . . .	105

---

<b>9 Les normes qui accompagnent l'EN 1995</b>	<b>106</b>
9.1 Les autres eurocodes . . . . .	106
9.2 Les autres normes européennes . . . . .	106
9.2.1 Valeurs caractéristiques . . . . .	106
9.2.2 Durabilités et traitement des bois . . . . .	107
<b>10 Bibliographie</b>	<b>108</b>
10.1 Ouvrages . . . . .	108
10.2 Publications Scientifiques . . . . .	108
10.3 Sites internet . . . . .	108
10.4 Documents de cours . . . . .	109
<b>Table des Figures</b>	<b>110</b>
<b>Liste des Tableaux</b>	<b>114</b>

# 1 Le(s) matériau(x) Bois

## 1.1 Le bois dans la construction

### 1.1.1 Intérêts du bois

Le bois est un matériau qui présente de nombreux avantages. C'est une ressource **naturelle** et **renouvelable**, nécessitant peu de transformation (faible énergie grise) et pouvant être mise à disposition très rapidement (séchage artificiel d'un résineux peut être inférieur à 5 jours). A titre de comparaison, transformer une tonne de bois d'arbre pour faire du bois de construction nécessite  $\approx 1\text{MJ}$ , tandis qu'il faut  $\approx 4\text{MJ}$  pour produire une tonne de béton et  $\approx 60\text{MJ}$  pour une tonne d'acier. Qui plus est, pour une même portée, une poutre en bois sera plus légère qu'une poutre en BA ou même en acier, augmentant d'autant plus l'avantage du bois en terme d'énergie grise.

C'est une ressource **écologique**, qui permet de lutter contre l'effet de serre. En effet, construire en bois permet de stocker du CO<sub>2</sub> pendant toute la durée de vie de la construction (1m<sup>3</sup> de bois utilisé dans une construction permet de déduire une tonne de CO<sub>2</sub> de l'impact de la construction en terme de gaz à effet de serre). Grâce à ses propriétés physiques, le bois de construction permet d'atteindre facilement des cibles HQE<sup>1</sup>. Par exemple, la cible 3 des chantiers à faibles nuisances (chantier sec avec peu d'engins à moteur), la cible 4 sur la gestion de l'énergie (faible conductivité thermique, faible énergie grise) et la cible 8 sur le confort hygrométrique (hygroscopie naturelle).

C'est une ressource **économique**, même si pour des raisons historiques en France, construire en bois n'est pas forcément compétitif par rapport à certains systèmes traditionnelles mieux implantés (comme le parpaing / dalle poutrelles-hourdis pour la maison individuelle). La grande disponibilité de la ressource sur l'ensemble du territoire, sa faible énergie de transformation et ses propriétés physiques intrinsèques, font du bois un matériau compétitif pour de nombreuses applications (charpentes, maisons à ossatures bois, bâtiments industriels de type poutre-poteau, ossatures de façade pour immeubles, ...). Le bois possède de bonnes caractéristiques naturelles ne nécessitant

---

1. Haute Qualité Environnementale

pas de traitement particulier et/ou d'ajout d'autres matériaux (bonne résistance mécanique, faible conductivité thermique, bonne absorption acoustique, bonne résistance aux ambiances agressives, ...).

Le bois est un matériau de construction **historique**, dont nous avons une très bonne connaissance des pathologies et des caractéristiques de durabilité. Le premier code de construction concernait le matériau bois (publié en 1091 en Chine) et de nombreuses constructions en bois ont plusieurs siècles (1000 ans pour l'église de Greensted en Angleterre et 850 ans pour celle de Borgund en Norvège).

### 1.1.2 Utilisation du bois dans la construction

Le bois représente 10% des matériaux de construction en France, contre 15% en Allemagne et Autriche et 35% en Scandinavie et Amérique du Nord. Ceci représente 10 Mm<sup>3</sup> (10 Millions de m<sup>3</sup>) de bois dont 1 Mm<sup>3</sup> de bois d'importation. Par bois de construction (ou bois d'œuvre), on entend :

- le bois utilisé pour réaliser des charpentes, fermes, supports de toiture,
- le bois d'ossature des bâtiments industriels, d'habitation, de loisir et scolaires,
- le bois de structure des ouvrages d'art (passerelles piétons et cycles notamment).

Les volumes donnés ci-dessus n'incluent donc pas le bois d'ameublement ni le bois utilisé pour le second œuvre (plancher, cloison, escalier, isolation, ...). Ces utilisations particulières du bois ne seront pas abordées dans le cadre de ce cours, qui se limitera au bois de construction.

Le bois n'est pas utilisé pour les ouvrages directement en contact avec le sol (fondations). Jusqu'à récemment, il n'était pas non plus utilisé pour des immeubles de grande hauteur (au moins R+3). Sous l'effet de la recherche de bilans environnementaux compétitifs et du développement de la filière, des bâtiments de plus grande hauteur commencent à voir le jour. Le bois contrecollé (voir la partie 1.2.2) permet par exemple d'ériger des bâtiments en bois jusqu'à R+8, comme le Stadthaus à Londres qui possède 29 appartements.

### 1.1.3 Disponibilités de la ressource

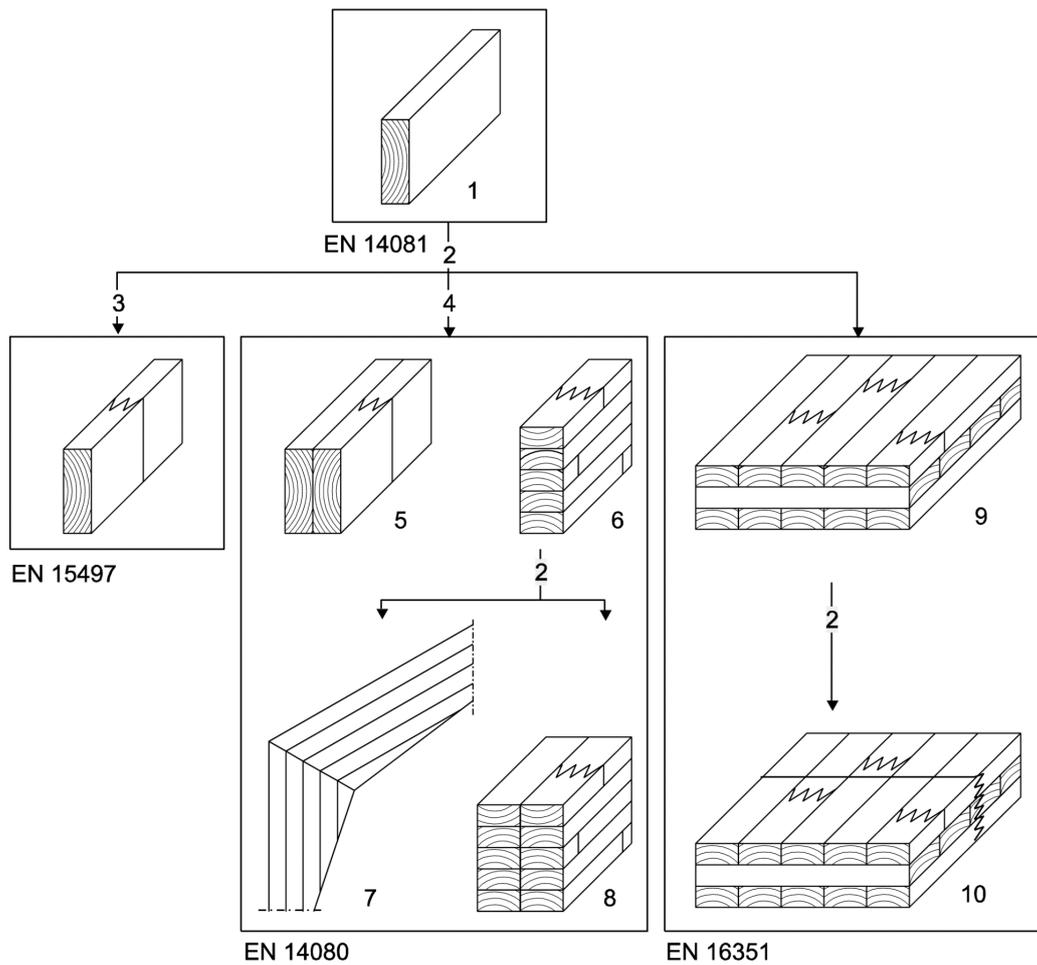
La forêt française s'agrandit de 25 kha/an, ce qui signifie que le taux de prélèvement actuel est inférieur au taux de renouvellement naturel, laissant de belles perspectives pour l'accroissement de la filière bois en France. Par contre, du fait de la poussée démographique, de la culture du brulis et de l'urbanisation de certaines régions, la forêt à l'échelle planétaire subit, quant à elle, une forte diminution de 9,4 Mha/an.

En France, la forêt couvre 29% du territoire, soit 16 Mha. La forêt française est composée de 2/3 de feuillus (Chênes 29%, Hêtres 12%, Châtaignier 5%, ...) et d'1/3 de résineux (Sapin-Epicéa 10%, Pin Maritime 9%, Pin Sylvestre 8%, ...).

Au cours de son existence, le bois portera différents noms, selon son usage ou sa destination. Le **bois rond** est le bois abattu et façonné en **grume**, **billot**, **rondin** ou **buche** selon sa taille. Les grosses sections (grume) sont utilisées comme **bois d'œuvre** pour réaliser charpentes et structures (21 Mm<sup>3</sup>). Les sections plus petites sont utilisées pour le **bois d'industrie** (12 Mm<sup>3</sup>), afin de réaliser des poteaux, clôtures, produits dérivés du bois, pâte à papier, ... Enfin, une part significative du bois coupé est encore utilisée de nos jours comme **bois de chauffage** (24 Mm<sup>3</sup>).

## 1.2 Produits dérivés du bois

De nombreux produits à base de bois ont été développés afin de réduire la variabilité intrinsèque du bois massif. Ces produits sont plus fiables (écarts types des caractéristiques mécaniques plus faibles) car plus homogènes et souvent moins anisotropes. Tous ces produits utilisent des colles pour assembler des éléments de bois plus ou moins gros. Une première famille de produit assemble des éléments de type planche (Bois lamellé-collé BLC et Bois lamellé-croisé CLT), avec les variantes définies sur la Fig. 1. La deuxième famille assemble des pièces de bois de plus petites tailles (feuilles de bois pour le Lamibois ou fines lamelles pour les OSB). Ces produits sont définis plus en détail ci-dessous.



**Légende**

- |   |  |    |  |
|---|--|----|--|
| 1 | planches   | 6  | bois lamellé-collé (BLC)   |
| 2 | est un composant pour                                | 7  | bois lamellé-collé avec aboutages à entures multiples de grandes dimensions        |
| 3 | bois de structure avec aboutages à entures multiples | 8  | bois lamellé-collé en bloc   |
| 4 | produits en bois lamellé collé                       | 9  | bois lamellé croisé (CLT)  |
| 5 | bois massif reconstitué                              | 10 | bois lamellé croisé (CLT) avec aboutages à entures multiples de grandes dimensions |

FIGURE 1 – De la planche aux BLC et CLT (d’après la Fig. 1 de l’EN 16351).

### 1.2.1 Bois Lamellé-Collé : BLC

Le Bois Lamellé-Collé (BLC) est constitué de lamelles de bois aboutées et collées sur champ. Les lamelles sont généralement réalisées en résineux de classes visuelles ST-I ou ST-II, mais on trouve aussi des BLC réalisés en feuillus. Les lamelles sont des planches d'épaisseur de 19 à 45 mm, collées entre elles et aboutées par des entures (surface de collage augmentée par une liaison en dent de scie, voir Figure 2). Les dimensions classiques des sections de BLC ont des hauteurs comprises entre 100 et 600 mm et des largeurs de 60 à 240 mm. Pour plus d'information sur le BLC, on consultera les normes EN 14080, EN 386 et EN 390.

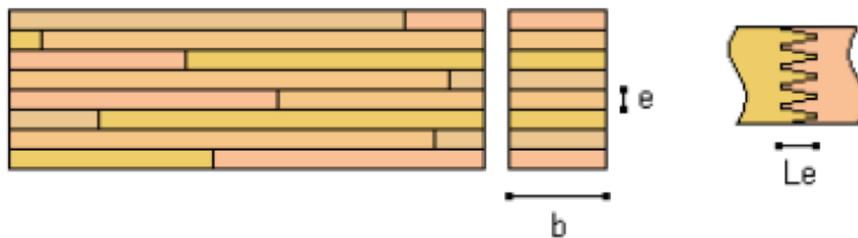


FIGURE 2 – Vue schématique d'une poutre en BLC et détail de l'aboutage par entures de deux lamelles (d'après document CTBA).

Les principaux avantages du BLC par rapport au BM sont :

- la possibilité de réaliser de grandes longueurs (jusqu'à 40 m).
- un matériau plus fiable car la petite taille des lamelles permet d'éliminer les parties de bois contenant des défauts. Ceci se traduit par un coefficient de sécurité partiel pour le BLC de  $\gamma_M = 1.25$  contre  $\gamma_M = 1.3$  pour le BM.
- la possibilité de réaliser des formes courbes par un cintrage des lamelles avant collage et des poutres à inertie variable (voir Figure 3).

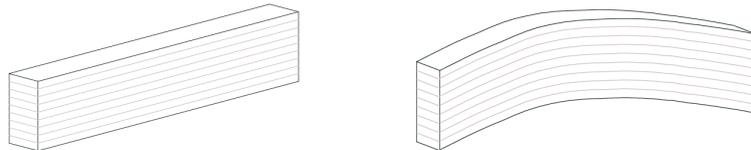
On distingue :

- le Bois Lamellé-Collé **homogène**, pour lequel toutes les lamelles sont de la même classe de résistance. La classe de résistance du BLC est alors identique à celle des lamelles. Par exemple, un BLC homogène constitué de lamelles de classe de résistance C24 appartiendra à la classe de résistance GL24h (GL pour

Glued Laminated beam, 24 étant la contrainte caractéristique de flexion et  $h$  pour homogène, voir la Partie 3.2).

- le Bois Lamellé-Collé **panaché**, où les lamelles des extrémités sont plus résistantes que celles du milieu afin d'optimiser l'utilisation du bois. On notera alors la classe de résistance GL24c, pour un BLC panaché composé de lamelles de résistance C24 sur ses faces extérieures et de lamelles C18 au centre.

Poutres à inertie constante :



Poutres à inertie variable :

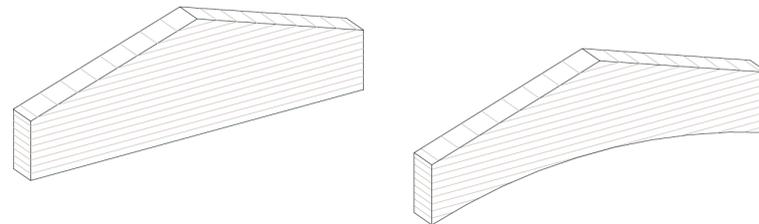


FIGURE 3 – Formes des poutres en BLC, droites ou cintrées, à inertie constante ou non (d'après document CTBA).

### 1.2.2 Bois Lamellé Croisé (CLT, Cross Laminated Timber ou Xlam)

Le bois Lamellé Croisé (voir Figure 4) consiste en des panneaux de grandes dimensions assemblés à partir de planches en bois massif empilées en couches croisées à  $90^\circ$  et collées entre elles sur toute leur surface. L'épaisseur des planches est en générale comprise entre 17 et 40 mm. Ces panneaux sont destinés à la réalisation de planchers, de murs porteurs et de support de couverture. Le procédé du CLT est fortement industrialisé, après fabrication, les panneaux sont découpés en fonction de leur destination dans la structure (découpe des portes, fenêtre, etc.). Seul l'assemblage final est réalisé sur chantier à l'aide de connecteurs métalliques. Pour plus d'information sur le CLT, on consultera la norme EN 16351.



FIGURE 4 – Panneaux en CLT. Logements sur 3 niveaux à Vancouver (Canada). Crédit O. Gagliardini.

### 1.2.3 Lamibois : LVL

Le Lamibois ou LVL (Laminated Veneer Lumber) est composé de placages minces de bois (3 mm) purgés de défauts structurels et collés à chaud sous haute pression. Il se décline en deux types : le Lamibois à plis parallèles et le Lamibois à plis croisés, selon que les placages ont leurs fibres orientées dans la même direction ou alternées à 90°. Deux plis dans le même plan sont aboutés par scarfage (coupe et collage des bords en sifflets allongés). On trouve le lamibois sous la forme de plateau de  $1.80 \times 18 \text{ m}^2$  en épaisseur de 25 à 75 mm. Pour de plus amples informations concernant le LVL, on consultera les normes EN 14374 et EN 14279.

Les principaux avantages du LVL par rapport au bois massif sont :

- un matériau plus fiable, avec des caractéristiques mécaniques supérieures car plus homogène.
- la possibilité de réaliser des formes courbes de poutre ou poteau (voir Figure 5).
- selon que les plis seront à fils parallèles ou croisés, le LVL restera anisotrope ou pas.

Un dérivé du LVL est le Parallel Strand Board (PSL). Plutôt que de coller des placages, le PSL est constitué de gros copeaux (Strand) de plusieurs centimètres de longueur. Les



FIGURE 5 – Exemple de réalisation en Lamibois (Doc Silverwood).

propriétés mécaniques du PSL sont encore meilleures que celles du LVL. Ce matériau est plus connu sous la dénomination Parallam®.

#### 1.2.4 Panneaux dérivés du bois

Il existe plusieurs types de panneaux dérivés du bois (contreplaqués, particules de bois, OSB, ...). Le plus utilisé dans la construction est le panneau OSB (Oriented Strand Board ou panneau de lamelles orientées), constitué de lamelles orientées de bois résineux, disposées en 3 couches croisées. Ces panneaux, connus sous les dénominations Triply®, Laméply® et Isoply®, sont très utilisés pour le contreventement (voir Figure 6), les caissons de planchers ou de toitures.

On trouve ces panneaux en épaisseur de 6 à 22 mm, de largeur 1.20 à 2.50 m et longueur de 2.50 à 5.00 m. Du fait que le panneau OSB est constitué de 3 couches croisées de lamelles orientées, le rapport d'anisotropie entre les directions parallèle et perpendiculaire au grand côté du panneau est proche de 2 (soit bien inférieur à celui du BM entre directions axiale et transversale). Quatre types de panneaux peuvent se rencontrer :

- OSB 1 : panneau pour usage général en milieu sec

- OSB 2 : panneau travaillant utilisé en milieu sec
- OSB 3 : panneau travaillant utilisé en milieu humide
- OSB 4 : panneau travaillant sous contraintes élevées en milieu humide

Pour de plus amples renseignements sur les panneaux OSB, particules et contreplaqués, on consultera les normes EN 300 et EN 12369-1.



FIGURE 6 – Exemple d'utilisation de panneaux OSB pour contreventer une maison à ossature bois.

## 1.3 Préservation et durabilité du bois

### 1.3.1 Dégradation

Le bois, matériau naturel, se place dans la chaîne alimentaire de certains insectes ou micro-organismes. On parle alors de **bio-dégradation**. On distingue, les attaques dues :

- aux **insectes** : ceux qui posent problème dans la construction sont ceux qui s'attaquent au bois sec (d'autres s'attaquent seulement aux bois verts ou saturés)

en eau ou pourris), les plus connus sont les vrillettes, les capricornes et les termites.

- aux **champignons ou micro-organismes**, qui nécessitent un taux d'humidité relativement élevé pour se développer.

### 1.3.2 Durabilité naturelle des essences

La norme EN 350 classe les différentes essences de bois en fonction de leur **durabilité naturelle** aux attaques :

- des insectes. La norme EN 350 donne la liste des essences ayant une durabilité naturelle conférée pour chaque type d'espèce d'insecte. Par exemple, le Teck et l'Iroko ont une durabilité naturelle conférée contre les termites, le Douglas, le Red Cedar et le Mélèze contre les capricornes.
- des champignons, en définissant une classe de durabilité (DC), de DC 1-Très durable (Iroko) à DC 5-Non durable (peuplier) la résistance naturelle des essences à l'attaque des champignons. Le sapin et l'épicéa, très utilisés comme bois de construction, ont des durabilités faibles (DC 4) vis à vis des champignons. Il conviendra donc de les protéger de façon adaptée à l'environnement auquel ils seront exposés.

### 1.3.3 Prévention des dégradations

Si la durabilité naturelle du bois choisi n'est pas suffisante pour l'exposition à laquelle sera soumise la pièce de bois, alors il faut :

- soit adopter des dispositions constructives adéquates (par exemple en ventilant les sous-faces pour éviter l'accumulation d'humidité, en réalisant des auvents pour protéger les bardages des intempéries, en plaçant des tôles de protection sur les pièces les plus exposées, . . . )
- soit traiter les bois pour augmenter leur durabilité

Chaque bois appartient à une classe d'**imprégnabilité** (EN 350), de 1-Imprégnable à 4-Non imprégnable, et on choisira donc en fonction de la classe d'imprégnabilité le traitement adapté :

- **badigeonnage** : produit appliqué au pinceau en préventif.
- **pulvérisation** : produit pulvérisé, le résultat est identique au badigeonnage avec une application plus rapide mais avec plus de perte.
- **trempage** : le bois est plongé directement dans un bac contenant le produit de préservation. La durée du traitement est de quelques minutes à plusieurs jours selon la classe d'imprégnabilité de l'essence.
- **autoclavage** : imprégnation sous pression par des cycles de variation de pression de 0.1 à 8 bars.
- **oléothermie** : imprégnation d'un mélange d'huiles végétales et d'adjuvants naturels chauffé à basse température (moins de 150°C).
- **injection** : utilisé en curatif, à l'aide de mèches creuses enfoncées dans le bois servant à injecter sous pression le produit au cœur du bois.

#### 1.3.4 Classes d'emploi

La norme EN 335 définit cinq Classes d'emploi pour le bois et les matériaux à base de bois :

- Classe d'emploi 1 : à l'intérieur, au sec.
- Classe d'emploi 2 : à l'intérieur, ou sous abri, non exposé aux intempéries. Possibilité de condensation d'eau.
- Classe d'emploi 3 : à l'extérieur, au dessus du sol, exposé aux intempéries. Cette classe est subdivisée en deux sous classes selon la durée des conditions d'humidification : courtes (3.1) et prolongées (3.2).
- Classe d'emploi 4 : à l'extérieur, en contact avec le sol et/ou l'eau douce.
- Classe d'emploi 5 : immergé dans l'eau salée de façon régulière ou permanente.

On verra dans la Partie 3 que l'Eurocode 5 définit trois Classes de service, qui peuvent être reliées aux Classes d'emploi de l'EN 335 à partir du Tableau 1.

<b>Classe de service selon l'EN 1995-1-1</b>	<b>Classe d'emploi correspondante possible selon l'EN 335:2012</b>
Classe de service 1	Classe d'emploi 1
Classe de service 2	Classe d'emploi 1 Classe d'emploi 2 si l'élément est dans une situation où il est susceptible d'être soumis à une humidification occasionnelle, par exemple par condensation
Classe de service 3	Classe d'emploi 2 Classe d'emploi 3 ou plus en cas d'usage en extérieur

TABLE 1 – Classes de services de l'Eurocode 5 et Classes d'emploi correspondantes possibles (d'après l'EN 335, Tableau A.1)

## 2 Propriétés physiques et spécificités du bois

Le bois est un matériau de construction qui présente de nombreuses caractéristiques physiques et mécaniques intéressantes, comme nous allons l'exposer dans cette partie. **Mais** le bois est un matériau naturel, **hétérogène**, **anisotrope**, au fort pouvoir **hygroscopique**, et d'une grande diversité selon les essences, qui en font *a priori* un produit mal adapté aux contraintes industrielles (sauf pour les produits dérivés du bois, voir la Partie 1.2).

### 2.1 Nature et structure du bois

#### 2.1.1 Éléments composants le tronc

Un tronc d'arbre doit remplir deux fonctions :

- véhiculer la sève, des racines aux feuilles pour la sève brute (eau) et des feuilles aux racines pour la sève nourricière.
- supporter les charges mécaniques (poids propres de l'arbre, de ses feuilles et de ses fruits, charges de neige et de vent).

De l'extérieur à l'intérieur d'un arbre, on trouve les composantes suivantes (voir Figure 7) :

- l'**écorce** qui joue le rôle de protection vis à vis de l'extérieur,
- le **liber** qui sert au transport de la sève nourricière,
- le **cambium** qui est la couche de croissance formée par division tangentielle au printemps,
- l'**aubier** qui sert au transport de la sève brute,
- le **bois de cœur** ou **duramen**, inactif et qui se durcit au cours du temps. C'est cette partie de l'arbre qui sera utilisée comme bois de construction.

#### 2.1.2 Structure du bois, diversité des essences

Un tronc est composé de l'assemblage de plusieurs types de cellules, toutes de faibles dimensions ( $\approx$  mm). Chacune de ces cellules constitue la brique élémentaire qui com-

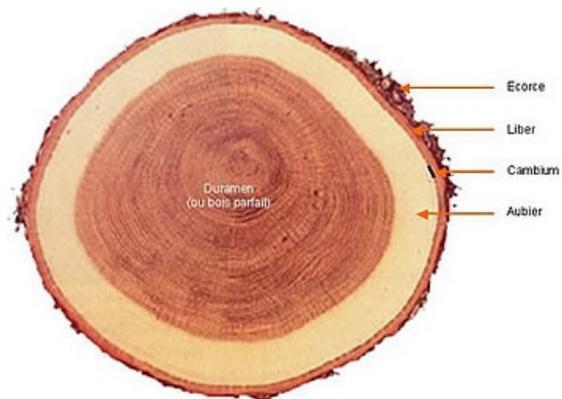


FIGURE 7 – Vue en coupe d'un troc d'arbre et des différentes parties qui le composent (d'après site CNDB).

pose le matériau bois. On distingue :

- les **fibres** qui composent le tissu de soutien et jouent un rôle mécanique. Elles sont allongées et se développent dans le sens de croissance de l'arbre (selon la direction de l'axe du tronc), qui sera appelée direction axiale (ou longitudinale) dans la suite.
- les **vaisseaux** qui composent les tissus de conduction de la sève.
- des cellules qui servent à l'accumulation de réserves, ...

Chaque essence possède une organisation anatomique particulière. De cette organisation résulte des propriétés spécifiques (aspect, densité, caractéristiques mécaniques, ...). On peut néanmoins classer les essences en deux grands groupes :

- les **résineux**, voir la Figure 8. Les résineux ne perdent pas leurs feuilles pendant l'hiver, ils sont à feuillage persistant. Le Mélèze est une exception, puisque c'est un résineux à feuilles caduques : il perd ses aiguilles à l'automne. Les essences utilisées comme bois de construction sont le Sapin, l'Epicéa, le Mélèze et les nombreuses variétés de Pin.
- les **feuillus**, voir la Figure 9. Ceux sont les arbres qui perdent leurs feuilles à l'automne. On parle d'arbres à feuilles caduques. Ils ont en général des feuilles larges, qui ne sont pas sous la forme d'aiguilles. Les feuillus sont apparus plus récemment (150 millions d'année, contre 350 pour les résineux), et leur diver-

sité biologique est très supérieure à celle des résineux. Ils sont plus évolués et ont donc une structure anatomique plus complexe que celle des résineux. On peut citer les essences suivantes : Châtaignier, Chêne, Erable, Tilleul, Frêne, ...

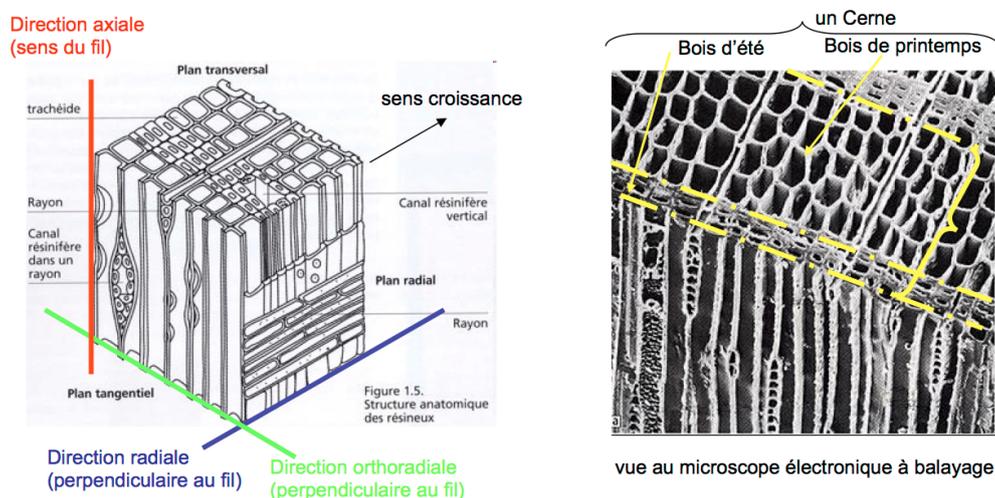


FIGURE 8 – Vue schématique de la structure d'un résineux et des directions privilégiées (gauche) et vue au microscope électronique à balayage de l'agencement des cellules (droite).

### 2.1.3 Lien entre structure anatomique et propriétés

La structure anatomique particulière confère au bois trois propriétés fondamentales, qui se retrouvent plus ou moins fortement dans toutes les essences :

- l'**hétérogénéité**. Du fait que la composition des cellules n'est pas uniforme, les propriétés physiques du bois ne sont pas distribuées spatialement de façon homogène. On dit alors que le bois est un matériau aux propriétés hétérogènes. Il existe qui plus est un effet d'échelle : plus une pièce de bois est grande, plus la probabilité d'avoir des défauts est forte.
- l'**anisotropie**. Les propriétés mécaniques (résistances et modules d'élasticité) et physiques (coefficients de retrait, conductivités thermique, ...) dépendent fortement de la direction considérée. On définit ainsi 3 directions privilégiées, la

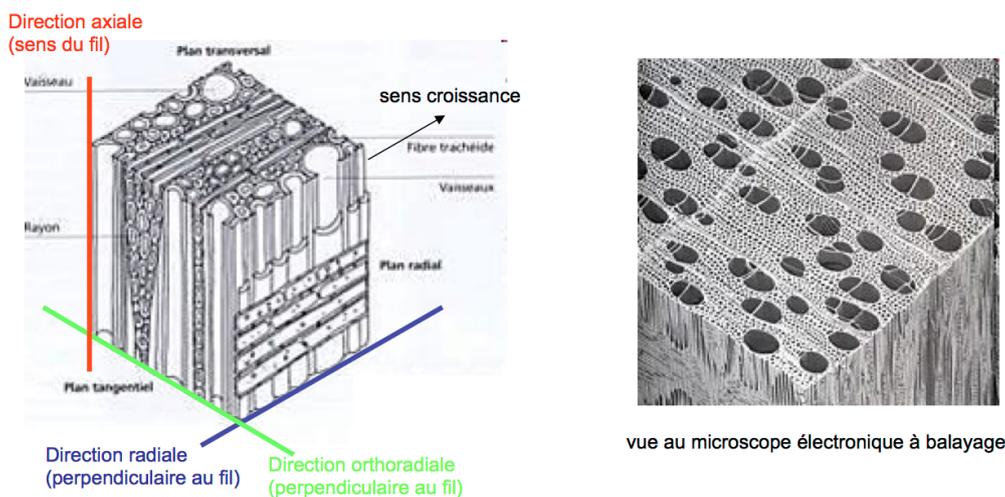


FIGURE 9 – Vue schématique de la structure d'un feuillus et des directions privilégiés (gauche) et vue au microscope électronique à balayage de l'agencement des cellules (droite).

direction **axiale** (ou longitudinale) selon l'axe du tronc, les directions **radiale** et **tangentielle** (ou orthoradiale), perpendiculaire et parallèle respectivement, aux cernes dans le plan perpendiculaire à l'axe du tronc (voir Figure 10).

- l'**hygroscopie**. Les fibres du bois (cellulose) ont des liaisons sur lesquelles peuvent se fixer les molécules d'eau (liaison hydroxyles -OH). Selon l'humidité environnante, les fibres contiendront plus ou moins d'eau (eau dite liée). Les variations de la teneur en eau au sein du bois (*i.e.*, les variations de son degré d'humidité) provoquent des déformations plus ou moins importantes selon la direction considérée.

## 2.2 Variabilité des caractéristiques

### 2.2.1 Sources de variabilité

Les propriétés du bois ont une très forte variabilité dont les sources sont multiples. On dénombre :

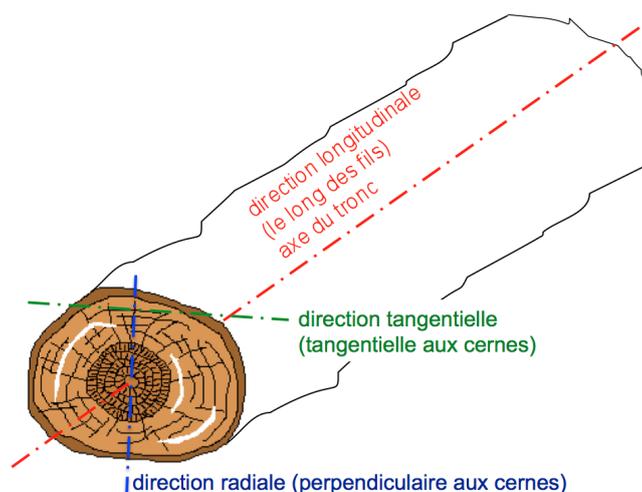


FIGURE 10 – Définition des trois directions privilégiées du bois d'arbre.

- la variabilité **inter-spécifique**, qui est la variabilité due aux différentes essences de bois dans la nature. En fonction de la destination de la pièce de bois, on choisira telle ou telle essence pour la bonne adéquation de ses propriétés intrinsèques avec les exigences requises par son usage.
- la variabilité **intra-spécifique**, qui est la variabilité qui existe au sein d'une même essence. On parle alors :
  - de variabilité **inter-individus**, qui est la variabilité entre deux arbres d'une même essence, selon leur localisation géographique. En effet, selon l'altitude, la qualité du sol, ou encore l'exposition du versant, les propriétés physiques du bois au sein d'une même essence pourront varier significativement.
  - de variabilité **intra-individu**, qui est la variabilité pouvant exister au sein d'un même arbre. On distingue :
    - ★ la variabilité **spatiale**, qui dépend de l'âge des fibres et des différentes parties du tronc (aubier/duramen).
    - ★ la variabilité liée à la **présence d'accidents**, qui peuvent être soit des **défauts**, soit des **altérations** dues à des attaques de champignons ou d'insectes. Pour les **défauts**, on distingue les **défauts de nature** (les nœuds, les fentes sur pied ou dues au séchage, les lunures qui sont des cernes d'aubier dans le bois de coeur, les poches de résine, ...) et les

**défauts de géométrie** (courbure du tronc, mauvaise rectitude du fil du bois, inclinaison du tronc, ...).

La présence de défauts dans le bois va avoir pour conséquence :

- d'affaiblir les caractéristiques mécaniques localement au niveau du défaut,
- d'induire des concentrations de contraintes au voisinage du défaut,
- de modifier l'inclinaison locale des fibres du bois et donc de modifier sensiblement les directions privilégiées du bois.

### 2.2.2 Influence des nœuds sur le comportement mécanique

L'influence des nœuds sur le comportement du bois est prise en compte lors du classement des bois (voir la partie suivante). A priori, les nœuds ont peu d'influence sur les propriétés mécaniques lorsque le nœud est sollicité en compression. L'influence est beaucoup plus importante lorsque le nœud est soumis à de la traction. Le nœud peut alors être vu comme un trou du fait de la discontinuité des fibres à son voisinage. Les nœuds ont donc une forte influence pour les pièces de bois soumises à de la traction et lorsqu'ils sont situés dans la zone tendue des pièces soumises à de la flexion.

Le nœud est le défaut le plus commun rencontré sur une pièce de bois, mais il en existe de nombreux autres (fentes, lunures, ...). L'ensemble des défauts doit être pris en compte pour juger des performances mécaniques d'une pièce de bois.

### 2.2.3 Classement des bois

La variabilité de la qualité du bois nécessite de classer chaque élément (pièce de bois) afin de positionner le bois (par rapport aux autres matériaux du GC) comme un matériau fiable ayant des propriétés bien définies en terme statistique (valeur moyenne, écart type permettant de définir une valeur caractéristique avec une probabilité de dépassement de 5%). Ce classement devant se faire pour chaque pièce de bois, les essais doivent être **non destructifs**.

Il existe deux méthodes de classement :

- **le classement visuel**, défini par les normes EN 518 et EN 14081 pour les résineux et le chêne. Le passage des classes visuelles aux classes mécaniques est défini par la norme EN 1912. La méthode visuelle, comme son nom l'indique, classe les bois en fonction des observations visuelles réalisées par un opérateur. Il s'agit de repérer les défauts à la surface de la pièce pouvant conduire à une diminution de la résistance (nœuds, pente de fils, . . . ), les défauts géométriques sur l'ensemble de la pièce (flaches, voilement, tuilage, vrillage, . . . ) et les potentielles attaques biologiques (champignons, insectes, . . . ). Le Tableau 2, extrait de la norme NF B 52-001, donne les critères de classement visuel du sapin-épicéa. Les résineux sont classés en 3 classes visuelles ST-I, ST-II et ST-III, du meilleur au moins bon, tandis que les feuillus ont deux classes (1 et 2).
- **le classement par machine**, défini par les normes EN 519 et EN 14081. Le classement par machine mesure directement par un essai non-destructif les propriétés mécaniques de la pièce de bois. Il s'agit en général d'un essai de flexion 3 points en continu : la pièce de bois circule sur une machine qui opère une légère flexion au travers du rouleau supérieur (voir Figure 11) . Il existe aussi des machines mesurant les propriétés mécaniques par rayon X ou ultrason. Le classement par machine donne directement la classe de résistance du bois (voir la Partie 3.2), qui correspond à la résistance caractéristique en flexion de la pièce de bois.

## 2.3 Hygroscopie et anisotropie

### 2.3.1 Equilibre hygroscopique du bois

Le bois est un matériau **hygroscopique**, c'est-à-dire qu'il est avide d'eau et réagit en fonction de l'humidité de l'air ambiant. Cette propriété est intéressante pour certains aspects constructifs. Par exemple, comme le bois n'est pas une barrière à la vapeur d'eau, des parois en bois permettent à l'habitation de *respirer*. Par contre, sous d'autres aspects, les propriétés hygroscopiques seront une contrainte que le concepteur devra intégrer. Nous détaillons dans cette partie l'influence des variations d'humidité au sein du bois sur ses propriétés dimensionnelles, mécaniques et physiques.

Critères	Classes		ST-II		ST-III	
	ST-I					
Section	≤ 20 000 mm <sup>2</sup>	≤ 20 000 mm <sup>2</sup>	> 20 000 mm <sup>2</sup>	≤ 20 000 mm <sup>2</sup>	> 20 000 mm <sup>2</sup>	
Largeur des cernes d'accroissement (mm)	≤ 6	≤ 8		≤ 10		
Diamètre des nœuds						
— sur la face <sup>a)</sup>	∅ ≤ 30 mm et ∅ ≤ 1/6 de l	∅ ≤ 1/2 de l et ∅ ≤ 50 mm		∅ ≤ 3/4 de l et ∅ ≤ 100 mm		
— sur la rive <sup>b)</sup>	∅ ≤ 2/3 de e et ∅ ≤ 40 mm	∅ ≤ 2/3 de e et ∅ ≤ 40 mm	∅ ≤ 2/3 de e et ∅ ≤ 80 mm	∅ ≤ 2/3 de e et ∅ ≤ 40 mm	∅ ≤ 2/3 de e et ∅ ≤ 80 mm	
Fentes <sup>c) d)</sup>						
— traversantes	longueur ≤ deux fois la largeur de la pièce			longueur ≤ 600 mm		
— non traversantes	longueur ≤ moitié de la longueur de la pièce			non limitée		
Grosse poche de résine	non admise	admise si < 80 mm				
Entre-écorce	non admise					
Pente de fil (en fraction)						
— locale	1:10	1:4				
— générale	1:14	1:6				
Flaches						
— longueur	non admises	< 1/3 de la longueur de la pièce et < 100 cm				
— largeur		< 1/3 de l'épaisseur de la rive				
Altérations biologiques						
— bleu — traces de gui	admis					
— piqûres noires	admises si elles apparaissent sur une seule face					
— échauffure	non admise					
Déformation maximale en mm pour une longueur de 2 m						
— flèche de face (mm)	< 10		< 20			
— flèche de rive (mm)	< 8		< 12			
Gauchissement	1 mm/25 mm large		2 mm/25 mm large			
Tuilage	pas de restrictions					
<p>a) l : largeur de la pièce.</p> <p>b) e : épaisseur de la rive.</p> <p>c) La longueur des fentes est liée à la teneur en humidité, pour cette raison les limites indiquées ne sont applicables qu'au moment du classement.</p> <p>d) Pour les pièces classées «humide» et les fortes sections le critère «fente» est difficilement prédictible.</p>						

TABLE 2 – Critères de classement visuel du sapin-épicéa (Tableau 1 de la norme NF B 52-001).



FIGURE 11 – Machine de classement automatique Noesys des bois par flexion 3 points continue (photo : Sébastien Paradis).

Le bois contient de l'eau sous deux formes. En dessous du point de saturation  $H < 30\%$ , l'eau dite **liée** est uniquement localisée dans les parois des cellules (dans les fibres de bois). Pour  $H > 30\%$ , les parois ne peuvent plus stocker d'eau et l'excédant d'eau, nommé **eau libre**, commence à remplir les pores du bois (voir Figure 12).

Le **degré d'humidité** du bois (ou teneur en eau), noté  $H$ , est défini comme le poids de l'eau dans la pièce de bois divisé par le poids du bois anhydre, soit :

$$H = \frac{M_H - M_0}{M_0} \times 100, \quad (1)$$

où  $M_H$  est la masse de l'éprouvette avant dessiccation et  $M_0$  la masse de l'éprouvette à l'état anhydre. L'état anhydre correspond à un bois complètement sec ( $H = 0\%$ ).

Le degré d'humidité  $H$  varie en fonction de l'ambiance à laquelle est exposée la pièce de bois. L'ambiance est contrôlée à la fois par la température ( $T_{\text{air}}$ ) et l'humidité ( $h_{\text{air}}$ ) de l'air au voisinage de la pièce de bois. A chaque couple ( $T_{\text{air}}, h_{\text{air}}$ ) correspond une humidité interne  $H$  à l'état d'équilibre<sup>2</sup>. L'abaque de la Figure 13, extrait de l'Annexe

2. Ce qui suppose que la pièce de bois soit soumise à cette ambiance sur une durée suffisamment

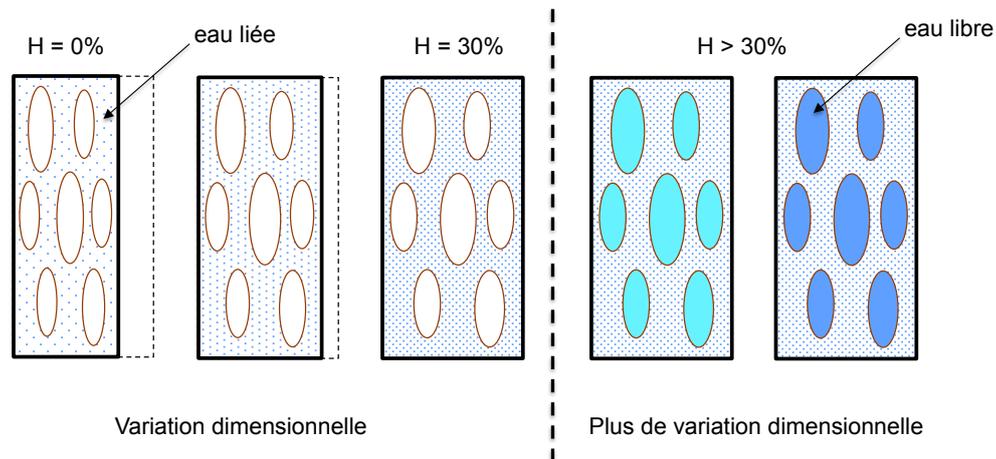


FIGURE 12 – Pour  $H < 30\%$ , l'eau liée localisée dans les fibres du bois induit des variations dimensionnelles, tandis que pour  $H > 30\%$ , l'eau libre remplit les pores mais n'induit plus de variations dimensionnelles.

Nationale de l'EN 1995, permet de déterminer l'équilibre hygroscopique des bois mis en œuvre en fonction de l'ambiance à laquelle ils sont exposés.

On caractérise une pièce de bois en fonction de son degré d'humidité  $H$  :

- à  $H = 0\%$ , on parle de bois anhydre,
- de  $H = 0\%$  à  $H = 13\%$ , on parle de bois desséché (obtenu par séchage artificiel uniquement),
- de  $H = 13\%$  à  $H = 17\%$ , on parle de bois sec à l'air,
- de  $H = 17\%$  à  $H = 23\%$ , on parle de bois commercialement sec,
- de  $H = 23\%$  à  $H = 30\%$ , on parle de bois mi-sec,
- à  $H \approx 30\%$ , le point de saturation est atteint, ce qui veut dire que l'eau commence à remplir les pores du bois et n'est plus simplement contenu dans ses fibres.
- l'humidité du bois vert (avant abattage) peut atteindre  $H = 85\%$  pour les feuillus et jusqu'à  $140\%$  pour les résineux.

Pour  $H < 30\%$ , plus l'humidité diminue, plus le retrait est important (les dimensions longues pour atteindre cet état d'équilibre, ce qui est rarement le cas).

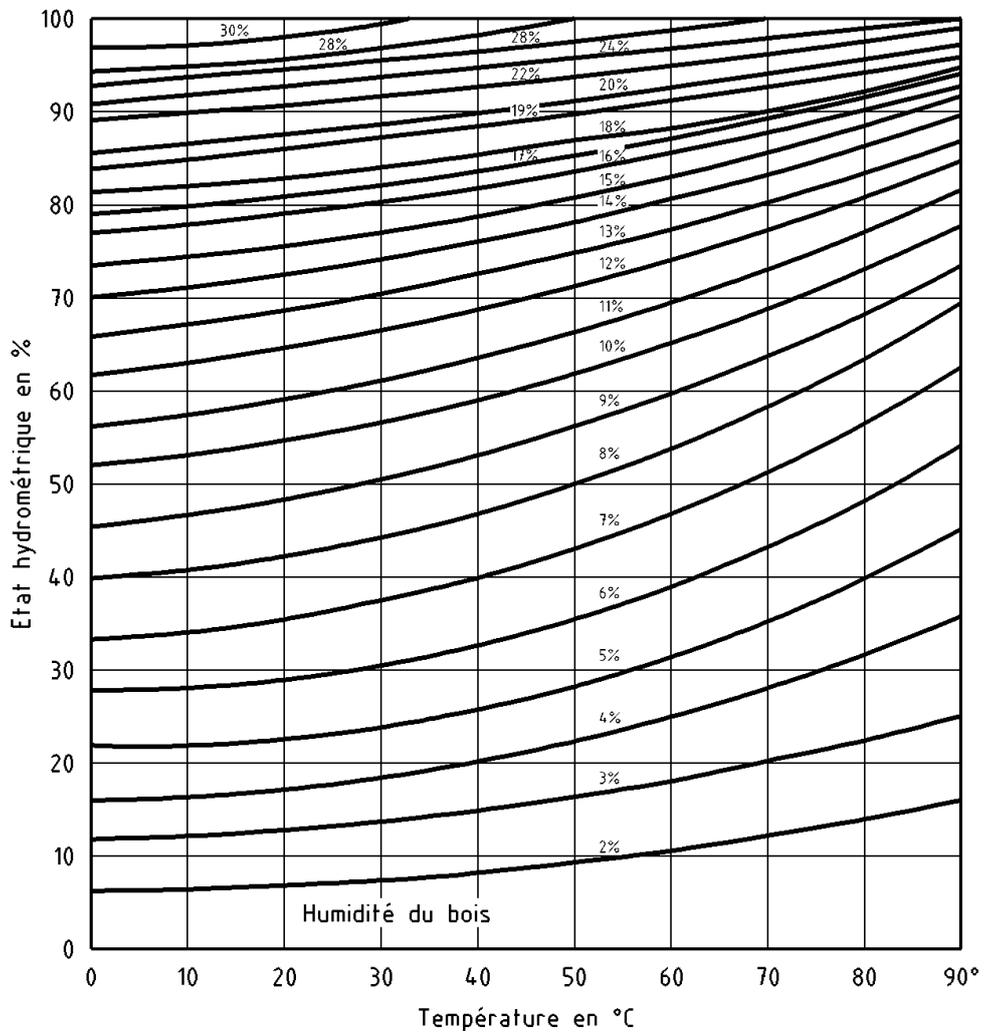


FIGURE 13 – Equilibre hygroscopique des bois en fonction de la température et de l'humidité de l'air ambiant

de la pièce de bois diminuent quand  $H$  diminue) et meilleures sont les propriétés mécaniques. Pour  $H > 30\%$ , il n'y a plus de retrait et les propriétés mécaniques sont minimales mais elles ne sont plus influencées par une augmentation de l'humidité. C'est donc uniquement l'eau liée dans les fibres qui influence le retrait et les propriétés mécaniques. Les propriétés mécaniques et physiques réglementaires sont définies pour l'**humidité normale** correspondant à  $H = 12\%$ .

Pour des pièces de dimensions importantes, l'humidité diffère suivant la partie de la pièce considérée, entre la surface et le coeur notamment, mais aussi éventuellement entre les parties plus ou moins exposées aux variations d'humidité. Les éléments d'une structure en bois subissent de continuelles variations d'humidité si l'ambiance attenante évolue au fil des saisons. Par exemple, pour un hangar agricole ouvert sur l'extérieur, le degré d'humidité peut varier de  $H = 6\%$  en été ( $T_{\text{air}} = 25^\circ\text{C}$ ,  $h_{\text{air}} = 30\%$ ) à  $H = 23\%$  en hiver ( $T_{\text{air}} = 6^\circ\text{C}$ ,  $h_{\text{air}} = 90\%$ ), d'après l'abaque de la Figure 13.

### 2.3.2 Déformations dues aux variations d'humidité

Pour une pièce libre de se déplacer, les variations d'humidité induisent des déformations : c'est le phénomène de **retrait** lorsque la pièce se raccourcit quand l'humidité diminue ou de **gonflement** lorsque ses dimensions augmentent quand l'humidité augmente. A cause de l'anisotropie du bois, ces déformations sont différentes selon la direction considérée. Si la pièce est bloquée, ce qui correspond à une situation que le concepteur devra éviter, les variations d'humidité induisent des contraintes internes, qui peuvent conduire à l'ouverture de fentes si ces contraintes sont suffisamment grandes.

Entre l'état anhydre ( $H = 0\%$ ) et l'état saturé ( $H = 30\%$ ), le gonflement du bois peut atteindre des déformations de  $14\%$  dans la direction tangentielle, un peu moins dans la direction radiale, mais seulement  $0.4\%$  dans la direction axiale. Comme nous le verrons dans la partie suivante, cette réponse fortement anisotrope du retrait est la cause de nombreux défauts apparaissant après sciage des bois lorsque ceux-ci ne sont pas suffisamment secs.

Expérimentalement, on observe que les déformations de retrait ne sont pas exactement proportionnelles au degré d'humidité  $H$ , une variation donnée d'humidité pour  $H$  faible

ayant plus d'effet que pour un  $H$  élevé<sup>3</sup>. Néanmoins, dans un souci de simplification, on admet que les déformations de retrait sont proportionnelles au degré d'humidité  $H$ . On définit, pour chacune des trois directions privilégiées du bois les coefficients de retrait, en % par % de variation d'humidité, longitudinal  $\alpha_a$ , radial  $\alpha_r$  et tangentiel  $\alpha_t$ . La déformation d'une pièce de bois de longueur  $l$  dans le sens longitudinal pour une variation d'humidité  $\Delta H$  est donc :

$$\epsilon = \frac{\Delta l}{l} = \alpha_a \Delta H. \quad (2)$$

Attention au signe de  $\Delta H$  : une baisse de l'humidité  $\Delta H < 0$  correspond à une diminution de la longueur  $l$  ( $\Delta l < 0$ , retrait) et inversement une augmentation de l'humidité  $\Delta H > 0$  correspond à un allongement de  $l$  ( $\Delta l > 0$ , gonflement). Une relation équivalente à (2) peut être utilisée pour les directions radial et tangentielle.

Le Tableau 3 donne les coefficients de retrait radial  $\alpha_r$  et tangentiel  $\alpha_t$  (en % par % d'humidité). Le coefficient de retrait longitudinal  $\alpha_a$ , le long des fibres, est au moins un ordre de grandeur inférieur aux deux autres coefficients et les déformations de retrait le long des fibres sont souvent négligeables. Comme nous le verrons dans la partie suivante, le fait que  $\alpha_t$  soit supérieur à  $\alpha_r$  induit des déformations non homogènes dans la section lors du séchage.

On définit la **rétractabilité volumétrique** du bois comme la somme des coefficients de retrait radial, tangentiel et longitudinal :  $\alpha = \alpha_r + \alpha_t + \alpha_a$ . On qualifie la **nervosité** d'un bois en fonction de la valeur de la rétractabilité volumétrique :

- si  $\alpha < 0.35$ , on parle de bois peu nerveux,
- si  $0.35 \leq \alpha \leq 0.55$ , on parle de bois nerveux,
- si  $\alpha > 0.55$ , on parle de bois très nerveux.

Le Tableau 3 donne la nervosité de différentes essences. Plus un bois est nerveux, plus il réagit aux variations d'humidité et plus le risque d'apparition de désordres (fentes) sera important.

Les déformations dues au retrait sont loin d'être négligeables dans les directions perpendiculaires aux fibres, c'est-à-dire dans le plan des sections de poutre ou poteau.

3. mais inférieur à  $H = 30\%$  car au dessus, nous avons vu qu'il n'y a plus d'effet.

Espèce	$\alpha_r$	$\alpha_t$	Nervosité
Peuplier	0.15	0.28	Nerveux
Red Cedar	0.08	0.22	Peu Nerveux
Sapin	0.14	0.31	Nerveux
Epicéa	0.17	0.32	Nerveux
Douglas	0.17	0.28	Nerveux
Pins	0.17	0.30	Nerveux
Hêtre	0.21	0.41	Très Nerveux
Mélèze	0.16	0.30	Nerveux
Chêne	0.20	0.32	Nerveux
Azobé	0.31	0.40	Très Nerveux
Ebène	0.27	0.30	Très Nerveux

TABLE 3 – Coefficients de retrait radial  $\alpha_r$  et tangentiel  $\alpha_t$  en % par % d'humidité et nervosités correspondantes pour différentes essences de bois.

Par exemple, une poutre en sapin de section  $50 \times 150$  pour une humidité  $H = 20\%$  mesurera  $50.1 \times 150.3$  en hiver ( $H = 21\%$ ) et  $49.1 \times 147.3$  en été ( $H = 12\%$ ). Pour ce type de calcul, ne connaissant pas l'orientation de la section par rapport aux cernes du bois, on utilise le coefficient de **retrait transversal**, défini comme la moyenne des coefficients radial et tangentiel :  $\alpha_{\text{transversal}} = (\alpha_r + \alpha_t)/2$ .

### 2.3.3 Conséquences de l'anisotropie de retrait

Comme nous l'avons vu, les coefficients de retrait radial  $\alpha_r$  et tangentiel  $\alpha_t$  sont différents, avec  $\alpha_t > \alpha_r$ . L'anisotropie du retrait va engendrer des déformations non homogènes dans la section et introduire des défauts de géométrie, comme illustré sur la Figure 14. Afin de diminuer l'ampleur de ces défauts, il conviendra de respecter des temps de séchage suffisants et de stocker les bois de façon à limiter leur déformation.

Un séchage naturel (sans énergie rapportée) permet d'atteindre un degré d'humidité  $H \approx 13\%$  en 4 à 12 mois pour un feuillus et 3 à 6 mois pour un résineux. Un séchage artificiel dans un séchoir industriel permet d'atteindre un degré d'humidité  $H \approx 8\%$

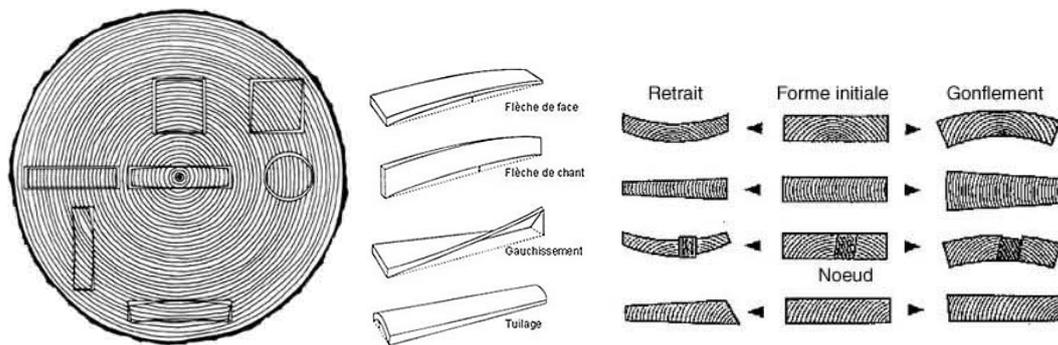


FIGURE 14 – De gauche à droite : défaut de retrait introduit par le choix du débit (position de la pièce dans la grume de bois) et potentielles conséquences sur la pièce finale (images depuis <http://www.crit.archi.fr>).

en 10 à 20 jours pour un feuillu et seulement quelques jours pour un résineux.

### 2.3.4 Influence de l'humidité sur les propriétés mécaniques

Comme nous l'avons vu, lorsque le degré d'humidité  $H$  augmente, les propriétés mécaniques de résistance et d'élasticité (module d'élasticité) sont dégradées et les dimensions de la pièce de bois augmentent.

Il conviendra donc d'adopter des systèmes constructifs qui prennent en compte le comportement hygroscopique du bois. Notamment,

- on concevra des structures qui seront le moins hyperstatique possible, permettant ainsi l'absorption des déformations dues au retrait,
- on isolera les extrémités des pièces en bois de tout élément de béton afin de les préserver des remontées d'humidité,
- on concevra des assemblages où les déformations dues à l'humidité peuvent s'effectuer librement.

Les éléments en bois dans une structure étant généralement libres dans la direction perpendiculaire aux fibres (direction transversale des poutres et poteaux), les déplacements engendrés par le retrait peuvent être traités par des dispositions constructives

adaptées. Il s'agit en général de prévoir des jeux au niveau des liaisons pour absorber les déplacements de retrait (trous oblongs par exemple pour une liaison boulonnée). Les constructions en rondins (Figure 15) ou madriers, pour lesquelles les bois sont empilés, peuvent subir des déplacements d'ensemble de la structure très importants. Pour ce type de construction, il conviendra de traiter les encadrements de fenêtres et de portes de façon à pouvoir accepter des déplacements de plusieurs centimètres, et aussi de veiller à ne pas introduire de points durs pour avoir un déplacement vertical homogène à chaque niveau.



FIGURE 15 – Construction d'une fuste (fûts d'arbres, ou rondins, allongés et empilés).

## 2.4 Résistances mécaniques - Modules de déformation

### 2.4.1 Paramètres influençant les caractéristiques

La résistance d'une pièce de bois dépend de nombreux facteurs :

- du mode de sollicitation (traction, compression, flexion simple, flexion composée, torsion, flexion déviée, . . . ), et de l'inclinaison de la sollicitation par rapport aux fibres (anisotropie),

- de la nature du bois (essence et qualité),
- du degré d'humidité  $H$ ,
- de la durée du chargement (fluage).

L'ensemble des propriétés mécaniques est relativement bien corrélé à la densité du bois, mesurée pour un degré d'humidité de  $H = 12\%$ . Plus la densité est élevée, meilleures seront les propriétés mécaniques. C'est par exemple le cas du module d'élasticité longitudinale qui est proportionnel à la densité, comme le montre la Figure 16.

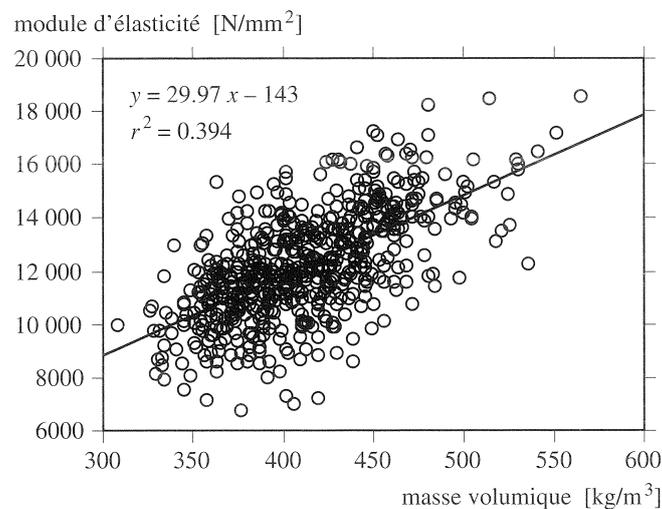


FIGURE 16 – Relation entre la densité et le module d'élasticité longitudinale pour de l'épicéa (d'après Natterer et al., 1987) .

La teneur en eau affecte plus particulièrement la résistance en compression du bois, comme l'indique la Figure 17A. Même s'il existe une très forte variabilité de la résistance en traction pour un même degré d'humidité  $H$ , la résistance en traction ne semble pas corrélée à la teneur en eau du bois (Figure 17B). Le module d'élasticité axial  $E_{||}$  dépend lui aussi du degré d'humidité : le module augmente légèrement lorsque l'humidité passe de 0% à quelques %, puis diminue significativement jusqu'au point de saturation  $H \approx 30\%$  (voir Figure 18).

Les normes NF B 51002 et ISO 13061 (norme encore en projet en 2012) définissent les essais normalisés (en général destructifs) permettant de mesurer les différentes

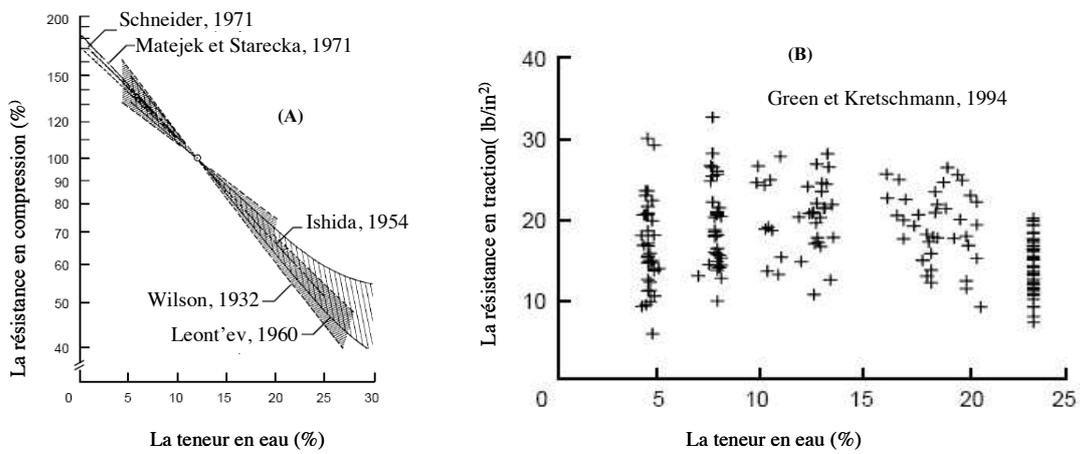


FIGURE 17 – A) Relation entre le degré d'humidité  $H$  et la résistance en compression et B) relation entre le degré d'humidité et la résistance en traction (d'après Green et Kretschmann, 1994).

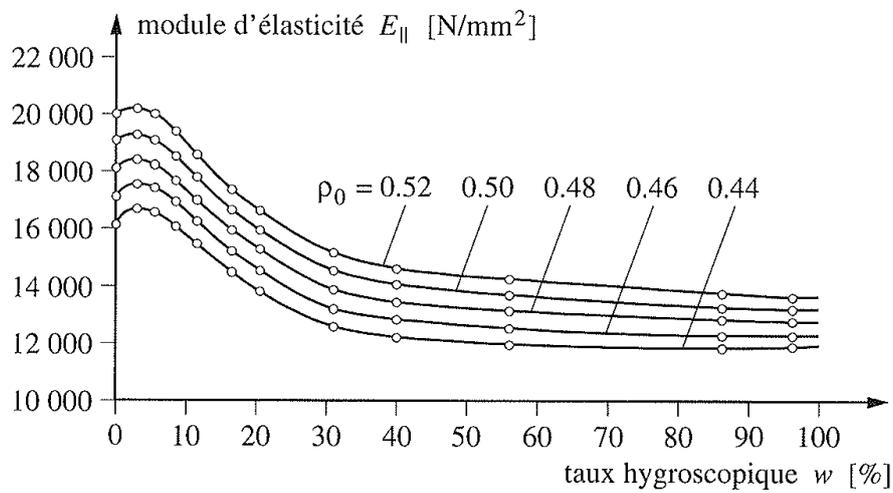


FIGURE 18 – Evolution du module d'élasticité axial  $E_{||}$  en fonction du degré d'humidité pour des bois de différentes densités (d'après Kollmann et Côté, 1984).

propriétés physiques et mécaniques du bois. Comme nous le verrons dans la Partie 3, l'influence de l'humidité et du fluage est pris en compte réglementairement de façon forfaitaire au travers des coefficients  $k_{\text{mod}}$  et  $k_{\text{def}}$ .

#### 2.4.2 Comportement du bois sous sollicitations uniaxiales

Le comportement du bois sous sollicitations de traction uniaxiale dans la direction longitudinale (alignée avec les fibres) est de type élastique-fragile, comme l'indique la Figure 19. Ce type d'essai permet de déterminer le module d'élasticité axial en traction ainsi que la contrainte de rupture en traction.

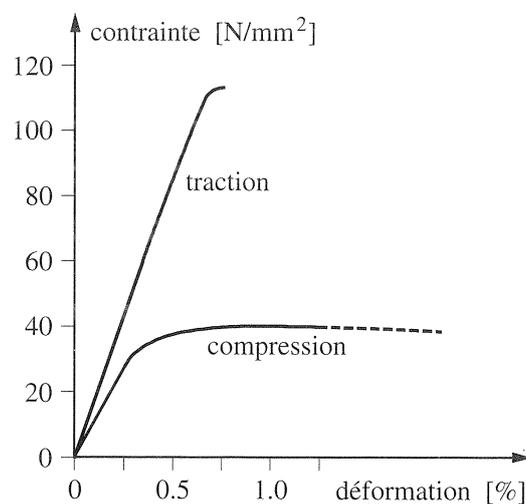


FIGURE 19 – Courbes schématiques de la relation contrainte - déformation pour une sollicitation uniaxiale le long des fibres du bois (d'après Natterer et al., 2004).

En compression uniaxiale, la réponse est moins linéaire qu'en traction à cause du flambement des fibres de bois (voir la Figure 19). De ce fait, on observe expérimentalement que la résistance à la compression est inférieure à celle en traction, pour un échantillon de bois sans défaut. Néanmoins, comme nous le verrons dans la Partie 3, l'hétérogénéité sur les résistances en traction étant plus forte que sur celles en compression (notamment à cause de la forte influence des nœuds sur la résistance en traction), les valeurs caractéristiques réglementaires de résistance en traction sont plus faibles que

celles en compression, sauf pour les bois de très hautes résistances (avec donc très peu de défauts).

On constate expérimentalement que le module d'élasticité axial en traction est supérieur à celui en compression, mais l'EN 1995 adopte une valeur unique pour le module d'élasticité axial.

### 2.4.3 Anisotropie des propriétés mécaniques

La structure du bois lui confère une très forte anisotropie mécanique. Les résistances mécaniques sont maximales lorsque la sollicitation est orientée parallèlement à l'axe des fibres du bois et minimales lorsque la sollicitation est perpendiculaire aux fibres. En traction, la résistance perpendiculaire aux fibres est plus d'un ordre de grandeur inférieure à celle parallèle aux fibres. Il suffit que l'effort de traction soit incliné de quelques degrés par rapport aux fibres pour que la résistance chute drastiquement, comme indiqué sur la Figure 20. En compression, la perte de résistance est moins importante qu'en traction lorsque la sollicitation s'incline par rapport aux fibres du bois, mais elle atteint néanmoins presque un ordre de grandeur pour une sollicitation perpendiculaire aux fibres.

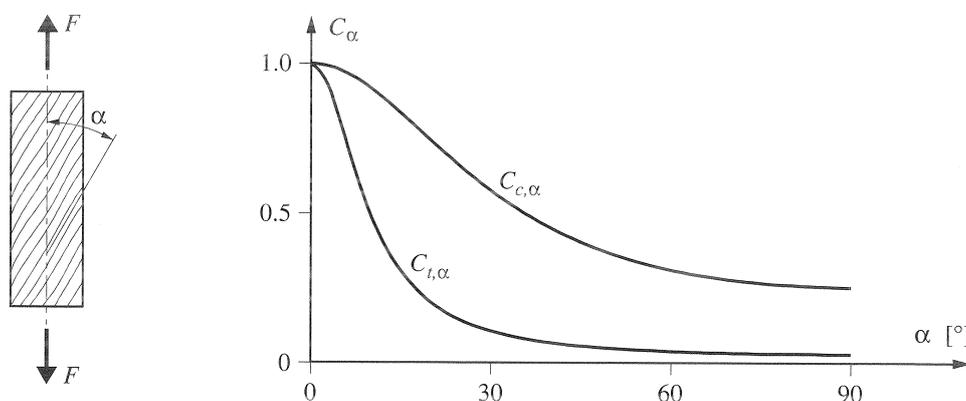


FIGURE 20 – Courbes schématiques de la perte de résistance en traction ( $C_{t,\alpha}$ ) et en compression ( $C_{c,\alpha}$ ) en fonction de l'angle  $\alpha$  entre les fibres et la sollicitation  $F$  (d'après Natterer et al., 2004).

Comme nous le verrons dans la Partie 3, l'EN 1995 fournit pour chaque classe de résistance un ensemble de résistances mécaniques (et aussi de modules d'élasticité) permettant de prendre en compte l'anisotropie du bois et toutes les configurations où les sollicitations sont inclinées par rapport aux fibres. Pour les résistances (contraintes limites de rupture), on dénombre les résistances en flexion (22 MPa)<sup>4</sup>, en traction axiale (13 MPa) et transversale (0.5 MPa), en compression axiale (20 MPa) et transversale (2.4 MPa), et en cisaillement (2.4 MPa). Pour les modules d'élasticité, l'EN 1995 fournit une valeur pour les modules d'élasticité axial (10 000 MPa), transversal (330 MPa) et de cisaillement (630 MPa).

La différence de comportement selon l'orientation des fibres du bois conduit à toujours essayer de diminuer au maximum l'angle entre la sollicitation et les fibres du bois. Cette règle de bonne utilisation du matériau bois est bien souvent vérifiée pour les poteaux ou tirants en bois qui ont leurs fibres alignées selon l'axe de la plus grande dimension, axe qui correspond en général à la direction de compression ou traction. Pour les poutres, les contraintes normales induites par la flexion sont elles aussi alignées avec les fibres du bois. Il faudra par contre vérifier la résistance à la compression transversale au niveau des appuis et sous les charges localisées. Il existe quelques situations où la sollicitation est inclinée par rapport aux fibres du bois, notamment lorsque deux pièces de bois en contacts sont inclinées l'une par rapport à l'autre (cas des assemblages par emboîtement dans une ferme par exemple).

#### 2.4.4 Déformations de fluage

Sous chargement de longue durée, le bois se déforme continûment, on dit qu'il se déforme par fluage. Contrairement aux déformations élastiques, les déformations dues au fluage ne sont pas recouvrables en cas de retrait du chargement. Les déformations de fluage du bois sont d'autant plus importantes que le degré d'humidité est grand. Les déformations de fluage peuvent représenter jusqu'à deux fois les déformations instantanées élastiques, soit jusqu'à 2/3 des déformations totales.

---

4. les valeurs de résistances et de modules d'élasticité sont donnés à titre d'exemple, ils correspondent à la classe de résistance C22, du Tableau 7.

Pour le calcul de flèche des poutres fléchies, le fluage est pris en compte au travers du coefficient  $k_{def}$ , qui varie en fonction de l'exposition de la pièce à l'humidité (voir la Partie 3).

#### 2.4.5 Comparaison entre le bois, l'acier et le béton

Pour terminer cette partie, il est intéressant de comparer le bois aux deux autres matériaux classiquement utilisés en Génie Civil, à savoir l'acier et le béton. On adopte pour cette comparaison les caractéristiques physiques et mécaniques données dans le Tableau 4.

Matériau	$g$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma_t$ [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]	$E$ [MPa]
Béton	24	3	40	30 000
Acier	77	500	500	210 000
Bois	6	40	30	10 000

TABLE 4 – Poids volumique, résistances à la rupture en traction et en compression, et module d'élasticité axial du béton, de l'acier et du bois.

Pour comparer les trois matériaux, on calcule la hauteur maximale  $h_{max}$  que peut atteindre un poteau/tirant uniquement soumis à son propre poids avant sa rupture, lorsque celui-ci travaille en traction (poteau suspendu par le haut) et en compression (poteau reposant sur le sol, les effets de flambement étant bien entendu négligés). On suppose pour cette comparaison que les trois matériaux ont un comportement élasto-fragile. Lorsque le poteau/tirant a atteint sa hauteur maximale  $h_{max}$ , on compare aussi les déplacements correspondant  $\Delta h$ . La contrainte maximale dans la section la plus sollicitée vaut  $\sigma = g \times h$ , on en déduit donc que la hauteur maximale est  $h_{max} = \sigma_{rupt}/g$  et le déplacement correspondant vaut  $\Delta h = \sigma_{rupt}^2 / (2 \times E \times g)$ .

Le Tableau 5 donne les résultats de cette comparaison. On remarque que le bois est concurrentiel par rapport à l'acier et au béton grâce à son excellent rapport résistance / densité. Il conviendra donc de privilégier le bois pour les structures où les charges de poids propres représentent une large part des charges totales (typiquement les charpentes). Par contre, le module d'élasticité du bois étant relativement faible par rapport

à ceux du béton et de l'acier, les critères de limitation des déplacements (ELS) sont bien souvent dimensionnants par rapport à ceux de résistances.

Matériau	Traction		Compression	
	$h_{\max}$ [m]	$\Delta h$ [m]	$h_{\max}$ [m]	$\Delta h$ [m]
Béton	125	0.5	1 660	1.0
Acier	6 500	7.5	6 500	7.5
Bois	6 800	13.5	5 100	7.5

TABLE 5 – Comparaison du béton, de l'acier et du bois sous chargement de poids propre seul en traction et en compression. Voir le texte pour les notations.

Si maintenant nous conduisons un calcul plus réaliste, notamment en prenant en compte que le béton n'est jamais utilisé seul en GC, nous pouvons montrer que le bois reste performant par rapport à l'acier et au béton armé. Par exemple, une poutre de 3.00 m de portée chargée par une charge centrée de 20 tonnes pèsera approximativement 80 kg si elle est en acier, 300 kg si elle est en BA et seulement 60 kg si elle est en épicea.

## 2.5 Autres propriétés physiques

### 2.5.1 Densité

La densité du bois varie entre  $100 \text{ kg/m}^3$  et  $1\,500 \text{ kg/m}^3$  selon l'essence considérée. Le Tableau 6 donne la masse volumique pour différentes essences de bois.

La densité dépend de l'organisation cellulaire de l'essence considérée. En effet, quelque soit l'essence, la masse volumique des substances celluloses constitutives des parois cellulaires est identique et vaut  $1\,540 \text{ kg/m}^3$  pour  $H = 15\%$ . C'est donc l'organisation cellulaire, et plus particulièrement le ratio entre substance cellulaire et vide (la porosité) qui détermine la densité d'une essence.

L'eau liée venant ajouter de la masse aux fibres de cellulose, il conviendra de déterminer la densité pour un degré d'humidité défini, en général  $H = 12\%$ . Du fait de la

rétractabilité du bois, l'eau liée modifie aussi le volume du bois et la densité pour une humidité  $H$ ,  $\rho_H$ , est déduite de celle pour une humidité de référence  $H_0$  comme :

$$\rho_H = \rho_{H_0} \left( 1 + \frac{(1 - \alpha)(H - H_0)}{100} \right), \quad (3)$$

où  $\alpha$  est la rétractabilité volumétrique. Cette formule indique que lorsque l'humidité augmente, la variation de densité qui en résulte est inférieure à la densité initiale augmentée de la masse d'eau ajoutée du fait que le volume de l'échantillon augmente lui aussi. Au final, pour les bois très nerveux, la densité augmente très peu lorsque le bois passe de l'état anhydre à l'état saturée.

D'une manière générale, la densité est un très bon descripteur des autres propriétés mécaniques et physiques du bois (beaucoup sont bien corrélées à la densité). Plus un bois sera dense, meilleures seront ces propriétés mécaniques (résistances plus élevées et rigidité plus importante).

Balsa	100-250	Red Cedar	400-500
Peuplier	400-500	Sapin	400-500
Orme	550-650	Epicéa	400-500
Hêtre	550-650	Douglas	500-600
Chêne	650-750	Pins	500-600
Olivier	750-1000	Mélèze	600-700
Azobé	1000-1100	Ebène	1050-1250

TABLE 6 – Masse volumique [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ] de différentes essences de bois.

### 2.5.2 Propriétés thermiques

Le bois comme tous les matériaux se dilate lorsque sa température augmente. Son coefficient de **dilatation thermique** est de  $5 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  dans la direction longitudinale et il est 10 fois plus élevé dans les directions radiale et tangentielle. A titre de comparaison, le coefficient de dilatation thermique de l'acier vaut  $12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  et celui du béton  $10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ . L'augmentation de la température à l'origine de

la dilatation thermique provoque aussi une diminution du degré d'humidité  $H$ , et par conséquent un retrait, lui-même généralement supérieur à celui de la dilatation. La dilatation thermique n'est donc pas en général prise en compte comme sollicitation (contrairement aux structures en acier ou en BA).

Le bois a une faible **conductivité thermique**, qui dépend des essences. Par exemple :

- $\lambda = 0.23 \text{ W m}^{-1} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  pour le chêne,
- $\lambda = 0.15 \text{ W m}^{-1} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  pour le sapin,
- $\lambda = 0.05 \text{ W m}^{-1} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  pour le balsa.

Plus la densité est élevée, plus grande est la conductivité thermique ( $\lambda$  est proportionnelle à la densité). A titre de comparaison,  $\lambda = 40 \text{ W m}^{-1} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  pour l'acier et  $\lambda = 1.75 \text{ W m}^{-1} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  pour le béton. Un isolant classique a une conductivité thermique de  $\lambda = 0.04 \text{ W m}^{-1} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ . Le bois n'est donc pas à proprement parler un isolant, mais ses propriétés isolantes sont néanmoins bien supérieures à celle du béton et de l'acier. Une ossature bois n'est donc pas isolante en soit, mais l'utilisation du bois est intéressante pour traiter des endroits critiques comme les ponts thermiques.

### 2.5.3 Propriétés acoustiques

L'**indice d'affaiblissement acoustique** étant proportionnelle à la masse des matériaux composant la paroi, le bois n'est pas a priori un bon isolant acoustique contre la transmission aérienne des bruits. Par contre, sa porosité lui confère de bonnes caractéristiques d'absorption des sons lorsqu'il est utilisé en revêtement des parois (mur ou sol).

### 2.5.4 Résistances aux agents agressifs

La résistance du bois aux agressions de nature chimique, que ce soit des sels, de acides ou des bases, est très bonne. C'est la raison pour laquelle le bois est beaucoup utilisé dans les hangars de stockage de produits chimiques et les piscines.

Par contre, le bois est particulièrement sensible à l'attaque des insectes xylophages (termites) ou des champignons (pourrissement). Il est nécessaire de prévoir un traite-

ment adapté en fonction de l'essence et de l'exposition potentielle aux insectes et/ou aux champignons (voir Partie 1.3).

## 3 L'approche réglementaire selon l'Eurocode 5

### 3.1 Généralités

#### 3.1.1 Contenu de l'EN 1995 et autres normes

L'eurocode 5 (EN 1995) est divisé en sous-parties. La partie 1-1 traite des règles communes et des règles pour les bâtiments. La partie 1-2 des règles de calcul au feu et la partie 2 des règles applicables aux ponts. Dans la partie 1-1, les sections les plus importantes sont les suivantes :

Section 3 : Propriétés des matériaux

Section 6 : Etats Limites Ultimes (ELU)

Section 7 : Etats Limites de Service (ELS)

Section 8 : Assemblages par organes métalliques

L'EN 1995 en soit n'est pas auto-suffisant pour conduire un calcul de structure en bois. De nombreuses données nécessaires sont définies dans d'autres normes européennes. Par exemple, les valeurs des résistances caractéristiques pour le bois massif sont données dans la norme EN 338. Toute la partie durabilité des bois et traitement est traitée dans d'autres normes et l'EN 1995 y fait seulement référence. La partie 9 de ce document donne une liste des principales normes qui accompagnent l'eurocode 5.

#### 3.1.2 Les notations

L'eurocode 5 utilise des notations spécifiques pour désigner les différentes variables utilisées dans un calcul. On note  $f$  une résistance et,  $\sigma$  et  $\tau$  les contraintes normale et tangentielle engendrées par les sollicitations. Ensuite, trois indices peuvent être mentionnés, séparés par des virgules, dans l'ordre :

- m, c, t, v ou r pour désigner de la flexion, de la compression, de la traction, du cisaillement axial ou du cisaillement roulant, respectivement.
- 0, 90 pour désigner l'orientation de la sollicitation par rapport au fil (de parallèle pour 0 à perpendiculaire pour 90), et éventuellement un angle  $\alpha$  pour désigner un angle quelconque compris entre 0 et 90°.

- $k$  pour une valeur caractéristique et  $d$  pour une valeur de calcul.

Par exemple  $f_{m,k}$  représente la valeur caractéristique de la contrainte à la rupture en flexion et  $f_{t,0,d}$  la valeur de calcul de la contrainte de rupture en traction parallèlement au fil du bois.

## 3.2 Les résistances réglementaires

### 3.2.1 Résistances caractéristiques

Les normes NF EN 338 pour le bois massifs, NF EN 14080 pour le bois lamellé-collé et NF EN 12369-1 pour les panneaux OSB donnent les valeurs caractéristiques des résistances à la rupture pour les différentes sollicitations, mais aussi les valeurs caractéristiques et moyennes des modules de déformation. Les Tableaux 7 et 8 donnent ces valeurs pour le BM et le Tableau 9 pour le BLC homogène. Il existe aussi des BLC panachés pour lesquels la résistance des lamelles est choisie en fonction de leur position dans la poutre. Les classes de résistance des BLC panachés sont données dans le Tableau 4 de la NF EN 14080.

On rappelle que la valeur caractéristique (à 5% d'exclusion) d'une propriété est définie comme la valeur vérifiée par au moins 95% des échantillons testés. Les valeurs caractéristiques sont déterminées sur des pièces de bois dont l'humidité est  $H=12\%$ .

Les valeurs caractéristiques sont données pour différentes classes de résistance, notées  $CX_k$  pour les résineux (Corniferous),  $DX_k$  pour les feuillus (Deciduous) et  $GLX_k$  pour les BLC (Glued Laminated) homogènes. Dans ces notations,  $X_k$  représente la valeur caractéristique de la résistance à la rupture en flexion  $f_{m,k}$ .

Les différentes grandeurs données sont les valeurs caractéristiques à 5% d'exclusion de la résistance (en MPa) :

- $f_{m,k}$  à la flexion,  
 $f_{t,0,k}$  à la traction axiale,  
 $f_{t,90,k}$  à la traction transversale,  
 $f_{c,0,k}$  à la compression axiale,  
 $f_{c,90,k}$  à la compression transversale,  
 $f_{v,k}$  au cisaillement,

les valeurs caractéristiques des modules d'élasticité (en MPa) :

- $E_{m,0,mean}$  valeur caractéristique moyenne en flexion axiale,  
 $E_{t,0,mean}$  valeur caractéristique moyenne en traction axiale,  
 $E_{m,0,k}$  valeur caractéristique à 5% d'exclusion en flexion axiale,  
 $E_{t,0,k}$  valeur caractéristique à 5% d'exclusion en traction axiale,  
 $E_{m,90,mean}$  valeur caractéristique moyenne en flexion transversal,  
 $E_{t,90,mean}$  valeur caractéristique moyenne en traction transversal,  
 $G_{mean}$  valeur caractéristique moyenne du module de cisaillement,

et les masses volumiques (en  $kg/m^3$ ) :

- $\rho_k$  caractéristique à 5% d'exclusion,  
 $\rho_{mean}$  moyenne.

Il est à noter que seules  $f_{m,k}$ ,  $E_{m,0,mean}$  et  $\rho_k$  (les quantités surlignées dans les Tableaux 7 et 8) sont réellement mesurées et que les autres grandeurs sont définies à partir de celles-ci selon des formules empiriques données dans la NF EN 384 (pour le bois massif).

Lors d'un calcul de descente de charges, les charges permanentes dues à la structure en bois seront évaluées en utilisant la masse volumique moyenne  $\rho_{mean}$  et la section des éléments mis en place.

### 3.2.2 Résistances de calcul

Par rapport aux valeurs caractéristiques, les valeurs de calcul des résistances intègrent :

- (i) la variabilité intrinsèque au matériau, selon l'état limite considéré, au travers du coefficient de sécurité partiel  $\gamma_M$ ,
- (ii) l'environnement dans lequel sera l'élément et plus particulièrement son humidité,

	Classe	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
<b>Propriétés de résistance en N/mm<sup>2</sup></b>													
Flexion	$f_{m,0,k}$	14	<b>16</b>	<b>18</b>	20	22	<b>24</b>	27	<b>30</b>	35	40	45	50
Traction axiale	$f_{t,0,k}$	7,2	<b>8,5</b>	<b>10</b>	11,5	13	<b>14,5</b>	16,5	<b>19</b>	22,5	26	30	33,5
Traction transversale	$f_{t,90,k}$	0,4	<b>0,4</b>	<b>0,4</b>	0,4	0,4	<b>0,4</b>	0,4	<b>0,4</b>	0,4	0,4	0,4	0,4
Compression axiale	$f_{c,0,k}$	16	<b>17</b>	<b>18</b>	19	20	<b>21</b>	22	<b>24</b>	25	27	29	30
Compression transversale	$f_{c,90,k}$	2,0	<b>2,2</b>	<b>2,2</b>	2,3	2,4	<b>2,5</b>	2,5	<b>2,7</b>	2,7	2,8	2,9	3,0
Cisaillement	$f_{v,k}$	3,0	<b>3,2</b>	<b>3,4</b>	3,6	3,8	<b>4,0</b>	4,0	<b>4,0</b>	4,0	4,0	4,0	4,0
<b>Propriétés de rigidité en kN/mm<sup>2</sup></b>													
Module d'élasticité moyen en flexion axiale	$E_{m,0,mean}$	7,0	<b>8,0</b>	<b>9,0</b>	9,5	10,0	<b>11,0</b>	11,5	<b>12,0</b>	13,0	14,0	15,0	16,0
Module d'élasticité caractéristique à 5% d'exclusion en flexion axiale	$E_{m,0,k}$	4,7	<b>5,4</b>	<b>6,0</b>	6,4	6,7	<b>7,4</b>	7,7	<b>8,0</b>	8,7	9,4	10,1	10,7
Module d'élasticité transversal moyen	$E_{m,90,mean}$	0,23	<b>0,27</b>	<b>0,30</b>	0,32	0,33	<b>0,37</b>	0,38	<b>0,40</b>	0,43	0,47	0,50	0,53
Module de cisaillement moyen	$G_{mean}$	0,44	<b>0,50</b>	<b>0,56</b>	0,59	0,63	<b>0,69</b>	0,72	<b>0,75</b>	0,81	0,88	0,94	1,00
<b>Masse volumique en kg/m<sup>3</sup></b>													
Masse volumique caractéristique à 5% d'exclusion	$\rho_k$	290	<b>310</b>	<b>320</b>	330	340	<b>350</b>	360	<b>380</b>	390	400	410	430
Masse volumique moyenne	$\rho_{mean}$	350	<b>370</b>	<b>380</b>	400	410	<b>420</b>	430	<b>460</b>	470	480	490	520
NOTE 1	Les valeurs données ci-dessus pour la résistance à la traction, la résistance à la compression, la résistance au cisaillement, le module d'élasticité caractéristique en flexion, le module d'élasticité transversal moyen et le module de cisaillement moyen ont été calculées au moyen des équations données dans l'EN 384.												
NOTE 2	Les valeurs de résistance à la traction sont estimées de façon sécuritaire dans la mesure où le classement est effectué à partir de la résistance en flexion.												
NOTE 3	Les propriétés disposées dans le tableau sont compatibles avec des bois présentant une teneur en humidité correspondant à une température de 20 °C et une humidité relative de 65 %, ce qui correspond à une teneur en humidité de 12 % pour la plupart des essences.												
NOTE 4	Les valeurs caractéristiques de résistance au cisaillement sont données pour du bois sans fissures, selon l'EN 408.												
NOTE 5	Ces classes peuvent également être utilisées pour des bois feuillus présentant un profil de résistance et de masse volumique similaire, tels que par exemple le peuplier ou le châtaignier.												
NOTE 6	La résistance de flexion à chant peut aussi être utilisée dans le cas de la flexion à plat.												

TABLE 7 – Propriétés caractéristiques de résistance en MPa, de rigidité en GPa et de masse volumique en kg/m<sup>3</sup> des bois massifs (BM) résineux données par la NF EN 338 (juillet 2016).

- (iii) la durée d'application des charges pour prendre en compte le fluage,
- (iv) l'effet de dimension pour les résistances en traction et flexion, au travers du coefficient de hauteur  $k_h$ .

Les points (ii) et (iii) sont pris en compte au travers des facteurs de modification des résistances  $k_{mod}$  (ELU) et de déformation  $k_{def}$  (ELS). Ces coefficients sont à déterminer en fonction de la classe de service et de la classe de durée (uniquement  $k_{mod}$ ), définies ci-dessous.

La valeur de calcul  $f_d$  d'une résistance ayant pour valeur caractéristique  $f_k$  est alors

	Classe	D18	D24	D27	D30	D35	D40	D45	D50	D55	D60	D65	D70	D75	D80
<b>Propriétés de résistance en N/mm<sup>2</sup></b>															
Flexion	$f_{m,0,k}$	18	<b>24</b>	27	<b>30</b>	35	<b>40</b>	45	<b>50</b>	55	<b>60</b>	65	<b>70</b>	75	80
Traction axiale	$f_{t,0,k}$	11	<b>14</b>	16	<b>18</b>	21	<b>24</b>	27	<b>30</b>	33	<b>36</b>	39	<b>42</b>	45	48
Traction transversale	$f_{t,90,k}$	0,6	<b>0,6</b>	0,6	0,6										
Compression axiale	$f_{c,0,k}$	18	<b>21</b>	22	<b>24</b>	25	<b>27</b>	29	<b>30</b>	32	<b>33</b>	35	<b>36</b>	37	38
Compression transversale	$f_{c,90,k}$	4,8	<b>4,9</b>	5,1	<b>5,3</b>	5,4	<b>5,5</b>	5,8	<b>6,2</b>	6,6	<b>10,5</b>	11,3	<b>12,0</b>	12,8	13,5
Cisaillement	$f_{v,k}$	3,5	<b>3,7</b>	3,8	<b>3,9</b>	4,1	<b>4,2</b>	4,4	<b>4,5</b>	4,7	<b>4,8</b>	5,0	<b>5,0</b>	5,0	5,0
<b>Propriétés de rigidité en kN/mm<sup>2</sup></b>															
Module d'élasticité moyen en flexion axiale	$E_{m,0,mean}$	9,5	<b>10,0</b>	10,5	<b>11,0</b>	12,0	<b>13,0</b>	13,5	<b>14,0</b>	15,5	<b>17,0</b>	18,5	<b>20,0</b>	22,0	24,0
Module d'élasticité caractéristique à 5 % d'exclusion en flexion axiale	$E_{m,0,k}$	8,0	<b>8,4</b>	8,8	<b>9,2</b>	10,1	<b>10,9</b>	11,3	<b>11,8</b>	13,0	<b>14,3</b>	15,5	<b>16,8</b>	18,5	20,2
Module d'élasticité transversal moyen	$E_{m,90,mean}$	0,64	<b>0,67</b>	0,70	<b>0,73</b>	0,80	<b>0,87</b>	0,90	<b>0,93</b>	1,03	<b>1,13</b>	1,23	<b>1,33</b>	1,47	1,60
Module de cisaillement moyen	$G_{mean}$	0,59	<b>0,63</b>	0,66	<b>0,69</b>	0,75	<b>0,81</b>	0,84	<b>0,88</b>	0,97	<b>1,06</b>	1,16	<b>1,25</b>	1,38	1,50
<b>Masse volumique en kg/m<sup>3</sup></b>															
Masse volumique caractéristique à 5% d'exclusion	$\rho_k$	475	<b>485</b>	510	<b>530</b>	540	<b>550</b>	580	<b>620</b>	660	<b>700</b>	750	<b>800</b>	850	900
Masse volumique moyenne	$\rho_{mean}$	570	<b>580</b>	610	<b>640</b>	650	<b>660</b>	700	<b>740</b>	790	<b>840</b>	900	<b>960</b>	1020	1080
NOTE 1 Les valeurs données ci-dessus pour la résistance à la traction, la résistance à la compression, la résistance au cisaillement, le module d'élasticité caractéristique en flexion, le module d'élasticité transversal moyen et le module de cisaillement moyen ont été calculées au moyen des équations données dans l'EN 384.															
NOTE 2 Les propriétés disposées dans le tableau sont compatibles avec des bois présentant une teneur en humidité correspondant à une température de 20 °C et une humidité relative de 65 %, ce qui correspond à une teneur en humidité de 12 % pour la plupart des essences.															
NOTE 3 Les valeurs caractéristiques de résistance au cisaillement sont données pour du bois sans fissures, selon l'EN 408.															
NOTE 4 La résistance de flexion à chant peut aussi être utilisée dans le cas de la flexion à plat.															

TABLE 8 – Propriétés caractéristiques de résistance en MPa, de rigidité en GPa et de masse volumique en kg/m<sup>3</sup> des bois massifs (BM) feuillus données par la NF EN 338 (juillet 2016).

déterminée comme :

$$f_d = k_{mod} \cdot k_h \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \quad \text{pour la flexion et la traction,} \quad (4)$$

$$f_d = k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \quad \text{sinon.} \quad (5)$$

**3.2.2.1 Coefficient de sécurité partiel  $\gamma_M$**  Le coefficient de sécurité partiel pour les propriétés des matériaux est différent selon la fiabilité du produit considéré. L'eurocode 5 recommande d'adopter les valeurs suivantes :

- Combinaisons fondamentales ELU :
  - Bois massif :  $\gamma_M = 1.3$
  - Bois lamellé collé :  $\gamma_M = 1.25$

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

TABLE 9 – Propriétés caractéristiques de résistance et de rigidité en MPa et de masse volumique en  $\text{kg/m}^3$  des bois lamellé-collé homogènes (GL h) données par la NF EN 14080. L'indice g fait ici référence au BLC, il sera souvent oublié dans les notations. Le cisaillement roulant correspond à un cisaillement ayant ses deux composantes perpendiculaires aux fibres du bois. Ce n'est pas le cas en flexion simple où au moins une des composantes est dirigées selon l'axe des fibres (axiale).

- Bois lamellé croisé (CLT) :  $\gamma_M = 1.3$
- LVL, OSB :  $\gamma_M = 1.2$
  
- Combinaisons accidentelles :  $\gamma_M = 1.0$
- Combinaisons ELS :  $\gamma_M = 1.0$

**3.2.2.2 Classe de service** La classe de service est définie au paragraphe 2.3.1.3 de l'EN 1995-1-1, et est précisée dans l'annexe nationale. L'eurocode 5 définit 3 classes de service, en fonction de l'environnement dans lequel sera plongé l'élément :

- la **Classe de service 1** correspond à un milieu protégé situé à l'intérieur d'un bâtiment. La température de l'air ambiant est voisine de 20°C et l'humidité de l'air ne dépasse 65% que quelques semaines par an. Cela correspond à des pièces de bois dont l'humidité est comprise entre 7% et 13%.
- la **Classe de service 2** correspond à un milieu extérieur non exposé. La température de l'air ambiant est voisine de 20°C et l'humidité de l'air ne dépasse 85% que quelques semaines par an. Cela correspond à des pièces de bois dont l'humidité est comprise entre 13% et 20%.
- la **Classe de service 3** correspond aux milieux extérieurs exposés, conduisant à une humidité dans le bois supérieure à celle de la classe 2.

L'annexe nationale fournit un abaque permettant de déterminer l'équilibre hygroscopique des bois en fonction de la température et de l'humidité de l'air ambiant (voir la Figure 13). Cet abaque peut être utilisé pour déterminer la classe de service.

**3.2.2.3 Classe de durée** Les classes de durée de chargement sont définies au 2.1 de l'EN 1995-1-1, et l'annexe nationale précise pour chaque type de charge à quelle classe de durée elle appartient. Les cinq classes de durée de chargement sont définies dans le Tableau 10.

**3.2.2.4 Facteur de modification des résistances :**  $k_{mod}$ . Le facteur de modification des résistances vient modifier les résistances caractéristiques pour prendre en

Classe de durée		Durée	Exemples
Permanent	P	plus de 10 ans	Poids propre
Long terme	LT	6 mois - 10 ans	Stockage, équipements fixes
Moyen terme	MT	1 semaine - 6 mois	Exploitation, neige si $h \geq 1000$ m
Court terme	CT	moins d'une semaine	Entretien, neige si $h < 1000$ m
Instantanée	I		Vent, neige exceptionnelle, actions accidentelles

TABLE 10 – Définition des classes de durée de chargement.

compte la durée des charges et l'exposition à l'humidité de l'élément. Plus l'humidité sera élevée et plus la durée de chargement sera longue, plus  $k_{\text{mod}}$  sera faible. Pour une combinaison d'actions de durées différentes (ce qui est toujours le cas), on adopte la valeur de  $k_{\text{mod}}$  la plus grande (ce qui ne va pas dans le sens de la sécurité), c'est-à-dire celle qui correspond à l'action de plus courte durée. Le Tableau 11 donne les valeurs de  $k_{\text{mod}}$  pour le BM, le BLC, le LVL et l'OSB. Pour d'autres matériaux, on consultera le Tableau 3.1 de l'EN 1995-1-1.

**3.2.2.5 Facteur de modification des déformations :**  $k_{\text{def}}$ . Le facteur de modification des déformations  $k_{\text{def}}$  permet de prendre en compte la dépendance des déformations de fluage à l'humidité de l'environnement auquel l'élément sera soumis. Plus l'humidité sera élevée, plus les déformations de fluage seront importantes (valeur élevée de  $k_{\text{def}}$ ). Le Tableau 12 donne les valeurs de  $k_{\text{def}}$  pour le BM, le BLC, le LVL et l'OSB en fonction de la classe de service. Pour d'autres matériaux, on consultera le Tableau 3.2 de l'EN 1995-1-1.

Le facteur de modification des déformation  $k_{\text{def}}$  est à utiliser pour :

- le calcul des déformations (flèches) finales (ELS)  $w_{\text{fin,Q}}$  en fonction de la flèche instantanée  $w_{\text{inst,Q}}$ , sous la forme

$$w_{\text{fin,Q}} = w_{\text{inst,Q}}(1 + \Psi_2 \cdot k_{\text{def}}). \quad (6)$$

$k_{\text{mod}}$		Classe de durée de chargement				
Matériau	Classe de service	P	LT	MT	CT	I
BM, BLC, LVL	1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90
OSB/2	1	0.30	0.45	0.65	0.85	1.10
OSB/3, OSB/4	2	0.40	0.50	0.70	0.90	1.10
OSB/3, OSB/4	3	0.30	0.40	0.55	0.70	0.90

TABLE 11 – Valeurs du coefficient de modification des résistances  $k_{\text{mod}}$  en fonction de la classe de service et de la classe de durée.

$k_{\text{def}}$	Classe de service		
Matériau	1	2	3
BM, BLC, LVL	0.60	0.80	2.00
OSB/2	2.25	-	-
OSB/3, OSB/4	1.50	2.25	-

TABLE 12 – Valeurs du coefficient de modification des déformations  $k_{\text{def}}$  en fonction de la classe de service.

- la modification des modules de déformations finaux (ELS et ELU<sup>5</sup>), sous la forme

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{1 + \Psi_2 \cdot k_{\text{def}}} \quad (7)$$

Dans ces formules,  $\Psi_2$  est le coefficient pour la valeur quasi-permanente de l'action ( $\Psi_2 = 1$  pour une action permanente, pour les actions variables, se reporter au Tableau 13). On remarque que pour le bois massif, la déformation de fluage représente de 60% à 200% de la déformation élastique en fonction de l'exposition à l'humidité de l'élément.

5. à utiliser lorsque la distribution des efforts et moments dans les éléments est affectée par la distribution des rigidités dans la structure

Action	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Charges d'exploitation des bâtiments			
- Catégorie A	0.7	0.5	0.3
- Catégorie B	0.7	0.5	0.3
- Catégorie C	0.7	0.7	0.6
- Catégorie D	0.7	0.7	0.6
- Catégorie E	1.0	0.9	0.8
Charges dues à la circulation dans les bâtiments			
- Catégorie F	0.7	0.7	0.6
- Catégorie G	0.7	0.5	0.3
- Catégorie H	0.0	0.0	0.0
Charges dues à la neige			
- si $h < 1000m$	0.5	0.2	0.0
- si $h > 1000m$ (et St-Pierre et Miquelon)	0.7	0.5	0.2
Charges dues au vent	0.6	0.2	0.0

TABLE 13 – Valeurs des coefficients  $\psi$  pour les bâtiments (Tableau A1.1 de l'EN 1990)

**3.2.2.6 Facteur d'effet des dimensions :**  $k_h$ . La probabilité d'avoir un défaut dans une pièce de bois augmente avec la dimension de cette pièce et notamment la dimension de sa section. L'eurocode prend en compte cette caractéristique et propose d'augmenter les valeurs caractéristiques en flexion  $f_{m,k}$  et traction  $f_{t,0,k}$  pour les pièces de petites dimensions.

Pour le bois massif :

$$k_h = \text{Min} \left[ \left( \frac{150}{h} \right)^{0.2}, 1.3 \right] \quad \text{si } h \leq 150 \text{ mm} \quad (8)$$

$$k_h = 1 \quad \text{sinon.} \quad (9)$$

Pour le bois lamellé-collé :

$$k_h = \text{Min} \left[ \left( \frac{600}{h} \right)^{0.1}, 1.1 \right] \quad \text{si } h \leq 600 \text{ mm} \quad (10)$$

$$k_h = 1 \quad \text{sinon.} \quad (11)$$

Dans les formules ci-dessus,  $h$ , en [mm], désigne la plus grande des dimensions de la section de bois.

### 3.3 Critères à vérifier

A l'ELU, il s'agit de vérifier que les sollicitations de calculs  $\sigma_d$  restent inférieures aux résistances de calcul  $f_d$ , soit

$$\sigma_d \leq f_d \quad (12)$$

La valeur de calcul de l'effet des actions  $S_d$  correspond à la plus défavorable des combinaisons d'actions considérées (cf. votre cours sur les Eurocodes 0 et 1). Le rapport  $\sigma_d/f_d$  est appelé le *taux de travail* de la section. Plus il est proche de 100%, plus la section travaille efficacement, mais il ne doit pas dépasser 100%.

A l'ELS, il s'agit de vérifier que la valeur de calcul de l'effets des actions  $E_d$  reste inférieure à une valeur prescrite à ne pas dépasser  $C_d$ , soit

$$E_d \leq C_d \quad (13)$$

En général, cette comparaison porte sur le déplacement maximal d'un élément (flèche), et  $E_d$  correspond donc à la flèche obtenue sous l'effet des actions.

Pour chaque sollicitation, ces critères prennent des formes légèrement différentes (coefficients propres à chaque type de sollicitation), qui sont présentées dans les deux Parties qui suivent.

## 4 Vérification des sections de bois à l'ELU

Les formules qui suivent sont données pour des poutres droites à inertie constante. On notera que les notations utilisées pour les axes de la section ne sont pas celles adoptées par l'Eurocode 5. En effet, la plupart des problèmes étant plan, nous adopterons les notations définies sur la Figure 21 pour laquelle l'axe du moment principal (du seul moment fléchissant en flexion simple) est l'axe  $z$ .

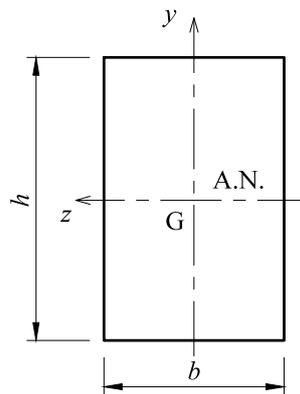


FIGURE 21 – Notations adoptées dans ce cours pour la définition des axes principaux fort ( $z$ ) et faible ( $y$ ) d'une section rectangulaire.

### 4.1 Traction axiale

La traction axiale correspond à un effort normal  $N_u > 0$  orienté selon le fil du bois. Les éléments soumis à de la traction axiale sont les entrants, les éléments de contre-ventement, les membrures inférieures de poutre composite, ...

On vérifiera :

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \leq 1, \quad (14)$$

où

- $\sigma_{t,0,d}$  est la contrainte de calcul due à l'effort de traction, telle que

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_u}{A_{\text{net}}}, \quad (15)$$

avec  $A_{\text{net}}$  est la section nette (section totale moins les évidements).

- $f_{t,0,d}$  est la résistance de calcul à la traction axiale :

$$f_{t,0,d} = k_{\text{mod}} \cdot k_h \cdot \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M}, \quad (16)$$

## 4.2 Compression

### 4.2.1 Compression axiale

La compression axiale correspond à un effort normal  $N_u < 0$  orienté selon le fil du bois. Pour les pièces élancées, il faut prendre en compte le risque de flambement. Les poteaux, les montants de maison ossature bois, les éléments de contreventement sont des éléments qui peuvent être soumis à de la compression axiale.

On vérifiera :

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} \cdot k_c} \leq 1, \quad (17)$$

où

- $\sigma_{c,0,d}$  est la contrainte de calcul due à l'effort de compression, telle que

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_u}{A'_{\text{net}}}, \quad (18)$$

avec  $A'_{\text{net}}$  est la section nette, égale à la section totale diminuée des évidements ne contenant pas d'organe d'assemblage.

- $f_{c,0,d}$  est la résistance de calcul à la compression axiale :

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M}, \quad (19)$$

•  $k_c = \min(k_{c,y}; k_{c,z})$  est le coefficient de flambement le plus défavorable. Le coefficient de flambement est  $\leq 1$  et vient pénaliser les éléments dont l'élancement est important.

Pour déterminer le coefficient de flambement, on détermine les élancements relatifs dans les deux plans de flambement potentiels :

$$\lambda_{\text{rel},y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{m,0,k}}} \quad \text{et} \quad \lambda_{\text{rel},z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{m,0,k}}}, \quad (20)$$

où  $\lambda_y$  et  $\lambda_z$  sont les élancements mécaniques autour des axes  $y$  et  $z$ , respectivement. On rappelle que l'élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \quad (21)$$

où  $l_f$  est la longueur de flambement et  $i$  le rayon de giration défini par  $i = \sqrt{I_G/A}$ . Les élancements mécaniques dans les directions  $y$  et  $z$  sont donc donnés par :

$$\lambda_y = l_f \sqrt{A/I_{Gyy}} \quad \text{et} \quad \lambda_z = l_f \sqrt{A/I_{Gzz}}. \quad (22)$$

Ici  $A$  est l'aire de la section,  $I_{Gyy}$  (resp.  $I_{Gzz}$ ) le moment quadratique par rapport à l'axe ( $Gy$ ) (resp. ( $Gz$ ))<sup>6</sup> et  $l_f$  la longueur de flambement théorique définie en fonction des liaisons aux extrémités de l'élément, comme défini sur la Figure 22. En général, pour une construction en bois, on considère des liaisons de type rotule, et donc  $l_f = l_0$ .

Lorsqu'un des élancements mécaniques  $\lambda_y$  ou  $\lambda_z$  est supérieur à 120, les règles de l'art imposent de mettre en oeuvre un système mécanique pour diminuer l'élancement et donc le risque de flambement. En général, il s'agit de bloquer le déplacement latéral des poteaux par la mise en place d'entretoises à différentes hauteurs et diviser ainsi la longueur de flambement (par exemple, 2 entretoises aux 1/3 et 2/3 du poteau divisent par 3 la longueur de flambement).

Lorsque  $\lambda_{\text{rel},y} \leq 0.3$  et  $\lambda_{\text{rel},z} \leq 0.3$ , alors il n'y a pas lieu de prendre en compte le risque de flambement ( $k_{c,y} = k_{c,z} = 1$ ). Dans le cas contraire, on détermine le coefficient

6. Pour une section rectangulaire  $b \times h$ , si  $y$  est aligné avec le grand coté  $h$  de la section comme indiqué sur la Figure 21, alors  $I_{Gzz} = bh^3/12$  et  $I_{Gyy} = hb^3/12$

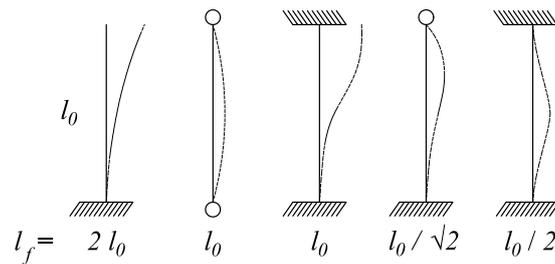


FIGURE 22 – Longueur de flambement théorique en fonction des liaisons aux extrémités.

$k_{c,y} < 1$  (idem pour  $k_{c,z}$  en remplaçant  $y$  par  $z$ ) comme :

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \leq 1, \quad (23)$$

où

$$k_y = 0.5 \left( 1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2 \right). \quad (24)$$

Le coefficient  $\beta_c$  prend en compte la plus ou moins bonne rectitude de l'élément. Il vaut  $\beta_c = 0.2$  pour du bois massif et  $\beta_c = 0.1$  pour du bois lamellé-collé.

#### 4.2.2 Compression transversale

La compression transversale se produit lorsqu'une pièce de bois subit une action perpendiculaire aux fibres. C'est le cas au niveau des appuis pour une poutre. On vérifiera :

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d} \cdot k_{c,90}} \leq 1, \quad (25)$$

où

- $\sigma_{c,90,d}$  est la contrainte de calcul due à l'effort de compression transverse aux fibres, telle que

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_u}{b l_{ef}}, \quad (26)$$

- $f_{c,90,d}$  est la résistance de calcul à la compression transverse :

$$f_{c,90,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M}, \quad (27)$$

$F_u$  est l'effort de compression (résultante à l'appui par exemple),  $b$  la largeur de l'élément et  $l_{\text{ef}}$  est la longueur efficace de l'appui qui prend en compte l'effet de diffusion des charges. La longueur efficace est définie comme  $l_{\text{ef}} = l + c_1 + c_2$  avec  $c_1 = \text{Min}(30, a, 0.5l_1)$  et  $c_2 = \text{Min}(30, a, 0.5l_1)$  [mm] les augmentations à droite et à gauche de la dimension de l'appui, respectivement. La longueur réelle de l'appui  $l$ , et les dimensions  $a$  et  $l_1$  sont définis sur la Figure 23. Le Tableau 14 précise les cas où le coefficient de compression perpendiculaire localisée  $k_{c,90}$ , est supérieur à 1. Dans tous les autres cas, on adoptera  $k_{c,90} = 1$ . Les notations sont définies sur la Figure 23.

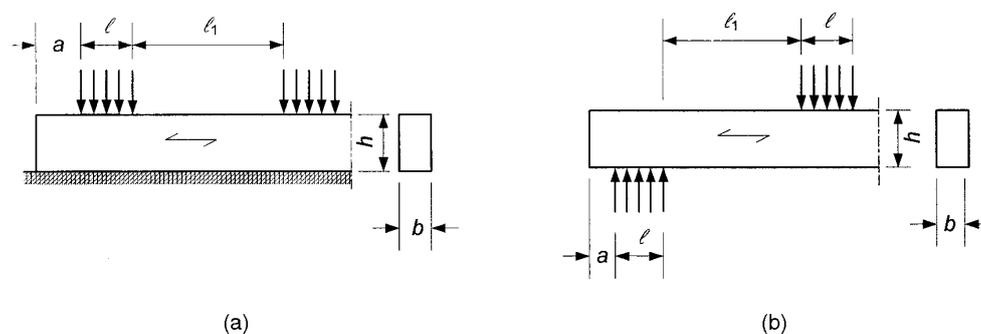


FIGURE 23 – Notations pour la détermination du coefficient  $k_{c,90}$ . On notera qu'une poutre sur deux appuis avec une charge répartie est équivalente à la poutre sur appuis continus du cas a (à l'envers).

#### 4.2.3 Compression oblique

C'est le cas d'une pièce soumise à un effort de compression incliné par rapport aux fibres, comme dans certains assemblages (voir la Partie 6.2) où les éléments ne sont pas perpendiculaires les uns par rapport aux autres. On vérifiera alors :

$$\frac{\sigma_{c,\alpha,d}}{f_{c,\alpha,d}} \leq 1, \quad (28)$$

$h \leq 300 \text{ mm}$	$l_1 \geq 2h$	
	BM résineux	BLC résineux
appuis continus (cas a)	1.25	1.5
appuis discrets (cas b)	1.5	1.75 si $l \leq 400 \text{ mm}$
$h > 300 \text{ mm}$	$l_1 \geq 2h$	
	BM résineux	BLC résineux
appuis continus (cas a)	1.25	1.5
appuis discrets (cas b)	1.5	1.75

TABLE 14 – Valeurs du coefficient de compression perpendiculaire localisée  $k_{c,90}$ . Dans tous les autres cas on adoptera  $k_{c,90} = 1$ .

où

- $\sigma_{c,\alpha,d}$  est la contrainte de calcul due à l'effort de compression incliné de  $\alpha$  par rapport aux fibres du bois :

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{F_u}{bl}, \quad (29)$$

- $f_{c,\alpha,d}$  est la résistance de calcul à la compression inclinée :

$$f_{c,\alpha,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c,\alpha,k}}{\gamma_M}, \quad (30)$$

$F_u$  est l'effort de compression et  $b \times l$  la surface du contact entre les deux pièces de bois.

La résistance caractéristique à la compression inclinée est donnée comme :

$$f_{c,\alpha,k} = \frac{f_{c,0,k}}{\frac{f_{c,0,k}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,k}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}. \quad (31)$$

### 4.3 Flexion simple

La flexion simple concerne de nombreuses pièces : solives, poutres et tous autres éléments soumis à un chargement perpendiculaire à la fibre neutre. On parle de flexion simple lorsque l'élément n'est soumis qu'à de la flexion dans un seul plan et que l'effort normal est nul. C'est souvent le critère de déformation (voir la Partie 5) qui est dimensionnant. La vérification du cisaillement aux appuis est présentée dans la section suivante.

On vérifiera que :

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \leq 1 \quad (32)$$

où

- $\sigma_{m,d}$  est la contrainte de flexion maximale, telle que

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{u_z}}{I_{G_{zz}}/v} \quad (33)$$

- $f_{m,d}$  la résistance de calcul à la flexion :

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot k_h \cdot k_{sys} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} \quad (34)$$

Dans les équations précédentes,  $M_{u_z}$  est le moment de flexion ultime,  $I_{G_{zz}}$  le moment quadratique de la section et  $v$  la distance entre l'axe neutre et les bords supérieur et inférieur de la section. Pour une section rectangulaire  $b \times h$ ,  $I_{G_{zz}} = bh^3/12$  et  $v = h/2$ .

Le coefficient d'effet système  $k_{sys}$  est à prendre en compte lorsque plusieurs éléments fléchis sont connectés latéralement par un système de redistribution des charges (cas des poutres supportant un plancher ou des fermes dont l'espacement est inférieur à 1.20 m et dont les liteaux ou pannes jouent ce rôle de transfert de charge). Dans ces cas, on prendra  $k_{sys} = 1.1$ .

Le coefficient d'instabilité de déversement  $k_{crit}$  prend en compte le risque de déversement de la poutre. Dans le cas où le déplacement latéral de la face comprimée est bloqué (platelage sur solives, volige sur chevrons), le risque de déversement est évité

et  $k_{crit} = 1$ . Dans les autres cas, on détermine  $k_{crit}$  en fonction de l'élanement relatif en flexion :

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}, \quad (35)$$

où  $\sigma_{m,crit}$  est la contrainte de flexion critique déterminée en adoptant les valeurs de rigidité à 5%. Pour une poutre rectangulaire en bois résineux (BM ou BLC), de section  $b \times h$ , on adoptera :

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0.78 b^2}{h \cdot l_{ef}} E_{m,0,k}. \quad (36)$$

La longueur efficace  $l_{ef}$  est définie à partir de la portée réelle  $l$  dans le Tableau 15.

Type de poutre	Type de chargement	$l_{ef}/l$
Sur appuis simples	Moment constant	1.0
	Charge répartie constante	0.9
	Charge concentrée au milieu	0.8
Porte à faux	Charge répartie constante	0.5
	Charge concentrée à l'extrémité	0.8

Note :  $l_{ef}$  doit être augmentée de  $2h$  si la charge est appliquée sur la fibre comprimée (cas courant) et peut-être diminuée de  $0.5h$  si la charge est appliquée sur la fibre tendue de la poutre.

TABLE 15 – Longueur efficaces  $l_{ef}$  d'après le Tableau 6.1 de l'EN 1995-1-1.

On détermine ensuite  $k_{crit}$  :

$$k_{crit} = 1 \quad \text{pour } \lambda_{rel,m} \leq 0.75 \quad (37)$$

$$k_{crit} = 1.56 - 0.75 \lambda_{rel,m} \quad \text{pour } 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.4 \quad (38)$$

$$k_{crit} = 1/\lambda_{rel,m}^2 \quad \text{pour } 1.4 < \lambda_{rel,m} \quad (39)$$

Remarque importante : il n'y a pas a priori de risque de déversement pour les poutres de faible élanement vertical, c'est-à-dire tant que  $h < 6b$ .

## 4.4 Cisaillement

Pour une poutre fléchie, il faut vérifier au droit des appuis que la contrainte tangentielle de calcul  $\tau_{v,d}$  due à l'effort tranchant ultime  $V_u$  respecte la condition suivante :

$$\frac{\tau_{v,d}}{k_v \cdot f_{v,d}} \leq 1, \quad (40)$$

où

- $\tau_{v,d}$  est la contrainte de cisaillement de calcul :

$$\tau_{v,d} = \frac{V_u}{A'_y}, \quad (41)$$

- $f_{v,d}$  est la résistance de calcul au cisaillement :

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}, \quad (42)$$

- $k_v \leq 1$  est la coefficient d'entaillage qui prend en compte l'affaiblissement des sections d'appui lorsque celles ci sont entaillées.

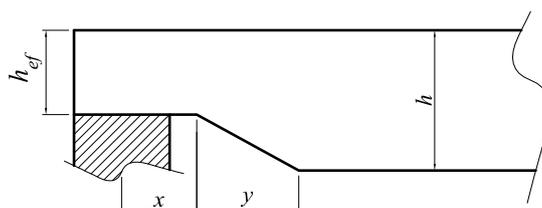
Dans ces formules,  $A'_y$  est la section réduite. Pour une section rectangulaire de section  $b_{\text{ef}} \times h_{\text{ef}}$  on a  $A'_y = 2/3 b_{\text{ef}} \cdot h_{\text{ef}}$  et il vient :

$$\tau_{v,d} = \frac{3}{2} \frac{V_u}{b_{\text{ef}} \cdot h_{\text{ef}}}. \quad (43)$$

Le coefficient d'entaillage  $k_v$  n'est à prendre en compte que lorsque la section est entaillée dans la zone tendue de la poutre au niveau de l'appui. Dans ce cas, il est calculé à partir de la formule suivante (dimensions en mm dans cette formule) :

$$k_v = \text{Min} \left[ 1, \frac{k_n (\sqrt{h} + 1.1 i^{1.5})}{h \sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0.8x \sqrt{1/\alpha - \alpha^2}} \right], \quad (44)$$

où  $h$  est la hauteur en mm,  $k_n = 5$  pour du BM,  $k_n = 6.5$  pour du BLC,  $\alpha = h_{\text{ef}}/h$  et  $i = y/(h - h_{\text{ef}})$  est l'inclinaison de l'entaille. Les autres notations, et en particulier la hauteur efficace  $h_{\text{ef}}$  sont définies sur la Figure 24.

FIGURE 24 – Notations pour la détermination du coefficient d'entaille  $k_v$ .

La largeur efficace de la poutre est  $b_{ef} = k_{cr} \cdot b$ , où le coefficient  $k_{cr}$  est donné dans le Tableau 16 pour du BM et du BLC. Pour les autres matériaux, lamibois et panneaux dérivés du bois), on adoptera  $k_{cr} = 1$  comme indiqué dans les normes NF EN 13986 et EN 14374.

Matériau	Section ou chargement	CS 1	CS 2	CS 3
BM	$b, h \leq 150 \text{ mm}$	1	1	0.67
	$b, h > 150 \text{ mm}$	0.67	0.67	0.67
BLC	charge permanente $< 70\%$ charge totale	1	1	0.67
	charge permanente $\geq 70\%$ charge totale	0.67	0.67	0.67

TABLE 16 – Valeur du coefficient  $k_{cr}$  pour le BM et le BLC en fonction de la Classe de service (CS) et des dimensions de la section ou du chargement.

## 4.5 Sollicitations composées

### 4.5.1 Flexion composée

Un élément est soumis à de la flexion composée lorsque le moment fléchissant et l'effort normal coexistent (i.e.  $M_{u_z} \neq 0$  and  $N_u \neq 0$ ). On distingue la flexion avec traction, qui peut se produire dans les chevrons-arbalétriers fixés sur la panne faîtière, de la flexion avec compression, qui elle se produit dans ces mêmes éléments mais si ils sont fixés sur la panne sablière.

**4.5.1.1 Flexion composée avec traction.** Dans le cas de la flexion avec traction, on vérifiera :

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1. \quad (45)$$

**4.5.1.2 Flexion composée avec compression.** L'expérimentation montre un effet positif de l'interaction entre la compression et la flexion tant que le risque de flambement est faible. Par contre, le risque de déversement est amplifiée par l'effort de compression et le potentiel flambement autour de l'axe faible d'inertie de la poutre. Dans le cas de la flexion avec compression, on distingue donc les 3 cas suivants, selon que :

- il n'y a pas de risque de flambement, ni selon l'axe fort ( $k_{c,z} = 1$ ), ni selon l'axe faible ( $k_{c,y} = 1$ ) et il n'y a pas de risque de déversement ( $k_{crit} = 1$ ) :

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1, \quad (46)$$

- il y a un risque de flambement ( $k_c = \min(k_{c,y}, k_{c,z}) < 1$ ) sans risque de déversement ( $k_{crit} = 1$ ) :

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1, \quad (47)$$

- il y a un risque de déversement ( $k_{crit} < 1$ ) et potentiellement de flambement autour de l'axe faible d'inertie  $y$  ( $k_{c,y} < 1$ ) :

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \left( \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right)^2 \leq 1. \quad (48)$$

Dans les formules précédentes,  $k_{c,y}$  et  $k_{c,z}$  sont définis dans la Section 4.2.1 et  $k_{crit}$  dans la Section 4.3.

## 4.5.2 Flexion déviée

La flexion déviée correspond à l'existence simultanée des deux moments de flexion  $M_{u_y}$  et  $M_{u_z}$  dans l'élément. C'est par exemple le cas des pannes posées à dévers lorsque les

chevrons n'empêchent pas leur flexion selon l'axe faible. Dans ce cas, on vérifiera que :

$$\text{Max} \left[ \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} ; k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \right] \leq 1, \quad (49)$$

où  $k_m$  est le coefficient de redistribution des contraintes maximales, qui vaut 1 sauf pour les sections rectangulaires en BM, BLC et LVL où il vaut  $k_m = 0.7$ . La pièce étant déjà déversée, le coefficient  $k_{\text{crit}}$  de déversement latéral n'est pas à prendre en compte. Les contraintes normales induites par la flexion sont données par :

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{u_z}}{I_{Gzz}/v_y} \quad \text{et} \quad \sigma_{m,y,d} = \frac{M_{u_y}}{I_{Gyy}/v_z}, \quad (50)$$

où pour une section rectangulaire  $b \times h$ , on a  $I_{Gzz} = bh^3/12$ ,  $I_{Gyy} = b^3h/12$ ,  $v_y = h/2$  et  $v_z = b/2$ .

## 5 Vérification des sections de bois à l'ELS

Cette partie se limite à la vérification des flèches des poutres droites à inertie constante simplement fléchiée. La partie 7.2 de l'EN 1995-1-1 relative à la vérification des flèches est très nettement modifiée par l'Annexe Nationale. Ce qui suit fait donc beaucoup référence à l'Annexe Nationale.

### 5.1 Différentes composantes de la flèche

L'eurocode 5 définit les composantes suivantes pour la flèche :

- $w_{inst}$  est la flèche **instantanée** sous l'effet des charges de poids propre et des charges variables due aux déformations élastiques seules, avec la décomposition :
  - $w_{inst,G}$  est la flèche instantanée sous l'effet des seules charges de poids propre.
  - $w_{inst,Q}$  est la flèche instantanée sous l'effet des charges variables uniquement (charge de base non pondérée et charges d'accompagnement pondérées par  $\Psi_0$ ).
- $w_{creep}$  est la flèche **différée** due au fluage pour l'ensemble des charges. Les flèches différées dues au fluage sont calculées à partir des flèches instantanées correspondantes en appliquant une pondération forfaitaire  $k_{def}$  pour les charges de poids propre et  $\Psi_2 k_{def}$  pour toutes les charges variables. On a donc :
  - $w_{creep,G} = k_{def} w_{inst,G}$  la flèche différée due au fluage sous charge permanente,
  - $w_{creep,Q} = \Psi_2 k_{def} w_{inst,Q}$  la flèche différée due au fluage sous les charges variables,
- $w_c$  est la **contreflèche** si elle existe.
- $w_{fin} = w_{inst} + w_{creep}$  est la flèche **finale**, sans tenir compte de la contreflèche.
- $w_{net,fin} = w_{fin} - w_c$  est la flèche **nette finale** prenant en compte une éventuelle contreflèche.

La Figure 25 illustre la composition des différentes composantes de flèche définies ci-dessus.

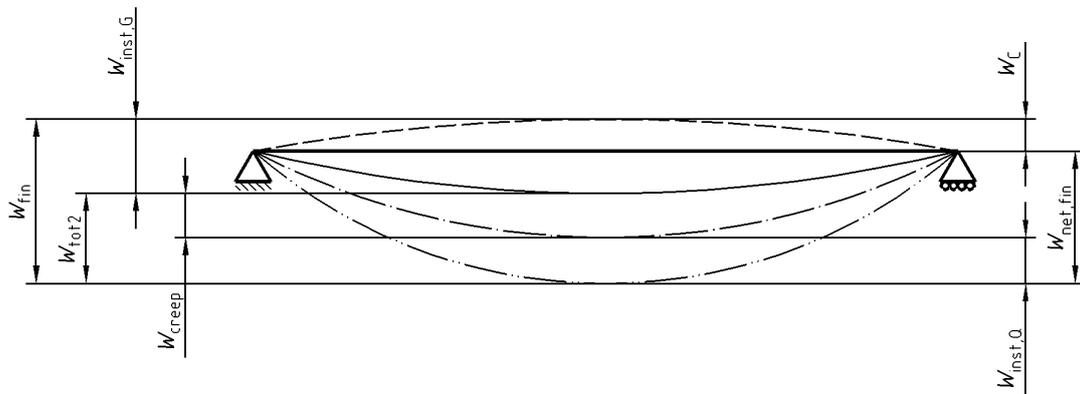


FIGURE 25 – Différentes composantes de la flèche (Figure 1 de l'EN 1995-1-1/NA).

## 5.2 Valeurs de calcul des flèches

Les vérifications portent sur la **flèche instantanée due aux seules charges variables**  $w_{inst,Q}$ , la **flèche nette finale**  $w_{net,fin}$  et la **flèche finale**  $w_{fin}$ .

Ces différentes flèches sont toutes évaluées à partir des flèches instantanées pour les différentes charges. On note  $w_{inst,G}$  la flèche instantanée due aux charges permanentes et  $w_{inst,Q_i}$  la flèche instantanée due à la charge variable  $Q_i$ .

La **flèche instantanée due aux seules charges variables**  $w_{inst,Q}$  vaut :

$$w_{inst,Q} = w_{inst,Q_1} + \sum_{j>1} [w_{inst,Q_j} \Psi_{0,j}] \quad , \quad (51)$$

où  $Q_1$  est la charge variable dominante et les  $Q_j$  ( $j > 1$ ) les charges variables d'accompagnement à leur valeur de combinaison ( $\Psi_{0,j} Q_j$ ).

La flèche instantanée  $w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q}$  due aux charges permanentes et variables est donnée par :

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q_1} + \sum_{j>1} [w_{inst,Q_j} \Psi_{0,j}] \quad . \quad (52)$$

La flèche différée  $w_{creep} = w_{creep,G} + w_{creep,Q}$  due au fluage sous charges permanentes

et variables est donnée par :

$$w_{\text{creep}} = w_{\text{inst,G}} k_{\text{def}} + w_{\text{inst,Q}_1} \Psi_{2,1} k_{\text{def}} + \sum_{j>1} [w_{\text{inst,Q}_j} \Psi_{2,j} k_{\text{def}}] , \quad (53)$$

où pour le fluage on utilise la valeur quasi-permanente des charges variables (coefficients  $\Psi_2$ ) pondérée par le coefficient  $k_{\text{def}}$ .

En résumé, la **flèche finale**  $w_{\text{fin}} = w_{\text{inst}} + w_{\text{creep}}$  peut être directement calculée de la façon suivante :

$$w_{\text{fin}} = w_{\text{inst,G}}(1 + k_{\text{def}}) + w_{\text{inst,Q}_1}(1 + \Psi_{2,1} \cdot k_{\text{def}}) + \sum_{j>1} [w_{\text{inst,Q}_j}(\Psi_{0,j} + \Psi_{2,j} \cdot k_{\text{def}})] . \quad (54)$$

La **flèche nette finale** vaut :

$$w_{\text{net,fin}} = w_{\text{fin}} - w_c , \quad (55)$$

où  $w_{\text{fin}}$  est donnée par la formule (54) et  $w_c$  représente la contreflèche (si il y en a une).

Les valeurs des coefficients  $\Psi_i$  sont donnés dans le Tableau A1.1 de l'EN 1990 (reproduit dans le Tableau 13 à la page 57).

### 5.3 Valeurs limites des flèches

Les valeurs limites sont données dans le Tableau 17. Lorsqu'il n'y a pas de contreflèche  $w_c = 0$ , on a  $w_{\text{net,fin}} = w_{\text{fin}}$  et il convient alors de vérifier la valeur limite la plus défavorable, c'est-à-dire celle donnée pour  $w_{\text{net,fin}}$ .

Pour les panneaux de planchers ou supports de toiture, on vérifiera  $w_{\text{net,fin}} \leq l/250$ . Pour les consoles et porte-à-faux, les valeurs limites données dans le Tableau 17 s'appliquent en remplaçant  $l$  par deux fois la portée de la console.

### 5.4 Calcul pratique de la flèche

Pour le calcul de la flèche, on utilise toujours le module d'élasticité moyen  $E_{m,0,\text{mean}}$ . Contrairement aux matériaux béton et acier, du fait de la faible rigidité en cisaillement

	Bâtiments courants			Bâtiments agricoles et similaires		
	$w_{inst,Q}$	$w_{net,fin}$	$w_{fin}$	$w_{inst,Q}$	$w_{net,fin}$	$w_{fin}$
Chevrons	-	$l/150$	$l/125$	-	$l/150$	$l/100$
Éléments structuraux	$l/300$	$l/200$	$l/125$	$l/200$	$l/150$	$l/100$

TABLE 17 – Valeurs limites pour les flèches (Tableau 7.2 de l'EN 1995-1-1/NA).

du bois (valeur du module d'élasticité en cisaillement faible par rapport au module d'élasticité axial, avec  $E_{m,0,mean}/G_{mean} \approx 16$ ), la flèche due aux déformations de cisaillement ne peut pas être négligée devant celle induite par les déformations de flexion. La flèche due au cisaillement peut facilement représenter 10 à 15% de la flèche totale.

D'une manière générale, on calculera la flèche par intégration de l'équation suivante :

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M_z(x)}{E_{m,0,mean} \cdot I_{Gzz}} + \frac{p(x)}{G_{mean} \cdot A'_y}, \quad (56)$$

où  $I_{Gzz}$  est le moment quadratique, et  $A'_y$  la section réduite définie à partir du moment statique  $m'_{Gz}$  comme :

$$A'_y = \text{Min} \left[ \frac{I_{Gzz} \cdot b(y)}{m'_{Gz}(y)} \right]. \quad (57)$$

Pour une section rectangulaire  $b \times h$ , on a  $A'_y = 2b \cdot h/3$  et pour une section circulaire de rayon  $R$ ,  $A'_y = 3\pi R^2/4$ .

On rappelle que pour une **charge répartie**  $p$  [kN/m], la flèche maximale au centre d'une poutre sur deux appuis, de portée  $l$ , est donnée par :

$$w = \frac{5p \cdot l^4}{384E_{m,0,mean} \cdot I_{Gzz}} + \frac{p \cdot l^2}{8G_{mean} \cdot A'_y}. \quad (58)$$

Pour une poutre de section rectangulaire  $b \times h$ , la formule précédente se simplifie :

$$w = \frac{p \cdot l^2}{16b \cdot h} \left( \frac{5}{2E_{m,0,mean}} \frac{l^2}{h^2} + \frac{3}{G_{mean}} \right). \quad (59)$$

Pour une **charge ponctuelle**  $P$  [kN] située à mi-portée, le flèche vaut (la partie cisaillement est dans ce cas négligeable) :

$$w = \frac{P \cdot l^3}{48E_{m,0,\text{mean}} \cdot I_{Gzz}} . \quad (60)$$

Pour une poutre de section rectangulaire  $b \times h$ , la formule précédente se simplifie :

$$w = \frac{P \cdot l^3}{4E_{m,0,\text{mean}} \cdot b \cdot h^3} . \quad (61)$$

Dans la formule (59), on remarque que si  $E_{m,0,\text{mean}}/G_{\text{mean}} = 16$  (valeur réglementaire) et pour une dimension de poutre standard telle que  $l/h = 10$ , alors la flèche due au cisaillement représente 16% de la flèche totale et ne peut donc pas être négligée.

## 6 Assemblages

### 6.1 Généralités

Les assemblages constituent la Section 8 de l'EN 1995-1.1.

Les assemblages sont une partie essentielle d'une construction en bois. En effet, la majorité des désordres observés sur une structure bois provient des assemblages. Il conviendra donc de soigner particulièrement la conception et le dimensionnement des assemblages. Par ailleurs, la conception et la réalisation des assemblages représentent un coût significatif sur l'ensemble des coûts du gros œuvre. Le choix et la conception des assemblages a donc un impact non négligeable sur le coût total de la structure. C'est souvent sur cet aspect qu'une solution peut faire la différence par rapport à une autre d'un point de vue économique.

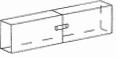
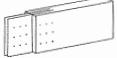
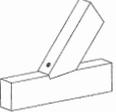
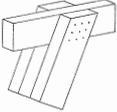
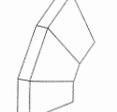
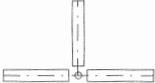
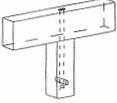
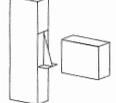
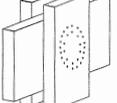
TYPE D'EFFORT				
GÉOMÉTRIE	compression	traction	cisaillement	flexion
				
				
				

FIGURE 26 – Différents assemblages selon la géométrie et le type de sollicitation à transmettre (d'après Natterer et al., 2004).

Le choix du type d'assemblage se fera en fonction de la géométrie des pièces à assembler (nombre de pièces et angles entre chaque pièce) et de la sollicitation à transmettre. La Figure 26 résume les différentes combinaisons qui peuvent être rencontrées. On pourra

ajouter comme critère de choix le type de section des barres à lier (rectangulaire, circulaire, . . .), des considérations esthétiques (assemblage visible ou non) et des exigences de montages (place disponible, facilité du montage, . . .).

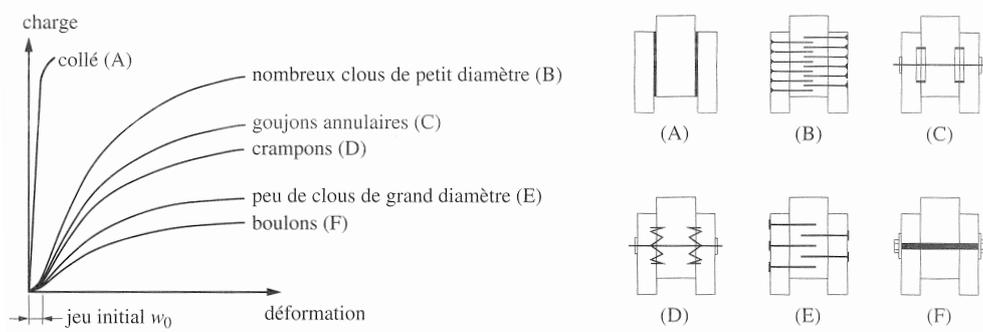


FIGURE 27 – Courbes théoriques de charge-déformation pour différents types d'assemblage (d'après Natterer et al., 2004).

Dans la mesure du possible, on ne combinera pas plusieurs moyens d'assemblage entre eux, car comme l'indique la Figure 27, la rigidité entre deux moyens d'assemblage peut varier énormément. Superposer deux moyens d'assemblage de rigidités différentes ne conduit pas à un assemblage pouvant reprendre la somme des efforts repris par chacun des deux assemblages pris individuellement. En effet, seul le moyen d'assemblage le plus rigide travaillera dans un premier temps et le deuxième ne travaillera qu'après la rupture du premier. Concrètement, il faudra donc s'assurer que chacun des moyens d'assemblages est donc capable de reprendre la totalité des efforts, ce qui supprime tout intérêt à utiliser deux moyens d'assemblage en parallèle.

La réalisation des assemblages induit bien souvent des excentricités, comme le montre la Figure 28. Les efforts supplémentaires que génèrent ces excentricités (des moments de flexion ou de torsion) doivent être considérés lors de la vérification de l'assemblage et des membrures.

En fonction du type d'assemblage, celui-ci aura un encombrement plus ou moins grand. La force transmise par unité de surface monopolisée par l'assemblage est inversement proportionnelle au diamètre du moyen d'assemblage dans un assemblage par tiges

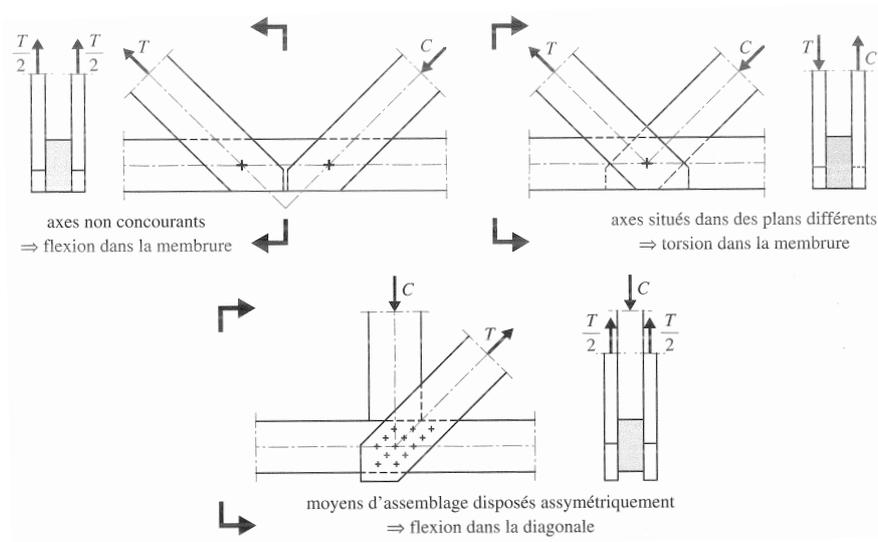


FIGURE 28 – Excentricités dans les assemblages (d'après Natterer et al., 2004).

métalliques. A titre d'exemple, pour reprendre un effort de traction de  $\approx 150$  kN, il faudra 108 clous de diamètre  $\phi 8$  qui prendront une longueur de 240 mm, 24 broches de diamètre  $\phi 10$  sur une longueur de 460 mm et 6 anneaux  $\phi 120$  sur une longueur de 920 mm.

Il existe de nombreux moyens d'assemblage. On distinguera (voir la Figure 29) :

- les assemblages traditionnels, tels que les tenons-mortaises, les embrèvements. Ce sont des assemblages travaillant principalement par contact entre deux pièces de bois, donc en compression.
- les assemblages par organe métallique. Ces assemblages utilisent un connecteur métallique pour joindre les pièces de bois entre elles. Ces connecteurs peuvent être des pointes (clous), des agrafes, des boulons, des tire-fonds, des goujons, des crampons, des anneaux, ... (voir la Figure 30)

Ce cours se limitera aux assemblages par embrèvement et aux assemblages bois-bois ou bois-métal par tiges (pointes et boulons).

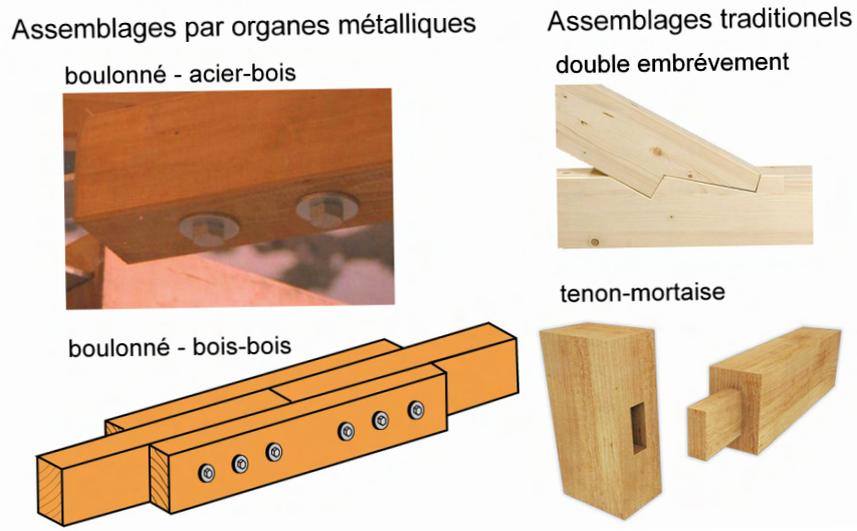


FIGURE 29 – Différents types d'assemblages.

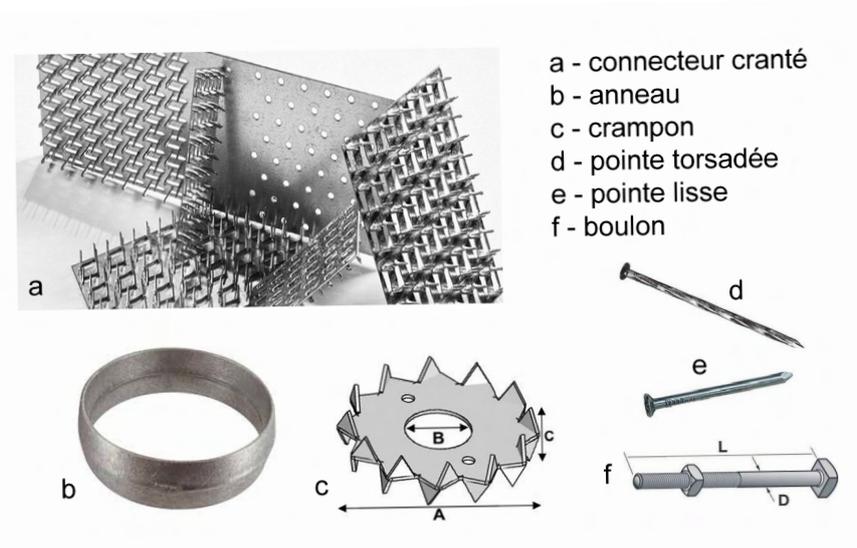


FIGURE 30 – Différents types de connecteurs métalliques.

## 6.2 Vérifications des assemblages par embrèvement

L'assemblage par embrèvement est un assemblage traditionnel par contact permettant de lier deux membrures entre elles. L'effort transmis est un effort de compression. Ce type d'assemblage est utilisé par exemple à la jonction entre un entrain et les arbalétriers sur une ferme de charpente traditionnelle.

La géométrie d'un embrèvement simple est décrite sur la Figure 31. Pour un embrèvement simple, il s'agit de vérifier la contrainte de compression oblique sur les surfaces d'about et sur le pas ainsi que la contrainte de cisaillement longitudinale dans le talon.

On notera que  $2\epsilon = 180^\circ - \beta$ , soit  $\epsilon = 90^\circ - \beta/2$ .

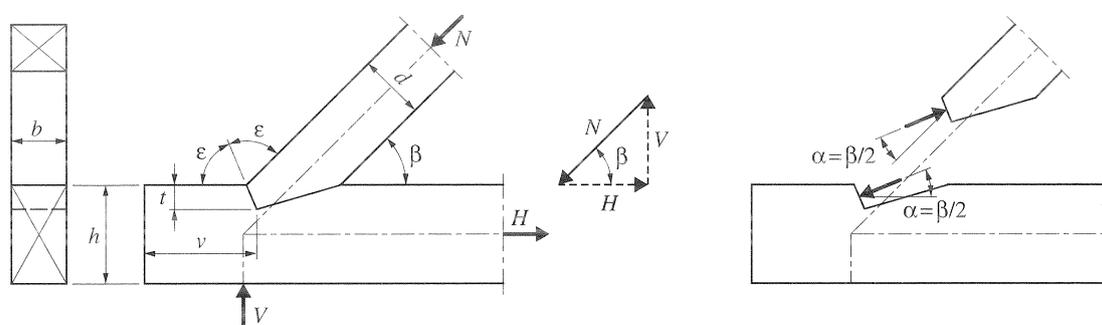


FIGURE 31 – Géométrie et forces agissant sur un embrèvement simple (d'après Natterer et al., 2004).

Pour la membrure horizontale, l'effort normal  $N$  transmis par la membrure inclinée de  $\beta$  sera repris en partie par de la compression sur les surfaces d'about et du pas. La composante normale à l'about vaut  $N_{\perp} = N \sin \epsilon = N \sin(\pi/2 - \beta/2) = N \cos(\beta/2)$ . Cet effort s'applique sur une surface  $S_a = b \times t / \cos(\beta/2)$ , où  $b$  est la largeur de la pièce de bois et  $t$  la hauteur de l'about, comme indiqué sur la Figure 31. La contrainte normale de compression induite par  $N$  sur la surface de l'about vaut donc :

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{N_{\perp}}{S_a} = \frac{N \cos^2(\beta/2)}{b \cdot t}, \quad (62)$$

et  $\alpha = \beta/2$  est l'angle entre la contrainte normale et la direction des fibres du bois.

Cette contrainte est à comparer à la résistance en compression oblique du bois donnée par l'équation (31).

L'effort normal  $N$  dans la membrure inclinée induit un effort de cisaillement longitudinale dans le talon. Il convient de vérifier que la longueur  $v$  (voir Figure 31) du talon est suffisante pour reprendre cet effort. La composante horizontale de  $N$  vaut  $N \cos \beta$ , et la contrainte de cisaillement qui en résulte sur le talon vaut  $\tau_d = N \cos \beta / (b \times v)$ . Il s'agit ensuite de vérifier que  $\tau_d \leq f_{v,d}$ .

### 6.3 Vérifications des assemblages par organes métalliques

On se limite à la présentation des assemblages bois-bois et bois-métal par tiges métalliques (pointes et boulons).

La résistance d'un assemblage est fonction de :

- la résistance de la tige qui dépend de la limite d'élasticité de la tige, de son diamètre, de son élancement géométrique et du nombre de tiges mises en place. La résistance de la tige est caractérisée par le **moment d'écoulement plastique** de la tige  $M_{y,Rk}$  et la **résistance axiale** de la tige  $F_{ax,Rk}$ , selon que la tige travaille en flexion ou en traction sous l'effet de corde. En général, le mode de déformation prédominant des tiges est la flexion et on peut négliger l'effet de corde (ce qui revient à supposer  $F_{ax,Rk} = 0$ ).
- la capacité résistante du bois, caractérisé par la **portance locale** du bois  $f_{h,k}$ .
- le nombre de pièces assemblées et leur composition, qui déterminent le nombre de plans cisailés pour chaque organe métallique. On parle d'assemblage bois-bois ou bois-métal à simple ou double plans de cisaillement.

#### 6.3.1 Résistances caractéristique et de calcul de l'assemblage

La résistance caractéristique  $R_k$  de l'assemblage est obtenue comme :

$$R_k = F_{V,Rk} \cdot n_{\text{plan}} \cdot n_{\text{ef}} \cdot n_{\text{file}}, \quad (63)$$

où  $F_{V,Rk}$  est la résistance caractéristique d'une tige par plan de cisaillement,  $n_{\text{plan}}$  le nombre de plans de cisaillement,  $n_{\text{ef}}$  le nombre de tige efficace par file et  $n_{\text{file}}$  le nombre de files. Les termes  $F_{V,Rk}$ ,  $n_{\text{plan}}$ ,  $n_{\text{ef}}$  et  $n_{\text{file}}$  sont explicités dans les parties qui suivent.

On en déduit alors la résistance de calcul de l'assemblage :

$$R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_M}, \quad (64)$$

où  $\gamma_M = 1.3$  pour les assemblages.

Il s'agit ensuite de vérifier que la résistance de calcul  $R_d$  reste supérieure à la sollicitation de calcul.

### 6.3.2 Valeur caractéristique de la capacité résistante d'une tige ( $F_{V,Rk}$ )

En fonction du type d'assemblage (bois-bois ou bois-métal, nombre de plans de cisaillement et épaisseur relative de la plaque métallique par rapport au diamètre de la tige), on détermine la valeur caractéristique de la capacité résistante d'une tige par plan de cisaillement  $F_{V,Rk}$ . Cette valeur est obtenue comme la valeur minimale des capacités résistantes calculées pour l'ensemble des ruptures possibles de l'assemblage (voir les Figures 32 et 34).

**6.3.2.1 Assemblages bois-bois** Pour les assemblages bois-bois, la valeur caractéristique de la capacité résistante de l'assemblage  $F_{V,Rk}$  est donnée par :

- pour les organes en simple cisaillement

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \quad (a) \\ f_{h,2,k} t_2 d \quad (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] \quad (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[ \sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (d) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (f) \end{array} \right.$$

- pour les organes en double cisaillement

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \quad (g) \\ 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \quad (h) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[ \sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (j) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (k) \end{array} \right.$$

Dans ces formules, 1 est le bois extérieur (moisant) et 2 le bois intérieur (moisé),  $t_i$  l'épaisseur du bois  $i$  ou la profondeur de pénétration de l'organe métallique (voir Figure 33),  $\beta = f_{h,2,k}/f_{h,1,k}$  est le rapport des portances locales pour les bois 1 et 2,  $d$  le diamètre de l'organe d'assemblage et  $M_{y,Rk}$  la valeur caractéristique du moment plastique de l'organe d'assemblage. Les lettres dans les formules ci-dessus correspondent aux différents modes de rupture décrits sur la Figure 32. Les cas a, b, c, g et h correspondent à une rupture du bois, les cas f et k à une rupture de la tige et les cas d, e et j à une rupture mixte. L'effet de corde  $F_{ax,Rk}$  peut, en première approximation, être

négligé.

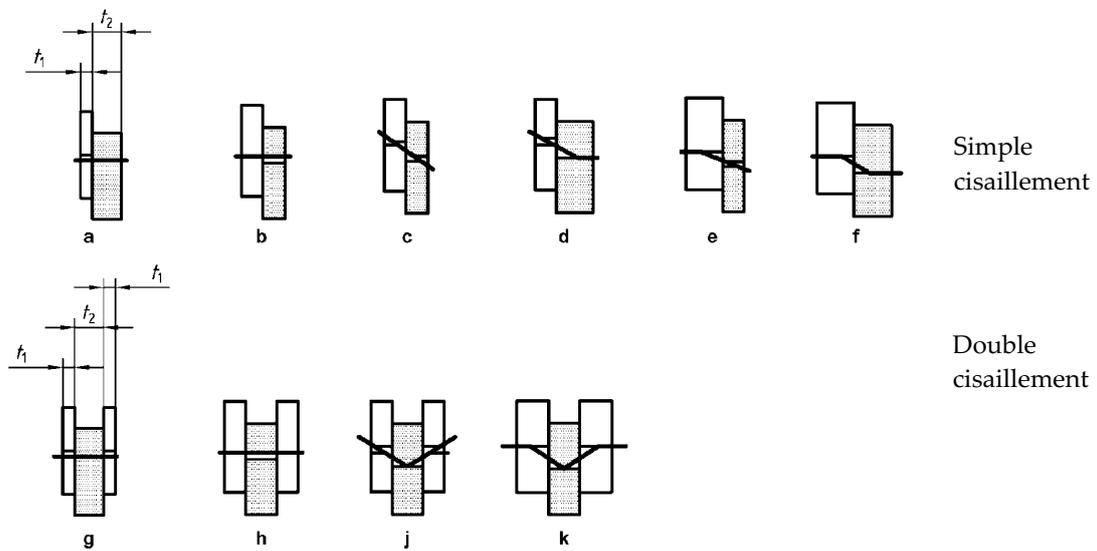


FIGURE 32 – Modes de rupture pour les assemblage bois-bois et panneaux-bois (Figure 8.2 de l'EN 1995-1-1).

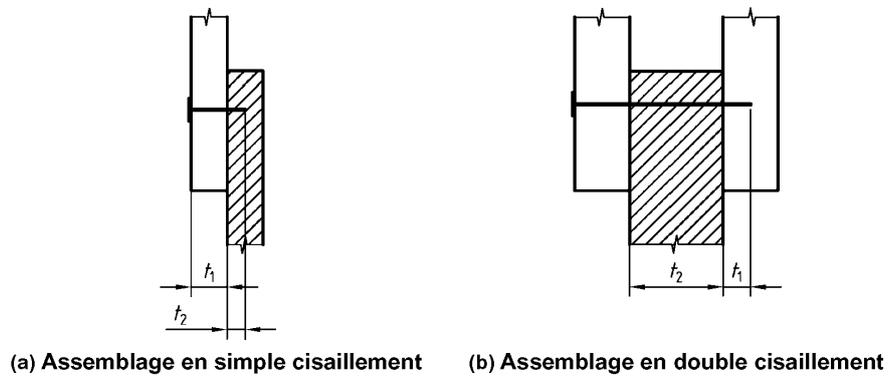


FIGURE 33 – Définitions de  $t_1$  et  $t_2$  pour un assemblage bois-bois (Figure 8.4 de l'EN 1995-1-1).

**6.3.2.2 Assemblages bois-métal** Pour les assemblages bois-métal, la valeur caractéristique de la capacité résistante de l'assemblage  $F_{V,Rk}$  est donnée par :

- pour une plaque métallique mince en simple cisaillement

$$F_{V,Rk} = \min \begin{cases} 0,4 f_{h,k} t_1 d & (a) \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (b) \end{cases}$$

- pour une plaque métallique épaisse en simple cisaillement

$$F_{V,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} t_1 d & (c) \\ f_{h,k} t_1 d \left[ \sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (d) \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (e) \end{cases}$$

- pour une plaque métallique d'épaisseur quelconque constituant l'élément central d'un assemblage à double cisaillement

$$F_{V,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d & (f) \\ f_{h,1,k} t_1 d \left[ \sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (g) \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (h) \end{cases}$$

- pour les plaques métalliques minces constituant les éléments extérieurs d'un assemblage à double cisaillement

$$F_{V,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d & (j) \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (k) \end{cases}$$

- pour les plaques métalliques épaisses constituant les éléments extérieurs d'un assemblage à double cisaillement

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5f_{h,2,k}t_2d & (l) \\ 2,3\sqrt{M_{y,Rk}f_{h,2,k}d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (m) \end{cases}$$

Dans ces formules, 1 désigne le bois extérieur, et 2 la pièce de bois intérieur,  $t_1$  est la valeur minimale entre l'épaisseur de l'élément de bois latéral et la profondeur de pénétration,  $t_2$  est l'épaisseur de l'élément de bois central,  $d$  le diamètre de l'organe d'assemblage et  $M_{y,Rk}$  la valeur caractéristique du moment plastique de l'organe d'assemblage. Les lettres dans les formules ci-dessus correspondent aux différents modes de rupture décrits sur la Figure 34. Les cas a, c, f, j et l correspondent à une rupture du bois, les cas b, e et h à une rupture de la tige et les cas d et g à une rupture mixte. L'effet de corde  $F_{ax,Rk}$  peut, en première approximation, être négligé.

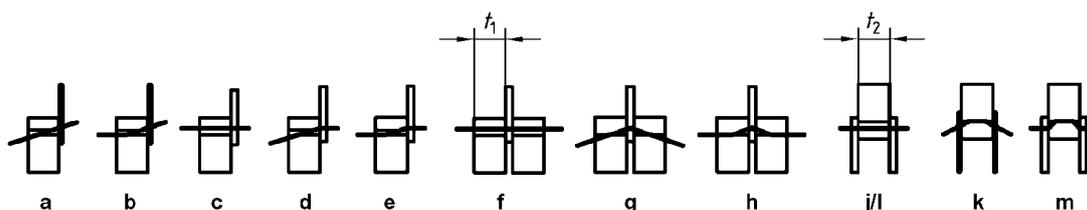


FIGURE 34 – Modes de rupture pour les assemblages bois-métal (Figure 8.3 de l'EN 1995-1-1).

L'épaisseur  $h$  de la plaque métallique est relative au diamètre de la tige d'assemblage  $d$ . Une plaque métallique est mince si  $h \leq 0,5d$  et elle est épaisse si  $h \geq d$ . Pour une plaque métallique dont l'épaisseur est intermédiaire entre celle d'une plaque mince et celle d'une plaque épaisse ( $0,5d < h < d$ ), on procédera par interpolation linéaire entre les valeurs limites correspondant aux plaques minces et épaisses.

### 6.3.3 Portance locale du bois ( $f_{h,k}$ )

La portance locale du bois,  $f_{h,k}$ , dépend du type de tige et pour les pointes de la présence ou non d'un avant trou.

Pour les pointes dont le diamètre  $d$  est inférieur à 8 mm, la portance [MPa] est donnée comme :

$$f_{h,k} = 0.082 \rho_k \cdot d^{-0.3} \quad \text{sans avant trou} \quad (65)$$

$$f_{h,k} = 0.082 \rho_k \cdot (1 - 0.01 d) \quad \text{avec avant trou} \quad (66)$$

où  $\rho_k$  est la masse volumique caractéristique du bois [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ] et  $d$  le diamètre de la pointe [mm]. Il convient d'effectuer un avant-trou (pré-perçage) lorsque  $\rho_k \geq 500 \text{ kg}/\text{m}^3$  ou  $d > 6 \text{ mm}$ .

Pour les boulons et les pointes dont le diamètre est supérieur à 8 mm, on définit la portance locale du bois en fonction de l'inclinaison  $\alpha$  de l'effort exercé par la tige sur le bois par rapport à ses fibres, comme [MPa] :

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad (67)$$

où  $f_{h,0,k} = 0.082 \rho_k (1 - 0.01 d)$  et le coefficient  $k_{90}$  est donné par :

$$k_{90} = 1.35 + 0.015 d \quad \text{pour les résineux} \quad (68)$$

$$k_{90} = 1.30 + 0.015 d \quad \text{pour le LVL} \quad (69)$$

$$k_{90} = 0.90 + 0.015 d \quad \text{pour les feuillus} \quad (70)$$

### 6.3.4 Moment d'écoulement plastique de la tige ( $M_{y,Rk}$ )

Le moment d'écoulement plastique correspond au moment maximal que peut supporter la tige avant de plastifier. Toutes les relations empiriques qui suivent sont valables uniquement en utilisant des [MPa] pour les résistances en traction et des [mm] pour le diamètre des tiges  $d$ . Les moments plastiques obtenus sont en [N·mm].

Pour les pointes, on a :

$$M_{y,Rk} = 0.3 f_{u,k} \cdot d^{2.6} \quad \text{section circulaire, pointe crantée} \quad (71)$$

$$M_{y,Rk} = 0.45 f_{u,k} \cdot d^{2.6} \quad \text{section carrée (pointes torsadées)} \quad (72)$$

où  $f_{u,k} = 600$  MPa est la valeur caractéristique de la résistance en traction du fil d'acier utilisé pour faire les pointes.

Pour les boulons, on a

$$M_{y,Rk} = 0.3 f_{u,k} \cdot d^{2.6}, \quad (73)$$

où  $f_{u,k}$  est la valeur caractéristique de la résistance en traction du boulon, qui dépend de la classe des boulons comme indiqué dans le Tableau 18.

Classe de boulon	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.8
$f_{u,k}$ [MPa]	400	400	500	500	600	800	1000

TABLE 18 – Valeur caractéristique de la résistance en traction du boulon  $f_{u,k}$  en fonction de la classe du boulon.

### 6.3.5 Nombre d'organes efficaces ( $n_{ef}$ )

Pour chaque file, composée de  $n$  organes métalliques, on détermine le nombre d'organes efficaces  $n_{ef}$  en fonction de l'espacement dans l'axe des fibres du bois entre deux organes métalliques ( $a_1$ ). On prendra garde que la valeur minimale de cet espacement vérifie les dispositions constructives énoncées plus loin.

Pour qu'une file de  $n$  **pointes** parallèle au fil du bois travaille efficacement<sup>7</sup>, il convient de placer les pointes en quinconce d'une distance d'au moins une fois le diamètre  $d$ . Dans le cas contraire, il faudra déterminer le nombre efficace de pointes par file comme  $n_{ef} = n^{k_{ef}}$ , où l'exposant  $k_{ef} \leq 1$  est donné dans le Tableau 19.

7. c'est-à-dire que la portance totale soit égale à la portance d'une tige multipliée par le nombre de tige  $n$ .

Espacement <sup>a)</sup>	$k_{ef}$	
	Sans préperçage	Avec préperçage
$a_1 \geq 14d$	1,0	1,0
$a_1 = 10d$	0,85	0,85
$a_1 = 7d$	0,7	0,7
$a_1 = 4d$	—	0,5

a) Pour des espacement intermédiaires, une interpolation linéaire de  $k_{ef}$  est autorisée.

TABLE 19 – Valeur de  $k_{ef}$  en fonction du rapport entre l'espacement des pointes  $a_1$  et leur diamètre  $d$  (Tableau 8.1 de l'EN 1995-1.1).

Lorsque l'effort est incliné de  $\alpha$  par rapport au fil du bois, le nombre efficace d'une file de  $n$  **boulons** est donné par :

$$n_{ef,\alpha} = n_{ef,0} - \frac{\alpha}{90}(n_{ef,0} - n), \quad (74)$$

où  $n_{ef,0} = \text{Min} [n; n^{0.9}(a_1/(13d))^{1/4}]$ ,  $a_1$  étant l'espacement entre les boulons dans la file parallèle au fil du bois. Pour avoir  $n_{ef,0} = n$  et profiter au mieux de tous les boulons, il faut prévoir un espacement entre chaque boulon tel que  $a_1 \geq 13d \cdot n^{0.4}$ .

### 6.3.6 Dispositions constructives

Pour les assemblages, il convient de vérifier un certain nombre de dispositions constructives relatives.

Dans un assemblage à trois éléments, les pointes peuvent être enfoncées sans avant-trous et se superposer dans l'élément central à condition que  $(t - t_2) \geq 4d$ , où  $t$  et  $t_2$  sont définis sur la Figure 35.

Il convient de respecter les espacements et les distances minimales donnés dans les Tableaux 20 pour les **pointes** et 21 pour les **boulons**, où les notations sont définies sur la Figure 36.

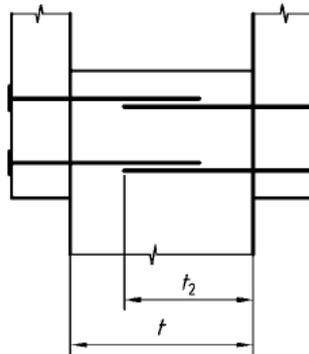


FIGURE 35 – Dispositions constructives pour les pointes à recouvrement (Figure 8.5 de l'EN 1995-1.1).

Les différentes distances sont (voir Figure 36) :

- $a_1$  l'espacement des pointes dans une file parallèlement au fil du bois,
- $a_2$  l'espacement des pointes perpendiculairement au fil du bois,
- $a_{3,c}$  la distance entre une pointe et une extrémité non chargée,
- $a_{3,t}$  la distance entre une pointe et une extrémité chargée,
- $a_{4,c}$  la distance entre une pointe et une rive non chargée,
- $a_{4,t}$  la distance entre une pointe et une rive chargée.

Espacements et distances (voir Figure 8.7)	Angle	Distance minimum		
		Sans pré-perçage		Avec pré-perçage
		$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	$420 \text{ kg/m}^3 < \rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$	
$a_1$ (parallèle au fil)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5 \text{ mm} : (5 + 5  \cos \alpha ) d$ $d \geq 5 \text{ mm} : (5 + 7  \cos \alpha ) d$	$(7 + 8  \cos \alpha ) d$	$(4 +  \cos \alpha ) d$
$a_2$ (perpendiculaire au fil)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5 d$	$7 d$	$(3 +  \sin \alpha ) d$
$a_{3,t}$ (distance d'extrémité chargée)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(10 + 5 \cos \alpha) d$	$(15 + 5 \cos \alpha) d$	$(7 + 5 \cos \alpha) d$
$a_{3,c}$ (distance d'extrémité non chargée)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$10 d$	$15 d$	$7 d$
$a_{4,t}$ (distance de rive chargée)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$d < 5 \text{ mm} : (5 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm} : (5 + 5 \sin \alpha) d$	$d < 5 \text{ mm} : (7 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm} : (7 + 5 \sin \alpha) d$	$d < 5 \text{ mm} : (3 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm} : (3 + 4 \sin \alpha) d$
$a_{4,c}$ (distance de rive non chargée)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5 d$	$7 d$	$3 d$

TABLE 20 – Espacements et distances minimales pour les **pointes** (Tableau 8.2 de l'EN 1995-1.1). Voir la Figure 36 pour les notations.

Espacement et distance (voir Figure 8.7)	Angle	Distance minimum
$a_1$ (parallèle au fil)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) d$
$a_2$ (perpendiculaire au fil)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4 d$
$a_{3,t}$ (distance d'extrémité chargée)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7 d ; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (distance d'extrémité non chargée)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$(1 + 6 \sin \alpha) d$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$4 d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(1 + 6 \sin \alpha) d$
$a_{4,t}$ (distance de rive chargée)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \sin \alpha) d ; 3d]$
$a_{4,c}$ (distance de rive non chargée)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$

TABLE 21 – Espacements et distances minimales pour les **boulons** (Tableau 8.4 de l'EN 1995-1.1). Voir la Figure 36 pour les notations.

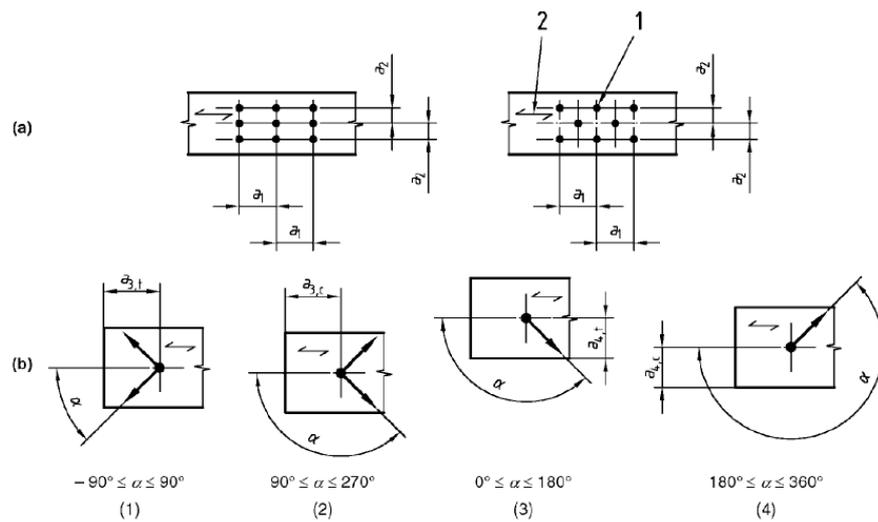


FIGURE 36 – Définition des notations pour les espacements et les distances minimales pour les pointes (Figure 8.7 de l'EN 1995-1.1).  $\alpha$  est l'angle entre la direction de la sollicitation et les fibres du bois.

## 7 Résistance des structures bois au feu

### 7.1 Généralités

Le feu est traité dans la partie 1.2 de l'EN 1995.

Bien que le bois soit un matériau combustible, les structures en bois ont un bon comportement au feu. Ceci s'explique principalement par les propriétés suivantes :

- lorsque le bois brule, la formation d'une couche de bois carbonisé protège le cœur des éléments, la conductivité thermique de cette couche étant 5 fois plus faible que celle du bois.
- l'élévation de température due à l'incendie n'entraîne que très peu de perte de résistance du bois (contrairement à l'acier qui passe d'un comportement élastique à un comportement plastique).
- l'eau liée contenu dans le bois joue un rôle de temporisateur puisque le bois ne s'enflamme que si  $H = 0\%$ .

La perte de résistance d'un élément en bois enflammé est essentiellement expliquée par une perte de section, et non pas par une modification physico-mécanique de la section de bois non-brulée. La méthode utilisée pour calculer la résistance des structures bois au feu est donc une méthode basée sur les **sections résiduelles**. Comme stipulé dans l'Annexe Nationale, la méthode alternative des **propriétés réduites** n'est pas applicable en France.

### 7.2 Principe de la méthode des sections résiduelles

La méthode des sections résiduelles permet de déterminer la perte de matière d'une section de bois pour une durée donnée de combustion. Cette perte de matière de la section correspond à la **profondeur de carbonisation**.

On distingue la combustion uni-directionnelle pour les éléments n'ayant qu'une face exposée à l'incendie de la combustion des éléments ayant plusieurs faces en contact avec l'incendie. On définit la profondeur de carbonisation pour une durée  $t$  [min] d'incendie

comme :

$$d_{\text{char},0} = \beta_0 \cdot t \quad \text{si carbonisation uni-directionnelle,} \quad (75)$$

$$d_{\text{char},n} = \beta_n \cdot t \quad \text{si plusieurs faces,} \quad (76)$$

où  $\beta_0$  est la vitesse de combustion uni-directionnelle et  $\beta_n$  la vitesse de combustion fictive. Le Tableau 22 fournit les valeurs de calcul des vitesses de combustion  $\beta_0$  et  $\beta_n$ .

	$\beta_0$ mm/min	$\beta_n$ mm/min
<b>a) Résineux et hêtre</b>		
Bois lamellé collé avec une masse volumique caractéristique $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Bois massif avec une masse volumique caractéristique $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,8
<b>b) Bois feuillu</b>		
Feuillu massif ou lamellé collé avec une masse volumique caractéristique $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Feuillu massif ou lamellé collé avec une masse volumique caractéristique $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,50	0,55
<b>c) LVL</b> avec une masse volumique caractéristique $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
<b>d) Panneaux</b>		
Panneautage bois	0,9 <sup>a)</sup>	—
Contreplaqué	1,0 <sup>a)</sup>	—
Panneaux à base de bois autres que contreplaqué	0,9 <sup>a)</sup>	—
<i>a) Les valeurs s'appliquent pour une masse volumique caractéristique de <math>450 \text{ kg/m}^3</math> et une épaisseur de panneau de 20 mm ou plus, voir 3.4.2(8) pour d'autres valeurs d'épaisseur et de masse volumique.</i>		

TABLE 22 – Valeurs de calcul des vitesses de combustion uni-directionnelle  $\beta_0$  et fictive  $\beta_n$  en [mm/min] (Tableau 3.1 de l'EN 1995-1.2).

La connaissance de la profondeur de carbonisation permet de calculer la section réduite (section initial diminuée de la profondeur de carbonisation, voir la Figure 37) ainsi que la section efficace. Cette dernière est déterminée comme la section initiale diminuée de la profondeur de carbonisation efficace  $d_{\text{ef}}$  :

$$d_{\text{ef}} = d_{\text{char},n} + k_0 d_0, \quad (77)$$

où  $d_0 = 7 \text{ mm}$  et  $k_0$  est un coefficient qui dépend de la durée de l'incendie et de la protection ou non des surfaces de l'élément. Pour une surface d'élément non-protégée :

$$k_0 = \text{Min}[1.0; t/20], \quad (78)$$

où  $t$  est la durée de l'incendie en min. Pour des éléments protégés, si le retard au démarrage de la carbonisation due à la protection,  $t_{\text{ch}}$ , est supérieure à 20 min, alors  $k_0 = \text{Min}[1.0; t/t_{\text{ch}}]$ . Dans le cas contraire ( $t_{\text{ch}} < 20 \text{ min}$ ), alors la formule (78) sans protection s'applique.

La couche d'épaisseur  $k_0 d_0$  est supposée de rigidité et de résistance nulles. Par conséquent, le calcul au feu selon la méthode des sections résiduelles se fait à partir de la section efficace.

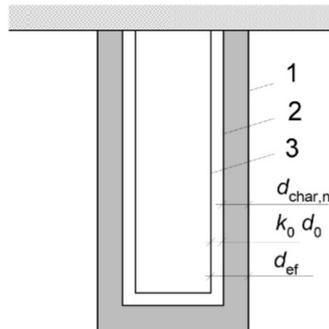


FIGURE 37 – Définition des sections résiduelle (2) et efficace (3) à partir de la section initiale (1) de l'élément (Figure 4.1 de l'EN 1995-1.2).

La valeur de calcul des résistances est modifiée par rapport à un calcul classique ELU. On détermine la valeur de calcul d'une résistance au feu comme :

$$f_{d,fi} = k_{\text{mod},fi} \frac{k_{fi} f_k}{\gamma_{M,fi}}, \quad (79)$$

où

- $\gamma_{M,fi} = 1$  est le coefficient de sécurité partiel en situation accidentelle d'incendie,
- $k_{\text{mod},fi} = 1$  en situation d'incendie,

- $k_{fi} f_k = f_{20}$  représente le fractile à 20% de la résistance considérée ( $k_{fi} = 1.25$  pour du BM,  $k_{fi} = 1.15$  pour du BLC et  $k_{fi} = 1.10$  pour du LVL).

Les sollicitations seront calculées en adoptant la combinaison accidentelle des actions (ELU) en situation d'incendie, telle que :

$$G + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1}^M \Psi_{2,i} Q_{k,i} , \quad (80)$$

où l'action variable dominante est à sa valeur fréquente ( $\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ ) et toutes les autres actions variables sont à leur valeur quasi-permanente ( $\Psi_{2,i} Q_{k,i}$ ). La valeur des coefficients  $\Psi_i$  est donnée dans le Tableau 13.

## 8 Quelques rappels succincts de Résistance des Matériaux (RdM)

Dans cette partie on rappelle de façon succincte les notations, conventions et formules principales de la résistance des matériaux utiles au calcul des structures en bois. On se limite à une présentation des structures planes chargées dans leur plan (problème plan).

### 8.1 Equilibre global

#### 8.1.1 Les liaisons

Une structure est reliée à un référentiel fixe<sup>8</sup> par des liaisons qui seront supposées parfaites. Pour un problème plan, on dispose de trois liaisons, le pivot, l'appui simple et l'encastrement, comme indiqué sur la Figure 38. Chaque degré de liberté (ddl) bloqué par la liaison induit la transmission d'un effort ou moment par la liaison. La liaison *pivot* bloque une translation et transmet donc seulement un effort dans la direction de la translation bloquée. La liaison *rotule* bloque les deux déplacements possibles et transmet donc deux efforts. La liaison *encastrement* bloque les deux déplacements et la rotation, elle transmet donc deux efforts et un moment.

#### 8.1.2 Equations de l'équilibre statique de la structure

L'équilibre globale de la structure est utilisé pour déterminer les réaction aux liaisons. Pour cela, chaque liaison est remplacée par les efforts et les moments correspondant aux déplacements et rotations bloqués (passage de **a** à **b** sur la Figure 39). Le principe fondamental de la statique (PFS) s'écrit alors :

$$\sum \mathbf{F}_{\text{ext/sys}} = \mathbf{0} \quad \text{et} \quad \sum \mathbf{M}_{\text{ext/sys}_A} = \mathbf{0}, \quad (81)$$

---

8. le sol souvent pour les structures de génie civil, ou toute autre partie de la structure pour l'étude d'une sous-structure

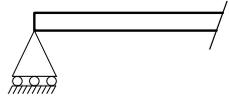
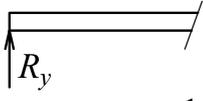
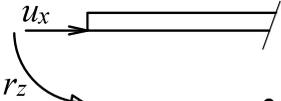
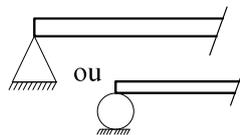
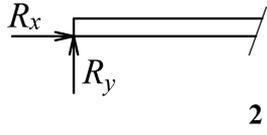
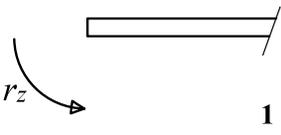
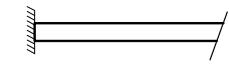
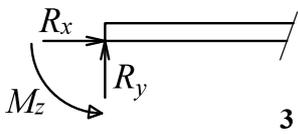
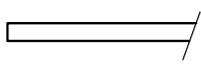
	Représentation	Efforts repris	Déplacements autorisés
Pivot		 1	 2
Appui simple		 2	 1
Encastrement		 3	 0

FIGURE 38 – Les trois liaisons parfaites rencontrées pour un problème plan.

où  $\sum \mathbf{F}_{\text{ext}/\text{sys}}$  (vecteur) est la somme des actions extérieures ( $F$  et  $q$  pour le chargement et  $R_{Ax}$ ,  $R_{Ay}$  et  $R_{By}$  pour les efforts aux liaisons sur la Figure 39) et  $\sum \mathbf{M}_{\text{ext}/\text{sys}_A}$  est la somme des moments extérieurs au point  $A$ . Les équations vectorielles du PFD conduisent à  $2 + 1 = 3$  équations scalaires pour un problème plan ( $2 \times 3 = 6$  équations scalaires pour une structure tri-dimensionnelle).

## 8.2 Calcul des sollicitations

### 8.2.1 Equilibre d'un tronçon de poutre

Chaque section de la structure peut être vue comme une liaison encastrement capable de transmettre deux efforts et un moment<sup>9</sup> entre la partie gauche et droite de la structure. Ces efforts particuliers, *interne* à la structure, sont appelés les *sollicitations* ou *sollicitations internes* ou encore *efforts de cohésion*. Pour un problème plan, l'effort transmit selon l'axe de la poutre est appelé *effort normal* et il est noté  $N_x$ ; l'effort

9. pour un problème plan. Pour un problème tri-dimensionnelle il y a trois efforts et trois moments

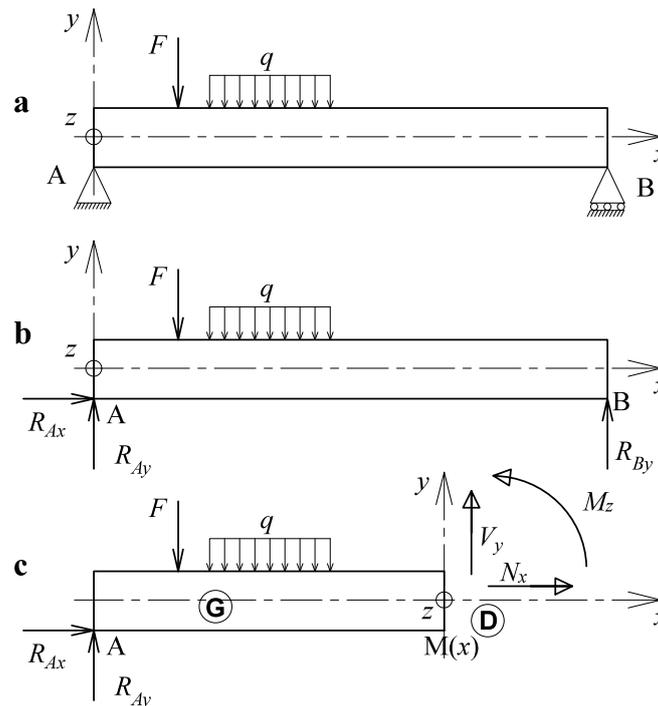


FIGURE 39 – Les différentes étapes pour le calcul des sollicitations : a) modélisation de la structure ; b) équilibre globale et calcul des réactions d'appui et c) équilibre local au point  $M(x)$  et calcul des sollicitations (méthode des coupures).

tangentiel est appelé *effort tranchant* et il est noté  $V_y$  ; et le moment est appelé *moment fléchissant* et il est noté  $M_z$ . Par convention, les sollicitations sont égales aux efforts et moments induits par la partie droite ( $x^+$ ) sur la partie gauche ( $x^-$ ) de la poutre. Si on isole la partie gauche de la poutre (voir Figure 39c), on peut écrire le PFS (Equation 81) à ce tronçon de poutre et ainsi déterminer les sollicitations internes. Pour une structure plane, on écrira :

$$\begin{cases} N_x + \sum \text{Efforts extérieurs sur la partie gauche selon } x = 0 \\ V_y + \sum \text{Efforts extérieurs sur la partie gauche selon } y = 0 \\ M_z + \sum \text{Moments extérieurs en M sur la partie gauche} = 0 \end{cases} \quad (82)$$

Le principe d'action-réaction, permet d'écrire les relations similaires faisant intervenir les efforts et moments extérieurs s'appliquant sur la partie droite :

$$\begin{cases} N_x = \sum \text{Efforts extérieurs sur la partie droite selon } x \\ V_y = \sum \text{Efforts extérieurs sur la partie droite selon } y \\ M_z = \sum \text{Moments extérieurs en M sur la partie droite} \end{cases} \quad (83)$$

Par efforts et moments extérieurs s'appliquant sur un tronçon de poutre on entend les efforts et moments dus au chargement et aux liaisons (déterminés par l'équilibre global de la structure).

### 8.2.2 Types de sollicitation

Pour une structure tri-dimensionnelle, les sollicitations supplémentaires sont un effort tranchant selon  $z$  ( $V_z$ ), un moment fléchissant autour de  $y$  ( $M_y$ ) et un moment de torsion  $T_x$ . Selon les valeurs non-nulles des sollicitations, on parlera de :

- Compression simple si seul  $N_x < 0$ ,
- Traction simple si seul  $N_x > 0$ ,
- Flexion pure si seul  $M_z \neq 0$ ,
- Flexion simple si  $M_z \neq 0$  et  $V_y \neq 0$ ,
- Flexion composée si  $M_z \neq 0$  et  $N_x \neq 0$ ,
- Flexion déviée si  $M_z \neq 0$  et  $M_y \neq 0$ ,
- Torsion pure si seul  $T_x \neq 0$ .

### 8.2.3 Equilibre d'un nœud (treillis)

Lorsqu'une structure isostatique fonctionne comme un "treillis", les barres qui la compose ne travaillent qu'en traction ou en compression. C'est souvent le cas pour les structures en bois dont le poids propre peut être négligé en première approximation ou appliqué de façon concentré aux nœuds de la structure (éléments de contreventement par exemple). Dans ce cas, seul l'effort normal  $N_x$  n'est pas nul et le plus simple pour déterminer cette unique sollicitation dans les barres est de procéder par équilibre des différents nœuds du treillis.

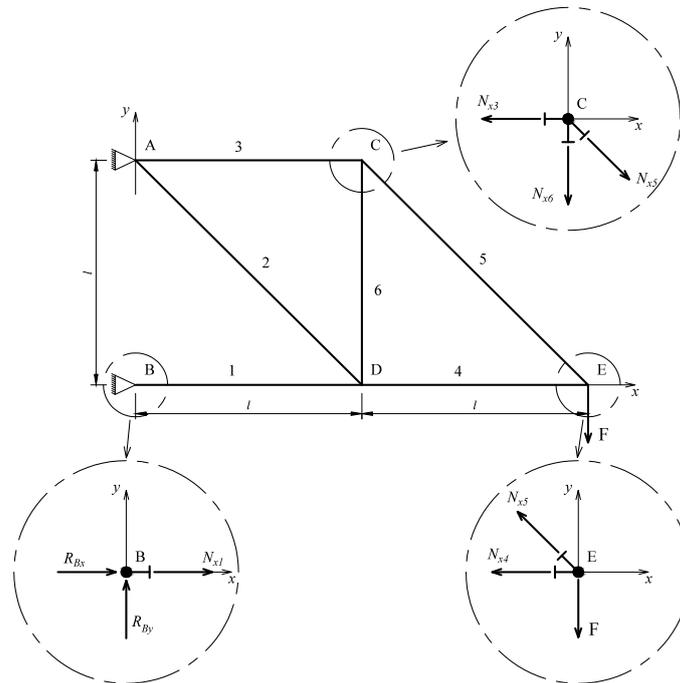


FIGURE 40 – Principe d'équilibre des nœuds pour une structure en treillis afin de déterminer l'effort normal dans les barres.

En adoptant les notations de la Figure 40, l'équilibre du nœud est réalisé en coupant chacune des barres partant du nœud et en remplaçant la partie coupée (partie "droite") par l'effort normal  $N_x$  correspondant. Ainsi, l'équilibre permet de remonter directement aux efforts normaux dans les barres attachées à ce nœud. Néanmoins, l'équilibre du nœud (pour un système plan) consiste en seulement 2 équations (équilibre des forces selon deux directions perpendiculaires) et ne permet pas de déterminer l'effort normal dans plus de deux barres à la fois. On procédera donc par équilibres successifs en commençant par les nœuds où se raccordent le moins de barres.

Par exemple, l'équilibre des forces selon  $x$  et  $y$  au nœud  $B$  du treillis de la Figure 40 donne :

$$\begin{cases} R_{Bx} + N_{x1} = 0, \\ R_{By} = 0, \end{cases} \quad (84)$$

et celui au nœud  $E$  :

$$\begin{cases} -N_{x4} - \frac{\sqrt{2}}{2}N_{x5} = 0, \\ \frac{\sqrt{2}}{2}N_{x5} - F = 0, \end{cases} \quad (85)$$

### 8.2.4 Relations entre les sollicitations

Localement, sur un tronçon de poutre droite, on peut écrire les relations suivantes :

$$\begin{cases} \frac{dN_x}{dx} + p_x = 0, \\ \frac{dV_y}{dx} + p_y = 0, \\ \frac{dM_z}{dx} + V_y + c_z = 0, \end{cases} \quad (86)$$

où  $p_x$  et  $p_y$  sont des charges réparties (en N/m) selon  $x$  et  $y$ , respectivement, et  $c_z$  est un moment réparti (en N m/m). En général,  $p_x = c_z = 0$ . La troisième relation montre que la dérivée du moment fléchissant est opposée à l'effort tranchant lorsque  $c_z = 0$ . On retiendra qu'un moment fléchissant positif correspond aux fibres inférieures ( $y^-$ ) tendues.

L'intégration des équations locales peut être utilisée de façon alternative à la méthode des coupures pour déterminer les sollicitations dans une structure. Pour des chargements répartis (rectangulaire, triangulaire, ...), les calculs sont souvent plus rapides avec cette méthode qu'avec une méthode d'équilibre local.

## 8.3 Relations sollicitation-contrainte

Au niveau de la section, les sollicitations sont transmises par des contraintes internes au matériau. Pour un problème plan, une section perpendiculaire à la fibre neutre de la poutre prendra des contraintes normale et tangentielle.

Les contraintes normales  $\sigma_{xx}(x, y)$  dans la section, souvent notées  $\sigma$ , sont induites par des sollicitations de compression/traction et/ou flexion. Dans une section d'aire  $S$  et de moment quadratique  $I_{Gzz}$ , on a :

$$\sigma = \sigma_{xx}(x, y) = \frac{N_x(x)}{S} - \frac{M_z(x)}{I_{Gzz}} \cdot y, \tag{87}$$

où pour une section rectangulaire  $b \times h$ ,  $S = bh$  et  $I_{Gzz} = bh^3/12$ .

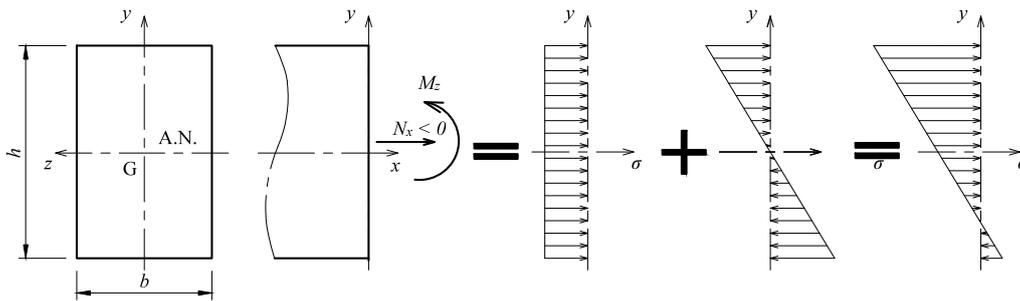


FIGURE 41 – Principe de superposition des contraintes normales dues à l'effort normal  $N_x$  et au moment fléchissant  $M_z$ .

La contrainte normale induite par une sollicitation de compression ou de traction est homogène dans la section. La contrainte normale induite par un moment de flexion varie linéairement dans la section. La Figure 41 donne une représentation graphique de la distribution des contraintes normales dans la section pour une sollicitation de flexion composée. Le principe de superposition permet de distinguer la contribution due à l'effort normal de celle due au moment de flexion.

Les contraintes tangentielles  $\sigma_{xy}(x, y)$  dans la section, souvent notées  $\tau$ , sont induites par la sollicitation d'effort tranchant. On a :

$$\tau = \sigma_{xy}(x, y) = \frac{V_y(x) \cdot m'_{Gz}(y)}{b \cdot I_{Gzz}}, \tag{88}$$

où  $m'_{Gz}$  est le moment statique par rapport à  $(Gz)$  de la section au dessus de  $y$ , défini comme :

$$m'_{Gz}(y) = \int_y^{h/2} b \cdot t \, dt. \tag{89}$$

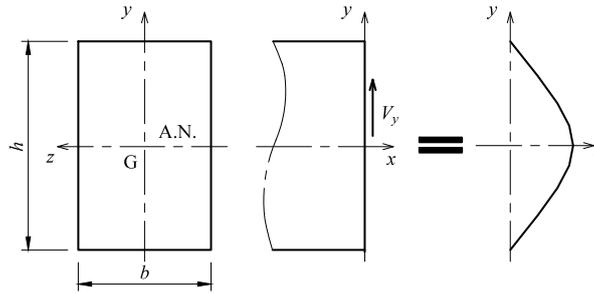


FIGURE 42 – Distribution dans la section des contraintes tangentielles dues à l'effort tranchant.

Pour une section rectangulaire  $b \times h$ , on a  $I_{Gzz} = bh^3/12$  et  $m'_{Gz}(y) = b/2(h^2/4 - y^2)$ . La contrainte de cisaillement sur la section varie paraboliquement. Elle est nulle sur les fibres inférieure et supérieure, et la valeur maximale obtenue à l'axe neutre vaut  $\tau_{\max} = 3/2V_y/(bh)$ .

La Figure 42 donne une représentation graphique de la distribution dans la section des contraintes tangentielles dues à l'effort tranchant.

## 8.4 Flèches dans les poutres

La flèche d'une poutre soumise à un moment de flexion et un effort tranchant est calculée par intégration de l'équation suivante :

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M_z(x)}{E \cdot I_{Gzz}} + \frac{p(x)}{G \cdot A'_y} , \quad (90)$$

où  $E$  est le module d'élasticité longitudinale,  $G$  le module de cisaillement,  $I_{Gzz}$  le moment quadratique, et  $A'_y$  la section réduite définie à partir du moment statique  $m'_{Gz}$  comme :

$$A'_y = \text{Min} \left[ \frac{I_{Gzz} \cdot b(y)}{m'_{Gz}(y)} \right] . \quad (91)$$

Pour une section rectangulaire  $b \times h$ , on a  $I_{Gzz} = bh^3/12$ ,  $A = b \cdot h$  et  $A'_y = 2/3A = 2b \cdot h/3$ .

Pour une section circulaire de diamètre  $D$ ,  $I_{Gzz} = \pi D^4/64$ ,  $A = \pi D^2/4$  et  $A'_y = 3/4A = 3\pi D^2/16$ .

## 8.5 Unités

Les unités utilisées pour le calcul des structures en bois sont celles du système international (USI) et leurs multiples :

m (mm)	: Longueur, dimension, portée
m <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	: Section
kN (N, MN)	: Charge ponctuelle
kN m <sup>-1</sup> (N m <sup>-1</sup> , MN m <sup>-1</sup> )	: Charge linéique
kN m <sup>-2</sup> (N m <sup>-2</sup> , MN m <sup>-2</sup> )	: Charge surfacique
kN m <sup>-3</sup> (N m <sup>-3</sup> , MN m <sup>-3</sup> )	: Charge volumique
kN m (N m, MN m)	: Moment
MPa (Pa, kPa)	: Contrainte

Une conversion bien utile :  $1 \text{ MPa} = 1 \text{ MN m}^{-2} = 1 \text{ N mm}^{-2} = 10^6 \text{ Pa}$ .

On rencontre encore parfois le bar comme unité de contrainte :  $1 \text{ bar} = 1 \text{ kg cm}^{-2}$  et  $10 \text{ bar} \approx 1 \text{ MPa}$ .

## 8.6 Convention de signes pour le calcul réglementaire selon EC5

Les vérifications à l'ELU se font sur la valeur absolue des contraintes. Il est néanmoins vivement conseillé de conduire les calculs de contraintes en conservant le signe qui donne une information sur la nature de la sollicitation (traction par rapport à compression par exemple). On passera à la valeur absolue seulement lors de l'écriture du critère réglementaire à vérifier.

## 9 Les normes qui accompagnent l'EN 1995

### 9.1 Les autres eurocodes

L'eurocode 5, comme les autres eurocodes, repose sur le concept de calcul aux états limites, défini dans l'EN 1990. Le calcul des actions dues aux charges permanente, d'exploitation, de neige, de vent, ... devra se faire conformément à l'EN 1991. Les eurocodes 0 et 1 font l'objet du cours *Eurocodes 0 et 1*, dont un document de cours est disponible sur le site d'UE de la L3 GC .

### 9.2 Les autres normes européennes

Il n'est donné ici que les principales normes abordées dans le cours.

#### 9.2.1 Valeurs caractéristiques

- EN 338 (juillet 2016) Bois de Structure - Classes de résistance
- EN 384 (novembre 2016) Bois de structure - Détermination des valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques et de la masse volumique
- EN 408 (septembre 2012) Structures en bois - Bois massif et bois lamellé collé - Détermination de certaines propriétés physiques et mécaniques
- EN 14080 (août 2013) Structures en bois - Bois lamellé collé et bois massif reconstitué - Exigences
- EN 1912 (juin 2012) Structures en bois - Classes de résistance - Affection des classes visuelles et des essences
- EN 12369-1 (mars 2001) Panneaux à base de bois - Valeurs caractéristiques pour la conception des structures - Partie 1 : OSB, panneaux de particules et panneaux de fibres
- EN 14081-1 (avril 2016) Structures en Bois - Bois de structure de section rectangulaire classé pour sa résistance. Partie 1 : exigences générales
- EN 14358 (décembre 2016) Structures en bois - Détermination et vérification des valeurs caractéristiques
- EN 14374 (mars 2005) Structures en bois - LVL (Lamibois) - Exigences

### 9.2.2 Durabilités et traitement des bois

- EN 335 (mai 2013) : Durabilité du bois et des matériaux à base de bois - Classes d'emploi : définitions, application au bois massif et aux matériaux à base de bois (Indice de classement B50-100)
- EN 350 (octobre 2016) : Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois - Méthodes d'essai et de classification de la durabilité vis-à-vis des agents biologiques du bois et des matériaux dérivés du bois (indice de classement B50-103)
- EN 351-1 (septembre 2007) Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois - Bois massif traité avec produit de préservation - Partie 1 : Classification des pénétrations et rétentions des produits de préservation
- EN 460 (1994) Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois - Durabilité naturelle du bois massif - Guide d'exigences de durabilité du bois pour son utilisation selon les classes de risque

## 10 Bibliographie

### 10.1 Ouvrages

- Construction en bois, J. Natterer, J-L. Sandoz et M. Rey, 2004 (2nd édition) - Traités de Génie Civil Volume 13. Edition Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
- Calcul des structures en bois. Guide d'application, Y. Benoit, B. Legrand et V. Tastet. Edition AFNOR Eyrolles.
- Construction de maisons à ossature bois, Y. Benoit et T. Paradis. Edition Eyrolles.

### 10.2 Publications Scientifiques

- Green, D.W., Kretschmann, D. E., Moisture content and the properties of clear Southern Pine, Res. Pap. FPL-RP-531. Madison, WI :U.S. Department of agriculture, Forest Service, Products Laboratory, 1994
- Kollmann, F.F.P. et W.A. Côté, 1984. Principles of Wood Science and Technology. Volume I. Solid Wood. Berlin : Springer-Verlag.
- Natterer, J., M. Kessel et J.L. Sandoz, 1987. Etude par essais à l'EPFL de l'épicéa suisse. Journal de la construction suisse romande, vol61, n 21, pp. 25-32.

### 10.3 Sites internet

- Site FrenchTimber, Promotion des Sciages et Produits Bois Français : <http://www.frenchtimber.com/index.php?Menu=HOME>
- Site du Syndicat National des Constructeurs de Charpentes en Bois Lamellé collé : <http://www.glulam.org/index.htm>
- Site de la Fédération Nationale du Bois : <http://www.fnbois.com/indexfra.php>
- Site de la FCBA (Fôret, Cellulose, Bois, Ameublement) : <http://www.fcba.fr/accueil.php>

- Site Architecture BOIS et dépendance : <http://www.architecturebois.fr/>
- Site TROPIX du Cirad sur les caractéristiques technologiques des essences tropicales : <http://tropix.cirad.fr/>
- Site du groupe Haas Weisrock <http://www.haas-weisrock.fr/hp10/Haas-Group.htm>
- Site Passion Bois [http://passion.bois.free.fr/le\\_materiau\\_bois/index\\_materiau\\_bois.htm](http://passion.bois.free.fr/le_materiau_bois/index_materiau_bois.htm)

## 10.4 Documents de cours

- Cours de bois de V. Eyraud (IUT GC, UJF - Grenoble 1)
- Transparents du cours de Construction Bois de F. Duprat (INSA Toulouse)

## Table des figures

1	De la planche aux BLC et CLT (d'après la Fig. 1 de l'EN 16351). . . . .	13
2	Vue schématique d'une poutre en BLC et détail de l'aboutage par entures de deux lamelles (d'après document CTBA). . . . .	14
3	Formes des poutres en BLC, droites ou cintrées, à inertie constante ou non (d'après document CTBA). . . . .	15
4	Panneaux en CLT. Logements sur 3 niveaux à Vancouver (Canada). Crédit O. Gagliardini. . . . .	16
5	Exemple de réalisation en Lamibois (Doc Silverwood). . . . .	17
6	Exemple d'utilisation de panneaux OSB pour contreventer une maison à ossature bois. . . . .	18
7	Vue en coupe d'un troc d'arbre et des différentes parties qui le composent (d'après site CNDB). . . . .	23
8	Vue schématique de la structure d'un résineux et des directions privilégiés (gauche) et vue au microscope électronique à balayage de l'agencement des cellules (droite). . . . .	24
9	Vue schématique de la structure d'un feuillus et des directions privilégiés (gauche) et vue au microscope électronique à balayage de l'agencement des cellules (droite). . . . .	25
10	Définition des trois directions privilégiées du bois d'arbre. . . . .	26
11	Machine de classement automatique Noesys des bois par flexion 3 points continue (photo : Sébastien Paradis). . . . .	30
12	Pour $H < 30\%$ , l'eau liée localisée dans le fibres du bois induit des variations dimensionnelles, tandis que pour $H > 30\%$ , l'eau libre remplit les pores mais n'induit plus de variations dimensionnelles. . . . .	31
13	Equilibre hygroscopique des bois en fonction de la température et de l'humidité de l'air ambiant . . . . .	32

14	De gauche à droite : défaut de retrait introduit par le choix du débit (position de la pièce dans la grume de bois) et potentielles conséquences sur la pièce finale (images depuis <a href="http://www.crit.archi.fr">http://www.crit.archi.fr</a> ). . . . .	36
15	Construction d'une fuste (fûts d'arbres, ou rondins, allongés et empilés).	37
16	Relation entre la densité et le module d'élasticité longitudinale pour de l'épicéa (d'après Natterer et al., 1987) . . . . .	38
17	A) Relation entre le degré d'humidité $H$ et la résistance en compression et B) relation entre le degré d'humidité et la résistance en traction (d'après Green et Kretschmann, 1994). . . . .	39
18	Evolution du module d'élasticité axial $E_{  }$ en fonction du degré d'humidité pour des bois de différentes densités (d'après Kollmann et Côté, 1984). . . . .	39
19	Courbes schématiques de la relation contrainte - déformation pour une sollicitation uniaxiale le long des fibres du bois (d'après Natterer et al., 2004). . . . .	40
20	Courbes schématiques de la perte de résistance en traction ( $C_{t,\alpha}$ ) et en compression ( $C_{c,\alpha}$ ) en fonction de l'angle $\alpha$ entre les fibres et la sollicitation $F$ (d'après Natterer et al., 2004). . . . .	41
21	Notations adoptées dans ce cours pour la définition des axes principaux fort ( $z$ ) et faible ( $y$ ) d'une section rectangulaire. . . . .	59
22	Longueur de flambement théorique en fonction des liaisons aux extrémités.	62
23	Notations pour la détermination du coefficient $k_{c,90}$ . On notera qu'une poutre sur deux appuis avec une charge répartie est équivalente à la poutre sur appuis continus du cas <b>a</b> (à l'envers). . . . .	63
24	Notations pour la détermination du coefficient d'entaille $k_v$ . . . . .	68
25	Différentes composantes de la flèche (Figure 1 de l'EN 1995-1-1/NA). . . . .	72
26	Différents assemblages selon la géométrie et le type de sollicitation à transmettre (d'après Natterer et al., 2004). . . . .	76

27	Courbes théoriques de charge-déformation pour différents types d'assemblage (d'après Natterer et al., 2004). . . . .	77
28	Excentricités dans les assemblages (d'après Natterer et al., 2004). . . . .	78
29	Différents types d'assemblages. . . . .	79
30	Différents types de connecteurs métalliques. . . . .	79
31	Géométrie et forces agissant sur un embrèvement simple (d'après Natterer et al., 2004). . . . .	80
32	Modes de rupture pour les assemblage bois-bois et panneaux-bois (Figure 8.2 de l'EN 1995-1-1). . . . .	84
33	Définitions de $t_1$ et $t_2$ pour un assemblage bois-bois (Figure 8.4 de l'EN 1995-1-1). . . . .	84
34	Modes de rupture pour les assemblage bois-metal (Figure 8.3 de l'EN 1995-1-1). . . . .	86
35	Dispositions constructives pour les pointes à recouvrement (Figure 8.5 de l'EN 1995-1.1). . . . .	90
36	Définition des notations pour les espacements et les distances minimales pour les pointes (Figure 8.7 de l'EN 1995-1.1). $\alpha$ est l'angle entre la direction de la sollicitation et les fibres du bois. . . . .	92
37	Définition des sections résiduelle (2) et efficace (3) à partir de la section initiale (1) de l'élément (Figure 4.1 de l'EN 1995-1.2). . . . .	95
38	Les trois liaisons parfaites rencontrées pour un problème plan. . . . .	98
39	Les différentes étapes pour le calcul des sollicitations : <b>a)</b> modélisation de la structure ; <b>b)</b> équilibre globale et calcul des réactions d'appui et <b>c)</b> équilibre local au point $M(x)$ et calcul des sollicitations (méthode des coupures). . . . .	99
40	Principe d'équilibre des nœuds pour une structure en treillis afin de déterminer l'effort normal dans les barres. . . . .	101

---

41	Principe de superposition des contraintes normales dues à l'effort normal $N_x$ et au moment fléchissant $M_z$ . . . . .	103
42	Distribution dans la section des contraintes tangentielles dues à l'effort tranchant. . . . .	104

## Liste des tableaux

1	Classes de services de l'Eurocode 5 et Classes d'emploi correspondantes possibles (d'après l'EN 335, Tableau A.1) . . . . .	21
2	Critères de classement visuel du sapin-épicéa (Tableau 1 de la norme NF B 52-001). . . . .	29
3	Coefficients de retrait radial $\alpha_r$ et tangentiel $\alpha_t$ en % par % d'humidité et nervosités correspondantes pour différentes essences de bois. . . . .	35
4	Poids volumique, résistances à la rupture en traction et en compression, et module d'élasticité axial du béton, de l'acier et du bois. . . . .	43
5	Comparaison du béton, de l'acier et du bois sous chargement de poids propre seul en traction et en compression. Voir le texte pour les notations. . . . .	44
6	Masse volumique [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ] de différentes essences de bois. . . . .	45
7	Propriétés caractéristiques de résistance en MPa, de rigidité en GPa et de masse volumique en $\text{kg}/\text{m}^3$ des bois massifs (BM) <b>résineux</b> données par la NF EN 338 (juillet 2016). . . . .	51
8	Propriétés caractéristiques de résistance en MPa, de rigidité en GPa et de masse volumique en $\text{kg}/\text{m}^3$ des bois massifs (BM) <b>feuillus</b> données par la NF EN 338 (juillet 2016). . . . .	52
9	Propriétés caractéristiques de résistance et de rigidité en MPa et de masse volumique en $\text{kg}/\text{m}^3$ des bois <b>lamellé-collé homogènes</b> (GL h) données par la NF EN 14080. L'indice g fait ici référence au BLC, il sera souvent oublié dans les notations. Le cisaillement roulant correspond à un cisaillement ayant ses deux composantes perpendiculaires aux fibres du bois. Ce n'est pas le cas en flexion simple où au moins une des composantes est dirigées selon l'axe des fibres (axiale). . . . .	53
10	Définition des classes de durée de chargement. . . . .	55

11	Valeurs du coefficient de modification des résistances $k_{\text{mod}}$ en fonction de la classe de service et de la classe de durée. . . . .	56
12	Valeurs du coefficient de modification des déformations $k_{\text{def}}$ en fonction de la classe de service. . . . .	56
13	Valeurs des coefficients $\psi$ pour les bâtiments (Tableau A1.1 de l'EN 1990) . . . . .	57
14	Valeurs du coefficient de compression perpendiculaire localisée $k_{c,90}$ . Dans tous les autres cas on adoptera $k_{c,90} = 1$ . . . . .	64
15	Longueur efficaces $l_{\text{ef}}$ d'après le Tableau 6.1 de l'EN 1995-1-1. . . . .	66
16	Valeur du coefficient $k_{\text{cr}}$ pour le BM et le BLC en fonction de la Classe de service (CS) et des dimensions de la section ou du chargement. . . .	68
17	Valeurs limites pour les flèches (Tableau 7.2 de l'EN 1995-1-1/NA). . .	74
18	Valeur caractéristique de la résistance en traction du boulon $f_{u,k}$ en fonction de la classe du boulon. . . . .	88
19	Valeur de $k_{\text{ef}}$ en fonction du rapport entre l'espacement des pointes $a_1$ et leur diamètre $d$ (Tableau 8.1 de l'EN 1995-1.1). . . . .	89
20	Espacements et distances minimales pour les <b>pointes</b> (Tableau 8.2 de l'EN 1995-1.1). Voir la Figure 36 pour les notations. . . . .	91
21	Espacements et distances minimales pour les <b>boulons</b> (Tableau 8.4 de l'EN 1995-1.1). Voir la Figure 36 pour les notations. . . . .	91
22	Valeurs de calcul des vitesses de combustion uni-directionnelle $\beta_0$ et fictive $\beta_n$ en [mm/min] (Tableau 3.1 de l'EN 1995-1.2). . . . .	94