
Manuels d'application des Eurocodes pour les structures bois

Programme AQCEN EC5



Charpente traditionnelle

Règles et recommandations particulières
applicables aux structures en charpentes traditionnelles

Rédaction :
IRABOIS (Institut de recherches appliquées au bois)

Animation :
IRABOIS

Janvier 2009

Règles et recommandations particulières applicables aux structures en charpentes traditionnelles

1	INTRODUCTION	4
2	LA MAÎTRISE DU BOIS DANS LA CONSTRUCTION	5
2.1	L'IMPACT DE LA CONSTRUCTION BOIS DANS L'ENVIRONNEMENT	5
2.2	LA CONCEPTION PAR ÉTAPES	7
2.2.1	L'ÉTUDE ARCHITECTURALE	7
2.2.2	L'ÉTUDE TECHNIQUE	7
2.3	LES OUTILS POUR LA CONCEPTION ET LA RÉALISATION	8
2.3.1	LA CAO	8
2.3.2	LA FAO	8
3	LA RÉSISTANCE DU BOIS ET DÉRIVÉS EN SITUATION NORMALE	10
3.1	BOIS DE SCIAGE	10
3.2	BOIS MASSIFS ABOUTÉS	11
3.3	BOIS LAMELLÉS-COLLÉS	11
3.4	BOIS CONTRECOLLÉS OU BOIS MASSIFS RECONSTITUÉS (BMR)	12
3.5	LAMIBOIS (LVL)	12
3.6	PANNEAUX OSB	13
3.7	PANNEAUX DE CONTREPLAQUÉ (QUALITÉ STRUCTURE)	13
3.8	PANNEAUX DE PARTICULES	14
4	LA RÉSISTANCE AU FEU DU BOIS ET DES STRUCTURES EN BOIS	15
4.1	LA SÉCURITÉ INCENDIE	15
4.1.1	LA RÉACTION AU FEU	15
4.1.2	LA RÉSISTANCE AU FEU	16
4.2	LES PROPRIÉTÉS DU BOIS AUX TEMPÉRATURES ÉLEVÉES	17
4.2.1	LA COMBUSTION DU BOIS	17
4.2.2	LES PROPRIÉTÉS THERMOPHYSIQUES DU BOIS	18
4.2.3	LES PROPRIÉTÉS PHYSICO-MÉCANIQUES DU BOIS	19
4.3	MÉTHODE DE CALCUL	21
4.3.1	BASE DE CALCUL	21
4.3.2	PROFONDEUR DE CARBONISATION	22
4.3.3	MÉTHODE DE LA SECTION RÉDUITE	24
4.4	LA PROTECTION INCENDIE	25
4.4.1	PRÉCAUTIONS À PRENDRE POUR LIMITER LES RISQUES D'INCENDIE	25
4.4.2	L'IGNIFUGATION	25
4.4.3	LES PROTECTIONS RAPPORTÉES SUR LES ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTION	26

5	LES COMPOSANTS DE LA CHARPENTE TRADITIONNELLE	27
5.1	LES POUTRES	27
5.1.1	POUTRES DE SECTION HOMOGENE CONSTANTE	27
5.1.2	ÉLÉMENTS FLÉCHIS RECONSTITUÉS	29
5.2	LES POTEAUX RECONSTITUÉS	32
5.2.1	LIAISON CONTINUE	33
5.2.2	LIAISON AVEC ENTRETOISES	33
6	LES OUVRAGES DE CHARPENTE TRADITIONNELLE : LES FERMES	35
6.1	FERMES À DOUBLE ENTRAÎT – FERMES EN A	35
6.1.1	SECTIONS ET CONSTITUTION DES ÉLÉMENTS	35
6.1.2	TPOLOGIE DES ASSEMBLAGES	36
6.1.3	ACTIONS ET CAS DE CHARGE	38
6.1.4	ANALYSE GLOBALE DANS LE PLAN DE FERME	41
6.1.5	VÉRIFICATION DE RÉSISTANCE DES SECTIONS EN TRAVÉES	43
6.1.6	VÉRIFICATION DE RÉSISTANCE DES ÉLÉMENTS	46
6.1.7	VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DES ASSEMBLAGES	48
7	LES ASSEMBLAGES TRADITIONNELS	52
7.1	ASSEMBLAGE PAR EMBRÈVEMENT	52
7.1.1	APPLICATION 1	54
7.1.2	APPLICATION 2	54
7.2	ASSEMBLAGE PAR TENON OU QUEUE D'ARONDE	56
7.3	ASSEMBLAGE PAR CHEVILLE	57

1 INTRODUCTION

L'objectif du guide pratique de la charpente traditionnelle est de définir dans une première partie le domaine de la charpente traditionnelle et de proposer dans une deuxième partie, en s'articulant autour de cas d'ouvrages usuels, une démarche de calcul et de vérification associée à l'Eurocode 5.

Ce guide est le fruit d'une coopération étroite d'un groupe de travail animé par IRABOIS et constitué pour l'occasion de la Fédération Compagnonnique des Métiers du Bâtiment (FNCMB), de l'Association Ouvrière des Compagnons du Tour de France (AOCDTF), de la CAPEB et de la FFB, du COPREC Construction auquel se sont jointes les compétences du CUST.

Les ouvrages faisant appel aux techniques habituelles de construction en bois massif et en matériaux dérivés du bois constituent aujourd'hui le domaine de la charpente traditionnelle. Ainsi sont visés dans ce guide, les systèmes constructifs et leurs principaux composants qui servent à la constitution des parois, des planchers et des toitures.

Toutefois, l'évolution normative, s'appuyant sur les Eurocodes et guidée par le marquage CE, conduit les acteurs de la construction à redéfinir les concepts de la charpente traditionnelle. Des exigences de qualité, ainsi que l'arrivée de robots de taille, contribue à faire évoluer ce domaine tout en lui permettant de s'adapter à la demande des maîtres d'ouvrage et maîtres d'œuvre. Ce guide présente les composants principaux de la charpente traditionnelle, des ouvrages courants et des assemblages usuels.

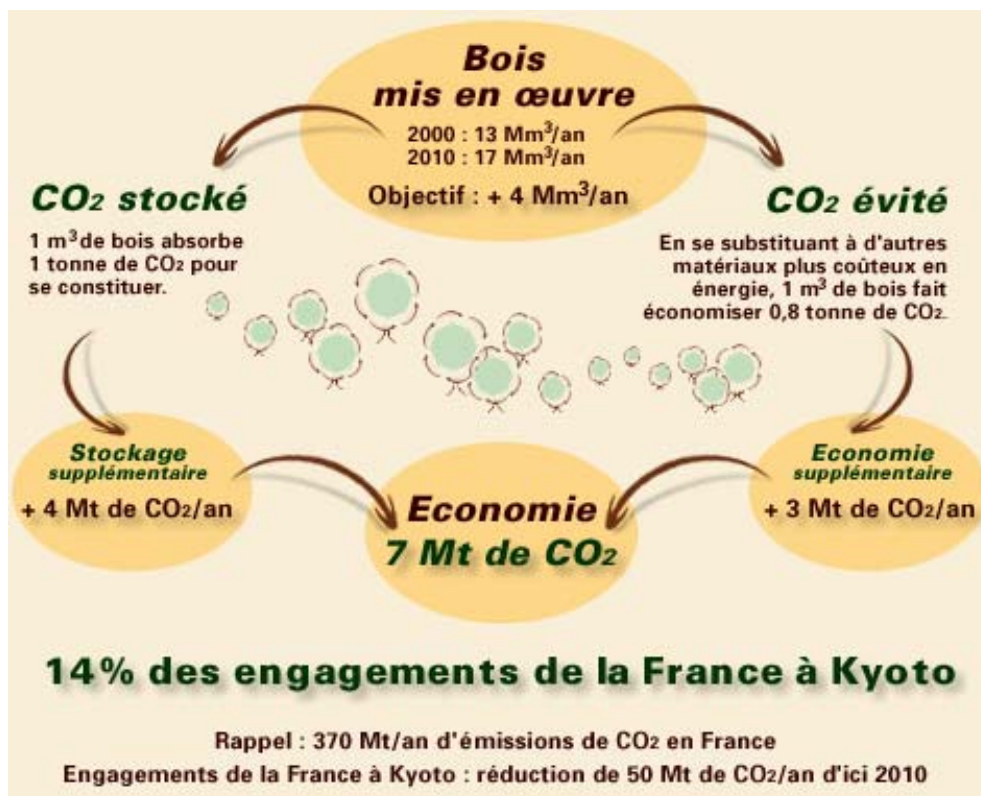
L'évolution de la charpente traditionnelle passe par la maîtrise du comportement du matériau en premier lieu en situation normale et situation accidentelle en second lieu. Cette maîtrise permet d'intégrer les approches semi-probabilistes associées aux spécificités du bois et de ses dérivés. On assiste également ces dernières années à une évolution significative des produits eux-mêmes (Bois Massif Reconstitué par exemple...).

Enfin, un format de calcul unifié pour chacun des matériaux de construction donne au bois la pleine capacité de prendre sa place dans tout ouvrage. Il répond en outre au défi majeur du XXI^e siècle qui est celui du développement durable. Cet aspect fait l'objet du chapitre suivant.

2 LA MAÎTRISE DU BOIS DANS LA CONSTRUCTION

2.1 L'impact de la construction bois dans l'environnement

La construction de bâtiments et leur utilisation nécessitent l'emploi de grandes quantités de ressources naturelles dont l'exploitation et la transformation impactent directement sur l'environnement. Aussi, après les sommets de Rio (1992), de Kyoto (1997) et de Marrakech (2001), les scientifiques et les responsables politiques au niveau planétaire sont unanimes quant à l'importance d'engager des actions pour promouvoir le bois dans la construction. Cet élan est à l'origine en France, du Plan Bois Construction qui se traduit par la signature de l'accord cadre Bois Construction Environnement. Ce plan doit accompagner l'article 21-5 de la loi sur l'air qui vise à augmenter la part du bois dans le bâtiment de 25 % en passant de 10 % à 12,5 % d'ici 2010.



En Amérique du Nord, le Canada et les États-Unis ont engagé des programmes de recherche dès les années 90 visant à mesurer la performance de la construction bois sur l'environnement. Les systèmes d'évaluation qui en résultent se fondent sur quatre principes directeurs de la construction écologique :

- Réduire la consommation d'énergie pendant la durée de vie du bâtiment
- Réduire au minimum la pollution externe et l'impact environnemental
- Réduire l'énergie intrinsèque et l'épuisement des ressources
- Réduire au minimum la pollution interne et les effets nuisibles sur la santé

La conception de bâtiments tenant compte de ces exigences n'est possible qu'à partir d'une approche d'analyse de cycle de vie qui permet d'évaluer les mérites environnementaux des produits et des procédés conformément aux normes de la série ISO 14000. Ainsi, cette méthode permet-elle d'analyser la durée de vie d'un produit depuis son extraction jusqu'à son élimination finale en passant par sa fabrication, son transport, sa distribution, son utilisation, son entretien et son recyclage.



Tableau 2-1 : Le modèle Athena – L'accent sur le cycle de vie

Elle intègre les conséquences environnementales comme les pluies acides, la pollution de l'air, l'écotoxicité, l'épuisement des combustibles fossiles, le réchauffement de la planète, l'altération de l'habitat, la santé humaine, la qualité de l'air intérieur, l'appauvrissement de l'ozone. Grâce à cette approche, le bois fait la preuve qu'il est un matériau de premier choix au regard de l'environnement.

L'exemple de l'analyse comparative du cycle de vie d'un immeuble à bureaux (1996) de 4620 m² illustre cette affirmation en comparant trois matériaux de construction : le bois, l'acier, le béton.

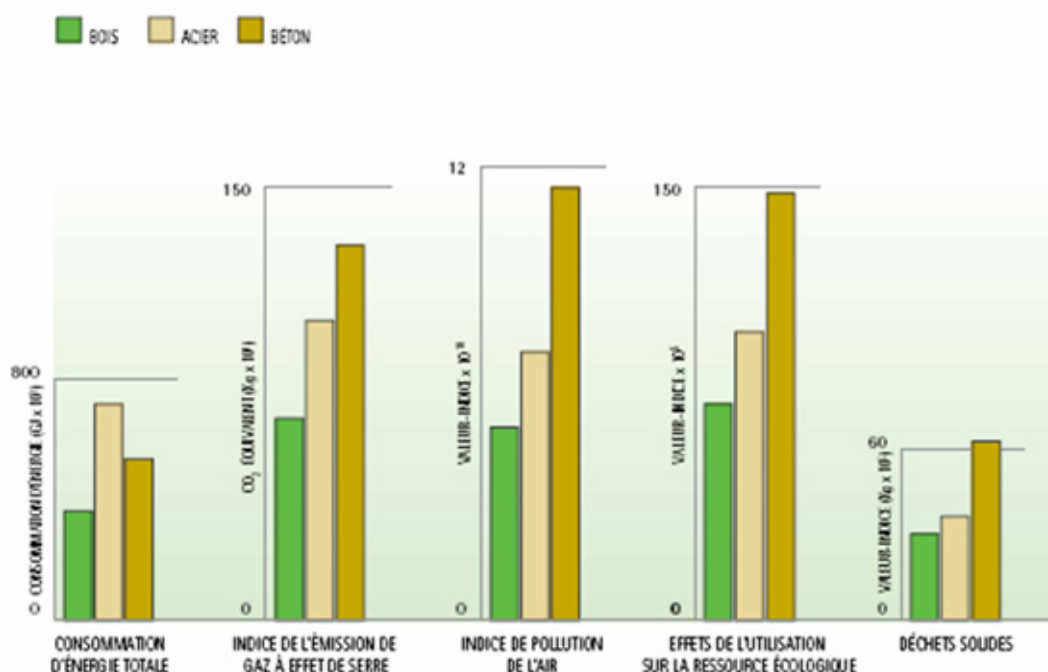


Tableau 2-2 : Données comparatives du cycle de vie d'un immeuble à bureaux (1996)

Source : Canadian Wood Council

Une seconde étude fournit une évaluation environnementale des trois matériaux (structure et enveloppe) pour une maison unifamiliale d'une superficie de 220 m² construite dans le marché de Toronto au cours des 20 premières années d'une vie moyenne de 70 ans.

Les trois maisons ne sont différentes qu'en termes de matériaux structuraux utilisés. L'une est conçue en sciages résineux et structurée en solives en I, la deuxième comporte une structure légère en acier et la troisième utilise

des coffrages isolés et une dalle composite en béton montée sur des solives en acier. Les toits sont constitués de fermes en bois pour les trois maisons.

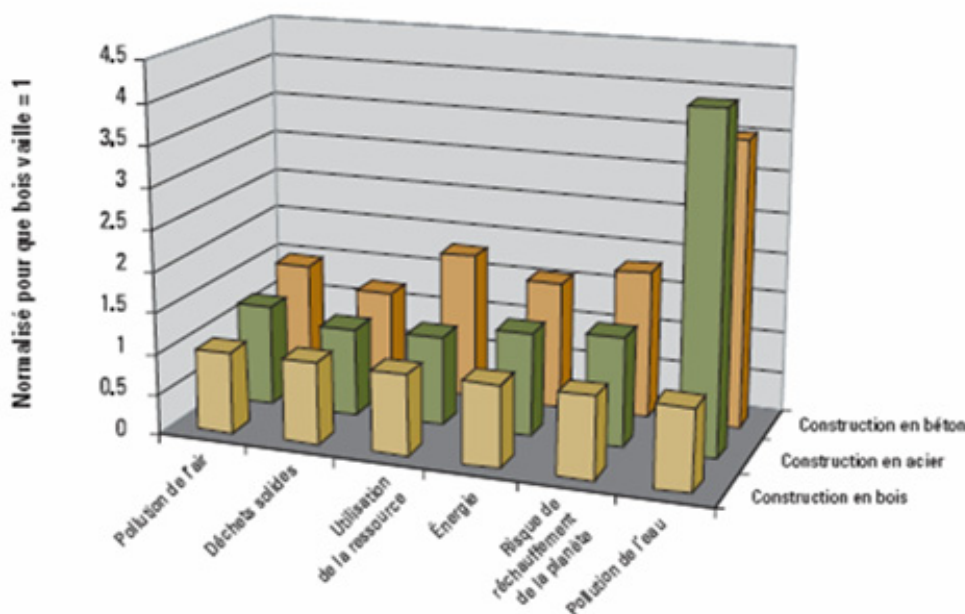


Tableau 2-3 : Conséquences environnementales selon le matériau utilisé
Source : Canadian Wood Council

2.2 La conception par étapes

En raison de son comportement anisotropique et de ses performances irrégulières, le bois demande plus de discernement que les autres matériaux de construction pour la conception des ouvrages. Le but final est de pouvoir répondre sur les contraintes de sécurité, de coût, de fonctionnalité, de durabilité tout en respectant l'aspect esthétique. Il incombe donc aux acteurs intervenant successivement dans la conception et la réalisation de respecter les étapes de la conception des ouvrages en bois.

2.2.1 L'étude architecturale

L'auteur du projet doit tenir compte des obligations dues au cadre réglementaire de la construction. Elles sont de plus en plus nombreuses, mais néanmoins indispensables car elles garantissent la sécurité, la fonctionnalité et la durabilité des ouvrages.

Le site d'implantation de l'ouvrage est déterminant et conditionne fortement l'enveloppe du bâtiment : dimensions des façades, pentes des toitures, choix des matériaux pour la couverture et les murs. A cela s'ajoutent les exigences à respecter pour l'environnement, les monuments et l'aménagement du territoire.

La destination de la construction détermine les exigences fonctionnelles qui ont une incidence sur l'aménagement intérieur. Les points d'appui possibles et le comportement au feu doivent être établis au plus tôt.

Enfin, l'évaluation des charges s'appliquant à la structure porteuse est primordiale. Elles dépendent des matériaux utilisés pour la construction, mais aussi du climat (neige, vent, séisme), de l'exploitation et de l'entretien du bâtiment.

2.2.2 L'étude technique

A ce stade, les plans de l'ouvrage doivent identifier clairement :

- les structures primaires que sont les fermes, les poutres treillis, les portiques...
- les principes généraux de stabilité et de contreventement que sont les poutres au vent, les palées et les diaphragmes.

Cette identification est indispensable pour une lecture et une compréhension correcte du transfert des charges jusqu'aux fondations. Ces plans d'ensemble doivent être systématiquement complétés par des conceptions de détails appropriées.

Chaque élément de structure se doit d'être dimensionné et vérifié avec les codes de calcul prescrits dans les Documents Particuliers du Marché. Le choix des sections s'effectue en tenant compte de plusieurs critères :

- de durabilité, de géométrie,
- de déformation vis-à-vis d'États Limites de Service (ELS),
- de résistance aux États Limites Ultimes (ELU).

Les descentes de charge doivent être transmises aux corps d'état concernés afin de concevoir des appuis (ancrages) de caractéristiques suffisantes.

2.3 Les outils pour la conception et la réalisation

Les bases de la conception, de la fabrication et de la mise en œuvre des ouvrages traditionnels en bois ont été transmises par l'enseignement de la charpente et par les entreprises de charpente, garants du savoir-faire en matière de construction traditionnelle en bois. Cependant, dans tous les secteurs de la construction, le recours à la CAO (conception assistée par ordinateur) et à la FAO (fabrication assistée par ordinateur) s'est généralisé. Ces outils permettent, dans un premier temps, de simuler en trois dimensions, à l'aide de l'informatique, les caractéristiques géométriques et mécaniques des ouvrages pour se projeter dans la réalité. Dans un deuxième temps, les logiciels offrent dans le domaine de la construction bois, une interface avec les machines de taille de charpente bois à commande numérique qui façonnent les différentes pièces de l'ouvrage simulé avec une grande précision.

Afin de répondre aux besoins courants de qualité en construction, il convient de n'utiliser que des bois de structure à humidité égale à l'humidité d'équilibre de la classe de service correspondante. Les dimensions du bâtiment ne peuvent être respectées qu'à la condition d'obtenir la satisfaction quant à la qualité du dessin, de la fabrication et du matériau.

2.3.1 La CAO

Les logiciels de CAO servent à dessiner et à dimensionner les ouvrages de charpente. Les vues d'ensemble des structures obtenues en trois dimensions offrent des perspectives nouvelles dans l'aide à la conception. Il est ainsi possible d'envisager la conception d'ouvrages complexes de charpente traditionnelle car il est plus aisé de se rendre compte des problèmes liés à la géométrie et d'y remédier assez tôt dans l'étape de la conception. Plusieurs variantes peuvent ainsi être envisagées en constatant aussitôt les conséquences sur le projet initial, sans que les étapes de la fabrication et de la mise en œuvre ne soient affectées. Les logiciels de dessin offrent donc une base visuelle en 3D qui permet ensuite d'exporter une infinité de vues de la structure ou des éléments qui la composent sur des vues en 2D qui sont cotées et repérées automatiquement pour la réalisation des plans d'exécution sur le chantier ou de fabrication en atelier.

L'autre avantage qu'offrent ces logiciels de CAO est la possibilité d'extraire automatiquement des nomenclatures avec différents critères sur chaque élément composant la structure dessinée, ce qui permet de constituer des documents servant aux contrôles des stocks ou aux approvisionnements.

D'autres logiciels de CAO ont une fonction d'aide au dimensionnement des structures bois. L'attrait principal, outre leurs capacités de calculs grandissantes, réside dans la possibilité d'importer les fichiers de dessin en 3D des structures à dimensionner à partir des logiciels de dessin, afin d'assurer une continuité et une cohérence dans la conception. Certains de ces logiciels proposent des modules de dimensionnement à l'Eurocode 5 ce qui permet d'optimiser les sections de bois puis d'élaborer des notes de calcul complètes indiquant tous les résultats nécessaires à la justification des calculs de dimensionnement des ouvrages en bois. Attention, l'automatisation des justifications des calculs de structures ne dispense en aucun cas les utilisateurs de logiciels de calcul de posséder les connaissances de base en résistance des matériaux, afin de pouvoir effectuer des contrôles sur les résultats obtenus pour le dimensionnement des structures.

2.3.2 La FAO

La fabrication ne peut être lancée qu'après avoir effectué les contrôles nécessaires. Le premier contrôle doit avoir lieu après le codage automatique des éléments du dessin et avant le transfert dans la machine de taille. Chaque pièce de la charpente à tailler peut être visionnée en 3D telle qu'elle devra être usinée. Le deuxième contrôle doit s'effectuer sur la machine de taille qui dispose d'un logiciel propre qui permet de visualiser les pièces à tailler une à une. Ainsi, les erreurs de conception peuvent être corrigées et, grâce à ces outils informatiques, plusieurs options d'usinage sont disponibles, ainsi que des critères préalablement définis qui

permettent d'optimiser les temps pour la taille de la charpente et d'améliorer l'organisation dans les ateliers et le colisage pour le chantier.

Ces technologies ont révolutionné le monde de la charpente traditionnelle ? car elles obligent les entreprises à adopter une approche différente du travail et à se structurer autrement. Ainsi le travail à effectuer au niveau de l'étude est plus conséquent du fait de la maîtrise obligatoire de la CAO. ce qui implique de former davantage le personnel et de demander plus de qualification. Il est néanmoins indispensable que ces nouveaux concepteurs soient initiés aux pratiques courantes de la charpente traditionnelle et aux techniques de mise en œuvre car le bon déroulement des phases d'atelier et de chantier dépend de la qualité de la conception. Quant au personnel qui travaille sur les machines à commande numérique, il doit maîtriser l'outil informatique ? afin de pouvoir effectuer les contrôles nécessaires des pièces à tailler avant le lancement de la fabrication et corriger les erreurs le cas échéant. Les poseurs de la charpente sont au bout de la chaîne et la qualité de leur intervention dépend de la rigueur des travaux effectués en amont.

3 LA RÉSISTANCE DU BOIS ET DÉRIVÉS EN SITUATION NORMALE

Tous les éléments entrant dans la composition d'un ouvrage en bois doivent être conformes aux normes en vigueur. Leurs performances et leurs caractéristiques doivent être connues. De plus, les sections utilisées pour le calcul doivent être celles réellement mises en œuvre, compte tenu des tolérances admissibles.

3.1 Bois de sciage

Il existe deux modes de classement pour les bois à usage structural :

- Le **classement visuel** est effectué en référence à des normes qui prennent en compte un certain nombre de critères tels que : provenance, densité, pente de fil, nodosité, épaisseur des cernes. Les seuils correspondant à ces critères ont été fixés après des campagnes d'essais spécifiques à chacune des essences répertoriées. Il est donc indispensable de vérifier l'adéquation entre l'essence, la provenance et la norme de classement utilisée. Pour les bois français la norme de classement visuel de référence est la NF B 52-001. Elle ne convient pas pour classer des bois d'importation. Les normes de classement visuel pour les différents pays sont répertoriées dans la norme NF EN 1912 (**Tableau 3-1**).

Provenance	Normes de classement utilisables
Allemagne, Autriche	DIN 4074
Canada	NGLA
France	NF B 52-001
Irlande	IS 127
Pays-Bas	NEN 5466 et NEN 5480
Pays nordiques	INSTA 142
Portugal	NP 4305
Royaume-Uni	BS 4978 et BS 5756
États-Unis	NGRDL

Tableau 3-1 : Normes de classement des bois de sciage

- Le **classement mécanique** est effectué après caractérisation individuelle des pièces selon la norme NF EN 519. Les caractéristiques mécaniques sont alors directement exprimées selon les classes de la norme NF EN 338 (**Tableau 3-2**).

Europe	France	Allemagne - Autriche	Pays Nordiques	États-Unis	Royaume-Uni
C30	ST 1	S13	T3	J et P Sel - SLF Sel	–
C24	ST 2	S10	T2	J et P Sel - SLF Sel	SS
C18	ST 3	S7	T1	J et P Sel - SLF Sel	SS - GS

Tableau 3-2 : Principales correspondances entre les qualités de bois

Les écarts admissibles sur les dimensions commandées doivent être conformes à la norme NF EN 1313 (**Tableau 3-3**).

Dimension	Écarts admissibles (à 20 % d'humidité)
Épaisseurs et largeurs < 100 mm	+ 3 mm
	– 1 mm
Épaisseurs et largeurs > 100 mm	+ 4 mm
	– 2 mm
Longueur	pas de tolérance contractuelle

Tableau 3-3 : Tolérances admissibles pour les bois massifs

Le classement sera attesté par le marquage CE selon la norme NF EN 14081. Le indique les valeurs à prendre en compte dans les calculs de l'Eurocode 5.

Symbole	Désignation	Unité	Résineux			Feuillus	
			C18	C24	C30	D30	D40
$f_{m,k}$	Résistance en flexion	N/mm ²	18	24	30	30	40
$f_{t,0,k}$	Résistance en traction axiale	N/mm ²	11	14	18	18	24
$f_{t,90,k}$	Résistance en traction perpendiculaire	N/mm ²	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6
$f_{c,0,k}$	Résistance en compression axiale	N/mm ²	18	21	23	23	26
$f_{c,90,k}$	Résistance en compression perpendiculaire	N/mm ²	2,2	2,5	2,7	8,0	8,8
$f_{v,k}$	Résistance en cisaillement	N/mm ²	2,0	2,5	3,0	3,0	3,8
$E_{0,mean}$	Module axial moyen	N/mm ²	9000	11 000	12 000	10 000	11 000
$E_{0,05}$	Module axial caractéristique	N/mm ²	6 000	7 400	8 000	8 000	9 400
$E_{90,mean}$	Module transversal moyen	N/mm ²	300	370	400	640	750
G_{mean}	Module de cisaillement	N/mm ²	560	690	750	600	700
ρ_k	Masse volumique caractéristique	kg/m ³	320	350	380	530	590
ρ_{mean}	Masse volumique moyenne	kg/m ³	380	420	460	640	700

Tableau 3-4 : Valeurs caractéristiques des bois massifs à 12 % d'humidité selon NF EN 338

3.2 Bois massifs aboutés

Ils doivent répondre aux exigences de la norme NF EN 385. La section maximale est de 63 x 240 mm.

Les écarts admissibles sur les dimensions sont conformes à la norme NF EN 1313 (§ 5.1.1).

Eviter l'usage en éléments purement fléchis dont la flexion est majoritaire.

3.3 Bois lamellés-collés

Ils doivent répondre aux exigences de la norme NF EN 386. Le classement structural et les valeurs caractéristiques des bois lamellés-collés (**Tableau 3-5**) pour les calculs à l'EC5 sont définis par la norme NF EN 1194.

Symbole	Unité	Lamellés-collés homogènes		Lamellés-collés panachés
		GL24h	GL28h	GL24c
$f_{m,g,k}$	N/mm ²	24	28	24
$f_{t,0,g,k}$	N/mm ²	16,5	19,5	14,0
$f_{t,90,g,k}$	N/mm ²	0,40	0,45	0,35
$f_{c,0,g,k}$	N/mm ²	24	26,5	21
$f_{c,90,g,k}$	N/mm ²	2,7	3,0	2,4
$f_{v,g,k}$	N/mm ²	2,7	3,2	2,2
$E_{0,g,mean}$	kN/mm ²	11,6	12,6	11,6
$E_{0,g,05}$	kN/mm ²	9,4	10,2	9,4
$E_{90,g,mean}$	kN/mm ²	0,39	0,42	0,32
$G_{g,mean}$	kN/mm ²	0,75	0,78	0,59
$\rho_{g,k}$	kg/m ³	380	410	350
$\rho_{g,mean}$	kg/m ³	440	470	400

Tableau 3-5 : Valeurs caractéristiques des bois lamellés-collés à 12 % d'humidité selon NF EN 1194

Note :

Pour les calculs nécessitant la valeur de ρ_{mean} , on peut utiliser : $\rho_{mean} = 1,15 \times r_{g,k}$

Les écarts admissibles sur les dimensions commandées doivent être conformes à la norme NF EN 390 (Tableau 3-6).

Dimension	Écarts admissibles (à 12 % d'humidité)
Largeur	± 2 mm
Hauteur ≤ 400 mm	+ 4 mm
	− 0,5 mm
Hauteur ≥ 400 mm	+ 1 %
	− 0,5 %
Longueur ≤ 2 m	± 2 mm
2 m ≤ longueur ≤ 20 m	± 0,1 %
Longueur ≥ 20 m	± 20 mm

Tableau 3-6 : Écarts admissibles en dimension pour les bois lamellés-collés

Les performances seront attestées par le marquage CE selon NF EN 14080.

3.4 Bois contrecollés ou bois massifs reconstitués (BMR)

Ils doivent répondre aux exigences de la norme NF B 52-010, et notamment respecter les limitations suivantes :

- dimension maximale de (260 x 320) mm, avec au plus 5 lames,
- lames d'une surface inférieure à 200 cm² et d'épaisseur inférieure à 80 mm,
- élanement géométrique de la section (rapport h/b) de la poutre limité à 3,5.

Les propriétés de ces produits sont issues de celles des éléments constitutifs. Quant aux performances, elles seront attestées par le fournisseur puis par le marquage CE, dès la mise en place d'un référentiel européen

3.5 Lamibois (LVL)

Ils doivent répondre aux exigences de la norme NF EN 14374. Les classes sont définies par la norme NF EN 14279. Les performances seront attestées par le marquage CE selon la norme NF EN 14374.

3.6 Panneaux OSB

Selon l'usage souhaité, ils sont classés selon la norme NF EN 300 :

- OSB2 : panneau travaillant utilisé en milieu sec (classe de service 1),
- OSB3 : panneau travaillant utilisé en milieu humide (classes de service 1 et 2),
- OSB4 : panneau travaillant sous contrainte élevée utilisé en milieu humide (classes de service 1 et 2).

Note :

L'utilisation d'OSB en classe de service 3 est interdite.

Les caractéristiques dimensionnelles sont celles indiquées dans la norme NF EN 324 et les performances sont attestées par le marquage CE selon la norme NF EN 13986. Les valeurs caractéristiques sont indiquées dans la norme NF EN 12369 (**Tableau 3-7**).

Symbole	Unité	OSB 2 (sec) et 3 (humide)			OSB 4 (humide)		
		$6 < e \leq 10$	$10 < e \leq 18$	$18 < e \leq 25$	$6 < e \leq 10$	$10 < e \leq 18$	$18 < e \leq 25$
$f_{m,0,k}$	N/mm ²	18,0	16,4	14,8	24,5	23,0	21,0
$f_{m,90,k}$	N/mm ²	9,0	8,2	7,4	13,0	12,2	11,4
$f_{t,0,k}$	N/mm ²	9,9	9,4	9,0	11,9	11,4	10,9
$f_{t,90,k}$	N/mm ²	7,2	7,0	6,8	8,5	8,2	8,0
$f_{c,0,k}$	N/mm ²	15,9	15,4	14,8	18,1	17,6	17,0
$f_{c,90,k}$	N/mm ²	12,9	12,7	12,4	14,3	14,0	13,7
$f_{v,k}$	N/mm ²	6,8			6,9		
$f_{r,k}$	N/mm ²	1,0			1,1		
$E_{m,0,mean}$	N/mm ²	4 930			6 780		
$E_{m,90,mean}$	N/mm ²	1 980			2 680		
$G_{v,mean}$	N/mm ²	1 080			1 090		
$G_{r,mean}$	N/mm ²	50			60		
ρ_{mean}	kg/m ³	550			550		

Tableau 3-7 : Valeurs caractéristiques des panneaux OSB selon NF EN 12369

3.7 Panneaux de contreplaqué (qualité structure)

Selon l'usage souhaité, ils sont référencés conformément à la norme NF EN 636 :

- panneau travaillant utilisé en milieu sec,
- panneau travaillant utilisé en milieu humide,
- panneau travaillant utilisé en milieu extérieur.

Les caractéristiques dimensionnelles doivent suivre la norme NF EN 315 et la norme NF EN 12369 précise les caractéristiques mécaniques des panneaux. Les performances sont attestées par le marquage CE-qualité structure, précisé par l'apposition de la lettre « S », selon la norme NF EN 13986. Les valeurs caractéristiques en flexion sont indiquées dans la norme NF EN 12369.

3.8 Panneaux de particules

Selon l'usage souhaité, ils sont classés conformément à NF EN 312 :

- P4 panneau utilisé en milieu sec,
- P5 panneau utilisé en milieu humide.

Les caractéristiques dimensionnelles sont conformes à la norme NF EN 324. Les performances sont attestées par le marquage CE selon la norme NF EN 13986. Les valeurs caractéristiques sont indiquées dans la norme NF EN 12369 (**Tableau 3-8**).

Symbole	Unité	P4 (milieu sec)			P5 (milieu humide)		
		6 < e ≤ 13	13 < e ≤ 20	20 < e ≤ 25	6 < e ≤ 13	13 < e ≤ 20	20 < e ≤ 25
$f_{m,k}$	N/mm ²	14,2	12,5	10,8	15,0	13,3	11,7
$f_{t,k}$	N/mm ²	8,9	7,9	6,9	9,4	8,5	7,4
$f_{c,k}$	N/mm ²	12,0	11,1	9,6	12,7	11,8	10,3
$f_{v,k}$	N/mm ²	6,6	6,1	5,5	7,0	6,5	5,9
$f_{r,k}$	N/mm ²	1,8	1,6	1,4	1,9	1,7	1,5
$E_{m,mean}$	N/mm ²	3 200	2 900	2 700	3 500	3 300	3 000
$G_{v,mean}$	N/mm ²	860	830	770	960	930	860
ρ_{mean}	kg/m ³	650	600	550	650	600	550

Tableau 3-8 : Valeurs caractéristiques des panneaux de particules selon NF EN 12369

4 LA RÉSISTANCE AU FEU DU BOIS ET DES STRUCTURES EN BOIS

Tous les bâtiments sont concernés par le risque incendie. Il est évalué par l'ingénierie de la sécurité incendie dont l'objectif est de quantifier les dangers et les risques associés aux incendies afin de sauver des vies. L'Eurocode 5 partie 1-2 : « Calcul du comportement au feu des structures bois » indique les méthodes à suivre pour atteindre cet objectif.

4.1 La sécurité incendie

Le comportement au feu des matériaux en cas d'incendie est analysé selon deux critères :

- la **réaction au feu** : propriétés qu'ont les matériaux de contribuer au déclenchement d'un feu et à son développement,
- la **résistance au feu** : propriétés qu'ont les matériaux d'assurer la fonction qui leur a été attribuée et ce malgré l'action du feu.

4.1.1 La réaction au feu

Les éléments de classification retenus pour la réaction au feu sont :

- la quantité de chaleur dégagée au cours de la combustion,
- la présence ou l'absence de gaz inflammables.

En France, le classement de réaction au feu se répartit en cinq catégories : M0, M1, M2, M3 et M4. Le classement M0 concerne les matériaux dont le pouvoir calorifique est inférieur à 2,5 MJ/kg, c'est-à-dire extrêmement peu combustibles. Les classements M1 à M4 qualifient la progression croissante des matériaux à alimenter le feu et à assurer la propagation des flammes.

Toutefois, l'uniformisation des règles en Europe impose un nouveau classement qui s'appuie sur les Euroclasses. Les Euroclasses sont les nouvelles catégories de réaction au feu comprenant sept classes :

- A1, A2 et B correspondent aux classes des produits non combustibles. Elles caractérisent les produits de la construction les plus sûrs en matière de sécurité contre l'incendie.
- C, D et E correspondent aux classes des produits combustibles. Elles caractérisent les produits de la construction les plus dangereux en matière de comportement au feu.
- F : les produits ne sont soumis à aucune évaluation de leurs performances.

A l'exception des Euroclasses A1 et F, deux classements relatifs à la production de gouttes ou particules enflammées viendront compléter l'Euroclasse principale. Les niveaux pour ces deux paramètres sont au nombre de trois :

- les niveaux s1, s2 et s3 indiquent de manière croissante la quantité et la vitesse de dégagements de fumée.
- les niveaux d0, d1 et d2 donnent des critères sur la présence et la durée de gouttelettes ou de particules enflammées.

Les relations entre le classement français et les Euroclasses sont présentées dans le **Tableau 4-1**.

Classes selon NF EN 13 501-1			Exigences françaises
A1	–	–	Incombustible
A2	s1	d0	M0
A2	s1	d1	M1
A2	s2	d0	
	s3	d1	
	s1	d0	
B	s2	d1	M2
	s3		
	s1	d0	
C	s2	d1	M3
	s3		
	s1	d0	
D	s2	d1	M4 (non gouttant)
	s3		
	s1	d0	
Toutes classes autres que E-d2 et F			M4

Tableau 4-1: Relations entre le classement de réaction au feu français et les Euroclasses

4.1.2 La résistance au feu

La résistance au feu est la capacité d'un système constructif d'empêcher le développement d'un feu pour ne pas en subir les conséquences. La notion de résistance au feu s'exprime toujours en fonction d'une durée. Face à l'action prolongée du feu, la plupart des éléments de construction finissent par céder. La loi exige qu'ils soient suffisamment résistants pour que, selon leur localisation, les secours aient le temps nécessaire afin de sauver des vies. La résistance au feu comporte trois classements qui sont à la fois distincts et progressifs (figure A. 5):

- le critère de résistance « R » indique la capacité d'une structure ou d'une partie de la structure à résister aux actions spécifiées pendant le temps prévu d'exposition au feu,
- le critère d'étanchéité « E » indique la capacité d'un écran à prévenir le passage des gaz chauds ou des flammes,
- le critère d'isolation thermique « I » indique la capacité d'un écran à prévenir une transmission excessive de chaleur par diffusion thermique ; l'accroissement acceptable de la moyenne des températures de la surface non exposée est limité à 140 °C, et l'accroissement maximal de température en un point quelconque est limité à 180 °C.

Quand une résistance mécanique est exigée, les structures doivent être calculées et construites de telle manière qu'elles maintiennent leur fonction de capacité résistante pendant l'exposition au feu correspondante (critère « R »). Quand un cloisonnement au feu est exigé, les éléments correspondant doivent être calculés et disposés de telle manière qu'ils maintiennent leur fonction de séparation pendant l'exposition au feu, c'est-à-dire :

- qu'aucune faille due aux fentes, trous ou autres ouvertures, ne soit suffisamment importante pour permettre la propagation du feu par les gaz chauds ou la flamme (critère « E »),
- qu'aucune faille dans l'isolation occasionnée par des températures sur la face non exposée excède les limites acceptables (critère « I »).

Les éléments doivent satisfaire les critères « R », « E » et « I » de la manière suivante :

- fonction de résistance seulement : R,
- fonction d'intégrité (pare-flammes) : E,
- fonction d'intégrité et d'isolation (pare-flammes et coupe-feu) : E et I,
- fonction porteuse et séparative : R, E et I.

La **Figure 4-1** illustre la correspondance entre les critères français et ceux définis par les Eurocodes.

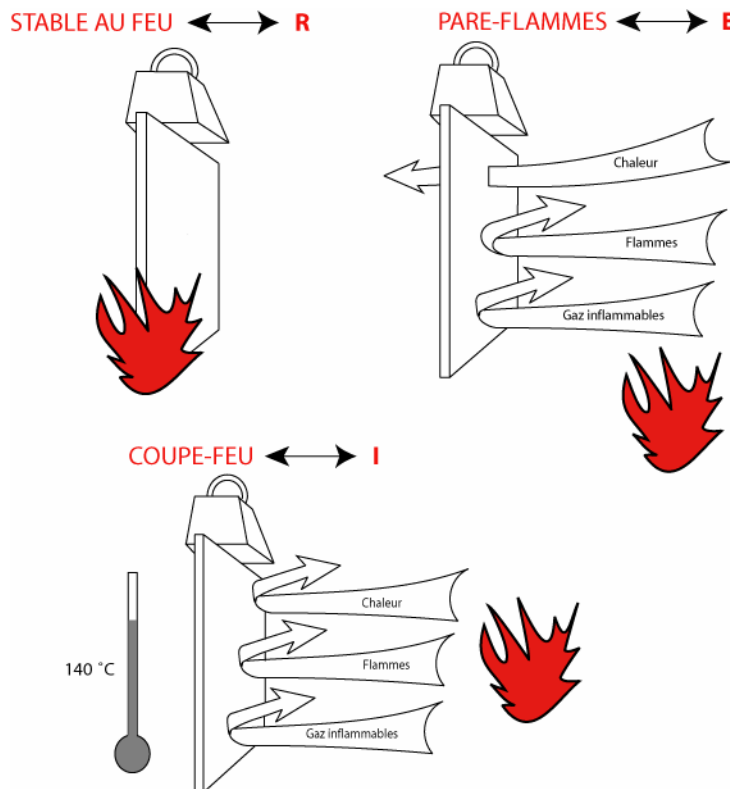


Figure 4-1 : Correspondance entre les critères de résistance au feu français et ceux définis par l'Eurocode 5

Le classement pour une paroi ayant à la fois la fonction porteuse et la fonction de séparation pendant une heure est défini comme REI 60. Pour une paroi non porteuse mais séparative, le classement est défini comme EI 60.

4.2 Les propriétés du bois aux températures élevées

Les matériaux à base de bois exposés au feu brûlent et sont, par conséquent, classés comme combustibles. Toutefois, leur comportement au feu est particulièrement intéressant lorsque la section d'un élément est suffisamment importante pour permettre la formation d'une « enveloppe » de bois carbonisée qui assure une protection progressive de la partie centrale.

Durant la combustion, le bois subit des modifications de ses caractéristiques physiques et mécaniques. Ces modifications sont décrites pour un taux d'humidité courant, à savoir entre 12 et 15 %.

4.2.1 La combustion du bois

Quand le bois et les matériaux à base de bois brûlent, la décomposition chimique débute par la formation de charbon de bois et le dégagement de gaz. L'allumage spontané d'une mince couche de bois survient pour une plage de température située entre 340 et 430 °C. Mais une inflammation est aussi possible à une température plus basse, de l'ordre de 150 °C, si la pièce de bois est soumise à cette température pendant un temps assez long. Une température inférieure à 100 °C, mais bien au-dessus d'une température normale, réchauffe le bois et provoque un séchage.

Si la température à laquelle s'enflamme le bois est située aux alentours de 350 °C environ, le processus de combustion (réaction chimique d'oxydation) s'engage à des températures nettement inférieures.

A l'air libre, le problème est plus complexe. En effet, ce n'est pas le bois qui brûle, mais les gaz de distillation. Les flammes ont une température comprise entre 1000 et 1850 °C. La température du bois lui-même, en cours de combustion, est comprise entre 400 °C (minimum pour que la combustion continue) et 2000 °C (valeur théorique jamais atteinte dans la pratique, en particulier à cause de l'humidité du bois et de l'excès d'air amené par le tirage). Le plus souvent, la température semble s'élever progressivement jusqu'à un maximum de 1000 à 1300 °C.

De façon générale, le degré d'inflammabilité du bois est conditionné par l'état de surface, son humidité, l'essence utilisée et par la nature de la source de chaleur.

La coupe de la section (**Figure 4-2**) présente les différentes zones d'une pièce exposée au feu :

- une partie extérieure du bois est carbonisée,
- une couche d'une épaisseur d'environ 5 mm est pyrolysée, le bois est altéré chimiquement par le feu mais n'est pas encore complètement décomposé,
- le cœur de la section est constitué de bois intact.

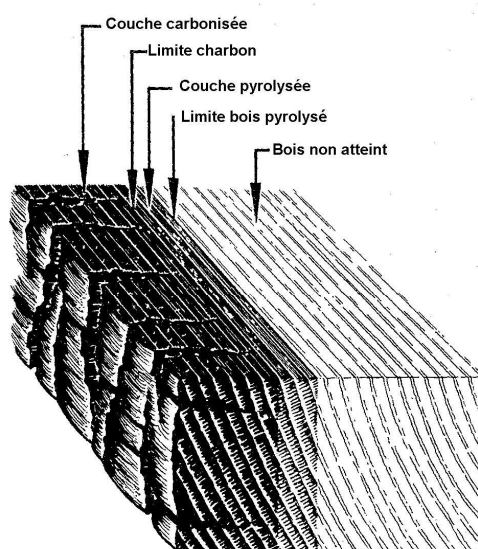


Figure 4-2 : Dégradation du bois au cours d'un feu

La conductivité thermique du charbon de bois est seulement de l'ordre du sixième de celle du bois massif. La couche de charbon de bois se comporte donc comme isolant et la décomposition des couches sous-jacentes de la section résiduelle est ainsi retardée d'autant. En raison de ce phénomène, de la faible conductibilité thermique du bois et de la présence d'un front de vapeur derrière la couche de bois pyrolysé, la température au sein de la section est beaucoup plus basse qu'à la surface.

Malgré la connaissance des phénomènes chimiques qui se produisent au cours de la combustion, le comportement du bois aux températures élevées est assez mal connu. Ceci s'explique par le fait que la combustibilité du bois est fonction de nombreux paramètres tels la densité du bois (plus un bois est dense, moins il brûle rapidement), le rapport surface/volume (plus il y a de surfaces réactives, plus il brûle rapidement) et le taux d'humidité.

La vitesse de combustion β_0 variant en général de 0,7 à 0,9 mm/min correspond à l'épaisseur de bois ou de panneau dégradé en une minute par la chaleur qui ne possède plus de tenue mécanique. Cette vitesse dépend notamment de la masse volumique du bois et de son état hygrométrique. De plus, l'augmentation du rapport surface sur volume (angles aigus, surface irrégulière) induit un moins bon comportement au feu. Ainsi, la vitesse de combustion du bois lamellé-collé, qui est plus souvent exempt de fentes et de gerces, est plus faible que celle du bois massif.

4.2.2 Les propriétés thermophysiques du bois

Le phénomène de combustion modifie les propriétés physiques et mécaniques du bois. C'est d'abord la masse volumique qui change sous l'effet de la hausse de la température comme le montre le **Figure 4-3** :

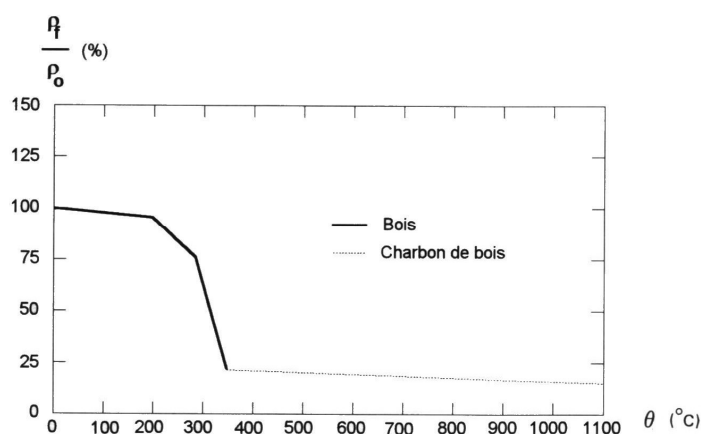


Figure 4-3 : Évolution de la masse volumique en fonction de la température

On constate que :

- la variation de la masse volumique du bois est très faible jusqu'à une température de 200 °C,
- le bois se pyrolyse sous l'effet de la température entre 200 et 350 °C ce qui entraîne la dégradation de constituants chimiques et donc une diminution très rapide de la masse volumique,
- le charbon de bois apparaît au-delà de 350 °C et que la masse volumique varie très peu même au-delà de 1000 °C.

Ces trois phases correspondent d'abord à l'évaporation de l'eau, puis à l'échappement des gaz combustibles et enfin à la transformation du bois en charbon.

Une des caractéristiques du bois est la chaleur spécifique. C'est un paramètre facilement mesurable même à des températures élevées. La partie 1-2 de l'Eurocode 5 donne la relation entre la température et la chaleur spécifique représentée par la courbe suivante (**Figure 4-4**) :

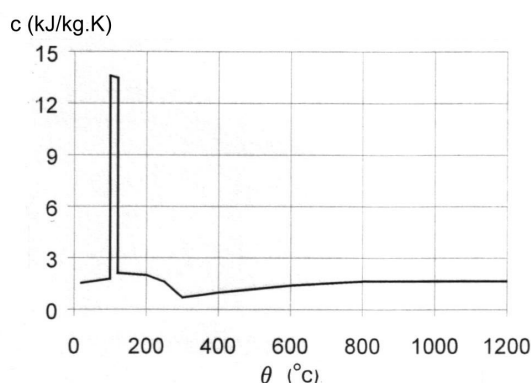


Figure 4-4 : Courbe température-chaleur spécifique pour le bois

Le pic observé traduit l'évaporation de l'eau contenue dans le bois. Il se produit entre 99 et 105 °C. Certains auteurs ne le prennent pas en compte et considèrent une évolution linéaire de la chaleur spécifique jusqu'à 200 °C.

L'humidité et la masse volumique du bois influent sur sa conductivité thermique à températures élevées. Elle est variable selon la direction considérée. L'Eurocode 5 donne la relation suivante (**Figure 4-5**) pour une humidité relative du bois de 12 % :

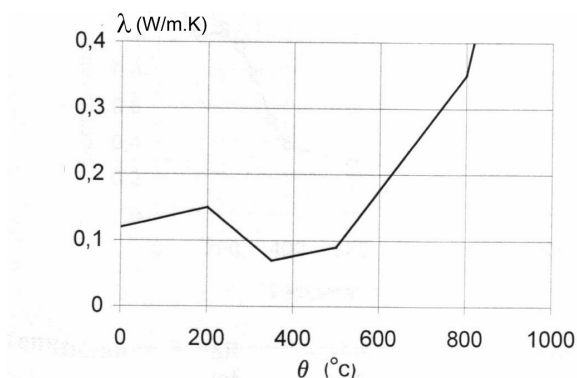


Figure 4-5 : Évolution de la conductivité thermique du bois en fonction de la température

La conductivité thermique du bois croît avec l'augmentation de la température jusqu'à 200 °C environ. Cette température correspond au stade où les constituants du bois commencent à se dégrader. Puis, entre 200 et 350 °C la conductivité thermique décroît. Au dire de certains scientifiques, cette baisse correspondrait à la combustion des gaz et à la formation du bois pyrolysé. Vers 350 °C, le charbon de bois apparaît, il constitue un nouveau matériau, en contact avec le feu, dont la conductivité croît avec la température.

4.2.3 Les propriétés physico-mécaniques du bois

Les caractéristiques mécaniques du bois sont influencées par l'essence de bois, l'humidité du bois et la température. L'élévation de la température modifie le comportement thermomécanique du bois. Les caractéristiques mécaniques parallèles au fil du bois étant meilleures que celles qui sont perpendiculaires au fil, elles servent en général au dimensionnement.

Comme le montre la **Figure 4-6**, que ce soit en traction ou en compression, la diminution de la valeur du module d'élasticité E_0 est linéaire jusqu'à une température d'environ 100 °C. Puis, il continue de diminuer linéairement mais de façon moins rapide. Par contre, le module d'élasticité en traction a une variation avec la température qui est moins rapide que le module d'élasticité en compression lorsque la température est inférieure à 100 °C. La

tendance s'inverse au-delà de cette température : le module d'élasticité en traction diminue plus rapidement que celui en compression. A 300 °C, les modules d'élasticité sont nuls.

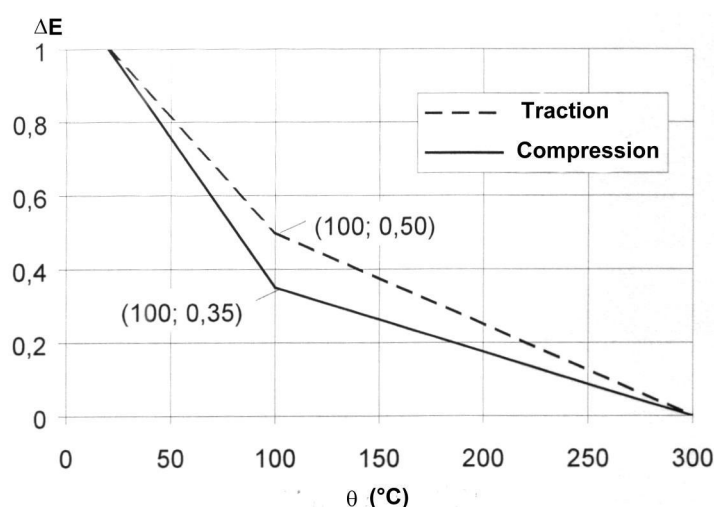


Figure 4-6 : Effet de la température sur le module d'élasticité

Lorsque le bois est soumis à une élévation de température, sa résistance (en compression, traction, et cisaillement) à une température de 20 °C, est minorée par un coefficient k_θ (égal à $\frac{\sigma_\theta}{\sigma_{20^\circ\text{C}}}$) dont l'évolution en fonction de la température est représentée sur la **Figure 4-7**:

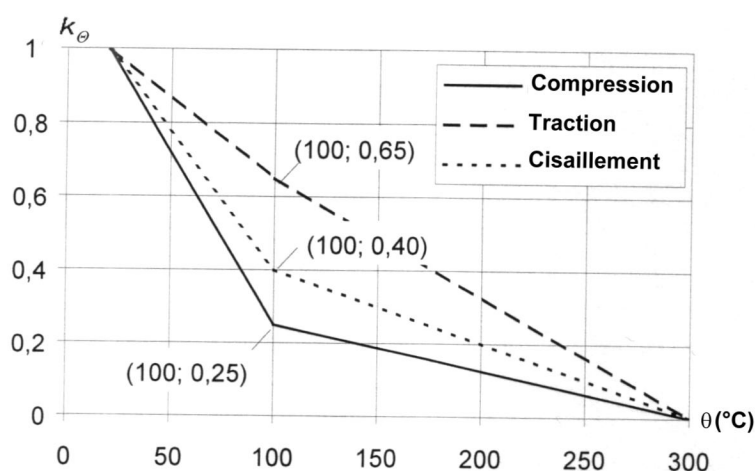


Figure 4-7 : Effet de la température sur la résistance à la compression, à la traction et au cisaillement

Pour les trois types de sollicitations, la résistance diminue linéairement jusqu'à une température de 100 °C, celle à laquelle l'eau contenue dans le bois s'évapore. Puis à partir de cette température, le coefficient de réduction diminue de façon moins rapide pour les trois types de sollicitations. Par conséquent, au-delà de 100 °C, l'effet de la température est moins important sur la résistance du bois. Ceci peut être dû aux variations structurales du bois à ce niveau de température.

À la température de 100 °C, la résistance à la compression ne représente plus que 25 % de la résistance initiale. Au-delà de cette température, la résistance à la compression diminue linéairement mais de façon beaucoup moins rapide.

La résistance à la traction a une évolution quasi-linéaire avec la température. Toutefois, elle a une variation moins brutale que celle en compression et en cisaillement lorsque la température est comprise entre 20 et 100 °C.

Par contre, pour des températures supérieures, elle est la plus influencée par l'augmentation de température. Pour comprendre, il faut savoir, qu'à une température de 100 °C, il ne reste plus que 65 % de la résistance à la traction initiale tandis qu'à la température de 300 °C elle est nulle. La diminution de la résistance en traction est donc plus importante pour les températures élevées. Ceci peut s'expliquer par le fait que pendant la phase de libération des gaz issus de la pyrolyse, les liaisons entre les fibres du bois s'affaiblissent jusqu'à devenir nulles.

La résistance au cisaillement a une évolution intermédiaire par rapport aux deux autres types de sollicitations. En comparaison, à 100 °C, elle est diminuée de 60 % par rapport à sa résistance initiale, tandis que la résistance à la traction a diminué de 35 % et celle à la compression est réduite de 75 %.

Attention, il ne faut pas oublier que le cisaillement est critique au niveau des assemblages, car d'importantes contraintes de cisaillement sont mobilisées. Peu d'études ont été réalisées sur le comportement au cisaillement des structures en bois soumises à des températures élevées.

4.3 Méthode de calcul

Pour le calcul de la résistance d'une poutre exposée au feu, les valeurs à prendre en compte dans les calculs pour les propriétés des matériaux sont celles du calcul à l'incendie.

4.3.1 Base de calcul

Les valeurs de résistance, de capacité résistante et de propriété de rigidité sont modifiées pour les calculs au feu :

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \times k_{fi} \times \frac{f_k}{\gamma_{M,fi}} \quad \text{pour la valeur de calcul de la résistance en situation au feu,}$$

$$E_{d,fi} = k_{mod,fi} \times k_{fi} \times \frac{E_{0,05}}{\gamma_{M,fi}} \quad \text{pour la valeur de calcul du module d'élasticité au feu (idem pour le module de cisaillement } G_{d,fi}),$$

$$R_{d,fi} = \eta \times k_{fi} \times \frac{R_k}{\gamma_{M,fi}} \quad \text{pour la valeur de calcul de la capacité résistante au feu, avec } \eta \text{ facteur de conversion qui traduit le taux de chargement de l'élément}$$

Les valeurs de k_{fi} sont indiquées dans le **Tableau 4-2**.

Matériau	k_{fi}
Bois massif	1,25
Bois lamellé-collé	1,15
Panneaux à base de bois	1,15
LVL	1,10
Assemblage bois-bois sollicité en cisaillement	1,15
Assemblage bois-métal sollicité en cisaillement	1,05
Assemblages sollicités axialement	1,05

Tableau 4-2 : Valeurs de k_{fi}

La vérification à faire est toujours : $S_{d,fi} \leq R_{d,t,fi}$

$R_{d,t,fi}$ est la valeur de calcul de la résistance en situation de feu,

$S_{d,fi}$ est la valeur de calcul de l'effet des actions en situation feu : $S_{d,fi} = \eta_{fi} \times S_d$

S_d est la valeur de calcul des effets des actions pour une conception en température normale pour la combinaison fondamentale d'actions et η_{fi} est le facteur de réduction suivant :

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \times Q_{k,1}}{\gamma_Q \times G_k + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1}}$$

Il peut se déterminer de façon simplifiée et conservatrice (conformément à l'EC5) avec les valeurs suivantes :

- Bâtiments de catégorie E : 0,7
- Autres bâtiments : 0,6

4.3.2 Profondeur de carbonisation

L'Eurocode prend la position de la ligne de carbonisation comme identique à la position de l'isotherme 300-degrés. Les vitesses de combustion sont en général différentes pour les surfaces initialement non protégées, les surfaces initialement protégées avant rupture ainsi que pour celles initialement protégées après la rupture de la protection.

4.3.2.1 Surfaces initialement non protégées

On considère la vitesse de combustion pour une carbonisation unidimensionnelle comme constante en fonction du temps, la profondeur de carbonisation est calculée selon :

$$d_{char,0} = \beta_0 t$$

où :

- $d_{char,0}$ est la valeur de calcul de la profondeur de carbonisation pour une carbonisation unidimensionnelle,
- β_0 est la vitesse de combustion de base pour une carbonisation unidimensionnelle en situation d'exposition au feu standard,
- t est le temps approprié d'exposition au feu.

Pour tenir compte de l'effet des arrondis en coin et des fentes, on considère la vitesse de combustion fictive :

$$d_{char,n} = \beta_n t$$

où :

- $d_{char,n}$ est la profondeur de carbonisation fictive incluant l'effet des arrondis en coins,
- β_n est la vitesse de combustion fictive incluant l'effet des arrondis en coins et des fentes.

Les valeurs de calcul des vitesses de combustion β_0 et β_n sont données dans le **Tableau 4-3**.

Matériau	β_0 (mm/min)	β_n (mm/min)
Résineux et hêtre		
Bois lamellé-collé (masse volumique caractéristique $\geq 290 \text{ kg/m}^3$)	0,65	0,70
Bois massif avec une masse volumique caractéristique $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,80
Feuillus		
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
LVL avec une masse volumique caractéristique $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
Panneaux		
Panneautage bois	0,9 ⁽¹⁾	—
Contreplaqué	1 ⁽¹⁾	—
Panneaux à base de bois autres que contreplaqué	0,9 ⁽¹⁾	—
<i>(1) Ces valeurs s'appliquent pour une masse volumique caractéristique de 450 kg/m^3 et une épaisseur de panneau de 20 mm ou plus.</i>		

Tableau 4-3 : Valeurs de calcul des vitesses de combustion pour le bois et les matériaux dérivés

4.3.2.2 Surfaces de poutres initialement protégées

Pour ces surfaces protégées par un parement protecteur vis-à-vis du feu, il convient de considérer que :

- le démarrage de la combustion est retardé jusqu'au temps t_{ch} (temps de démarrage de la combustion de l'élément protégé),
- la vitesse de combustion est réduite jusqu'au temps de rupture t_f de la protection au feu,
- la vitesse de combustion est augmentée après le temps de rupture t_f de la protection au feu jusqu'à un temps t_a .

Le temps de démarrage de carbonisation t_{ch} est calculé en fonction du matériau protecteur :

- pour des parements de protection constitués d'une ou plusieurs couches de panneaux à base de bois

$$t_{ch} = \frac{h_p}{\beta_0} \quad (h_p : \text{épaisseur total du ou des panneaux})$$

- pour des parements constitués d'une couche de plaque de plâtre de type A, F ou H pour un point situé à distance des joints ou si ceux-ci ont une largeur inférieure ou égale à 2 mm, $t_{ch} = 2,8h_p - 14$ (h_p : épaisseur du panneau en mm).

Dans le cas où deux plaques de plâtre sont superposées, l'épaisseur totale h_p est prise comme la somme de l'épaisseur de la couche externe et de 50 % de la couche interne pour les plaques de type A ou H et de 80 % de la couche interne pour les plaques de type F.

Le temps de rupture des panneaux à base de bois ou des plaques de plâtre de type A ou H liaisonnées aux poutres et poteaux sont égaux au temps de démarrage de la carbonisation : $t_f = t_{ch}$

Il convient de prendre la limite temporelle t_a selon :

$$t_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 2t_f \\ \frac{12,5}{\beta_n} + t_f \end{array} \right.$$

La profondeur de carbonisation en fonction du temps pour ces protections est donnée sur la **Figure 4-8**.

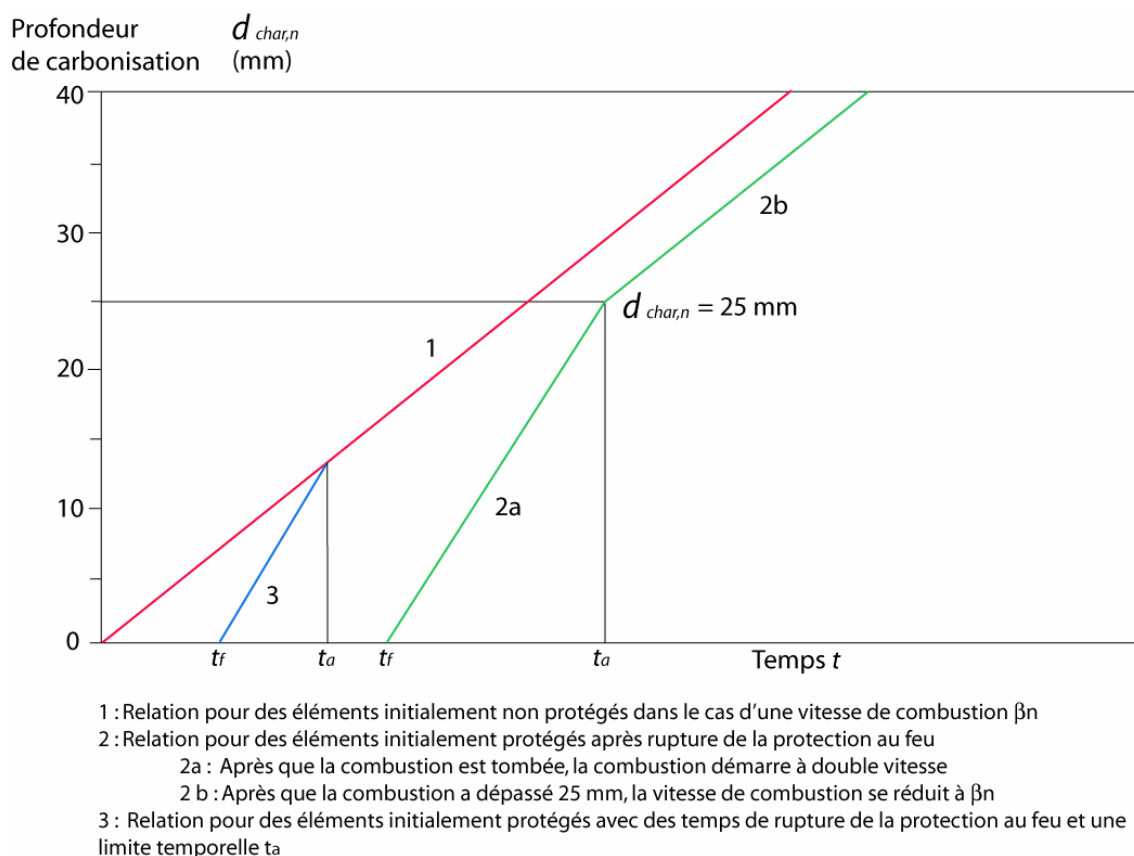


Figure 4-8 : Courbes de profondeur de carbonisation en fonction du temps

4.3.3 Méthode de la section réduite

Il convient de calculer une section efficace en diminuant la section initiale de la profondeur de carbonisation efficace d_{eff} selon :

$$d_{eff} = d_{char,n} + k_0 d_0, \text{ avec } d_0 = 7 \text{ mm}$$

k_0 est fonction du temps ($t/20$ si $t < 20$ min, 1 si $t \geq 20$ min)

$$d_{char,n} = \beta_n t$$

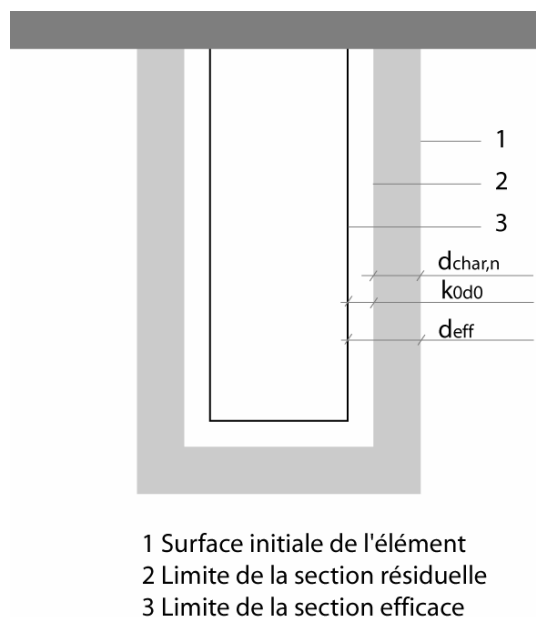


Figure 4-9 : Définition de la section résiduelle et de la section efficace

Pour des surfaces protégées avec $t_{ch} > 20$ minutes ou $t_f > 20$ minutes, il convient de supposer que k_0 varie linéairement entre 0 et 1 au cours de l'intervalle de temps compris entre $t = 0$ et

$t = t_{ch}$ ou $t = t_f$, en prenant la valeur inférieure. Pour des surfaces protégées avec $t_{ch} \leq 20$ minutes ou $t_f \leq 20$ minutes les valeurs du **Tableau 4-3** s'appliquent.

Pour du bois massif résineux, les vitesses de combustion de base et fictives sont les suivantes :

- $\beta_0 = 0,65$ mm/min,
- $\beta_n = 0,8$ mm/min.

Il convient ensuite de réaliser les mêmes calculs que pour le dimensionnement d'une poutre à froid avec les dimensions de la section efficace, avec $f_{d,fi} = 1,25k_{crit} \times f_k$ et avec $k_{mod,fi} = 1$.

4.4 La protection incendie

Il existe plusieurs systèmes de protection qui doivent être accompagnés de certaines précautions qu'il est bon de prendre avant de protéger l'élément bois.

4.4.1 Précautions à prendre pour limiter les risques d'incendie

Pour limiter les risques d'incendie, il faut :

- supprimer les arêtes vives,
- éviter les surfaces rugueuses qui accélèrent la combustion,
- mettre en œuvre des pièces de section suffisamment importante pour permettre la formation d'une couche auto-protectrice,
- protéger les assemblages métalliques, avec du bois par exemple.

4.4.2 L'ignifugation

L'ignifugation est la première technique de protection incendie. On entend par ignifugation l'ensemble des procédés permettant d'améliorer la réaction au feu des matériaux, en particulier ceux qui sont les plus inflammables (M4).

L'ignifugation est essentiellement destinée aux ouvrages intérieurs. D'autre part, l'ignifugation ne modifie pas le pouvoir calorifique des matériaux : ce traitement ne rendra donc jamais incombustible (M0) un matériau combustible.

L'ignifugation provoque des réactions qui diffèrent selon la nature des supports et du mode d'application du traitement.

Il existe plusieurs types de produits d'ignifugation :

- les composés halogénés (chlore, brome),
- les composés azotés (sels d'ammonium),
- les composés phosphorés,
- les sels d'antimoine, etc.

L'ignifugation peut être réalisée soit en profondeur, procédé utilisé pour les panneaux à base de bois, soit superficiellement par enduisage, enrobage, badigeonnage...

4.4.3 Les protections rapportées sur les éléments de construction

Ces systèmes ont pour fonction de retarder la transmission du flux thermique dans l'élément à protéger. La résistance au feu est ainsi améliorée grâce à la mise en œuvre d'écrans à base de matériaux incombustibles et d'isolants thermiques :

- Le **plâtre** dont 20 % du poids résulte de l'eau qu'il contient. Lors de l'incendie une énergie importante va être nécessaire pour vaporiser cette eau (réaction endothermique) ce qui aura pour effet de stabiliser la température du support en bois (rôle actif). Le plâtre agit aussi en tant qu'écran freinant la transmission du flux thermique (rôle passif) ;
- La **vermiculite exfoliée**, formée de grains contenant de l'air, offre des qualités d'isolation thermique ;
- Les **fibres de verre et de roche** (peu employées pour le bois car inesthétiques) ;
- Les **peintures intumescents**, plus esthétiques que les protections rapportées en raison du choix de pigmentations diverses qu'elles offrent. Elles contiennent des hydrates de carbone, des agents gonflants et des adjuvants divers aboutissant à la formation, sous l'action de l'élévation de la température lors de l'incendie, d'un écran isolant appelé « meringue ». Ce principe est notamment utilisé pour les panneaux de bois.
- Le **bois** lui-même qui, malgré sa combustibilité, peut être utilisé comme élément de protection de structures grâce à ces qualités isolantes ;
- Les **plaques de fibragglos**, composées de copeaux de bois et de ciment.

5 LES COMPOSANTS DE LA CHARPENTE TRADITIONNELLE

5.1 Les poutres

Au sein des structures bois, les poutres, pannes et solives peuvent correspondre généralement à :

- des pièces de sections homogènes (bois massif, BMR, BLC, Lamibois...),
- des pièces de sections composites (bois/panneaux, bois/béton ou bois/métal),
- des éléments sous-tendus,
- des éléments en treillis.

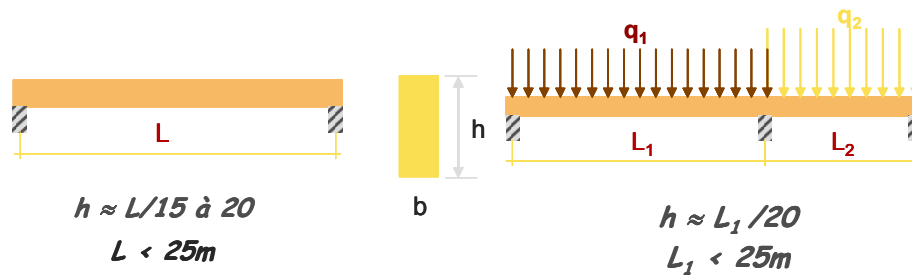


Figure 5-1 : Configurations géométrique et statique des poutres

Dans le cas de portée ou de charges importantes, le choix de poutres courbes et/ou à inertie variable peut permettre d'optimiser l'ouvrage. Pour ce type d'élément, les justifications doivent être effectuées selon la démarche indiquée dans le Manuel « Lamellé-collé ».

Les justifications courantes correspondent aux vérifications de flèches aux états limites de service :

$$w_{inst}(q) \leq \frac{L}{300}$$

$$w_{fin}(g + q + W) \leq \frac{L}{150}$$

$$w_{fin}(g + q + S + W) \leq w_0 + \frac{L}{250}$$

$$w_{fin}(g + q + S + W) - w_{inst}(g) \leq \frac{L}{200}$$

et de contraintes aux états limites ultimes.

5.1.1 Poutres de section homogène constante

Aux états limites de service, le calcul de flèche doit tenir compte des déformations dues au cisaillement (w_v). Pour une section rectangulaire, les vérifications de déformations w sont alors basées sur la relation :

$$w = w_M + w_V = k_1 \frac{M_d L^2}{E_{0,moy} b h^3} + k_2 \frac{M_d}{G_{moy} b h} \leq C_w$$

avec :

k_1 et k_2 : coefficients dépendant des conditions d'appuis et du type d'actions

M_d : valeur de calcul du moment sollicitant en service

$E_{0,moy}$: valeur moyenne du module d'élasticité longitudinale

G_{moy} : valeur moyenne du module de cisaillement

C_w : critère de déformation

D'où :

Flèches instantanées : $w_{inst} \leq C_w = \frac{L}{300}$, avec $M_d = M(g) + M(G) + M(q) + M(Q)$

Flèches finales : $w_{fin} \leq C_w = \frac{L}{150}$

avec :

$$M_d = [M(g) + M(G)](1 + k_{def}) + M(q)(1 + \psi_{2,q}k_{def}) + M(Q)(1 + \psi_{2,Q}k_{def})$$

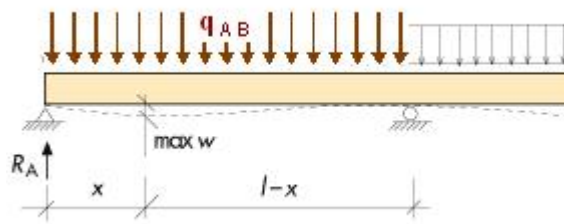


Figure 5-2 : Poutre continue

Dans le cas de poutres continues, la flèche maximale est obtenue dans la travée de rive à l'abscisse :

$$x \approx L \sqrt{\frac{R_A - 0,25qL}{3R_A - 0,46qL}}$$

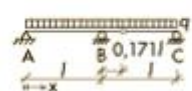
et elle a pour valeur :

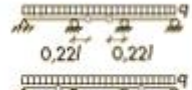
$$w_{max} = \frac{x}{E_{0,moyen}} \left[\frac{R_A}{6} (L^2 - x^2) - \frac{qAB}{24} (L^3 - x^3) \right]$$

Dans le cas de poutres Gerber, les moments, les réactions d'appui et la flèche maximale peuvent être estimés (notamment en prédimensionnement) par les relations suivantes :

$$M = k_1 q L^2, \quad R = k_2 q L \quad \text{et} \quad w = k_3 \frac{q L^4}{100 E_0 I}$$

où k_1 , k_2 et k_3 sont des coefficients donnés dans le **Tableau 5-1**.

	Moment			Réaction d'appui			Flèche	
	M_{AB}	M_{BC}	M_B	R_A	R_B	R_C	w	x
	0,086	0,086	-0,086	0,414	1,172	0,414	0,774	0,46

	M_{AB}	M_B	M_{BC}	M_C	M_{CD}	R_A	R_B	R_C	R_D	w	x
	0,086	-0,086	0,039	-0,086	0,086	0,414	1,085	1,085	0,414	0,774	0,46
	0,096	-0,063	0,063	-0,063	0,096	0,438	1,062	1,062	0,438	0,714	0,49

	M_{AB}	M_B	M_{BC}	M_C	M_{CD}	R_A	R_B	R_C	R_D	w	x
	0,086	-0,086	0,039	-0,086	0,086	0,414	1,085	1,085	0,414	0,774	0,46
	0,096	-0,063	0,063	-0,063	0,096	0,438	1,062	1,062	0,438	0,714	0,49

Tableau 5-1 : Coefficients k_1 , k_2 et k_3 pour le calcul des efforts de la RdM et de la flèche d'un système Gerber.

Pour les empannages, la réalisation d'une continuité par recouvrement des pannes présente un double avantage :

- doubler la section résistante sur appuis, c'est-à-dire dans les zones de moments maximaux,
- réduire les flèches.

La liaison entre pannes est réalisée par clouage ou boulonnage (**Figure 5-3**). Les longueurs l_i sont de l'ordre de $L/10$ en travées intermédiaires et $L/6$ en travée de rive.

Les efforts de cisaillement ($F_{la,d}$) et d'arrachement ($F_{ax,d}$) dans les liaisons sont définis par :

$$(F_{la,d})_i = \frac{M_{z,d}}{l_i}$$

$$(F_{ax,d})_i = \frac{M_{y,d}}{l_i}$$

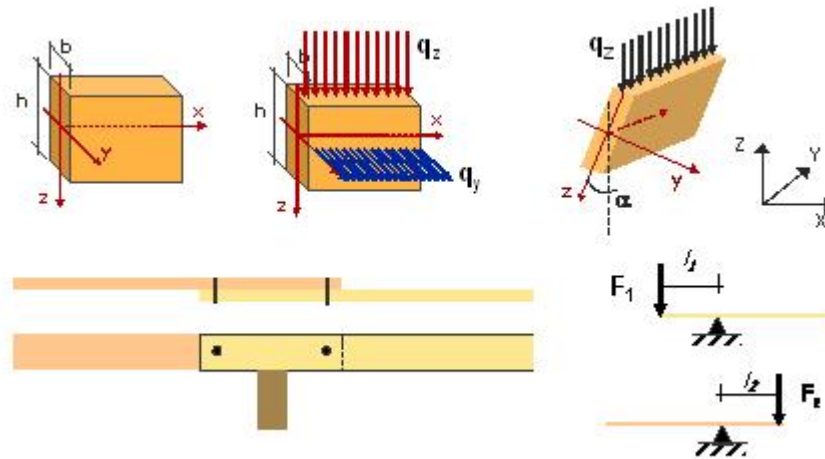


Figure 5-3 : Continuité de pannes par recouvrement

5.1.2 Éléments fléchis reconstitués

Afin d'optimiser la rigidité longitudinale des éléments fléchis bois, différents systèmes reconstitués sont utilisés dans la construction de bâtiment (**Figure 5-4**). Une première distinction est faite selon la rigidité k_i des liaisons entre composants avec :

- les liaisons rigides ($k_i = \infty$) par collage tel que les poutres en I (système A),
- les liaisons semi-rigides par organes mécaniques tels que les poutres en I ou en caisson clouées, les renforcements par plats métalliques (système B) ou les éléments bois-béton (système C).

Les éléments bois-béton permettent d'augmenter considérablement la rigidité transversale des systèmes porteurs horizontaux. Compte tenu de la présence des filières sèche (bois) et humide (béton), une attention particulière doit être portée aux phases d'exécution.

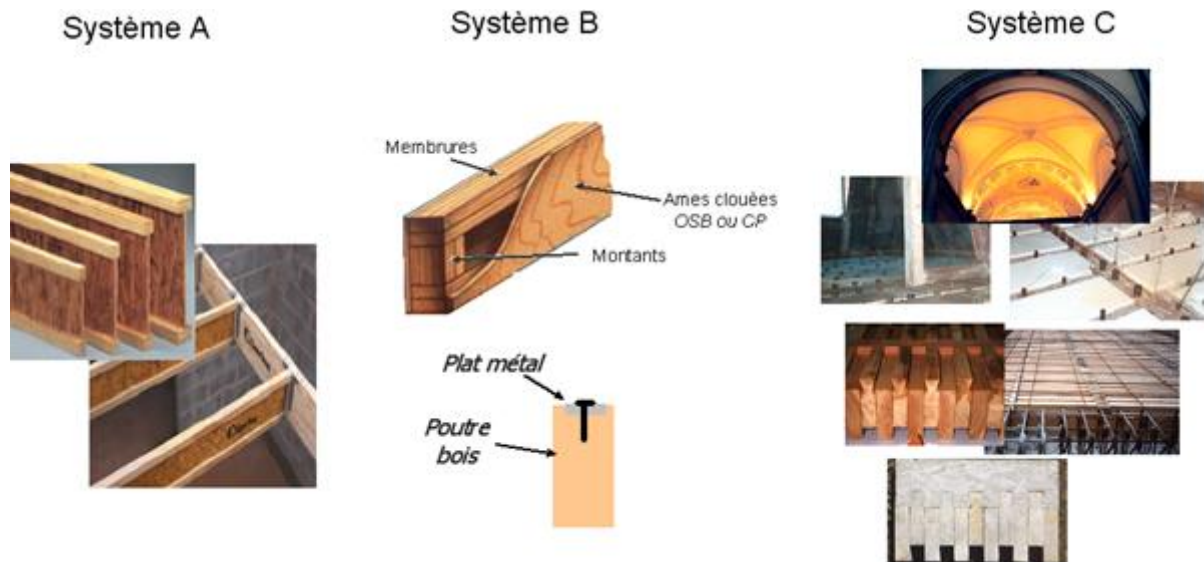


Figure 5-4 : Systèmes de pièces fléchies mixtes

Au-delà des rigidités des liaisons, il faut tenir compte des spécificités des composants. Ainsi, le calcul des poutres mixtes utilisant des panneaux dérivés du bois (OSB ou CP) doit tenir compte des déformations en cisaillement des panneaux.

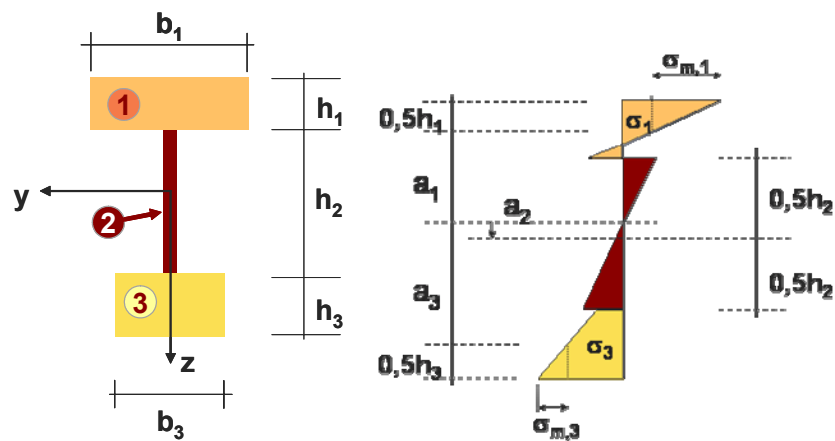


Figure 5-5 : Géométrie et état de contraintes normales

Les justifications de ces éléments reposent sur le calcul de leur rigidité effective définie par :

$$(EI)_{eff} = \sum_{i=1}^3 \left[EiI_i + \gamma(EA)_i a_i^2 \right]$$

avec :

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2(EA)_1}{k_1 L^2}}$$

$$\gamma_2 = 1$$

$$\gamma_3 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2(EA)_3}{k_3 L^2}}$$

et :

$$a_2 = \frac{\gamma_1(EA)_1(h_1 + h_2) - \gamma_3(EA)_3(h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i(EA)_i}$$

$$a_1 = \frac{1}{2} (h_1 + h_2) - a_2$$

$$a_3 = \frac{1}{2} (h_2 + h_3) + a_2$$

Aux états limites ultimes, les contraintes normales et tangentielles sont alors calculées avec les relations suivantes :

- Contraintes normales : $\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i}{(EI)_{ef}} M_d \leq (f_{c,d})_i \text{ ou } (f_{t,d})_i$
- Contraintes de flexion : $\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i}{(EI)_{ef}} M_d \leq (f_{m,d})_i$
- Contraintes de cisaillement : $\tau_{2,\max} = \frac{0,5 E_2 b_2 h_2^2 + \gamma_3 E_3 A_3 a_3}{b_2 (EI)_{ef}} V_d \leq (f_{v,d})_2$

L'effort F_{ij} transmis par la connexion entre les composants i et j est alors égal à :

$F_{ij} = k v$ avec $k = K / s$ pour une liaison par organes ponctuels.

En fonction de l'effort tranchant V , cet effort par organe est défini par :

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{(EI)_{eff}} V_d$$

Pour les calculs de flèche aux états limites de service, la composante due au moment est définie en considérant la rigidité effective instantanée ou à long terme.

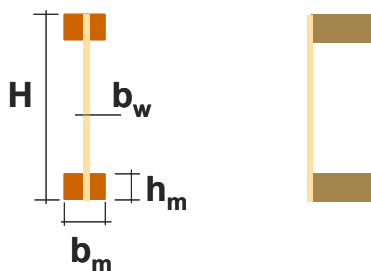


Figure 5-6 : Géométrie de poutre avec panneaux OSB ou CP

Dans le cas de poutres reconstituées avec des panneaux dérivés du bois, la flèche due au cisaillement des panneaux peut être estimée sur la base des relations suivantes :

$$w = \frac{M_{\max,d} H^2 K}{10 G_w (I_m + I_w)}$$

avec :

$$K = 1 + 6 \frac{h_m}{H} \left(1 - \frac{h_m}{H} \right) \left(1 - 2 \frac{h_m}{H} \left(\frac{b}{b_w} - 1 \right) \right)$$

où :

- I_m et I_w sont les inerties des membrures et des âmes,
- G_w est le module de cisaillement des panneaux d'âme.

Pour les éléments bois-béton, les calculs sont réalisés selon la même démarche en considérant une largeur efficace de béton associée aux poutres bois définie par :

$$b_{ef} = \frac{E_{0,moy}}{E_c} \min \left[b_2 + \frac{L}{5}; b \right]$$

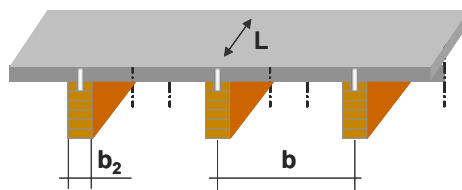


Figure 5-7 : Géométrie de poutre bois-béton

5.2 Les poteaux reconstitués

La conception des structures conduit fréquemment à la mise en œuvre de poteaux moisés. Pour réduire l'élancement selon la direction d'inertie minimale, une solution consiste à connecter les moises à l'aide d'organes mécaniques (pointes, boulons...).

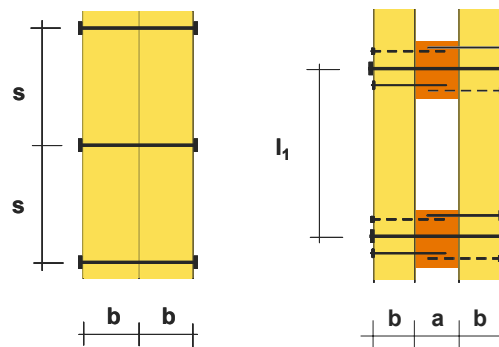


Figure 5-8 : Poteaux reconstitués continus ou entretoisés

5.2.1 Liaison continue

Pour les poteaux liés continûment (**Figure 5-8**), l'élancement effectif peut être pris égal à :

$$\lambda_{ef} = \lambda \frac{2}{\sqrt{1 + 6 \frac{\gamma}{1 + \gamma}}}$$

où :

- λ est l'élancement correspondant à l'inertie totale,
- γ est le coefficient de connexion entre les moises :

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2}{2} \frac{E_{0,05} A s}{K l^2}}$$

avec :

- $E_{0,05}$: module d'élasticité longitudinale du bois
- K : module de glissement ultime de chaque liaison
- A : section transversale totale du poteau
- l : longueur du poteau
- s : espacement entre chaque liaison

Chaque liaison reprend un effort F défini par :

$$F = V_d \frac{s}{b} \frac{1}{1 + 6 \frac{\gamma}{1 + \gamma}}$$

$$\text{avec : } V_d = \begin{cases} \frac{N_d}{120} \frac{1}{k_c} & \lambda_{ef} \leq 30 \\ \frac{N_d}{60} \frac{1}{k_c} \frac{\lambda_{ef}}{60} & 30 < \lambda_{ef} < 60 \\ \frac{N_d}{60} \frac{1}{k_c} & \lambda_{ef} \geq 60 \end{cases}$$

où :

- N_d : effort normal
- k_c : coefficient de flambement.

5.2.2 Liaison avec entretoises

Pour les poteaux entretoisés (**Figure 5-9**), les caractéristiques sectorielles sont :

$$A_{ot} = 2bh$$

$$I_{tot,y} = \frac{1}{12} h \left[(2b + a)^3 - a^3 \right]$$

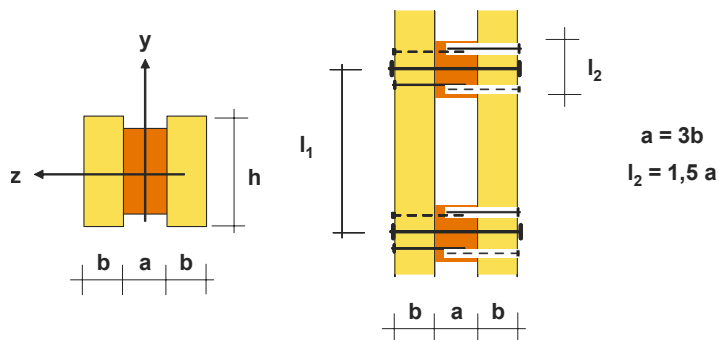


Figure 5-9 : Géométrie des poteaux entretoisés

Pour le flambement dans la direction z :

$$\lambda_{ef} = \sqrt{l^2 \frac{A_{tot}}{I_{tot}} + \eta \frac{6n h^2}{b^2}}$$

avec :

- l : longueur du poteau
- η : coefficient indiqué dans le **Tableau 5-2**
- n : nombre d'entretoises

Chargement	Pointes	Boulons
Permanent ou long terme	4	3,5
Moyen ou court terme	3	2,5

Tableau 5-2 : Coefficient η

A partir de l'effort V_d calculé comme précédemment, l'effort de cisaillement par entretoise est défini par la relation :

$$F_d = \frac{h}{a+b} V_d$$

6.1 Fermes à double entrait – Fermes en A

Les charpentes traditionnelles sont souvent associées à des constructions diverses, murs en maçonnerie, voiles en béton armé. Le fonctionnement de ces structures de charpentes et de murs s'appuie sur des interactions fortes. En effet, la charpente prend appui sur les murs verticalement et horizontalement dans le plan de ceux-ci. Les murs et pignons s'appuient sur la charpente pour pallier leurs faibles rigidités et résistance perpendiculairement à leur plan. Les liaisons entre charpente et ossature doivent respecter les hypothèses retenues lors de la conception.

Les charpentes traditionnelles sont composées de structures planes, les fermes, qui, associées entre elles directement ou par l'intermédiaire de pannes et diagonales, composent un ensemble tridimensionnel stable. Les différents éléments constituant cette charpente sont très souvent en bois massif ou en bois massif reconstitué. L'originalité des charpentes traditionnelles réside, d'une part, dans leurs assemblages qui fonctionnent beaucoup par contacts et, d'autre part, dans la disposition des différents éléments. La complexité dans la disposition des éléments d'une charpente traditionnelle nécessite des usinages élaborés et précis, afin de garantir un fonctionnement en accord avec les hypothèses de modélisation des liaisons entre éléments.

L'exemple traité dans ce chapitre apporte des informations dans le contexte des Eurocodes, sur le calcul et la vérification de charpentes à double entrait pour des cas de charges limités (poids propre, charge d'exploitation de plancher et une action de vent). La hauteur totale de la construction est de 10,00 m pour des dimensions en plan de 15,60 m par 8 m (**Figure 6-1**). L'étude intègre, à partir de ces cas de charge :

- le calcul aux ELU des réactions et sollicitations dans le cas d'assemblages sans glissement,
- la vérification des assemblages principaux,
- des principes de stabilité hors plan de ces fermes pour différentes implantations,
- des vérifications des principaux éléments des fermes vis-à-vis des instabilités hors plan.

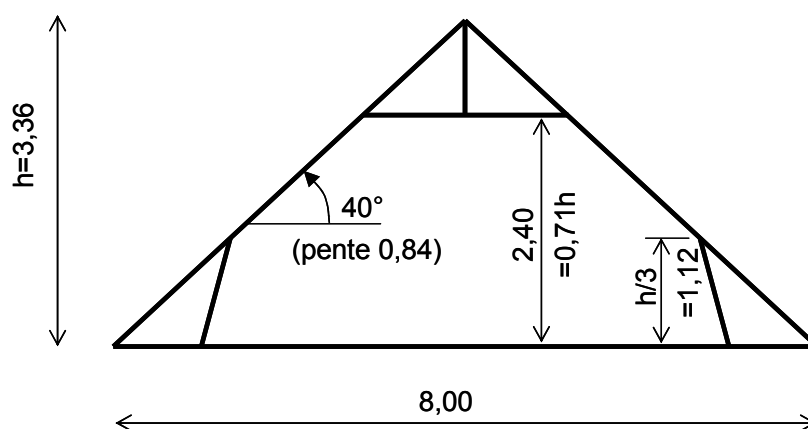


Figure 6-1 : Géométrie de la ferme étudiée

Les fermes sont implantées avec un entraxe de 3,90 m. Elles supportent des pannes équidistantes : 1 panne faîtière, 2 pannes sablières et 4 pannes courantes.

6.1.1 Sections et constitution des éléments

Les sections, ainsi que les classes de bois envisagées sont synthétisées dans le **Tableau 6-1**. Les sections sont présentées sous leurs appellations commerciales et également en sections de calcul intégrant un retrait entre des humidités de sciage et d'usinage-vérification de 20 et 12 %.

Élément	Sections commerciales		Sections de calcul		Nature et classe	
	b	h	b	h		
Arbalétrier	75	225	74	221	Bois massif	C24
Entrait retroussé	2 × 63	175	2 × 62	172	Bois massif	C24
Entrait principal	115	405	113	399	Lamellé-collé	GL24
Poinçon	150	150	148	148	Bois massif	C24
Jambes de force	75	115	74	113	Bois massif	C24

Tableau 6-1 : Éléments de la ferme en A

6.1.2 Typologie des assemblages

La **Figure 6-2** représente la typologie de l'ensemble des assemblages de la ferme. Il s'agit principalement d'assemblages traditionnels (transmission d'efforts par contact). Les boulons des assemblages poinçon-entrait retroussé et arbalétrier-jambe de force sont disposés essentiellement par construction, notamment vis-à-vis des effets transversaux. L'assemblage entrain retroussé-arbalétrier est, quant à lui, un assemblage mécanique.

Ces assemblages sont considérés comme des articulations. Les blocages de rotations apportés par les contacts surfaciques distincts sont supposés ne pas transmettre de moments fléchissants significatifs. Cette hypothèse est confortée par un soin sur le positionnement des intersections des lignes moyennes des différents éléments, et notamment par la recherche de proximité entre les lignes de chargement (les pannes) et les nœuds de la ferme. L'excentrement le plus grand se situe au droit de l'assemblage entrain retroussé-arbalétrier, avec un décalage en plan du point de chargement de 250 mm (**Figure 6-4 b et e**). La présence de cet excentrement est due, à la contrainte de hauteur sous entrain d'une part, et au souhait d'équidistance entre pannes d'autre part. Cet excentrement peut donc être diminué avec une étude plus précise du réseau de pannes et chevrons (non traité dans cet exemple).

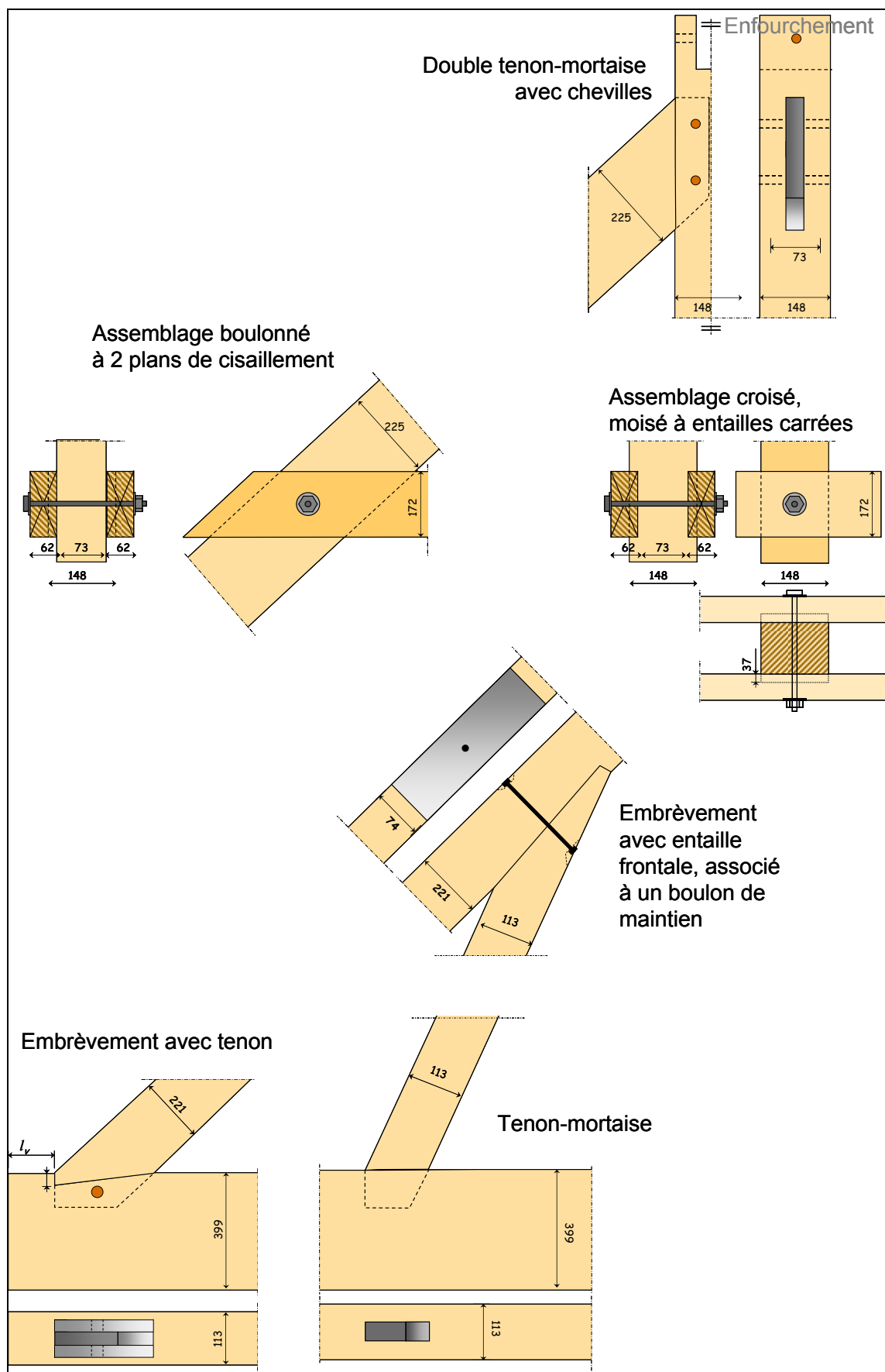


Figure 6-2 : Typologie retenue pour les assemblages

6.1.3 Actions et cas de charge

L'exemple présenté traite uniquement des actions permanentes (poids propre des éléments et de l'ensemble de ce qu'ils supportent) se combinant avec un cas de vent.

- La masse de l'ensemble de la couverture, enveloppe et structure support, est prise égale à 75 kg/m^2 de rampant (masse des tuiles, des liteaux, des chevrons, des pannes et forfaitairement de la ferme), (voir §1.2 du Tronc commun). Les forces ponctuelles correspondantes, au droit des appuis des pannes 1 à 7, sont rappelées en **Figure 6-4 b**. Elles sont calculées à partir de surfaces de reprises (éléments isostatiques).
 - 2 demi-entraxes : $2 \times 3,90/2 = 3,90 \text{ m}$
 - longueur de rampant : $\sqrt{4,00^2 + 3,36^2} = 5,22 \text{ m}$
 - $G_2 \text{ à } G_6 = 75 \times 3,9 \times 5,22/3 = 509 \text{ daN} \approx 5,1 \text{ kN}$
 - $G_1 = G_7 = G_2/2 = 2,55 \text{ kN}$
- Le cas de vent retenu est un vent perpendiculaire à la façade de l'ouvrage qui apporte une pression dynamique de pointe q_p de l'ordre de 100 daN/m^2 . Cette pression peut être assimilée, pour une hauteur de référence de 10 mètres, à celle d'une zone 1 de classe de rugosité 0 (103 daN/m^2) ou une zone 2 de classe de rugosité II (98 daN/m^2), ou bien encore une zone 4 de classe de rugosité IIIa (103 daN/m^2), au sens de la cartographie de vent arrêtée à ce jour. L'annexe nationale de l'EN1995-1-4 est susceptible d'apporter des modificatifs à la version actuelle.
La pression intérieure correspond à un bâtiment courant normalement fermé. Les valeurs du coefficient de pression interne, c_{pi} , sont de $+0,2$ (surpression) et de $-0,3$ (dépression). Seul le cas de surpression est abordé dans cet exemple.
- La ferme étudiée est celle implantée en position centrale de la toiture, pour laquelle les zones de reprise correspondent à des pressions externes « G, H, J et I » (**Figure 6-4 f**). Au sens de l'EN1991, les coefficients c_{pe} sont respectivement de $+0,7$; $+0,6$; $-0,3$ et $-0,2$ (cf. EN 1991 et GT0 §5.4).

Note :

1 :

Les valeurs de c_{pe} retenues correspondent à 1 des 3 ou 4 cas à envisager pour prendre en compte la surpression ou dépression des pans de toiture au vent et ceux situés sous le vent pour un angle de toiture compris entre 30 et 45° .

Le schéma ci-dessous rappelle les combinaisons de c_{pe} au vent et sous le vent à étudier dans le cas d'un projet complet, 3 cas non nuls ici.

Zones de toiture				
au vent		sous le vent		
G	H	J	I	
		0	0	Pression maxi au vent + dépression mini sous le vent
0	0			dépression maxi au vent + dépression maxi sous le vent
				Cas étudié : Pression maxi au vent + dépression maxi sous le vent
0	0	0	0	Sans effet

Combinaison pression / surpression extérieures pour des toitures de 30 à 45°

Remarque :

Pour un vent de façade, afin d'envisager les différentes situations de pressions extérieures et intérieures, sans préjuger des cas discriminants, il convient d'étudier $3 \times 2 = 6$ cas de vent à combiner avec les autres actions.

Les coefficients c_p qui en découlent sont représentés sur la **Figure 6-4 d**. Les zones sont définies en (**Figure 6-4 f**). La zone F dans les angles du pan de toiture au vent correspond à un coefficient c_{pe} de surpression équivalent à celui de la zone G, mais pour cette zone, il convient de prendre également une valeur de c_{pe} en dépression de $-0,5$ à $-1,5$.

La traduction en forces ponctuelles au droit des lignes de chargement est illustrée en figure **Figure 6-4 e**.

A titre d'exemple :

- Zone H : $c_{pe} = +0,6$ et $c_{pi} = +0,2$ donc $c_p = +0,6 - (+0,2) = +0,4$
- $W_3 = 103 \times 0,4 \times 3,90 \times 5,22/3 = 279 \text{ daN} = +2,8 \text{ kN}$
- $W_6 = -W_3 = -279 \text{ daN} = -2,8 \text{ kN}$
- $W_2 = 103 \times 3,90 \times [0,5 \times \{1,74/2 + (2,04 - 1,74)\} + 0,4 \times \{1,74/2 - (2,04 - 1,74)\}]$
- $= 103 \times 3,90 \times [0,5 \times 0,985 + 0,4 \times 0,435] = 327 \text{ daN} \approx +3,3 \text{ kN}$

Au prorata des surfaces chargées – $2,04 = (e/10) \times 5,22/4,00$ (**Figure 6-4 f, zone G**)

D'autres valeurs de pressions dynamiques de pointe sont données dans le chapitre 7.4 du Manuel simplifié pour un éventail d'implantations plus large. Ces valeurs peuvent être introduites, en suivant une démarche simplifiée, par un coefficient de proportionnalité sur les efforts ponctuels appliqués à la charpente (**Figure 6-4 d et e**). Cette démarche peut s'appliquer également pour les différents cas de pression interne. La **Figure 6-3** présente l'évolution du coefficient C_{pe} en fonction de l'angle des pans de toiture, pour les différentes zones de pression.

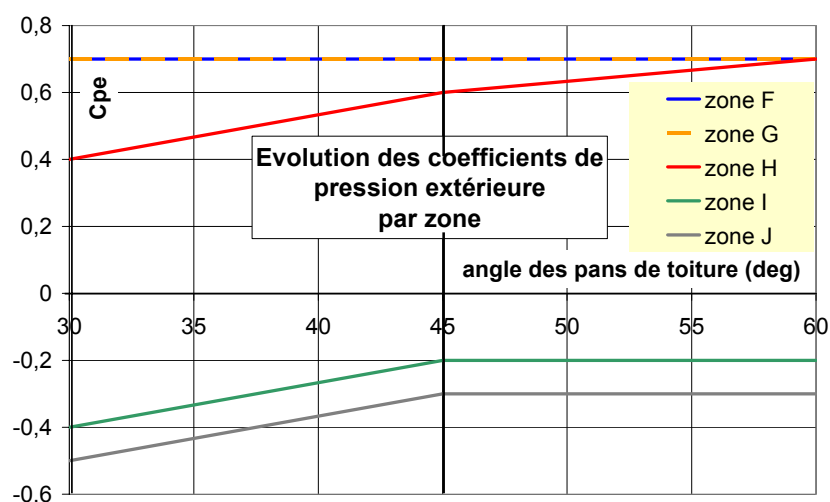


Figure 6-3 : Différentes évolutions de c_{pe} pour des pentes de 30 à 60° pour un vent en façade

Dans le but d'attirer l'attention sur le bon fonctionnement des assemblages de pied d'arbalétrier, l'entrait de plancher est considéré dans sa fonction support et n'est pas intégré dans les vérifications exposées. Le schéma RdM correspondant est présenté en **Figure 6-4 c**. L'hypothèse de rigidité suffisante de la poutre de plancher a été vérifiée par ailleurs (entrait/poutre de plancher sur appuis multiples). Comme pour les codes précédents, l'EN 1995-1 impose de prendre en compte les effets d'excentricités d'intersection des fibres moyennes des éléments si elles existent (EC5§5.4.2(4)P).

Dans notre cas, les intersections des lignes d'épure coïncident avec les axes des éléments (nœuds canoniques) sans qu'il y ait besoin d'éléments fictifs. Les chargements de la ferme apportés par les pannes s'appliquent également aux nœuds, à l'exception des pannes 3 et 5 (**Figure 6-4 b et c**). En conséquence, les rotations entre barre ont été libérées en extrémités d'entrait. Du fait des épures soignées des autres liaisons, les résultats de l'analyse de structures montrent que les moments en ces nœuds sont négligeables. Pour cet exemple, il n'a pas été considéré de module de glissement d'assemblage.

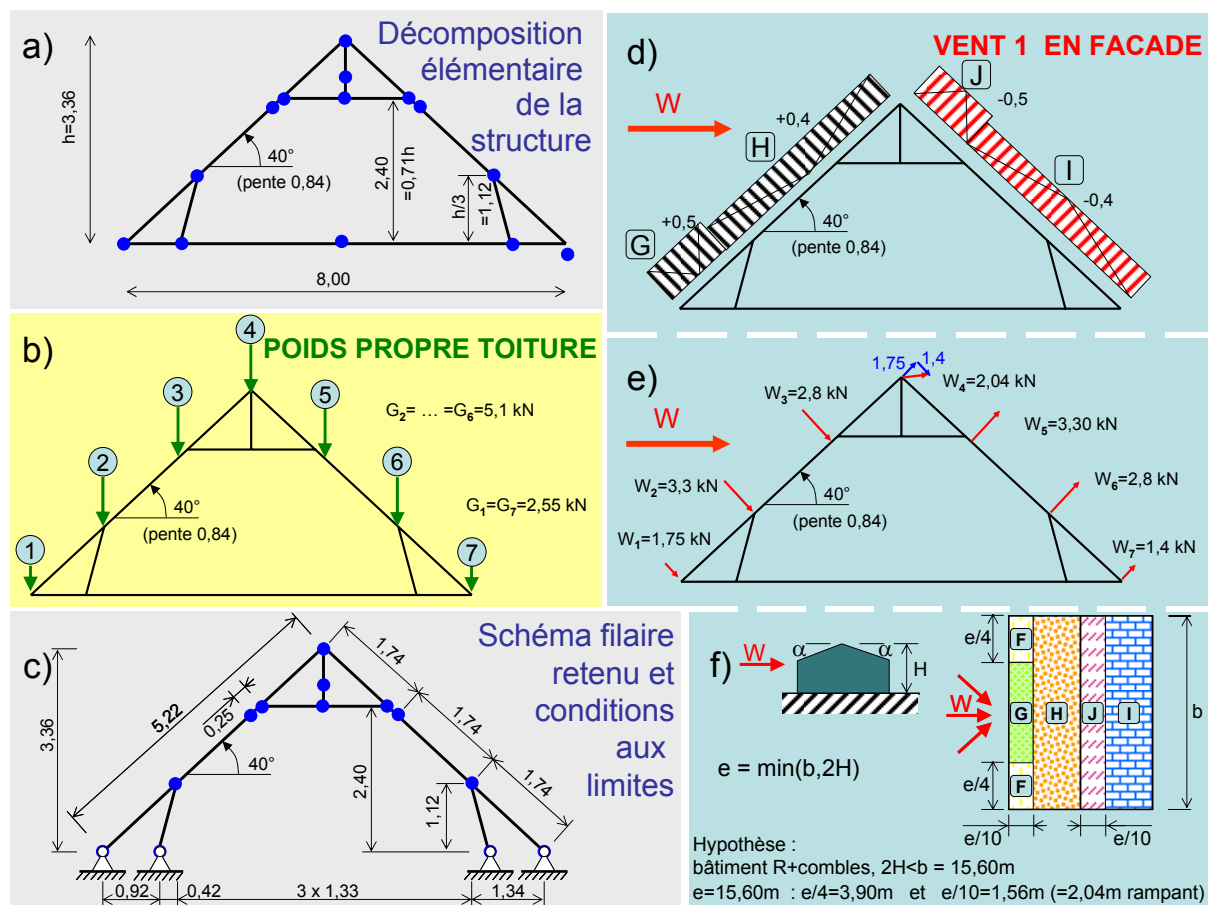


Figure 6-4 : Chargements retenus et conditions aux limites considérées

• ELS (État Limite de Service)

Les résultats du calcul RdM montrent que les déplacements associés aux combinaisons ELS correspondant aux actions retenues ne sont pas significatifs pour la ferme étudiée. (Rappelons toutefois que la poutre de plancher est considérée indéformable et que les glissements d'assemblages ne sont pas pris en compte dans cette étude). Les conditions de vérifications des États Limites de Service sont abordées dans l'étude des poutres en flexion par exemple.

• ELU (État Limite Ultime)

Dans ces conditions de chargement, les combinaisons à l'ELU se limitent aux trois combinaisons présentées dans le **Tableau 6-2**. Les durées de chargement correspondantes sont différentes. Ces combinaisons couvrent des situations discriminantes pour les différents assemblages et éléments de la ferme.

combinaisons	durées d'action	objectifs
1,35 G	action permanente	maximum de charges gravitaire
1,35 G + 1,5 W	action instantanée	maximum potentiel d'effort en pied d'arbalétrier
G + 1,5 W	action instantanée	soulèvement maximal

Tableau 6-2 : Combinaisons d'actions retenues

La restriction de l'étude à de seules combinaisons aux ELU correspond à l'objectif de ce paragraphe sur la vérification de la résistance des éléments et assemblages. Par ailleurs, cette ferme en A avec jambe de force sur support rigide est une structure présentant une grande rigidité dans son plan.

Partie basse de l'arbalétrier entre embrèvement et jambe de force (nœuds 1 et 4 ou 6 et 2)

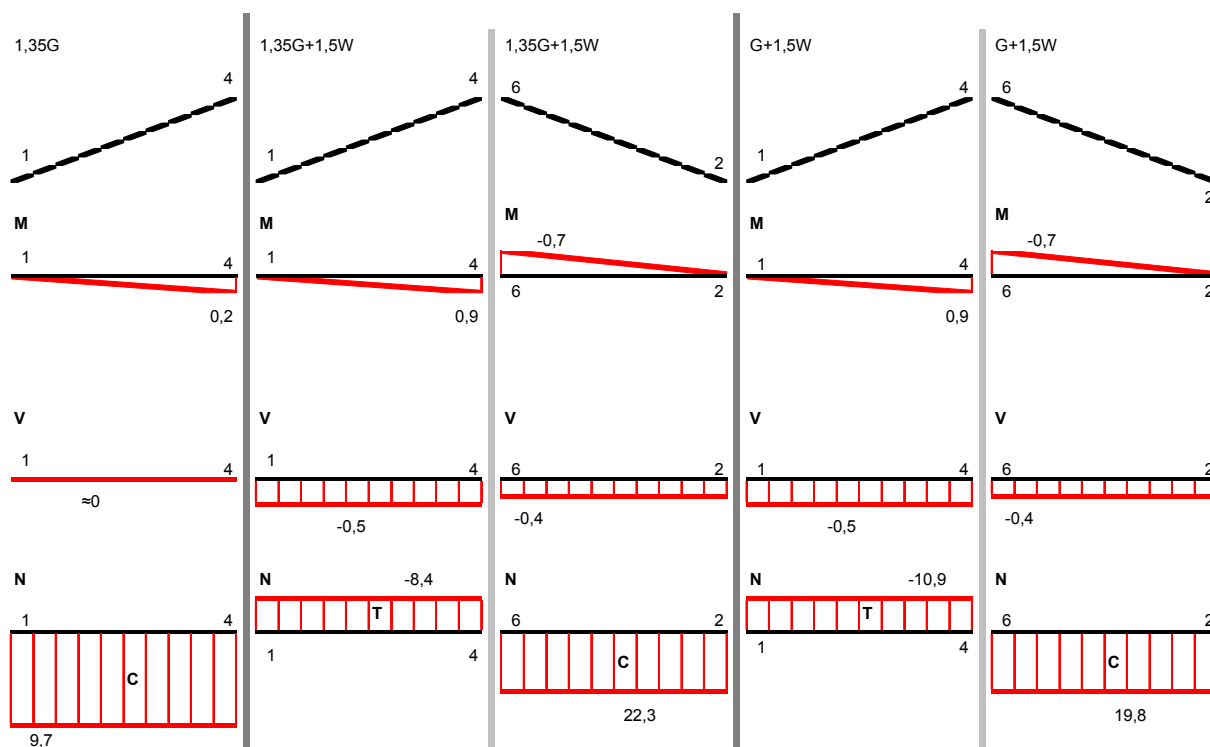


Figure 6-6 : Efforts internes dans l'arbalétrier entre pied d'arbalétrier et jambe de force pour les trois combinaisons

Jambe de force (entre les nœuds 5 et 4 ou 6 et 7)

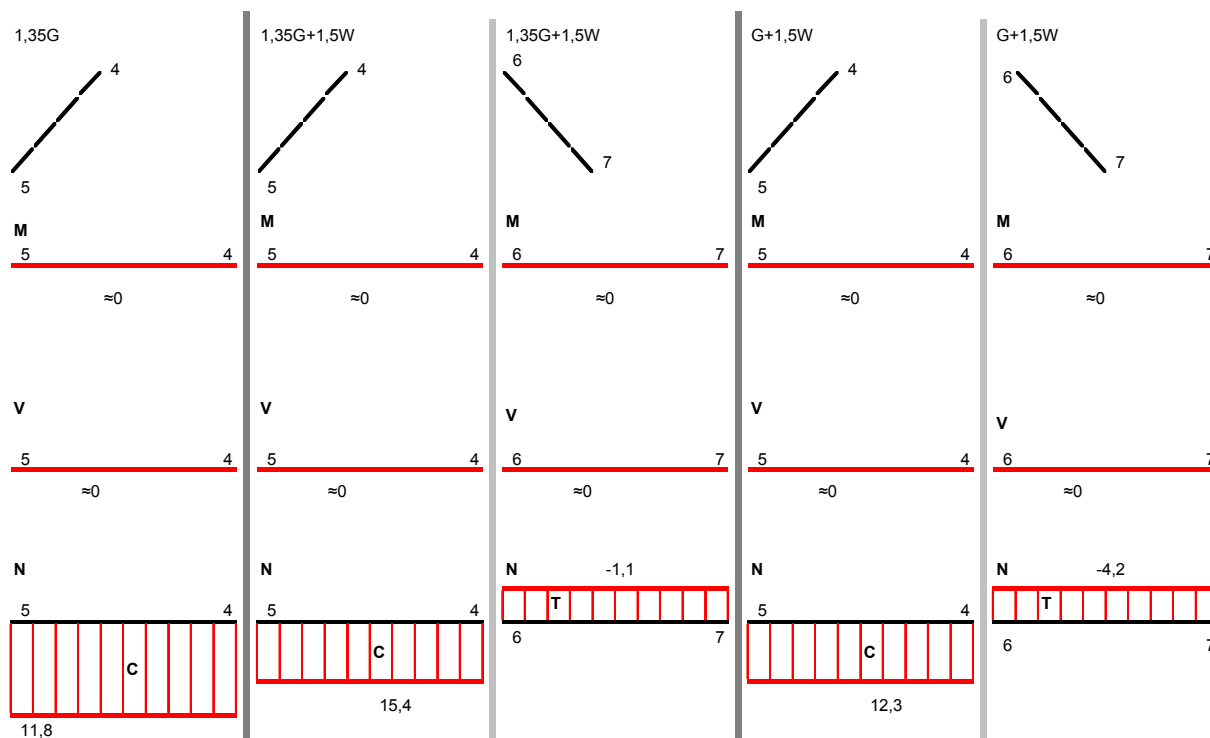


Figure 6-7 : Efforts internes dans la jambe de force pour les trois combinaisons

Pour les deux durées de chargement abordées (actions permanentes et actions instantanées), l'enveloppe des sollicitations peut se résumer aux valeurs présentées dans le **Tableau 6-3**.

arbalétrier partie centrale	permanent	M	0,6	m.kN		
		N	15,5	(C) kN		
		V	4,8	kN		
	instantané	M	1,3	m.kN	1,7	
		N	16,1	(C) kN	10,8	
		V	3,5	kN	1,71	

arbalétrier partie basse	permanent	M	0,2	m.kN		
		N	9,7	(C) kN		
		V	0	kN		
	instantané	M	0,7	m.kN	0,9	
		N	22,3	(C) kN	10,9	(T) kN
		V	0,5	kN	0,5	

jambe de force	permanent	M	0	m.kN		
		N	11,8	(C) kN		
		V	0	kN		
	instantané	M	0	m.kN	0	
		N	15,4	(C) kN	4,2	(T) kN
		V	0	kN	0	

**Tableau 6-3 : Enveloppe des efforts internes, couples (M,N)
avec traction ou compression**

Pour les actions permanentes, le couple $M = 0,6 \text{ m.kN}$, $N = 15,5 \text{ kN}$ en compression constitue le seul extremum de sollicitation. Pour les actions instantanées, les couples :

$$\left(\begin{array}{l} M = 1,3 \text{ m.kN} \\ N = 16,1 \text{ kN} \end{array} \right) \quad \left(\begin{array}{l} M = 1,7 \text{ m.kN} \\ N = 10,8 \text{ kN} \end{array} \right) \text{ et } \left(\begin{array}{l} M = 0,7 \text{ m.kN} \\ N = 22,3 \text{ kN} \end{array} \right) \text{ en compression}$$

$$\text{et } \left(\begin{array}{l} M = 0,9 \text{ m.kN} \\ N = 10,9 \text{ kN} \end{array} \right) \text{ en traction}$$

doivent être étudiés pour trouver la sollicitation combinée la plus contraignante.

La vérification de résistance doit être conduite pour l'ensemble des sections des différents éléments, en travée et au droit des assemblages. La vérification de stabilité de ces éléments doit être vérifiée pour l'élément considéré dans son ensemble entre deux points de maintien latéraux dans le cas d'éléments comprimés et comprimés-fléchis.

6.1.5 Vérification de résistance des sections en travées

L'Eurocode 5, comme les autres Eurocodes structuraux, exige que le rapport ou la somme des rapports pondérés, effet des actions de calcul sur résistance de calcul, soient inférieurs ou égaux à l'unité : $\frac{E_d}{R_d} \leq 1$.

- Les effets des actions sont représentés, dans l'Eurocode 5, par des contraintes, de compression, de traction, de flexion, de cisaillement, obtenues par les formules de la RdM pour les combinaisons d'actions envisagées (**6.1.3 Actions et cas de charge**) et les sections nominales ramenées à une humidité de 12 % (**Tableau 6-1**). Les résistances sont quant à elles définies pour chacune des sollicitations de base (traction simple, compression simple, flexion, cisaillement...). Les valeurs de calcul (indice d) prennent en compte le type de matériau utilisé, sa qualité, la nature de la sollicitation, la durée d'application de l'action, les conditions d'environnement, ainsi que la dimension des pièces. Les valeurs de calcul intègrent également un coefficient partiel de sécurité fonction du type de matériau utilisé et de la situation de projet. La prise en compte de ces différents paramètres est schématisée dans le **Tableau 6-4** et illustrée pour notre exemple dans le **Tableau 6-5**.

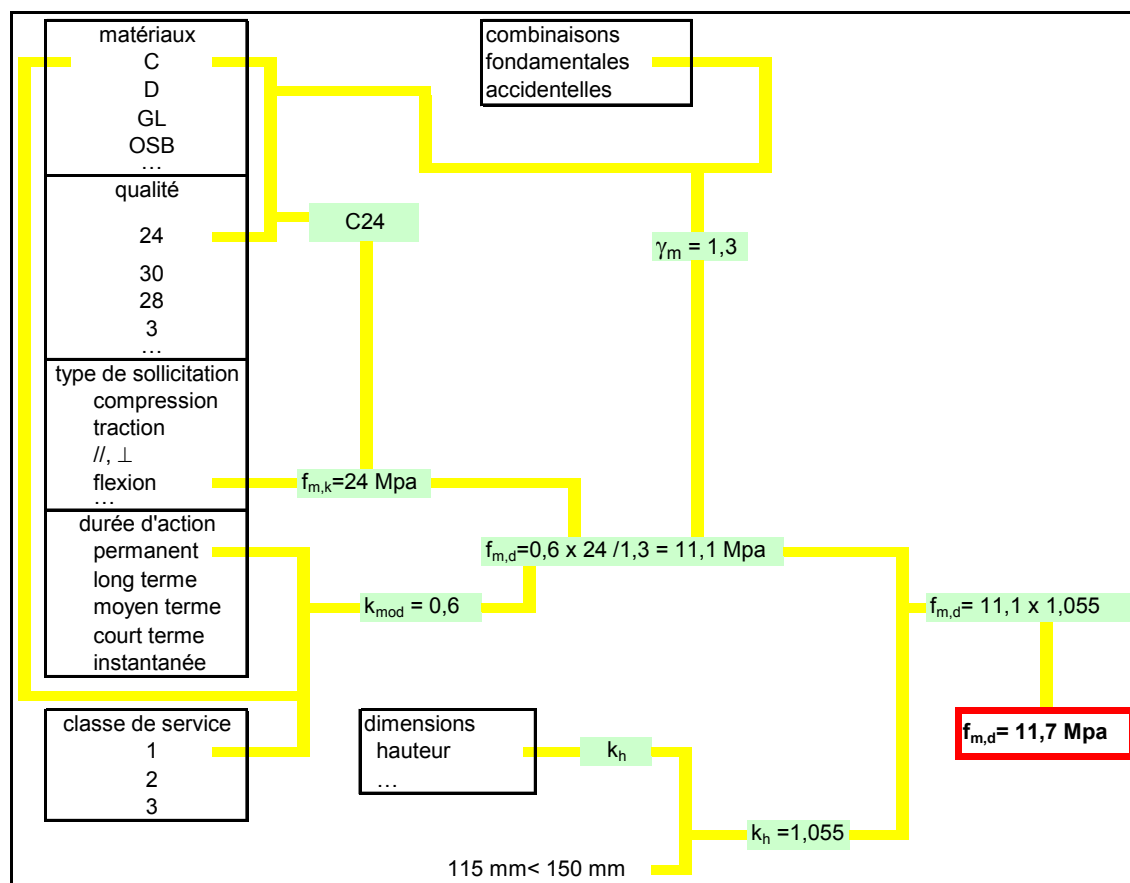


Tableau 6-4 : Principe de calcul d'une résistance caractéristique

sections commerciales			nature & classe		γ_m	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$
b	h										
arbalétrier	75	225	BM	C24	1,3	24	14	0,5	21	2,5	2,5
entrait retroussé	2x63	175	BM	C24	1,3	24	16,5	0,4	24	2,7	2,7
entrait principal	115	405	GL	GL24	1,25	24	14	0,5	21	2,5	2,5
poignon	150	150	BM	C24	1,3	24	14	0,5	21	2,5	2,5
jambes de force	75	115	BM	C24	1,3	24	14	0,5	21	2,5	2,5

Combin. PERMANENT	Classe de service 1 ou 2		nature & classe		k_h	$f_{m,d}$	$f_{t,0,d}$	$f_{t,90,d}$	$f_{c,0,d}$	$f_{c,90,d}$	$f_{v,d}$
	$k_{mod} = 0,6$	sections de calcul									
		b h									
	arbalétrier	74 221	BM	C24	1	11,1	6,5	0,23	9,7	1,15	1,15
	entrait retroussé	2x62 172	BM	C24	1	12,0	8,3	0,19	11,5	1,30	1,30
	entrait principal	113 399	GL	GL24	1,042	11,1	6,5	0,23	9,7	1,15	1,15
Combin. INSTANTANÉ	poignon	148 148	BM	C24	1,003	11,7	6,8	0,23	9,7	1,15	1,15
	jambes de force	74 113	BM	C24	1,055	11,7	6,8	0,23	9,7	1,15	1,15

Combin. INSTANTANÉ	Classe de service 1 ou 2		nature & classe		k_h	$f_{m,d}$	$f_{t,0,d}$	$f_{t,90,d}$	$f_{c,0,d}$	$f_{c,90,d}$	$f_{v,d}$
	$k_{mod} = 1,1$	sections de calcul									
		b h									
	arbalétrier	74 221	BM	C24	1	20,3	11,8	0,42	17,8	2,12	2,12
	entrait retroussé	2x62 172	BM	C24	1	22,0	15,1	0,35	21,1	2,38	2,38
	entrait principal	113 399	GL	GL24	1,042	20,4	11,9	0,42	17,8	2,12	2,12
Combin. INSTANTANÉ	poignon	148 148	BM	C24	1,003	21,4	12,5	0,42	17,8	2,12	2,12
	jambes de force	74 113	BM	C24	1,055	21,4	12,5	0,42	17,8	2,12	2,12

Tableau 6-5 : Calcul des résistances caractéristiques pour la ferme traitée

Les coefficients k_h ne sont applicables que pour les résistances en flexion et en traction parallèle aux fibres. De plus, ce coefficient n'intéresse que les pièces de dimension inférieure à la dimension de référence : 150 mm pour le bois massif (BM) et 600 mm pour le lamellé-collé (BLC) et il est borné. Sa prise en compte pour des pièces de charpente de taille courante n'est donc pas forcément significative. Ne pas le prendre en compte pour une charpente, est donc une simplification, sans être pour autant trop sécuritaire (gain maximal de 5 % pour les pièces utilisées dans l'exemple).

$$k_{h_{(h < 150mm)}} = \min_{BM} \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2} \right. \quad \left. k_{h_{(h < 600mm)}} = \min_{BLC} \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1} \right. \right.$$

Pour les vérifications de résistance en section, il convient donc maintenant, après avoir calculé les effets des actions (contraintes de base), et déterminé les résistances pour chaque sollicitation de base, d'appliquer les formules des combinaisons pour les rapports de contrainte sur résistance élémentaires.

Pour la contrainte normale, les formules de flexion déviée composées permettent d'envisager les cas les plus complexes :

$$\begin{cases} \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \\ \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \end{cases} \quad \begin{cases} \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \end{cases}$$

Le coefficient k_m permet d'envisager les cas de flexion déviée (autour des deux axes principaux d'inertie). Deux scénarios sont envisagés avec application du coefficient de combinaison pour le moment porté par y ou pour celui porté par z :

- $K_m = 0,7$ pour les sections rectangulaires en BM, BLC ou LVL,
- $K_m = 1$ pour les autres matériaux à base de bois ou les autres sections.

Dans notre cas, nous sommes face à un moment porté par y et un effort normal de compression ou de traction. Les vérifications de résistance de section en travée vis à vis de la contrainte normale se résument à :

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

Les sections en travée, et notamment à proximité des appuis, doivent être vérifiées vis-à-vis des contraintes de cisaillement engendrées par l'effort tranchant. Dans notre cas, à l'exception de l'intervalle entre le point de chargement correspondant aux pannes les plus près de la faîtière et l'appui apporté par l'entrait, l'effort tranchant est très faible. Pour cet intervalle, sa longueur est de 250 mm, ce qui est juste supérieur à la hauteur de l'arbalétrier. Dans cette configuration, la vérification de résistance en cisaillement est nécessaire.

Les différents calculs et résultats sont synthétisés dans le **Tableau 6-6** pour les actions permanentes et dans le **Tableau 6-7** pour les actions instantanées.

actions permanentes	sections de calcul		f _{m,d}	f _{t,0,d}	f _{c,0,d}	M	N	σ _{m,y,d}	σ _{t,0,d}	σ _{c,0,d}	critère t,m	critère c,m
	b	h										
arbalétrier	74	221	11,1	6,5	9,7	0,6	15,5	1,00		0,95		0,10
entrait retroussé	2x62	172					8,2			0,38		
entrait principal	113	399	12,0	8,3	11,5							
poinçon	148	148	11,1	6,5	9,7	≈0	~0					
jambes de force	74	113	11,7	6,8			11,8		1,411		0,21	

Tableau 6-6 : Vérification du critère de résistance de sections sous contrainte normale parallèle au fil pour les actions permanentes

actions instantanées	sections de calcul		f _{m,d}	f _{t,0,d}	f _{c,0,d}	M	N	σ _{m,y,d}	σ _{t,0,d}	σ _{c,0,d}	critère t,m	critère c,m
	b	h										
arbalétrier	74	221				1,3	16,1	2,16		0,98		0,11
						1,7	10,8	2,82		0,66		0,14
			20,3	11,8	17,8	0,7	22,3	1,16		1,36		0,06
						0,9	10,9	1,49	0,667		0,13	
entrait retroussé	2x62	172					4,6			0,22		
entrait principal	113	399	22,0	15,1	21,1							
poinçon	148	148	20,4	11,9		0,5		0,93				
jambes de force	74	113	21,4	12,5	17,8		15,4			1,84		0,10
							4,2		0,502		0,04	

Tableau 6-7 : Vérification du critère de résistance de sections sous contrainte normale parallèle au fil pour les actions instantanées

Il convient de mener le même type de vérification pour l'effort tranchant. Nous avons vu que la sollicitation la plus élevée se situe dans l'arbalétrier entre les pannes 3 ou 5 et les nœuds d'extrémité d'entrait. Les graphes de la **Figure 6-5** montrent que cet effort tranchant enveloppe est de 4,8 kN pour l'action permanente et de 3,5 kN pour les actions instantanées, pour une contrainte de calcul limite en cisaillement de 1,15 MPa en permanent et 2,12 MPa en instantané (**Tableau 6-5**). En assumant une distribution parabolique de la contrainte de cisaillement dans la hauteur de la section de l'arbalétrier dans ces zones, les critères de vérification de sections deviennent respectivement :

$$\frac{3}{2} \times \frac{4,8 \times 10^3}{(74 \times 221)} = 0,29 \leq 1,15$$

$$\frac{3}{2} \times \frac{3,5 \times 10^3}{(74 \times 221)} = 0,21 \leq 2,12$$

6.1.6 Vérification de résistance des éléments

Dans l'approche de l'Eurocode 5, la vérification des éléments comprimés et (ou) fléchis vis-à-vis des instabilités globales (flambement et déversement) s'effectue en termes de contraintes. On retrouve ainsi des formes de critères proches de celles introduites pour les vérifications de section :

$$\begin{cases} \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \end{cases}$$

$$\text{d'où avec } N + M_y : \begin{cases} \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \end{cases}$$

Cette vérification intègre un nouveau coefficient k_c indicé en y ou en z. Ce coefficient inférieur à 1 prend en compte le flambement avec flexion autour de l'axe y pour $k_{c,y}$ et un scénario de flambement avec flexion autour de l'axe z pour $k_{c,z}$. Rappelons que l'axe y correspond à l'axe de forte inertie ; pour des mêmes conditions aux limites en y et en z, $k_{c,z}$ sera inférieur à $k_{c,y}$. Avec un coefficient k_m (le même qu'en vérification de section) inférieur à 1, on ne peut dire a priori quelle inégalité est la plus restrictive.

6.1.7 Vérification de la résistance des assemblages

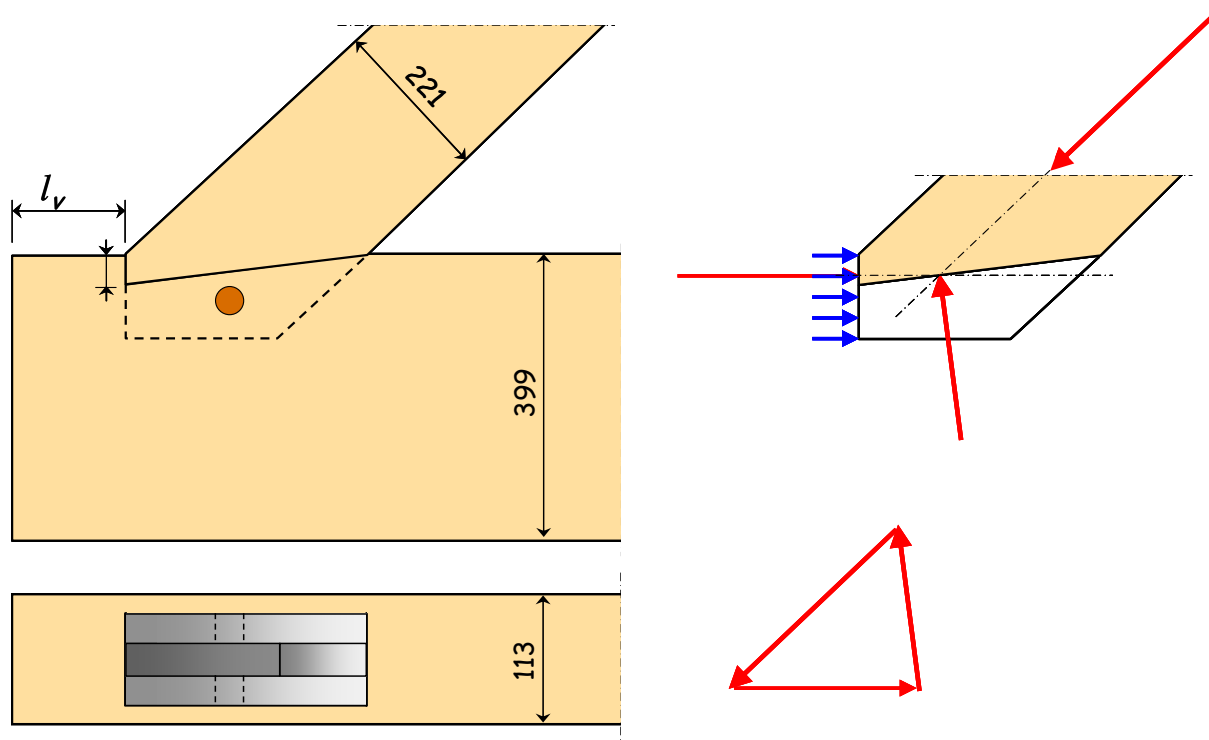


Figure 6-8 : Configuration de l'assemblage de pied d'arbalétrier et efforts transmis et repris par les différents éléments

Pour le pied d'arbalétrier, le moment est nul et l'enveloppe de l'effort normal est :

- de compression pour la combinaison permanente : $N_{\text{arba,c,perm}} = 9,7 \text{ kN}$,
- de compression ($N_{\text{arba,c,inst}} = 22,3 \text{ kN}$) ou de traction ($N_{\text{arba,t,inst}} = 10,9 \text{ kN}$) pour les combinaisons instantanées.

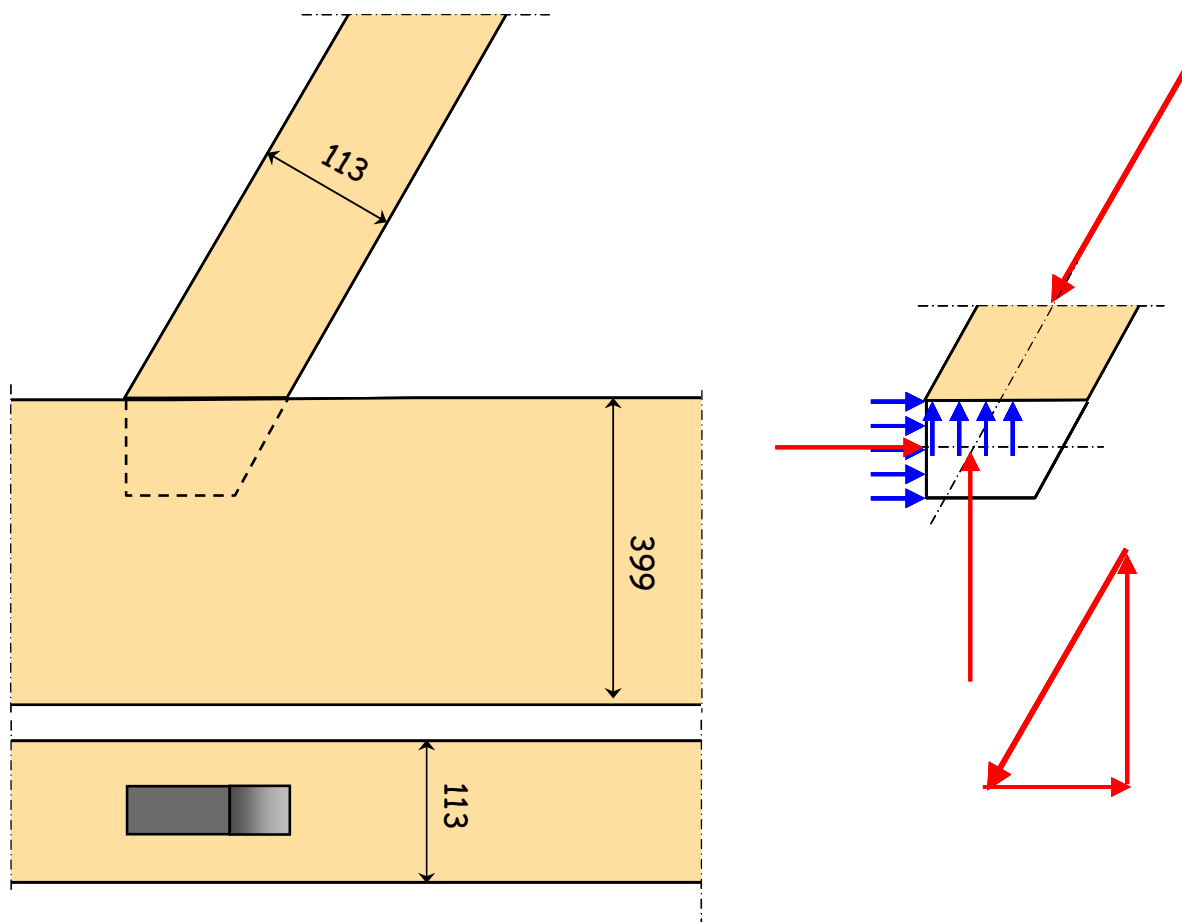


Figure 6-9 : Configuration de l'assemblage de pied de la jambe de force et efforts transmis et repris par les différents éléments

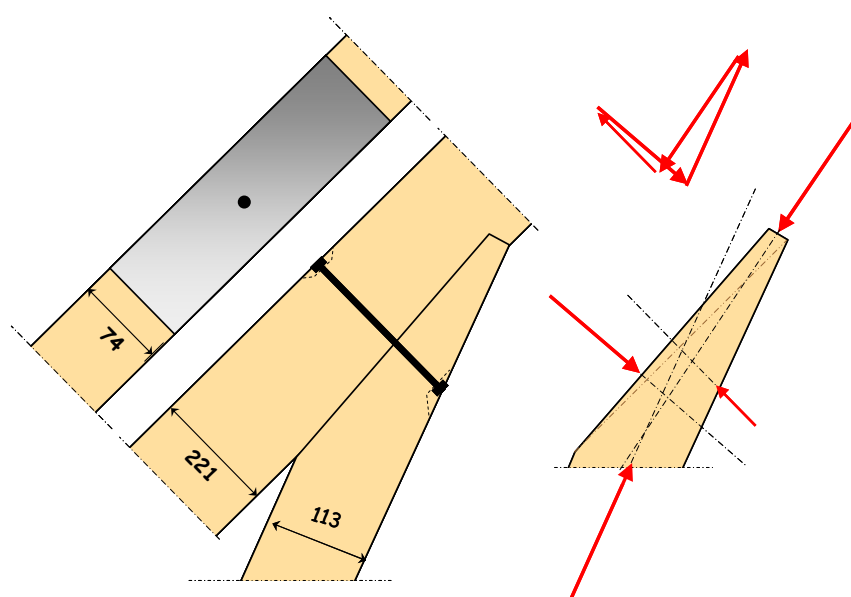


Figure 6-10 : Configuration de l'assemblage de la jambe de force avec l'arbalétrier et efforts transmis et repris par les différents éléments

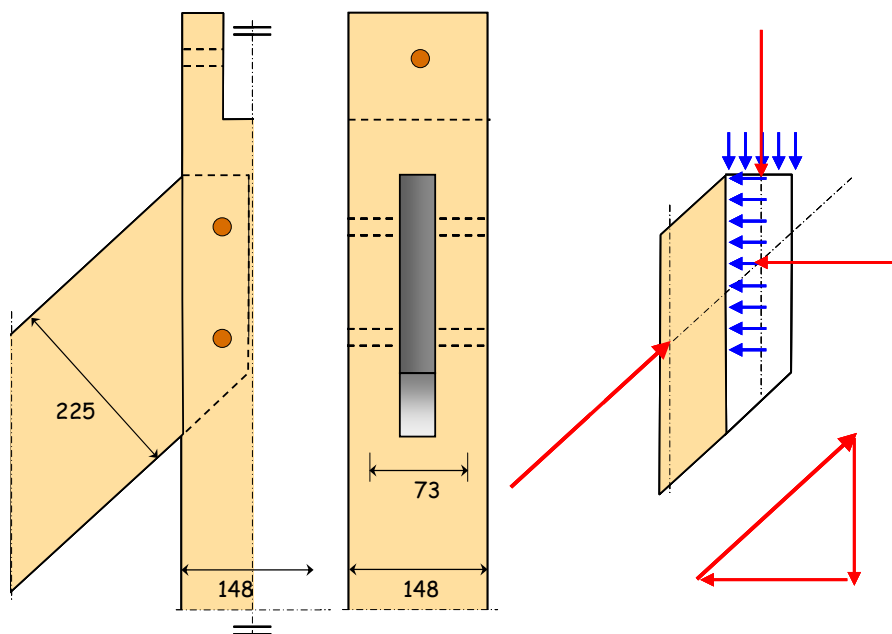


Figure 6-11 : Configuration de l'assemblage de l'arbalétrier avec le poinçon et efforts transmis et repris par les différents éléments

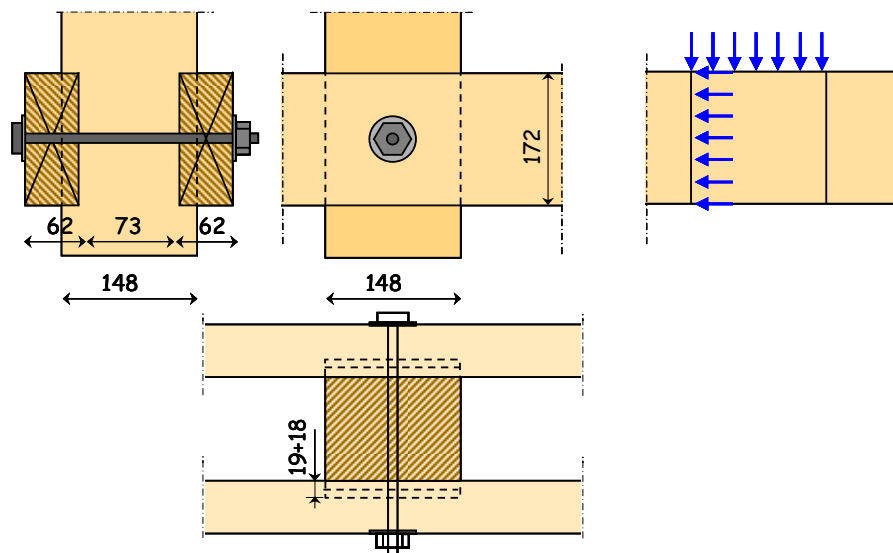


Figure 6-12 : Configuration de l'assemblage de l'entrait moisé boulonné avec le poinçon et efforts transmis et repris par les différents éléments

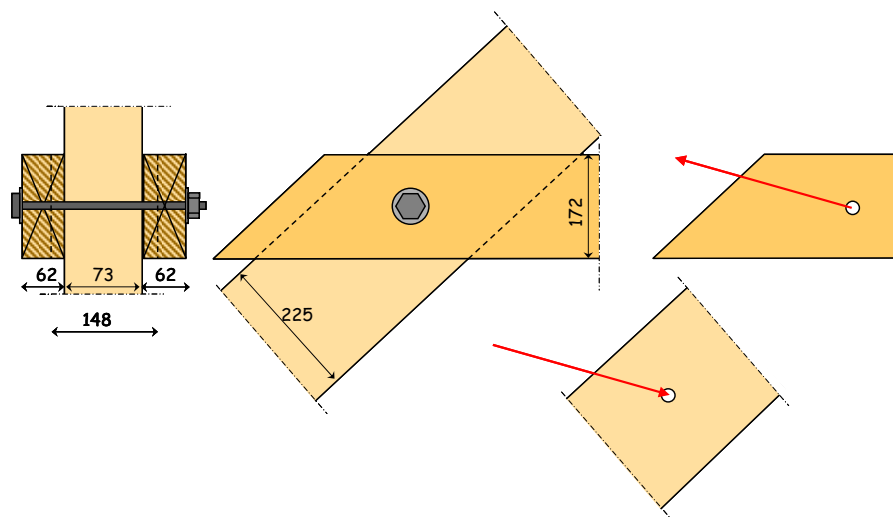


Figure 6-13 : Configuration de l'assemblage de l'entrait moisé boulonné avec l'arbalétrier et efforts transmis et repris par les différents éléments

7.1 Assemblage par emboîtement

Ces assemblages assurent la transmission entre deux pièces dont l'une est inclinée par rapport à l'autre. Le transfert de l'effort de compression dans l'arbalétrier se fait par contact sur la surface frontale. La **Figure 7-1** montre différents types d'assemblages par emboîtement. La longueur d'about de la pièce support (l_v) est au minimum égal à 200 mm.

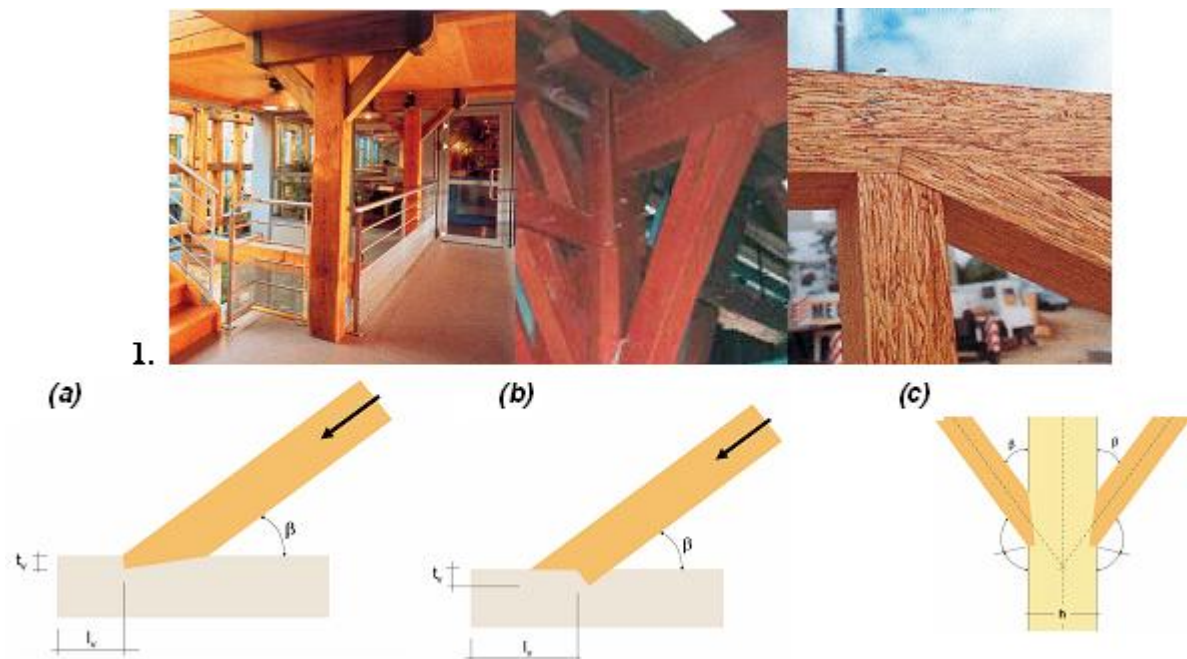


Figure 7-1 : Assemblages traditionnels :
(a) avec entaille frontale, (b) par emboîtement arrière, (c) par emboîtement symétrique

Dans le cas des fermes de toitures, une attention particulière doit être portée au positionnement de l'axe de l'appui par rapport à l'emboîtement. Par ailleurs, les dispositions constructives minimales doivent être respectées :

$$l_v \geq 200 \text{ mm} \quad t_v \leq \frac{h}{4} \text{ si } \alpha \leq 50^\circ \text{ ou } t_v \leq \frac{h}{6} \text{ si } \alpha \geq 60^\circ$$

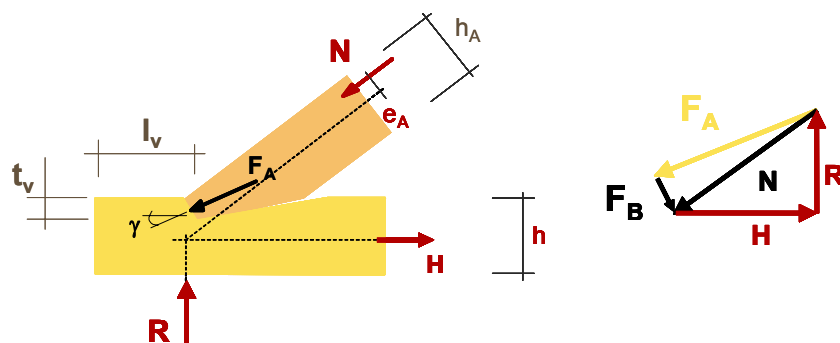


Figure 7-2 : Équilibre local d'un emboîtement

À partir des conditions d'équilibre local, les emboîtements sont justifiés :

- En cisaillement : $\tau_d = \frac{H}{b \min(l_v; 8t_v)} \leq f_{v,d}$
- Et en compression oblique : $\sigma_{c,\gamma,d} = \frac{N \cos(\alpha - \gamma) \cos \gamma}{b t_v} \leq f_{c,\gamma,d}$

avec $f_{c,\gamma,d} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{fc90} \sin^2 \gamma + \cos^2 \gamma}$

Dans le cas d'un emboîtement arrière, la profondeur d'entaille est limitée à $h/4$. De plus, un jeu minimal de 4 mm doit être prévu entre l'entrait et l'arbalétrier.

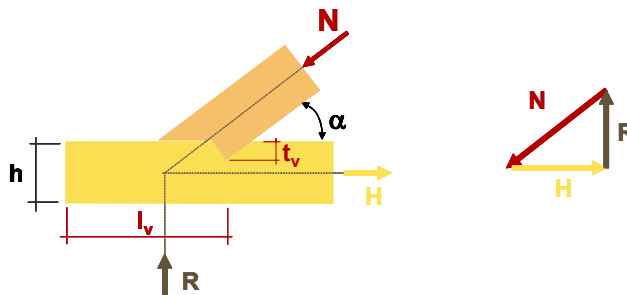


Figure 7-3 : Emboîtement arrière

Compte tenu de la géométrie de ce type d'emboîtement, les conditions de résistance s'écrivent :

$$\tau_d = \frac{N \cos \alpha}{b \min(l_v; 8t_v)} \leq f_{v,d}$$

Vis-à-vis du calcul des déformations en service, le module de glissement des emboîtements peut être estimé par :

$$K_{ser} = \frac{R_d}{1,5} \text{ (N/mm)}$$

En cas de risques d'inversion d'efforts (soulèvement, séisme), un système de maintien des pièces doit être mis en œuvre dans la zone de liaison (boulon, gousset...) (**Figure 7-4**).

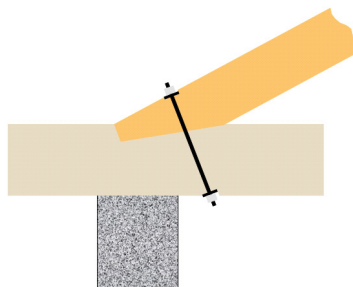
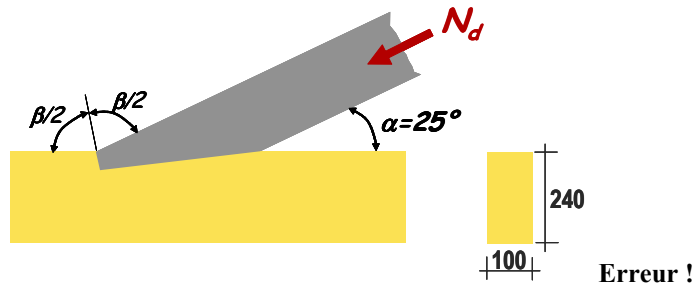


Figure 7-4 : Emboîtement avec boulon de maintien

7.1.1 Application 1

-Bois massif C24 – CS 2
- $N_d=55kN$; Moyen terme



Les résistances de calcul du bois ont pour valeurs :

$$f_{v,d} = 0,8 \frac{2,5}{1,3} = 1,54 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,d} = 12,9 \text{ MPa}$$

$$f_{c,90,d} = 1,54 \text{ MPa}$$

D'où pour $\gamma = 12,5^\circ$, il vient :

$$f_{c,\gamma,d} = \frac{12,9}{\left(\frac{12,9}{1,54}\right) \sin^2 \gamma + \cos^2 \gamma} = 9,6 \text{ MPa}$$

La profondeur d'entaille nécessaire est donc :

$$t_v \geq \frac{N_d \cos^2 \gamma}{b f_{c,\gamma,d}} = \frac{0,055 \cos^2 12,5}{0,1 \times 9,6} = 54,6 \text{ mm}$$

Par rapport au cisaillement, l'embranchement doit avoir une longueur d'about telle que :

$$l_v \geq \frac{N_d \cos \alpha}{b f_{v,d}} = \frac{0,055 \cos 25}{0,1 \times 1,54} = 324 \text{ mm} \leq 8 t_v$$

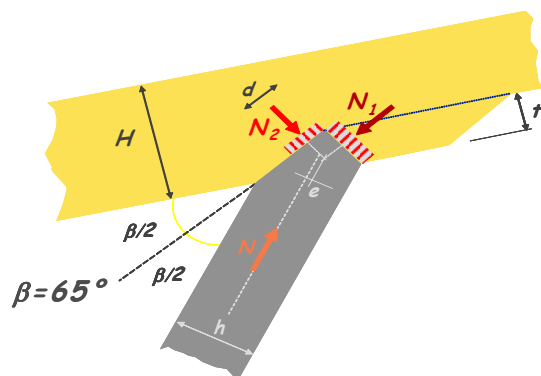
7.1.2 Application 2

En alternative à un assemblage par couronne, une option consiste à concevoir un portique avec un poteau en V. Dans ce cas, l'assemblage de la diagonale comprimée peut intégrer un embrèvement comme dans l'application ci-dessous.

GL24 – CS 1

$b=120mm$ $H=950mm$

$N_d=110kN$ $k_{mod}=0,8$



Pour cette structure, les résistances de calcul du bois ont pour valeurs :

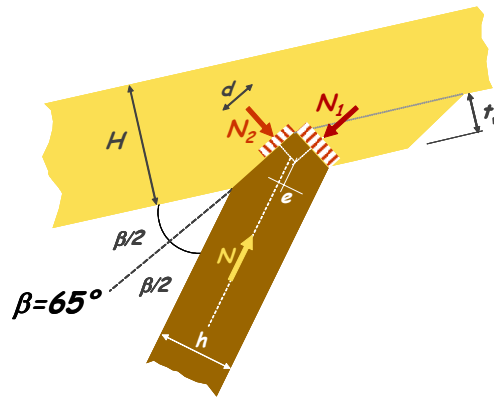
- $f_{v,d} = 1,73 \text{ MPa}$
- $f_{c,0,d} = 15,4 \text{ MPa}$
- $f_{c,90,d} = 1,73 \text{ MPa}$

La condition de résistance de l'about en compression oblique est donnée par la condition suivante :

$$\sigma_{c,1} = \frac{N \cos^2(\beta/2)}{b t_v} \leq f_{c, \frac{\beta}{2}, d} = 4,69 \text{ MPa}$$

D'où la profondeur d'entaille nécessaire :

$$t_v = 139 \text{ mm} \text{ donc } t_v < H/6$$



Cette configuration de liaison induit également un transfert d'effort sur le pas de l'embranchement, d'où il faut vérifier la condition :

$$\sigma_{c,2} = \frac{N \sin(\beta/2)}{b d} \leq f_{c, 90 - \frac{\beta}{2}, d} = 2,32 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } d = 212 \text{ mm}$$

La condition de résistance en cisaillement s'écrit :

$$\tau_v = \frac{N \cos \beta}{b s} \leq f_{v, d} = 1,66 \text{ MPa}$$

d'où :

$$s \geq 224 \text{ mm}, \text{ donc } 200 \text{ mm} \leq s \leq 8 t_v = 1120 \text{ mm}$$

Au final, cette solution conceptuelle nécessite une jambe de force dont la hauteur h doit être telle que :

$$h \geq \left[t_v \operatorname{tg}\left(\frac{\beta}{2}\right) + d \cos\left(\frac{\beta}{2}\right) \right] \sin \beta \quad \text{soit } h \geq 249 \text{ mm}$$

7.2 Assemblage par tenon ou queue d'aronde

Selon la configuration de la liaison, ce type d'assemblage permet la transmission d'efforts par contact dans les trois directions. L'épaisseur du tenon h_e est en général égale au tiers de l'épaisseur de la pièce. Sa longueur est orientée selon la direction de l'effort principal.

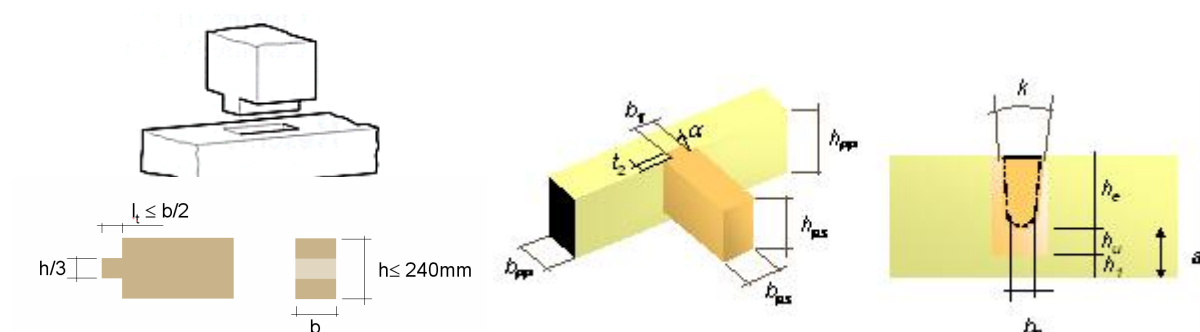


Figure 7-5 : Assemblage par tenon ou queue d'aronde

La géométrie retenue doit tenir compte des effets du cisaillement et d'entaille. La résistance de ce type de liaison est donnée par :

$$R_d = \min \left[\frac{2}{3} b_{ps} h_e k_{90}^0 f_{v,d} \right. \\ \left. 1,7 b_{ps} t_{2,ef} f_{c,90,d} \right]$$

avec : $t_{2,ef} = \min(t_2 + 30 \text{ mm} ; 2t_2)$

$k_{90}^0 = k_{90}^0 \left| \frac{\sqrt{600}}{h} \right| 1,54 \sqrt{\frac{150}{h}}$, les valeurs du coefficient k_{90}^0 sont définies sur la Figure 7-6.

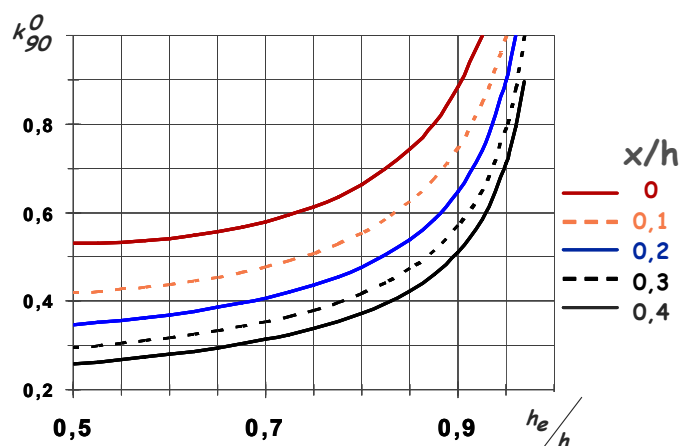


Figure 7-6 : Coefficient k_{90}^0

L'effet du cumul d'entailles au sein de la poutre porteuse doit également être vérifié.

7.3 Assemblage par cheville

Les assemblages traditionnels sont fréquemment complétés par des chevilles en bois. Elles assurent le maintien des pièces en contact. De plus, la compatibilité de déformation de ces modes de liaisons permet de cumuler leurs résistances respectives.

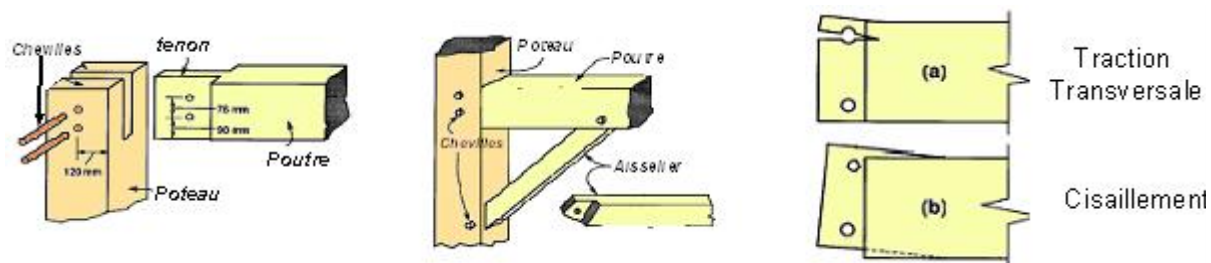


Figure 7-7 : Liaison par tenon et chevilles

Les chevilles bois doivent avoir un diamètre compris entre 20 et 30 mm et leur résistance de calcul est définie par la relation :

$$R_d = 9,5 d^2$$

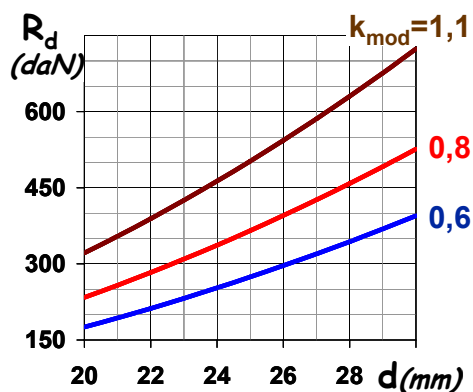


Figure 7-8 : Résistance d'une cheville bois