
Manuels d'application des Eurocodes pour les structures bois

Programme AQCEN EC5



Programme AQCEN / EC5

Charpente industrialisée

Règles et recommandations particulières
applicables aux structures en charpentes industrialisées
assemblées par connecteurs

Rédaction :
Groupe de rédacteurs piloté par FCBA

Animation :
SCIBO
(Syndicat national des fabricants de structures et charpentes industrialisées en bois)

Janvier 2009

Règles et recommandations particulières applicables aux structures en charpentes industrialisées assemblées par connecteurs

1	DOMAINE D'APPLICATION	4
1.1	GÉNÉRALITÉS	4
1.2	MATÉRIAUX	6
1.2.1	CARACTÉRISTIQUES DES BOIS	6
1.2.2	CARACTÉRISTIQUES DES ASSEMBLEURS	7
2	RÉFÉRENCES NORMATIVES ET RÉGLEMENTAIRES	8
2.1	RÉFÉRENCES NORMATIVES	8
2.2	RÉFÉRENCES RÉGLEMENTAIRES	9
3	ACTIONS	10
3.1	CHARGE D'EXPLOITATION POUR TOITURES INACCESSIBLES (CATÉGORIE H)	10
3.1.1	GÉNÉRALITÉS	10
3.1.2	ARBALÉTRIERS	10
3.1.3	ENTRAITS	10
3.2	DISPOSITIFS DE SÉCURITÉ	11
3.2.1	CROCHET DE SÉCURITÉ	11
3.2.2	LIGNE DE VIE	12
3.3	REPORT DE CHARGES	12
3.4	AUTRES SOLLICITATIONS	12
4	MODÉLISATION DES FERMES	13
4.1	GÉNÉRALITÉS	13
4.2	HYPOTHÈSES DE CALCUL	13
4.3	POSITIONS ET MODÉLISATIONS DES APPUIS	15
4.3.1	MODÉLISATION DE L'APPUI	15
4.3.2	REPRISES D'ARRACHEMENT DANS LE CAS D'APPUIS RAPPROCHÉS	18
4.3.3	TECHNOLOGIE DES APPUIS	19
4.4	CAS PARTICULIERS	19
4.4.1	FERMES DISSYMMÉTRIQUES (CHIEN-ASSIS)	19
4.4.2	FERMES SUR PLANCHERS PEU RIGIDES	20
5	JUSTIFICATIONS	21
5.1	BARRES	21
5.1.1	GÉNÉRALITÉS	21
5.1.2	VÉRIFICATION ELU DES BARRES	21
5.1.3	LONGUEURS DE FLAMBEMENT	21
5.1.4	DÉVERSEMENT	23
5.2	ASSEMBLAGES	23
5.2.1	GÉNÉRALITÉS	23
5.2.2	RÈGLES GÉNÉRALES	23

5.2.3	VÉRIFICATIONS LOCALES	25
5.2.4	JOINTS DE CONTINUITÉ	26
5.3	FERMES	30
5.3.1	VÉRIFICATIONS ELU	30
5.3.2	VÉRIFICATIONS ELS	30
5.3.3	MÉTHODES DE CALCUL / FLUAGE	31
5.3.4	DÉPLACEMENTS ET FLÈCHES LIMITES	32
5.3.5	CONTREFLÈCHE	35
5.3.6	MODÈLE D'APPUI DES FERMES	35
5.3.7	LIAISONS À L'INFRASTRUCTURE	36
5.3.8	FERMES MULTIPLES	36
5.3.9	FERMES DE PIGNONS, SUPPORT DE BARDAGE	38
5.3.10	FERMES SUPPORTS DE CHEVÊTRE	38
5.4	SYSTÈME DE STABILISATION	38
5.4.1	GÉNÉRALITÉS CONCERNANT L'ANTIFLAMBEMENT	38
5.4.2	ANTIFLAMBEMENT D'ARBALÉTRIERS	39
5.4.3	ANTIFLAMBEMENT DES AUTRES BARRES	42
5.4.4	ÉLÉMENTS DE MAINTIEN DE LA VERTICALITÉ	43
5.5	CONTREVENTEMENTS POUR LES ACTIONS EXTÉRIEURES	44
5.5.1	GÉNÉRALITÉS	44
5.5.2	SOLLICITATION PARALLÈLE AU FAÎTAGE	44
5.5.3	SOLLICITATION PERPENDICULAIRE AU FAÎTAGE	45
6	RÉSISTANCE AU FEU	46
7	SÉISMES	47
8	EXEMPLES DE CALCUL	48
8.1	JOINT DE CHANTIER - VÉRIFICATION À L'EUROCODE 5	48
8.1.1	DESCRIPTION DU BÂTIMENT ET DE LA FERME CONSIDÉRÉE	48
8.1.2	DÉTERMINATION DES CAS DE CHARGES	48
8.1.3	VÉRIFICATION DU JOINT DE CHANTIER SIMPLE RECOUVREMENT	54
•	CARACTÉRISTIQUES DE L'ASSEMBLAGE	54
	DÉTERMINATION DES EFFORTS REPRIS PAR LES ORGANES D'ASSEMBLAGE	54
•	DÉTERMINATION DE LA CAPACITÉ RÉSISTANTE DE L'ORGANE LE PLUS SOLLICITÉ	55
•	DÉTERMINATION DE LA VALEUR DE CALCUL DE LA CAPACITÉ RÉSISTANTE DU BOULON	58
8.1.4	VÉRIFICATION DU JOINT DE CHANTIER MOISÉ	59
•	DÉTERMINATION DU MODE DE RUPTURE	59
•	MODE DE RUPTURE LE PLUS DÉFAVORABLE : MODE (H)	61
8.2	COMBINAISON DE COMPRESSION ET DE FLEXION	62
8.2.1	VÉRIFICATION VIS-À-VIS DU FLAMBEMENT	62
8.2.2	LONGUEUR DE FLAMBEMENT	63
8.2.3	EXEMPLE DE CALCUL	63
8.2.4	VÉRIFICATION VIS À VIS DU DÉVERSEMENT	64
8.3	VÉRIFICATION AU CISAILLEMENT ET COMPRESSION SUR APPUI D'UNE FERMETTE SUIVANT LES EUROCODES	66
8.3.1	HYPOTHÈSES	66
8.3.2	VÉRIFICATION AU CISAILLEMENT	67
8.3.3	VÉRIFICATION EN COMPRESSION	67
8.4	FICHE TYPE DE CALCUL POUR UNE FERME DE COMBLE PERDU VERIFICATION ELU	70

1 DOMAINE D'APPLICATION

1.1 Généralités

Dans le présent document, il sera fait référence indifféremment à l'Eurocode 5, à NF EN 1995-1-1 ou à EN 1995-1-1.

Ce document a pour objet de définir, en application de l'Eurocode 5, les règles particulières de conception et de calcul des charpentes en bois définies comme suit :

- éléments de structure préfabriqués (par exemple fermes, solives et poutres) destinés à être utilisés dans des bâtiments et ponts,
- ces éléments sont fabriqués à partir d'éléments en bois, massif ou non,
- ils sont assemblés au moyen de connecteurs à plaque métallique emboutie, de goussets à base de bois ou de plaques métalliques perforées.

Les fermes ou poutres faisant appel, pour leurs assemblages, à des techniques de collage dont dépend leur sécurité ne font pas partie du domaine d'application de ce document.

Ne sont concernées par ce document que les charpentes dont les éléments sont d'une épaisseur supérieure ou égale à 35 mm à 12 %.

Pour des portées entre appuis consécutifs (**Figure 1-1 et Tableau 1-1**) supérieures à 15 m, cette épaisseur minimale est portée à 45 mm à 12 % ou à deux fois 35 mm, par jumelage solidaire de deux fermes, réalisé en atelier (on entend par jumelage la réalisation d'une ferme par assemblage côte à côte de deux fermes identiques rigidement liées).

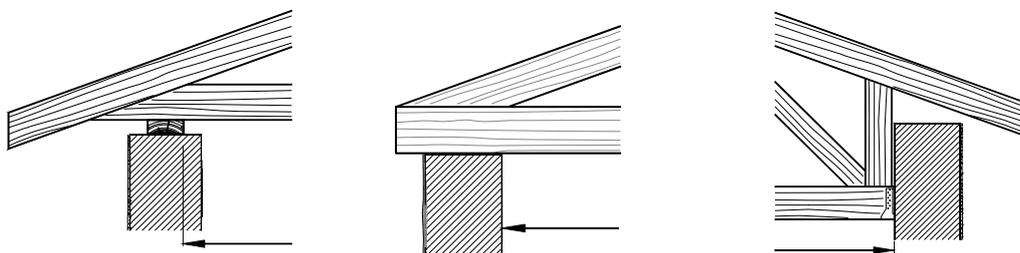
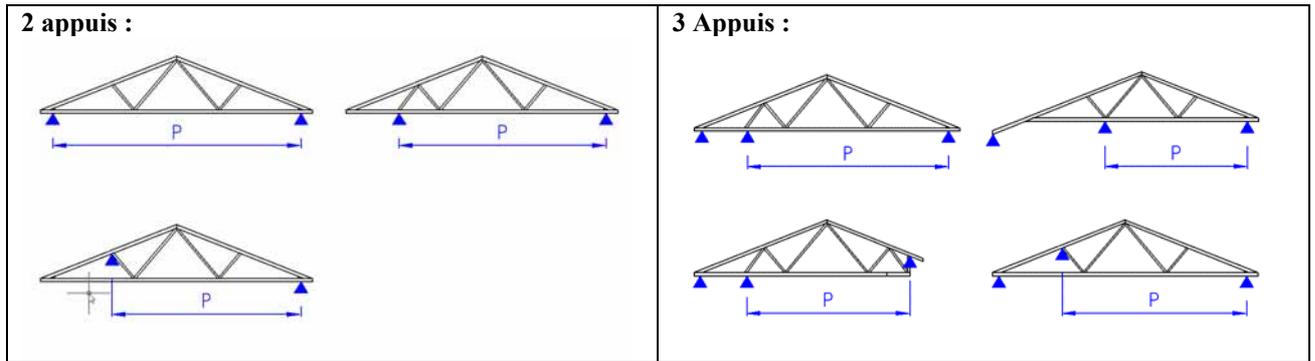


Figure 1-1 : Points de référence pour la portée

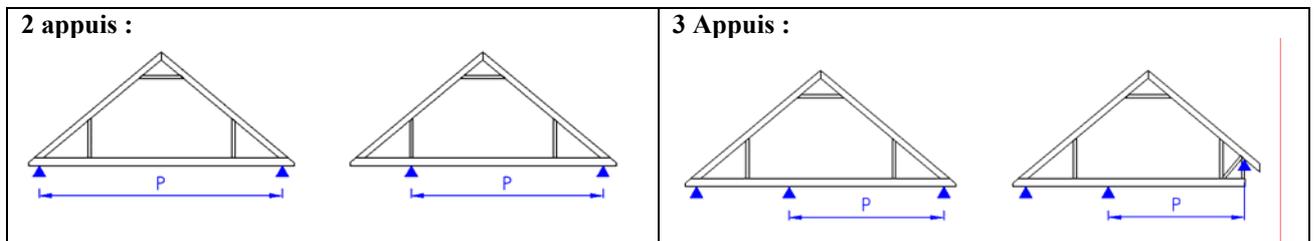
L'emploi de cloisons maçonnées portées par la charpente (dans le cas de combles habitables par exemple) n'est pas permis dans le cadre de ce document.

Tous les assemblages doivent être symétriques (une plaque sur chaque face de la ferme).

Ferme à combles perdus



Ferme à entrain porteur



Ferme à combles aménagement sur dalle

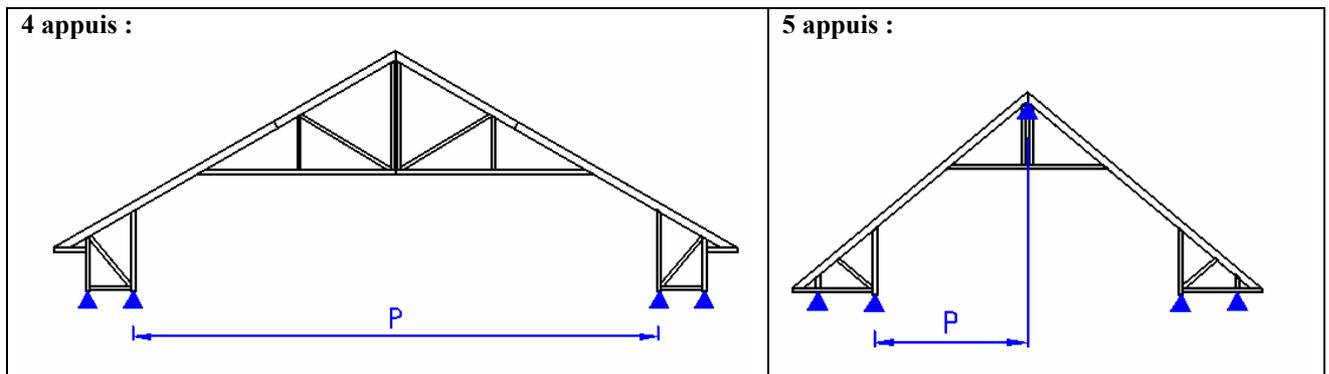


Tableau 1-1 : Définition des portées de référence

1.2 Matériaux

Les matériaux utilisables dans le cadre de ce document sont les bois massifs, les bois lamellés-collés, les lamibois (LVL) ou tout autre produit bois dont les caractéristiques sont définies par un référentiel technique (norme harmonisée ou ATE).

Pour la fabrication, la norme NF EN 14250 fixe l'humidité maximale des bois à 22 %.

Il est important ici d'attirer l'attention du concepteur sur les retraits différentiels entre les éléments connectés.

Pour les calculs, les dimensions doivent être rapportées à 12 % d'humidité (humidité de référence pour les propriétés mécaniques) quelle que soit la classe de service visée. Pour chaque dimension de section, le coefficient de correction β_{90} est de 0,25 %, par % de variation d'humidité entre l'humidité de fabrication et 12 %.

§ 3.2, règle (1)
AN EC5

1.2.1 Caractéristiques des bois

1.2.1.1 Bois massifs

Les bois massifs doivent répondre aux exigences de la norme NF EN 14081-1 (marquage CE) et doivent appartenir à l'une des classes de résistance définies par la norme NF EN 338.

Ces bois seront au minimum de classe mécanique C24 (**Tableau 1-2**), caractéristiques mécaniques extraites de la norme NF EN 338).

Propriétés de résistance		
Flexion, valeur caractéristique	$f_{m,k}$	24 N/mm ²
Traction parallèle au fil, valeur caractéristique	$f_{t,0,k}$	14 N/mm ²
Traction perpendiculaire au fil, valeur caractéristique	$f_{t,90,k}$	0,5 N/mm ²
Compression parallèle au fil, valeur caractéristique	$f_{c,0,k}$	21 N/mm ²
Compression perpendiculaire au fil, valeur caractéristique	$f_{c,90,k}$	2,5 N/mm ²
Cisaillement, valeur caractéristique	$f_{v,k}$	2,5 N/mm ²
Propriétés de rigidité		
Module d'élasticité parallèle au fil, valeur moyenne	E_{mean}	11 000 N/mm ²
Module d'élasticité parallèle au fil, valeur caractéristique	$E_{0,05}$	7 400 N/mm ²
Module d'élasticité perpendiculaire au fil, valeur moyenne	$E_{90,mean}$	370 N/mm ²
Module de cisaillement, valeur moyenne	G_{mean}	690 N/mm ²
Module de cisaillement, valeur caractéristique Note : valeur obtenue de manière analogue à la valeur moyenne, voir NF EN 338 Annexe A	$G_{0,05}$	460 N/mm ²
Masse volumique		
Masse volumique, valeur moyenne	ρ_{mean}	420 kg/m ³
Masse volumique, valeur du fractile 5 %	ρ_k	350 kg/m ³

Tableau 1-2 : Tableau des caractéristiques mécaniques pour la classe de résistance C24

Les valeurs caractéristiques de résistance sont définies pour du bois stabilisé à 20 °C et 65 % d'humidité relative de l'air, ce qui correspond à 12 % d'humidité du bois pour la plupart des résineux (NF EN 384).

Facteur de hauteur :

- Flexion : si la hauteur < 150 mm, la résistance en flexion, $f_{m,k}$, peut être augmentée du facteur k_h
- Traction : si la plus grande dimension de la section < 150 mm, la résistance en traction, $f_{t,0,k}$, peut être augmentée du facteur k_h

$$\text{où } k_h = \min \begin{cases} \left(\frac{150}{h}\right)^2 \\ 1,3 \end{cases}$$

Formule (3.1)
EN 1995-1-1

1.2.1.2 Matériaux reconstitué à base de bois

▪ **Bois lamellé-collé, BLC**

Les bois lamellés-collés doivent être produits en conformité avec la future norme harmonisée prEN 14080. Pour les hauteurs en flexion et les largeurs en traction inférieures à 600 mm, les résistances correspondantes peuvent être augmentées conformément à l'Eurocode 5.

§ 3.3, règle (3)
EN 1995-1-1

▪ **Lamibois, LVL**

Les lamibois doivent être produits en conformité avec la norme harmonisée EN 14374. Les résistances en flexion et en traction peuvent être multipliées par le facteur de correction correspondant, conformément à l'Eurocode 5 et ce en fonction de la hauteur et de la longueur de référence.

§ 3.4, règles (3) et (4)
EN 1995-1-1

▪ **Bois massifs aboutés, BMA**

Les bois aboutés ne sont admis que dans le cas où la réalisation et la qualité des aboutages collés sont conformes à la norme européenne EN 385 et/ou à la future norme harmonisée européenne.

▪ **Bois massifs reconstitués, BMR**

Les BMR ne sont admis que dans le cas où leur fabrication est effectuée conformément à la future norme prNF P 52-010.

1.2.2 Caractéristiques des assembleurs

Les matériaux des assembleurs doivent être anti-corrosion ou protégés contre la corrosion conformément à l'Eurocode 5.

Tableau 4.1
EN 1995-1-1

1.2.2.1 Connecteurs métalliques : plaques embouties et plaque à trous

Les connecteurs métalliques doivent être conformes à la norme harmonisée européenne prEN 14545.

1.2.2.2 Equerres, boîtiers et autres assembleurs tridimensionnels

Ils doivent relevés d'un Agrément Technique Européen.

1.2.2.3 Assembleurs type tige (pointes, boulons, etc.)

Les organes d'assemblage de type tige doivent être conformes à la norme harmonisée européenne prEN 14592.

1.2.2.4 Gousset contreplaqué

Le matériau utilisé doit être conforme à la norme harmonisée européenne NF EN 13986.

2 RÉFÉRENCES NORMATIVES ET RÉGLEMENTAIRES

2.1 Références normatives

- NF EN 14250 Structures en bois - Exigences des produits relatives aux éléments de structure préfabriqués utilisant des connecteurs à plaque métallique emboutie
(Indice de classement : P21-387)
- NF P 21-203-1 Travaux de bâtiment - Charpentes et escaliers en bois
Partie 1 : Cahier des clauses techniques (Référence DTU 31.1)
- NF P 21-205-1-2 Charpentes en bois assemblées par connecteurs métalliques ou goussets
Partie 1-2 : Critères de choix des matériaux) (Référence DTU 31.3)
- NF P 21-205-2 Charpentes en bois assemblées par connecteurs métalliques ou goussets
Partie 2 : Règles de conception et de calcul (Référence DTU 31.3)
- NF P 68-202 Travaux de bâtiment - Plafonds suspendus en éléments de terre cuite - Cahier des charges
(Référence DTU 25.231)
- NF EN 1990 Eurocodes structureaux - Bases de calcul des structures
(Indice de classement : P06-100-1)
- NF EN 1991-1-1 Eurocode 1 - Actions sur les structures
Partie 1-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments
(Indice de classement : P06-111-1)
- NF EN 1991-1-2 Eurocode 1 - Actions sur les structures
Partie 1-2 : Actions générales - Actions sur les structures exposées au feu
(Indice de classement : P06-112-1)
- NF EN 1991-1-3 Eurocode 1 - Actions sur les structures
Partie 1-3 : Actions générales - Charges de neige
(Indice de classement : P06-113-1)
- NF P 06-111-2 Eurocode 1 - Bases de calcul des structures - Annexe nationale à l'EN 1991-1-1
- NF EN 1995-1-1 Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois
Partie 1.1 : Généralités – Règles communes et règles pour les bâtiments
(Indice de classement : P 21-711-1)
- NF P 21-711-2 Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois
Partie 1-1 : Généralités - Règles communes et règles pour les bâtiments
Annexe nationale à l'EN 1995-1-1
- NF EN 1995-1-2 Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois
Partie 1.2 : Généralités - Calcul des structures au feu
(Indice de classement : P21-712-1)
- NF P 21-712-2 Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois
Partie 1-2 : Généralités - Calcul des structures au feu - Annexe nationale à l'EN 1995-1-2
- NF EN 1998-1 Eurocode 8 - Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance au séisme
Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments
(Indice de classement : P06-030-1)

- DTU P 92-703 Règles Bois Feu 88 : Méthode de justification par le calcul de la résistance au feu des structures en bois
- prEN 14545 : Structures en bois - Connecteurs - Exigences
- prEN 14592 : Structures en bois - Eléments de fixation - Exigences
- NF EN 385 : Aboutages à entures multiples dans les bois de construction - Exigences de performances et prescriptions minimales de fabrication
(Indice de classement : P 21-360)
- ETAG 001 : Chevilles métalliques pour béton
- ETAG 015 : Connecteurs tridimensionnels de structure bois
- Pr NF EN 517 : Accessoires préfabriqués pour couverture - Crochets de sécurité

2.2 Références réglementaires

DPC 89/106/CEE : Directive européenne relative aux produits de construction

3 ACTIONS

De manière générale, la détermination des actions et des combinaisons d'actions n'est pas traitée dans le présent document. Les règles concernées sont exposées dans le manuel d'application intitulé Tronc Commun.

Sont présentés dans le présent chapitre, des cas particuliers de chargement pouvant concerner la charpente industrialisée.

3.1 Charge d'exploitation pour toitures inaccessibles (catégorie H)

3.1.1 Généralités

On entend par charge d'exploitation pour les toitures inaccessibles la charge d'entretien ou de réparation pour laquelle on tient compte du matériel spécifique ainsi que des effets dynamiques.

Elle est déterminée conformément à l'Annexe Nationale de l'Eurocode 1 (NF P 06-111-2).

Elle peut être répartie ou concentrée, sans être appliquées simultanément (**Tableau 3-1**).

La charge concentrée peut être répartie sur deux éléments de structures (fermes).

Type de toiture	q_k (kN/m ²)	Q _k (kN)
Toiture de pente inférieure à 15 % recevant une étanchéité	0,8	1,5
Autres toitures	0	1,5

Tableau 3-1 : Valeur de la charge d'entretien ou de réparation

3.1.2 Arbalétriers

La charge d'entretien ou de réparation n'est pas combinée avec une action climatique.

3.1.3 Entraits

La charge d'entretien ou de réparation doit être combinée avec les actions climatiques.

Comme aucun facteur de combinaison, ψ_0 , n'est défini dans l'Eurocode 0, elle doit être considérée comme la charge variable dominante dans les combinaisons d'actions.

La charge d'entretien ou de réparation s'applique lorsque la hauteur libre est au moins égale à 1,20 m (**Figure 3-1**).

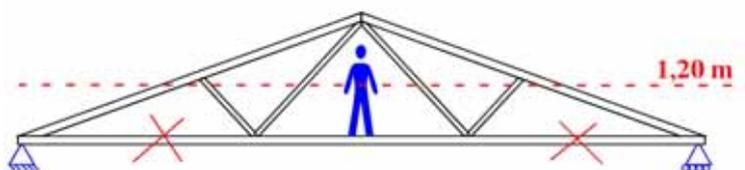


Figure 3-1 : Hauteur libre de passage

3.2 Dispositifs de sécurité

3.2.1 Crochet de sécurité

3.2.1.1 Généralités

On entend par crochet de sécurité, au sens de la norme NF EN 517, « un élément de construction situé sur la surface de toit en pente et servant à la sécurité des personnes ainsi qu'à la fixation des charges lors des travaux de maintenance et d'entretien ».

Dans tous les cas, les crochets de sécurité doivent être conformes aux essais décrits au paragraphe 7 de la NF EN 517 leur prévoyant aussi des tests dynamiques.

3.2.1.2 Définition des types de crochets

- **Types A** : crochets de sécurité pour l'absorption des forces de traction qui agissent en direction de la ligne de la plus grande pente du toit (axe y). On considère alors que la chute est suivie d'un rapide positionnement en point bas selon la gravité et que le crochet n'a qu'un sens de sollicitation.
- **Types B** : crochets de sécurité pour l'absorption des forces de traction qui agissent selon deux directions orthogonales **dans le plan du versant (Figure 3-2)** :
 - direction descendante de la ligne de plus grande pente (axe y),
 - direction montante de la ligne de plus grande pente (axe y),
 - direction perpendiculaire à la ligne de plus grande pente (axe x).

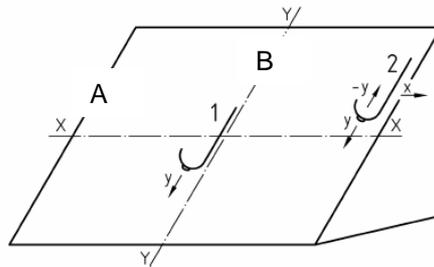


Figure 3-2 : Définition des types de crochets

3.2.1.3 Actions à prendre en compte

La charge de crochet de sécurité est une action accidentelle.

Elle n'est pas combinée avec une action climatique ni avec une autre charge d'entretien.

Le système de fixation du crochet et son support doivent être vérifiés au minimum pour les efforts suivants :

- Pour les types A : $Q_y = 5 \text{ kN}$
- Pour les types B : $\begin{cases} Q_y = 5 \text{ kN} \\ Q_x = 5 \text{ kN} \end{cases}$

3.2.1.4 Ancrage des fermes

Il n'est généralement pas possible d'identifier par avance les fermes destinées à recevoir les crochets de sécurité, aussi est-il nécessaire de toutes les vérifier vis-à-vis de l'effort défini ci-dessus. Il est possible de faire valoir la notion la rigidité transversale induite par les divers éléments de stabilisation, afin d'optimiser le dimensionnement des fixations des fermes.

Dans le cas où les fermes recevant les crochets de sécurité sont clairement identifiées, elles doivent être spécifiquement dimensionnées.

De manière générale, les crochets de sécurité sont à positionner sur les fermes capables de transmettre directement l'effort à l'infrastructure et non sur les éléments secondaires de type : triangles de pénétration, éléments de remplissage, empannons chevrons, échelles de pignon, etc.

3.2.2 Ligne de vie

La mise en oeuvre de lignes de vie sur les éléments de charpente industrialisée n'est pas recommandée. En effet les éléments de stabilité usuels ne permettent pas le transfert des efforts induits par ces dispositifs de sécurité.

Les lignes de vie peuvent néanmoins être utilisées si une étude spécifique est réalisée.

3.3 Report de charges

Les charges ponctuelles (amenées par d'autres fermes, chevêtres ou équipements tels que des conduits de fumées) doivent être entrées en données comme telles et décomposées par action.

3.4 Autres sollicitations

Certaines fonctions ou sollicitations autres que celles traitées dans le présent chapitre peuvent être imposées à la charpente. Elles doivent alors être explicitées par les documents particuliers du marché.

Il s'agit notamment des aspects suivants :

- Exigences particulières sur les flèche à respecter en fonction de certains matériaux associés (voir DTU correspondant, wtot2 selon AN Eurocode 0) ou/et de documents particuliers de marchés (wtot3 selon ANEurocode 0)
- sollicitations particulières prévisibles en matière de transport, manutention et/ou mise en oeuvre
- Les parties d'ouvrage à stabiliser et/ou à porter par la charpente (longs-pans, pignons, conduits de cheminée, cloisons mobiles, etc.)
- sollicitations dynamiques alternées ou non (autre que séisme)
- Exigences en matière de stabilité au séisme
- Exigences en matière de sécurité incendie
- Une définition précise de performance, sollicitation et/ou de critère de déformation est alors nécessaire dans les pièces du marché.

Une définition précise de performance, sollicitation et/ou de critère de déformation est alors nécessaire.

4 MODÉLISATION DES FERMES

4.1 Généralités

Les calculs sont conduits avec les hypothèses décrites au paragraphe 4.2 correspondant, entre autres, aux règles des § 5.4.1 et 5.4.2 de l'EN 1995-1-1 (les règles, contenues dans le § 5.4.3 de l'EN 1995-1-1, pour une analyse simplifiée des fermes assemblées par connecteurs métalliques ne sont pas considérées comme représentatives de la pratique et ne sont donc pas considérées dans le présent document).

Les sections de calcul doivent correspondre aux sections finales tenant compte du retrait conformément à l'Annexe Nationale de l'Eurocode 5.

4.2 Hypothèses de calcul

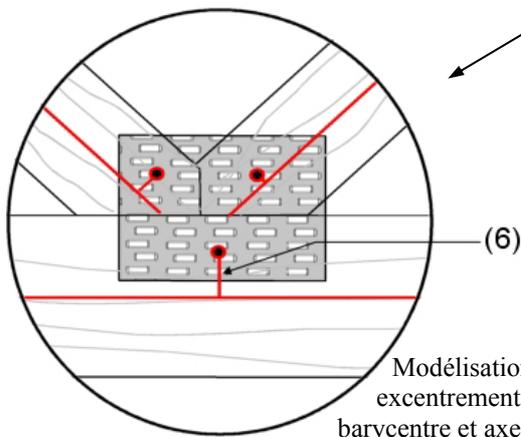
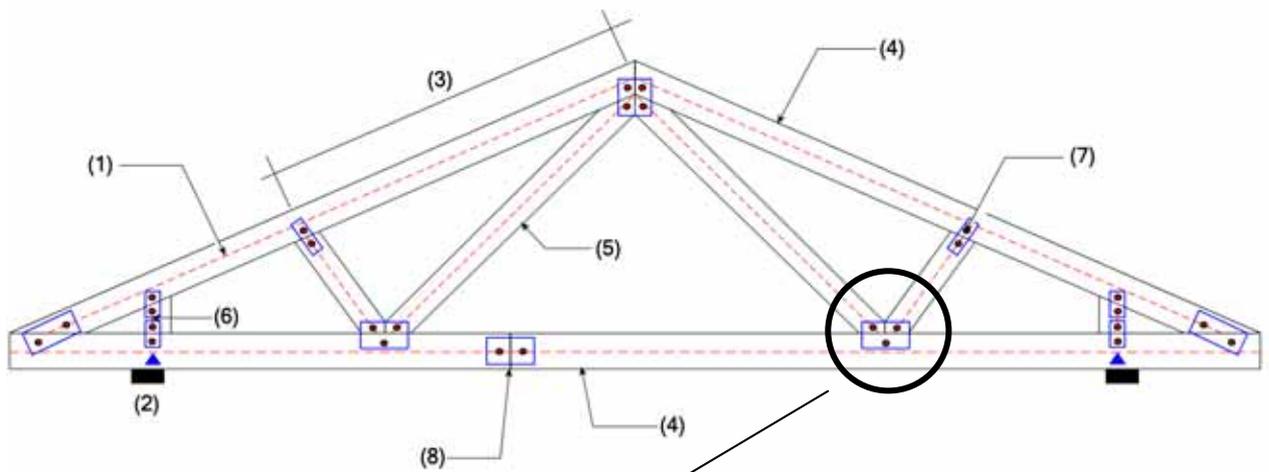
Il est convenu que l'on retient, pour le schéma statique, les hypothèses suivantes :

- Ligne d'épure à l'axe de toutes les barres.
Les longueurs de l'élément et de chargement sont prises égales à la longueur réelle à l'axe.
- Prise en compte de la rigidité de l'assemblage pour plaque métallique emboutie (voir NOTE ci-dessous)
 - Surface d'ancrage (Influence des dimensions de la plaque sur la modélisation de la ferme).
 - Glissement d'assemblage (Valeur de K_{ser} (ELS) selon la EN 14545 et K_u (ELU) selon EN 1995-1-1)
 - Prise en compte de la rigidité de l'assemblage pour gousset à base de bois ou plaque perforées: (voir NOTE ci-dessous)
 - Nombre d'assembleur de type de tige (pointes, vis, boulons, etc.)
 - Glissement d'assemblage par assembleur (Valeur de K_{ser} (ELS) et K_u (ELU) à prendre selon l'EN 1995-1-1)
- L'influence de l'excentrement, entre le barycentre de la surface d'ancrage et l'axe de l'élément, doit être pris en compte dans le modèle (par exemple élément de barre fictive) (**Figure 4-1**). Les barres fictives dans le bois sont créées dès lors que l'excentricité est supérieure à 5 mm. Elles ont une rigidité infinie.
- Modélisation des appuis : voir paragraphe 4.3.1.
- Conformément à EN 14250, des jeux minimum étant définis, le contact bois-bois est pris en compte aux vérifications ELU.
- Prise en compte du glissement d'assemblage de chantier avec le module de glissement K_{ser} (ELS) et K_u (ELU) de l'EC5, des organes de type tige correspondants (pointes, boulons).
- Possibilité d'écrêter les moments pour la vérification aux ELU.
- Prise en compte éventuelle des contacts bois bois modélisés par des barres fictives, sous réserve d'une validation de règle professionnelle.

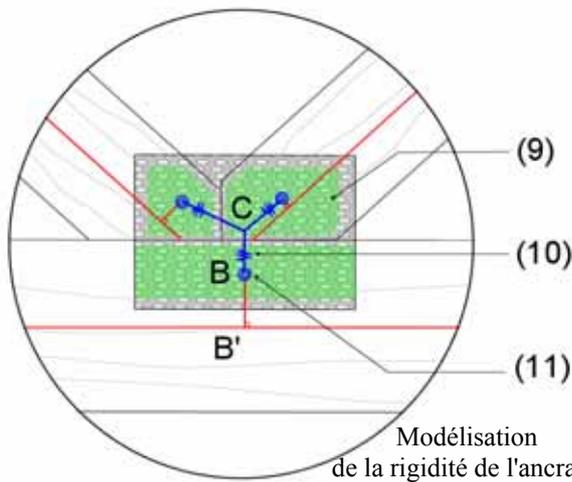
§ 2.2.2, (2) et
Tableau 7.1
EN 1995-1-1

Note :

Introduction d'un élément ressort pour modéliser la rigidité de la surface d'ancrage (translation dans les deux directions et rotation dans le plan)



- (1) Ligne d'épure
- (2) Appui
- (3) Travée
- (4) Élément externe
- (5) Élément interne
- (6) Barre fictive
- (7) Centroïde de l'ancrage
- (8) Point d'inflexion



- (9) Aire efficace d'ancrage
- (10) Raideur d'ancrage en translation
- (11) Raideur d'ancrage en rotation

- C : Centre géométrique du connecteur
- B : Barycentre de la surface d'ancrage de l'entrait
- B' : Projection perpendiculaire sur la fibre neutre de point B

Figure 4-1 : Exemple de représentation schématique de la modélisation avec prise en compte des excentricités

4.3 Positions et modélisations des appuis

4.3.1 Modélisation de l'appui

4.3.1.1 Choix de la barre d'appui

Lorsque l'appui est en contact avec l'arbalétrier et l'entrait, un choix doit être fait pour l'élément sur lequel l'appui sera placé.

Pour aide à la décision, la méthode suivante est proposée.

L'appui sera placé sur l'entrait si la condition suivante est respectée : **la zone de dispersion du barycentre d'entrait est en contact avec la zone d'efficacité de l'appui (Figure 4-2).**

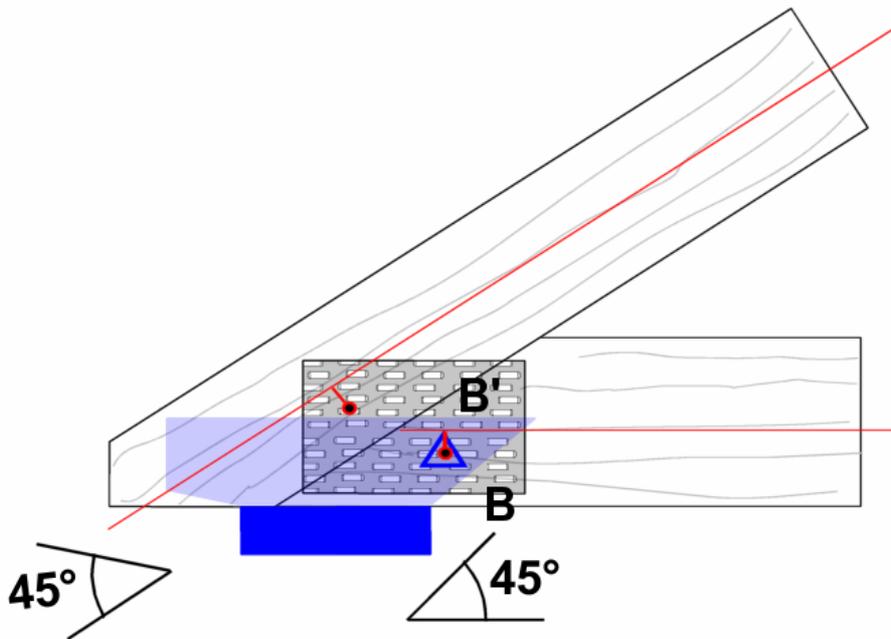


Figure 4-2 : Zone de dispersion du barycentre d'entrait en contact avec la zone d'efficacité de l'appui

4.3.1.2 Modélisation du décalage d'appui sur entrait

On distingue deux cas de figure pour la modélisation du décalage d'appui :

1. La projection orthogonale du barycentre de la surface d'ancrage sur l'axe de l'entrait, point B', est à l'intérieur de la zone d'efficacité de l'appui (45°), ce qui implique :
 - l'appui est placé au point A qui est confondu avec le point B' sur l'axe de l'entrait (Figure 4-3),
 - une barre fictive est créée entre B et A.

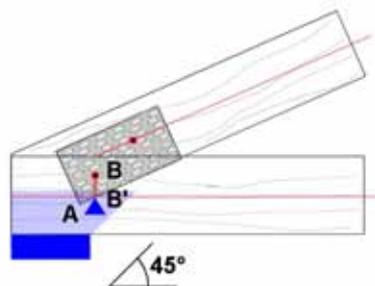


Figure 4-3 : Appui au droit du barycentre

2. La projection orthogonale de B sur l'axe d'entrait point B' est à l'extérieur de la zone d'efficacité de l'appui (45°), ce qui implique :
 - l'appui est placé au point A qui est en limite de la zone d'efficacité de l'appui sur la fibre neutre de l'entrait,
 - le point B' est créé : projection orthogonale de B sur l'axe d'entrait (**Figure 4-4**),
 - une barre fictive est créée entre B et B' (**Figure 4-4**).

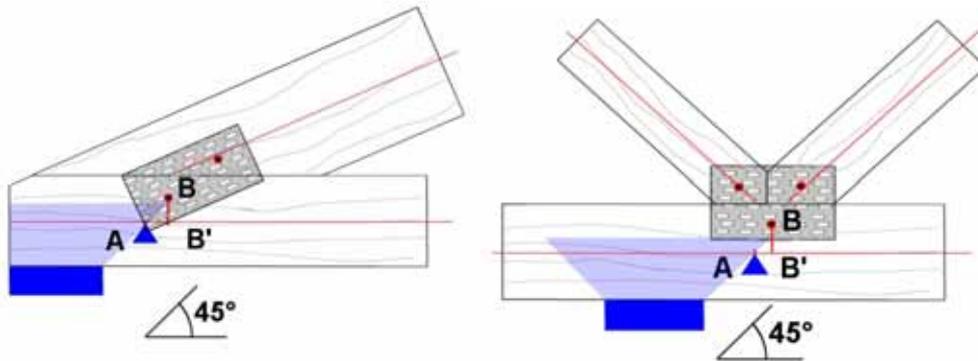


Figure 4-4 : Appui en limite de la zone d'efficacité

Dans tous les cas de décalages, la vérification par calcul doit porter aussi sur les contraintes de flexion et de cisaillement.

Commentaire en cas de cisaillement excessif :

Il est recommandé de revoir la conception (par ex. changement de position du connecteur) au lieu de surdimensionner l'entrait.

4.3.1.3 Modélisation du décalage d'appui sur arbalétrier

La méthode suivante est proposée.

1. L'appui est placé au point A (**Figure 4-5**) qui est l'intersection entre :
 - l'axe de l'arbalétrier,
 - une ligne partant du nu intérieur de l'appui avec un angle de 45° par rapport au fil de l'arbalétrier.

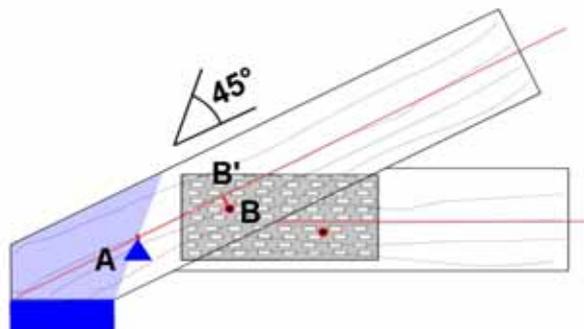


Figure 4-5 : Appui placé au point A

2. L'appui est placé au point B (**Figure 4-6**) lorsque la projection orthogonale du barycentre de la surface d'ancrage C sur l'axe de l'arbalétrier est à l'intérieur de la zone d'efficacité de l'appui (45°).

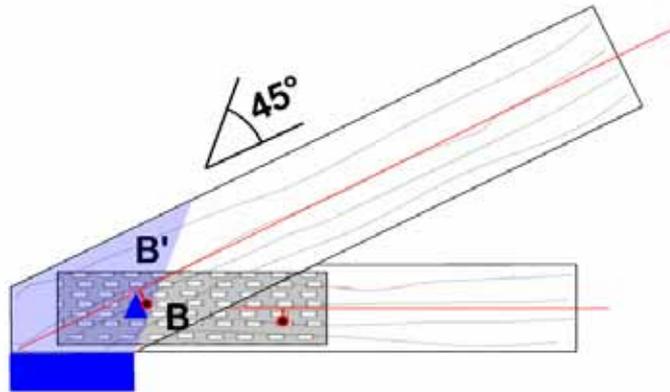


Figure 4-6 : Appui placé au point B

4.3.1.4 Modélisation de l'écoinçon

Le module d'élasticité de la barre modélisant l'écoinçon peut être défini de deux manières suivant son mode d'assemblage à l'arbalétrier et à l'entrait :

- L'écoinçon est assemblé avec deux paires de connecteurs, le module d'élasticité de la barre est le module perpendiculaire aux fibres : $E = E_{90,mean}$ (**Figure 4-7**).
La largeur de cette barre fictive, L , est égale à la longueur de la barre fictive.

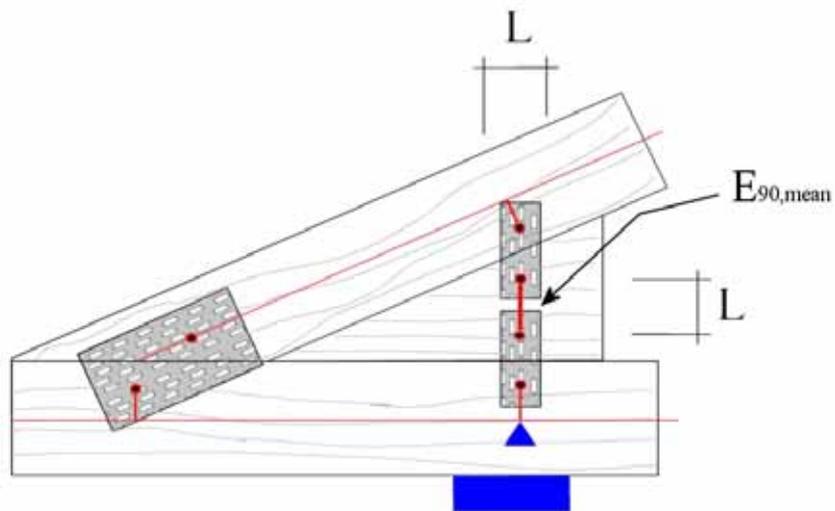


Figure 4-7 : Ecoinçon assemblé avec deux paires de connecteurs

- L'écoinçon est assemblé avec une seule paire de connecteurs, le module d'élasticité de la barre peut être pris comme infini (**Figure 4-8**). Les glissements représentent seuls la raideur du système « ancrage arbalétrier – connecteur – ancrage entrait ».

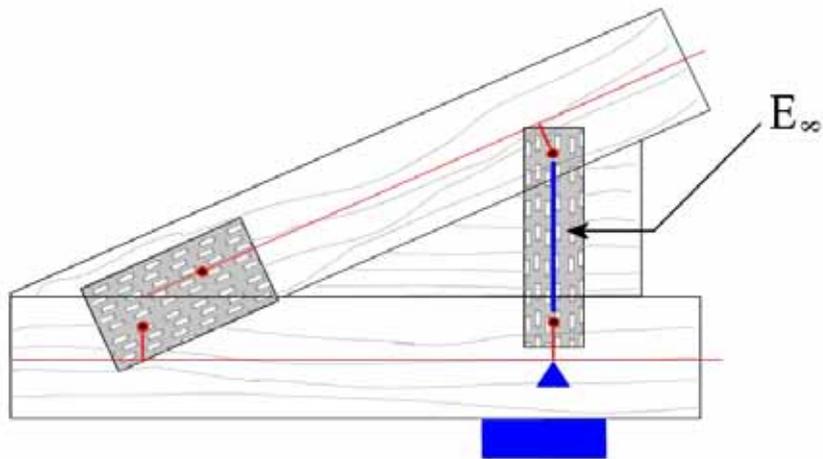


Figure 4-8 : Ecoinçon assemblé avec une seule paire de connecteurs

4.3.2 Reprises d'arrachement dans le cas d'appuis rapprochés

La transmission de couples à l'infrastructure (entraînant des efforts locaux d'arrachement d'ancrage) par deux appuis rapprochés, supposés rigides, n'est admise que si la condition suivante est satisfaite :

$$d \geq \max \begin{cases} h/3 \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Dans le cas contraire, on doit tenir compte de la rigidité des ancrages dans le modèle de calcul. La résistance, la rigidité et la fiabilité des dispositifs de reprise des efforts d'arrachement doivent être justifiées.

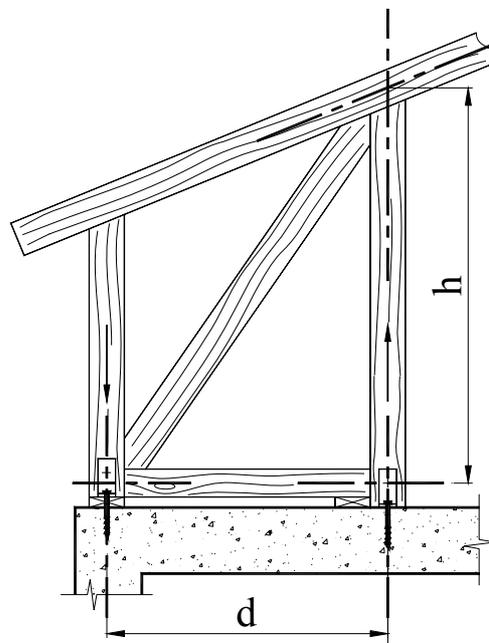


Figure 4-9 : Reprise d'arrachement

4.3.3 Technologie des appuis

Pour les appuis roulants, on admet l'emploi d'appareils d'appuis de technologie simple (équerres, boîtiers) si la condition suivante est respectée : $u_{\text{appui}} \leq 5 \text{ mm}$

avec

u_{appui} déplacement de l'appui sous le cas de charge ELS le plus défavorable

Cette simplification n'est admissible que sous réserve que la portée entre appuis de la ferme n'excède pas 18 m.

Dans tous les cas, les hypothèses de calcul, propres à chacun des appuis, doivent tenir compte des caractéristiques de rigidité des appareils d'appui.

4.4 Cas particuliers

4.4.1 Fermes dissymétriques (chien-assis)

Il s'agit des fermes de combles habitables prenant appui à deux niveaux différents (sablère haute de façade de lucarne et plancher inférieur par exemple), sollicitées par chargement vertical. Les poussées horizontales engendrées ne peuvent en général pas être reprises par l'infrastructure (**Figure 4-10**).

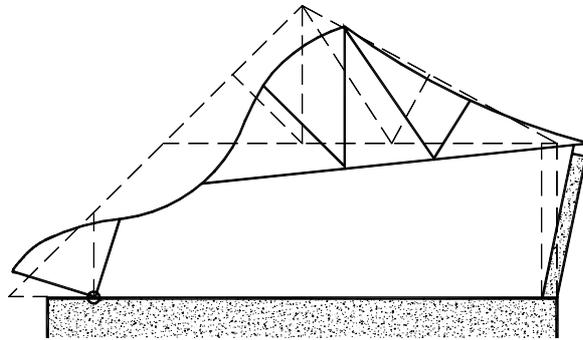


Figure 4-10 : Poussées horizontales sur une ferme dissymétrique

La mise en œuvre d'un dispositif de reprise de la poussée (poutre longitudinale dans le plan des entrants), d'une poutre longitudinale, dans le plan vertical, fournissant un appui supplémentaire aux fermes, ou toute combinaison des deux systèmes, est alors nécessaire. Le calcul doit être conduit selon le paragraphe 5.3. Des exemples de modélisation sont illustrés (**Figure 4-11** et **Figure 4-12**).

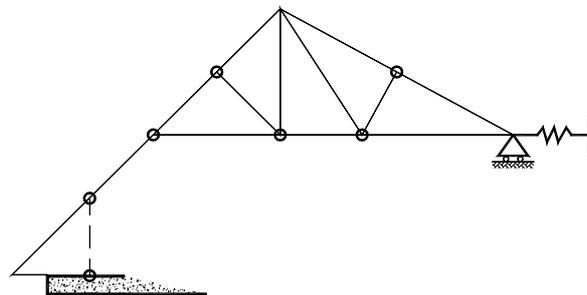


Figure 4-11 : Modélisation du dispositif pour la reprise d'effort horizontal

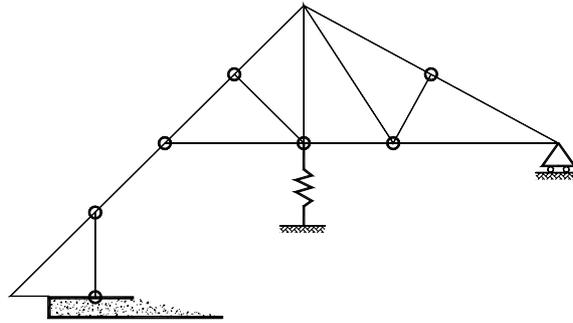


Figure 4-12 : Modélisation du dispositif pour la reprise d'effort dans le plan vertical

4.4.2 Fermes sur planchers peu rigides

Dans le cas des fermes sans entrain porteur, mises en œuvre sur les planchers dont la raideur ne peut pas être considérée comme très grande devant celle de la ferme (planchers en bois par exemple), les mesures suivantes sont nécessaires :

- les raideurs du plancher doivent être incorporées dans le modèle statique de la ferme (appui élastique, barre fictive, élément porteur du plancher équivalent, etc.),
- les raideurs des liaisons aux points d'appuis de la ferme doivent être incorporées dans le modèle (glissement d'assemblage, K_{ser} et K_u).

5 JUSTIFICATIONS

5.1 Barres

5.1.1 Généralités

Les éléments de ce présent paragraphe concernent essentiellement les règles (1), (3) et (6) du § 9.2.1 de l'EN 1995-1-1.

L'annexe nationale NF EN 1995-1-1/NA indique que « pour les calculs, les dimensions doivent être rapportées à 12% d'humidité (humidité de référence pour les propriétés mécaniques) quelle que soit la classe de service visée. Pour chaque dimension de section, le coefficient de correction β_{90} est de 0,25% , par % de variation d'humidité. » Les propriétés mécaniques des bois massifs de section rectangulaire (conformes à la NF EN 14081-1) sont fournies par la NF EN 338. Les propriétés des bois lamellés (conformes à la NF EN 14080) sont fournies par la NF EN 1194.

NOTE 1

Méthode de calcul des sections à 12 %.

Soit D_{ref} la dimension (épaisseur ou hauteur) connue de l'élément à H_{ref} % d'humidité.

Soit D la dimension cherchée de l'élément à 12 % d'humidité.

On a : $D = D_{ref} \times [1 - \beta_{90} \times (H_{ref} - 12)]$; avec : $\beta_{90} = 0,0025$ (coefficient issu de la NF EN 336)

NOTE 2

Exemple : élément dont la section est de $36 \times 97 \text{ mm}^2$ à 20 % d'humidité.

Épaisseur à 12 % = $36 \times [1 - 0,0025 \times (20 - 12)] = 35,28 \text{ mm}$.

Largeur à 12 % = $97 \times [1 - 0,0025 \times (20 - 12)] = 95,06 \text{ mm}$.

Dans les calculs aux ELU (résistances) et aux ELS (déformations), la section à utiliser pour le calcul de cet élément est de $35,28 \times 95,06 \text{ mm}^2$

5.1.2 Vérification ELU des barres

Les barres doivent être vérifiées conformément aux règles du chapitre 6 de l'EN 1995-1-1, à celles citées au paragraphe précédent et à la règle (3) du § 9.2.2 de l'EN 1995-1-1.

Effet système :

L'effet système, qui majore la résistance, peut être pris en compte par le coefficient k_{sys} , égal à 1,1 dès lors que :

- il existe au moins trois fermes,
- l'entraxe n'excède pas 1,20 m,
- les supports de couverture (par exemple liteaux ou panneaux) sont continus sur au moins deux entraxes et sont assemblés en quinconce.

§ 6.6 (1)–(3)
EN 1995-1-1

5.1.3 Longueurs de flambement

5.1.3.1 Flambement dans le plan de la ferme

Pour les barres périphériques, la longueur de flambement est la longueur d'épure de la barre entre 2 nœuds multipliée par 0,8, avec les conditions suivantes :

- barres continues sur deux travées au moins,
- barres avec une charge répartie (génératrice de flexion).

Pour la vérification des barres internes comprimées, la longueur totale de la barre est retenue.

Cas particulier :

Pour les fermes totalement triangulées et si les éléments ne sont pas chargés dans leur plan entre 2 nœuds, la longueur efficace de flambement est la longueur de travée (**Figure 5-1**).

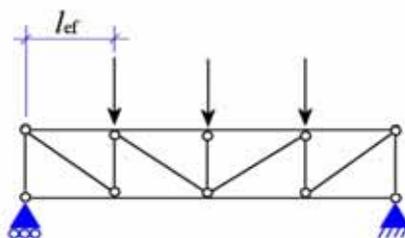


Figure 5-1 : Fermes totalement triangulées non chargées entre deux noeuds

5.1.3.2 Flambement hors plan – Cas général

Pour la vérification des barres internes comprimées, la longueur totale de la barre est retenue, sauf si elle est maintenue par une ou plusieurs lisses ou tout autre dispositif d'antiflambement.

Pour la vérification des barres périphériques comprimées (arbalétriers notamment), la longueur de flambement hors plan, l_{ef} , est définie comme suit :

$$l_{ef} = c \times e$$

où

- e • antiflambement de type A (définition paragraphe 5.4.2.1)
 e = entraxe des fermes
 (limite maxi entraxe des éléments de rappel : paragraphe 5.4.2.1)
- antiflambement de type B et C (définition paragraphes 5.4.2.2 et 5.4.2.3) :
 e = entraxe des éléments de rappel
- c coefficient dépendant de la portée (**Figure 5-2**).

On entend ici par « portée », la plus grande distance entre deux appuis consécutifs (pris en compte dans le calcul) de la ferme étudiée (**Figure 1-1**).

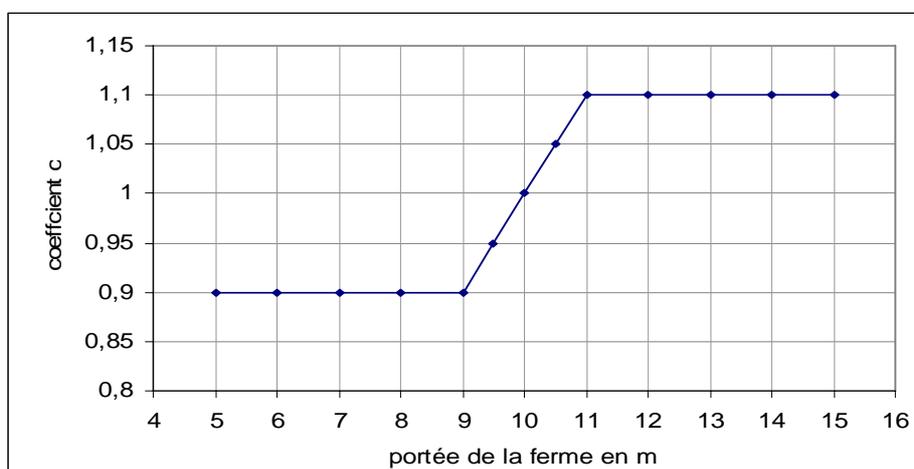


Figure 5-2 : Coefficient pour la longueur de flambement hors du plan

Lorsque l'antiflambement est assuré par des panneaux supports de couverture cloués directement sur les fermes, l_{ef} est égal à :

$$l_{ef} = 1,1 \times d$$

où

d : distance entre points de fixation sur l'arbalétrier.

La méthodologie de justification de ces dispositifs d'antiflambement est donnée au paragraphe 5.4.

Lors de la vérification du flambement hors plan des barres composées (par exemples fermes multiples), il est recommandé d'appliquer l'Annexe B ou C de l'Eurocode 5 pour le calcul de l'inertie efficace, I_{ef} .

5.1.3.3 Flambement hors plan – Barre de rehausse

Rehausse d'arbalétrier (Figure 5-3) :

La longueur de flambement de la rehausse sera le maximum entre :

- entraxe des organes de liaisons (connecteurs), d_c
- longueur de flambement de l'arbalétrier, $l_{ef,arba,y}$

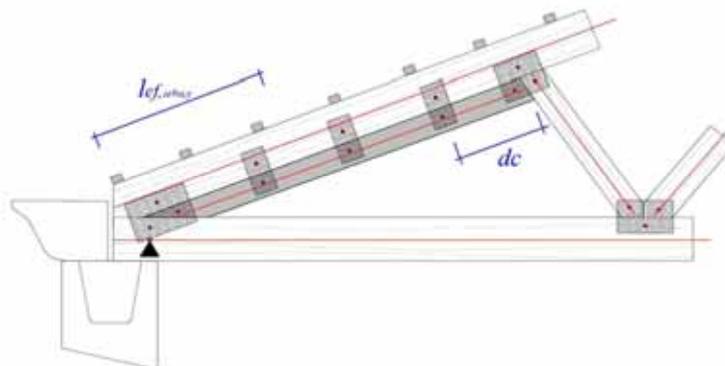


Figure 5-3 : Longueurs de flambement de la barre de rehausse

Rehausse des autres barres :

La longueur de flambement de la rehausse sera le maximum entre :

- entraxe des organes de liaisons (connecteurs), d_c
- l'entraxe des éléments de rappel (lambourdes, entretoises, lisses filantes, etc.)

5.1.4 Déversement

Pour les pièces fléchies, la vérification du déversement est effectuée par calcul selon la règle 6.3.3 de l'Eurocode 5. Pour l'application de cette règle, la présence des éléments latéraux et secondaires peut être prise en compte dans l'étude.

Pour les entrails porteurs (combles aménageables), outre la règle précédente, on doit disposer des files d'entretoises avec l'espacement minimum défini dans le DTU 31.1.

5.2 Assemblages

5.2.1 Généralités

Les éléments de ce présent paragraphe correspondent essentiellement aux règles (7) et (8) du paragraphe 9.2.1 de l'EN 1995-1-1.

L'écartement moyen entre les pièces de bois assemblées ne doit pas excéder 1,5 mm, conformément à l'Eurocode 5 et à la norme NF EN 14250.

5.2.2 Règles générales

5.2.2.1 Vérification ELU

L'effet système peut être pris en compte tel que défini dans le paragraphe 5.1.2.

Pour le calcul des résistances, les vérifications de l'ancrage et du connecteur lui-même, les règles du paragraphe 8.8 de l'EN 1995-1-1 s'appliquent.

Les dimensions et positions des connecteurs doivent satisfaire à toutes les combinaisons d'actions.

Pour la vérification de la surface de contact de l'ancrage, on soustrait la tolérance de positionnement, définie dans la norme NF EN 14 250, à l'aire efficace (A_{ef}) définie dans la norme NF EN 1995-1-1:2005 (8.8.2 (1)).

Pour la prise en compte du contact bois-bois selon l'Eurocode 5, il convient, lors de la vérification de du connecteur, de considérer la moitié de la composante de l'effort de compression perpendiculaire à la surface de contact.

Pour tenir compte des efforts de manutention pendant la fabrication, le transport et la pose, les connecteurs doivent être capables de reprendre un effort $F_{r,d}$ dans n'importe quelle direction du plan de la ferme :

$$F_{r,d} = 1,0 + 0,1 L$$

où

$F_{r,d}$ est en kN

L est la longueur globale de la ferme en m.

§ 8.8.5.1, (3)
EN 1995-1-1

§ 9.2.1, (8)
EN 1995-1-1

5.2.2.2 Vérifications ELS

On doit tenir compte des glissements d'assemblages dans le calcul des déformations.

Les modules de glissement, K_{ser} , des assemblages sont évalués sur la base de résultats d'essai (NF EN 14545, NF EN 1075). Le fluage des assemblages est supposé égal à celui des bois assemblés.

5.2.2.3 Règles constructives

Le recouvrement minimum du connecteur sur l'élément de bois, h_e (Figure 5-4), est au moins égal à :

$$\max \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ h/3 \end{cases} \quad \text{où } h \text{ est la hauteur de l'élément de bois}$$

§ 9.2.2, (4)
EN 1995-1-1

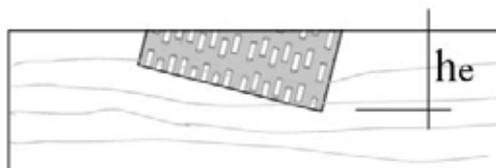


Figure 5-4 : Hauteur de recouvrement

Le recouvrement est donné « sur plan ». Il peut varier de la tolérance de positionnement, définie par la norme NF EN 14250 (10 mm).

5.2.2.4 Joints de transport ou de chantier

Les assemblages réalisés sur chantier doivent être dimensionnés (moments, efforts normaux et efforts tranchants) et indiqués dans le cadre de l'étude de la ferme et leurs caractéristiques mécaniques incorporées aux hypothèses de cette étude.

Ils doivent être étudiés selon 1995-1-1.

On tient compte des conditions particulières de préparation et de mise en œuvre sur chantier pour l'évaluation de leur comportement mécanique.

Lorsque l'on ne peut pas éviter la création de moments secondaires perpendiculaires au plan de ferme, on étudie les mesures à mettre en œuvre (contreventements, antiflambements) pour en éliminer les conséquences néfastes.

5.2.3 Vérifications locales

5.2.3.1 Traction axiale

La traction axiale induite par l'effort d'assemblage doit être vérifiée si la condition suivante est constatée :

$$h_e \leq \frac{h}{2}$$

où

h_e hauteur de recouvrement du connecteur (**Figure 5-4**)
 h hauteur de l'élément

La section de référence pour la vérification de la traction axiale est définie sur la **Figure 5-5**.

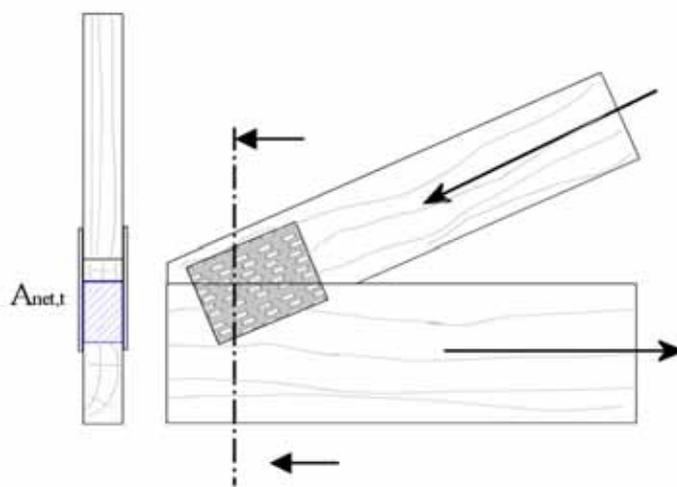


Figure 5-5 : Section de référence pour la vérification de la traction axiale

avec

$$F_{N,Ed,0} \leq A_{net,t} \times f_{t,0,d}$$

$F_{N,Ed,0}$ composante parallèle au fil de l'effort dans l'assemblage de l'entrait

$A_{net,t}$ section résiduelle perpendiculaire au fil

$f_{t,0,d}$ valeur de calcul de la résistance en traction dans le sens du fil

5.2.3.2 Traction transversale

La traction transversale doit être vérifiée selon les règles du paragraphe 8.1.4 de l'Eurocode 5 :

$$F_{v,Ed} \leq F_{90,Rd}$$

avec

$$F_{v,Ed} = \max \begin{cases} F_{v,Ed,1} \\ F_{v,Ed,2} \end{cases}$$

§ 8.1.4 (3)
EN 1995-1-1

où :

$F_{90,Rd}$ valeur de calcul de la capacité au fendage, N (voir ci-dessous)

$F_{v,Ed,1}, F_{v,Ed,2}$ valeurs de calcul des efforts tranchant de chaque côtés de l'assemblage (**Figure 5-7**)

Détermination de la valeur caractéristique de la capacité au fendage, $F_{90,Rk}$

$$F_{90,Rk} = 14bw \sqrt{\left(\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}} \right)}$$

avec :

$$w = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{w_{pl}}{100} \right)^{0,35} \\ 1 \end{array} \right.$$

où :

w facteur de modification
 h_e distance de rive chargée vis-à-vis du bord de la plaque (mm)
 h hauteur de l'élément bois (mm)
 b épaisseur de l'élément (mm)
 w_{pl} largeur de la plaque métallique emboutie parallèlement au fil (mm)
(Figure 5-6)

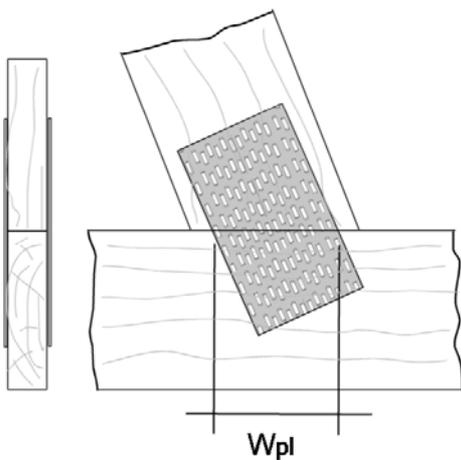


Figure 5-6 : Largeur de la plaque emboutie parallèle au fil

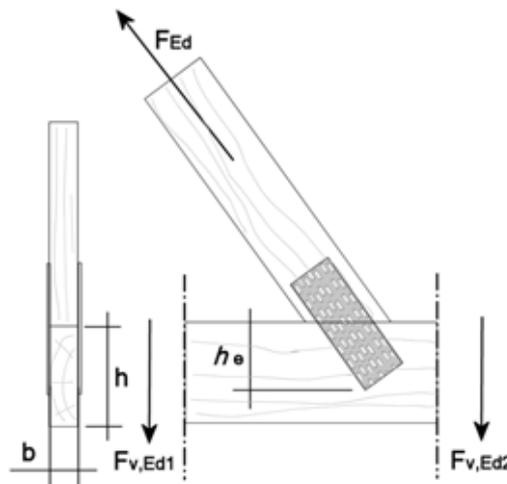


Figure 5-7 : Valeurs de calcul des efforts tranchants

5.2.4 Joints de continuité

5.2.4.1 Assemblage de continuité à une paire de connecteur

Les connecteurs utilisés dans les joints de continuité des barres périphériques auront au minimum les dimensions suivantes (**Figure 5-8**) :

- en hauteur : $0,6 \times h$ (h est la hauteur et de l'élément de bois)
- en longueur : $1,2 \times h$
- minimum : 72 x 150 mm

§ 9.2.2, (5)
EN 1995-1-1

Il est conseillé de privilégier le positionnement du joint de continuité au voisinage de l'emplacement théorique du point de moment nul sous charges réparties.

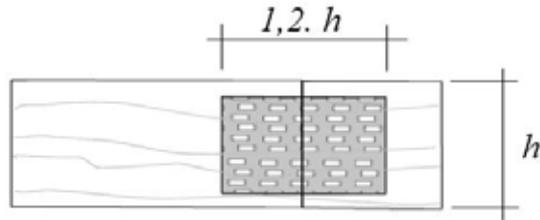


Figure 5-8 : Joint de continuité à une paire de connecteurs

5.2.4.2 Assemblage de continuité à une paire de connecteur à l'aide d'une cale

S'il n'existe pas de connecteur à la dimension du bois, l'assemblage peut être réalisé à l'aide d'un connecteur de dimension supérieure au bois (**Figure 5-9**), auquel cas une cale doit être mise en œuvre. Pour la vérification de la résistance du connecteur, on prendra une hauteur égale à la hauteur du bois diminuée des zones inefficaces des rives de bois, h_c (**Figure 5-10**).

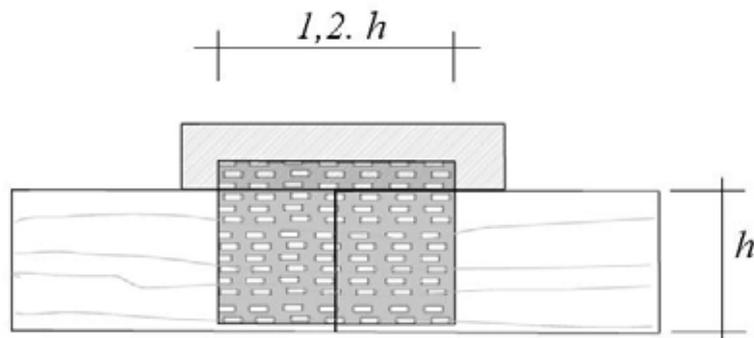


Figure 5-9 : Connecteur de hauteur supérieure à celle du bois

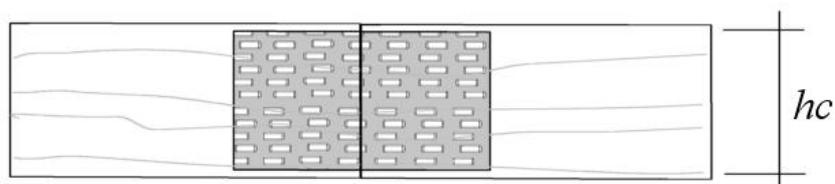


Figure 5-10 : Connecteur équivalent

5.2.4.3 Assemblages de continuité à deux paires de connecteurs

On admet d'assurer la continuité de l'élément par un joint connecté réalisé à l'aide de deux paires de connecteurs de dimensions identiques (**Figure 5-11**), sous la condition suivante : la hauteur totale h' de l'assemblage est au moins égale à 0,9 fois la hauteur des pièces.

Pour les bois de hauteur h inférieure à 250 mm à 20%, la longueur minimum des connecteurs est de $1,2 \cdot h$.

Pour les bois de hauteur supérieure à 250 mm à 20%, la longueur des connecteurs est issue du dimensionnement.

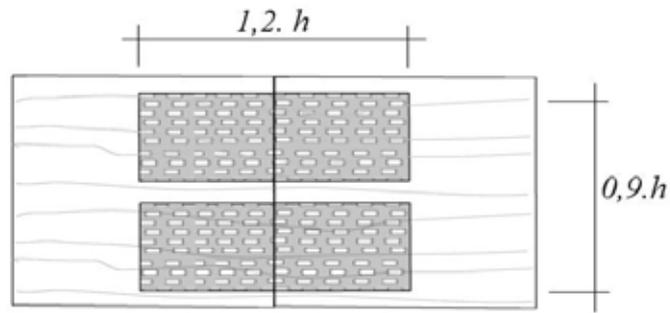


Figure 5-11 : Joint de continuité à deux paires de connecteurs

5.2.4.4 Assemblages de chantier

Tous les assemblages de chantier (et faisant appel à des plaques d'acier préperçées, goussets en contreplaqué cloués, fourrures en bois massif, boulons) doivent être étudiés et calculés selon les règles de EN 1995-1-1 et définis sur plan (voir **Figure 5-12** et **Figure 4-2**, ainsi que l'exemple de calcul traité).

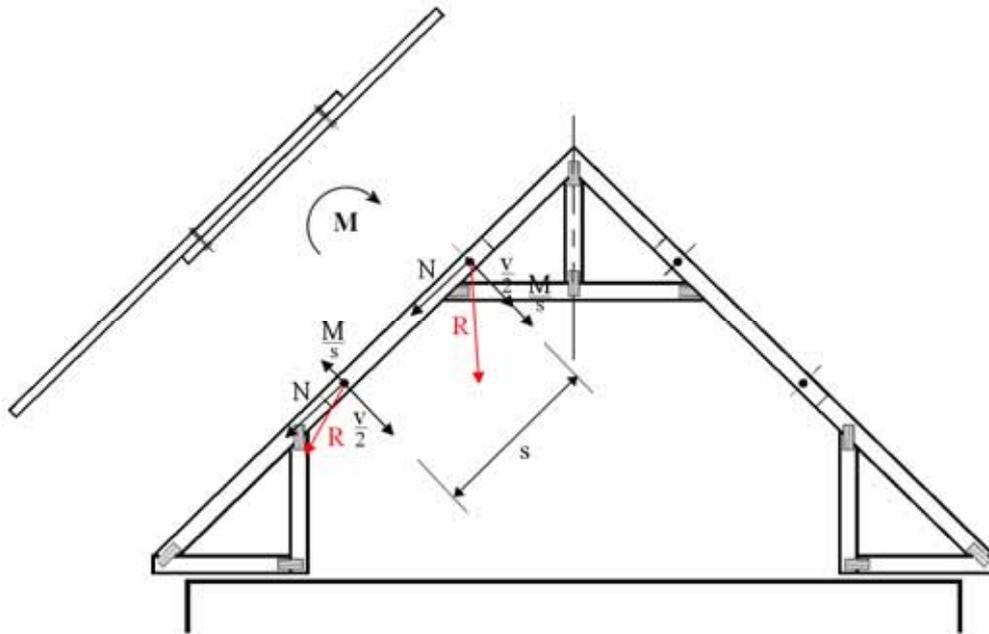


Figure 5-12 : Joints par recouvrement

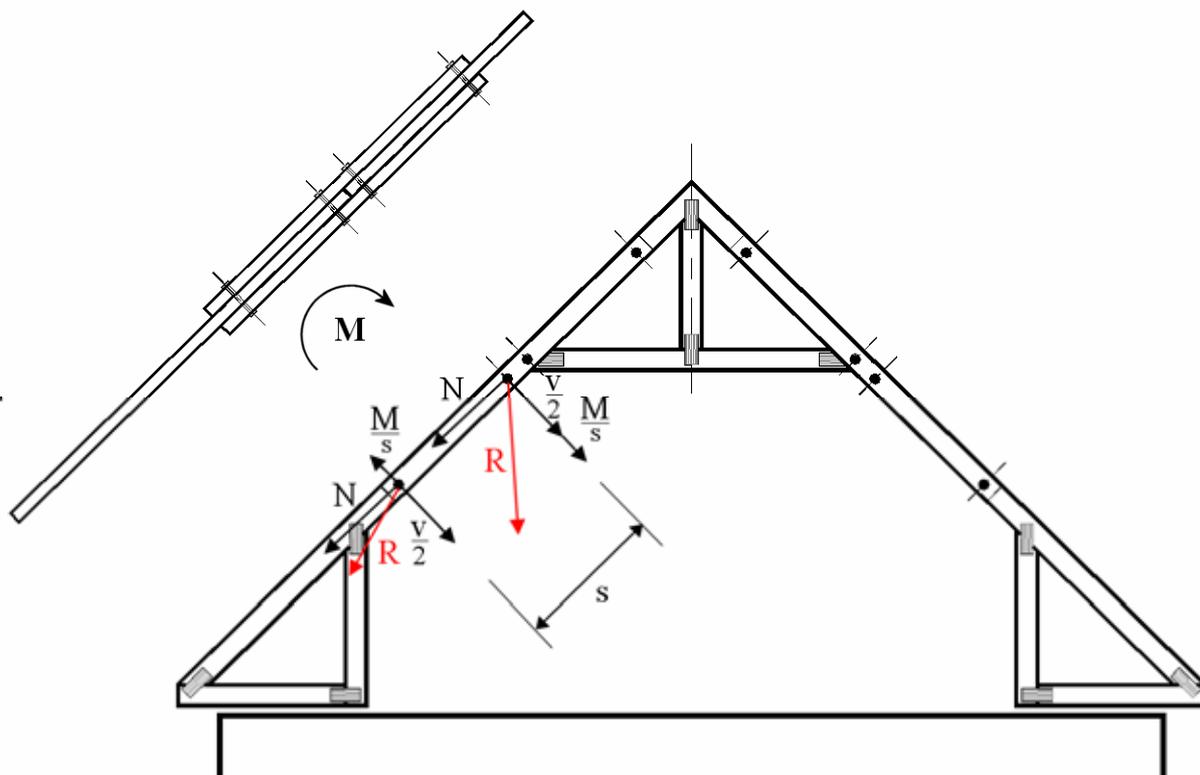


Figure 5-13 : Joints par fourrures (schéma de reprise d'efforts)

Le **Tableau 5-1** donne les valeurs de résistance au cisaillement, en N, par boulon avec les hypothèses suivantes :

- effort parallèle ou perpendiculaire au fil du bois,
- classe du boulon 4.6,
- bois de structure de classe C24,
- épaisseur des éléments bois assemblés 36 mm.

§ 8.5.1
EN 1995-1-1

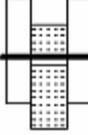
SIMPLE CISAILLEMENT (Effort par boulon)		Diamètre en mm				
		10	12	14	16	
$F_{v,Rk, \text{boulon}}$	$a = 0^\circ/0^\circ$	3852 N	4520 N	5153 N	5752 N	 mode de rupture (c)
	$a = 0^\circ/90^\circ$	2543 N	2954 N	2335 N	2688 N	
DOUBLE CISAILLEMENT (Effort par boulon)						 mode de rupture (h)
$F_{v,Rk, \text{boulon}}$	$a = 0^\circ/0^\circ$	9299 N	10910 N	12440 N	13886 N	
	$a = 0^\circ/90^\circ$	6199 N	7131 N	7974 N	8733 N	

Tableau 5-1 : Valeurs de cisaillement par boulon (en N)

Commentaire :

Pour toutes les configurations précédentes, le mode de rupture dimensionnant, selon le calcul, est l'écrasement du bois (portance locale), c'est-à-dire le mode (c) en simple cisaillement et (h) en double cisaillement, selon la figure 8.2 de l'Eurocode 5.

5.3 Fermes**5.3.1 Vérifications ELU**

Dans le cas des fermes chargées majoritairement aux nœuds (par exemple pannelettes support de couverture), la somme des taux de contraintes en flexion et en compression doit être inférieure à 0,9 :

Dans le cas de la flexion selon un seul axe :

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 0,9$$

§ 9.2.1 (1)
EN 1995-1-1

avec

k_m 0,7 pour les sections rectangulaires

$\sigma_{c,0,d}$ valeur de calcul de la contrainte de compression parallèle au fil

$f_{c,0,d}$ valeur de calcul de la résistance en compression parallèle au fil

$\sigma_{m,d}$ valeur de calcul de la contrainte de flexion

$f_{m,d}$ valeur de calcul de la résistance en flexion

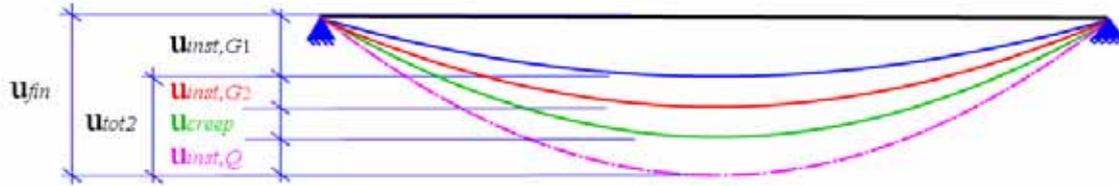
Si la barre est soumise à une flexion composée, les deux conditions (6.19) et (6.20) de l'Eurocode 5 devront être inférieures à 0,9.

5.3.2 Vérifications ELS

Pour la vibration, les méthodes de calcul données dans l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1 : 2005) ne sont pas applicables pour les fermes à entrain porteur.

Pour la vérification des déplacements et flèches, on se reportera au paragraphe Erreur ! Source du renvoi introuvable..

Les flèches sont illustrées dans la **Figure 5-14**.



- u_{fin} : flèche finale.
- $u_{inst,G1}$: flèche instantanée sous charges permanentes antérieures à la mise en œuvre des éléments de second œuvre sensibles à la déformation
- $u_{inst,G2}$: flèche instantanée sous charges permanentes des éléments de second œuvre (exemple : plafond ...)
- u_{creep} : flèche due au fluage sous l'ensemble des charges permanentes (y compris la part quasi permanente des actions variables)
- $u_{inst,Q}$: flèche instantanée sous charges variables.
- u_{tot2} : flèche pour les matériaux de second œuvre.

Figure 5-14 : Définition des flèches limites

5.3.3 Méthodes de calcul / fluage

5.3.3.1 Coefficient de déformation, k_{def}

Le fluage doit être pris en compte par le coefficient k_{def} . Il peut être appliqué soit:

- sur les déformations si le comportement au fluage est identique pour tous les éléments (une seule valeur de k_{def}). Cette méthode s'applique pour les matériaux définis dans le domaine d'application de ce document (bois massif, BLC, LVL) et est présentée au paragraphe **ci-dessous** (Voir règle 2.2.3 (5) de l'Eurocode 5),

Les déformations finales (y compris l'effet du fluage) ne sont pas obtenues pour une combinaison d'action mais sont calculées séparément pour chaque action. Elles sont ensuite combinées pour obtenir les déformations maximum (principe de superposition dans le domaine élastique).

Pour chaque action, la déformation finale se calcule comme suit :

- pour les actions permanentes, G $u_{fin,G} = u_{inst,G} (1 + k_{def})$
- pour l'action variable dominante, Q_1 $u_{fin,Q1} = u_{inst,Q1} (1 + \psi_{2,1} k_{def})$
- pour les actions variable d'accompagnement, Q_i $u_{fin,Qi} = u_{inst,Qi} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{def})$

où :

- $u_{inst,G}$, $u_{inst,Q1}$, $u_{inst,Qi}$ déformations instantanées respectives des actions G , Q_1 , Q_i
- $\psi_{2,1}$, $\psi_{2,i}$ facteurs pour les valeurs quasi-permanentes des actions variables
- $\psi_{0,i}$ facteurs pour les valeurs de combinaison des actions variables

La déformation finale, u_{fin} , se calcule comme suit : $u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q1} + u_{fin,Qi}$

- sur les modules d'élasticité si le comportement au fluage n'est pas identique pour tous les éléments (Voir règle 2.3.2.2 (1) de l'Eurocode 5).

Note :

Dans certaines situations (mise en œuvre de bois « humides »), définies par l'Annexe Nationale de l'Eurocode 5, le coefficient k_{def} doit être augmenté de 1.

5.3.4 Déplacements et flèches limites

Les déplacements et flèches limites sont définis sur la **Figure 5-15** et sur la **Figure 5-16**.

En application de l'annexe nationale de la norme NF EN 1990 (Eurocode 0), ces déformations correspondent aux déformations limites w_{lim1} .

Des déformations limites w_{lim2} (ou w_{tot2}) peuvent être imposées par des documents de mise en œuvre de matériaux de second œuvre (DTU, avis techniques, DTA ...). En l'absence de ces valeurs, la déformation calculée u_{lim2} (ou u_{tot2}) doit être indiquée.

NOTE les deux notations w_{lim2} (ou u_{lim2}) et w_{tot2} (ou u_{tot2}) peuvent être utilisées indifféremment.

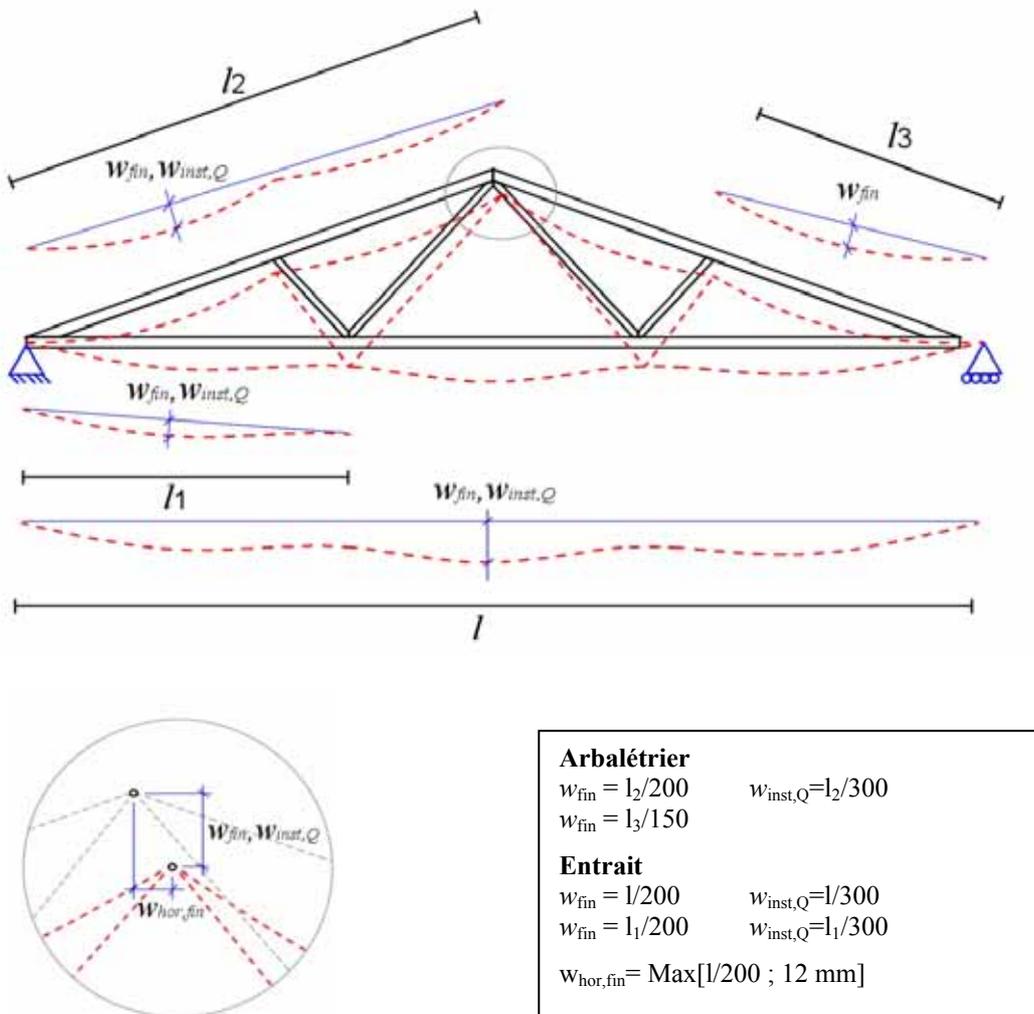


Figure 5-15 : Exemples de déplacements et flèches limites

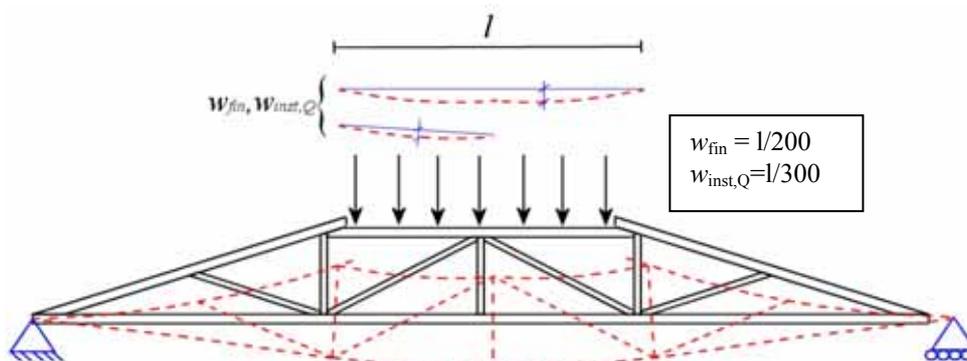
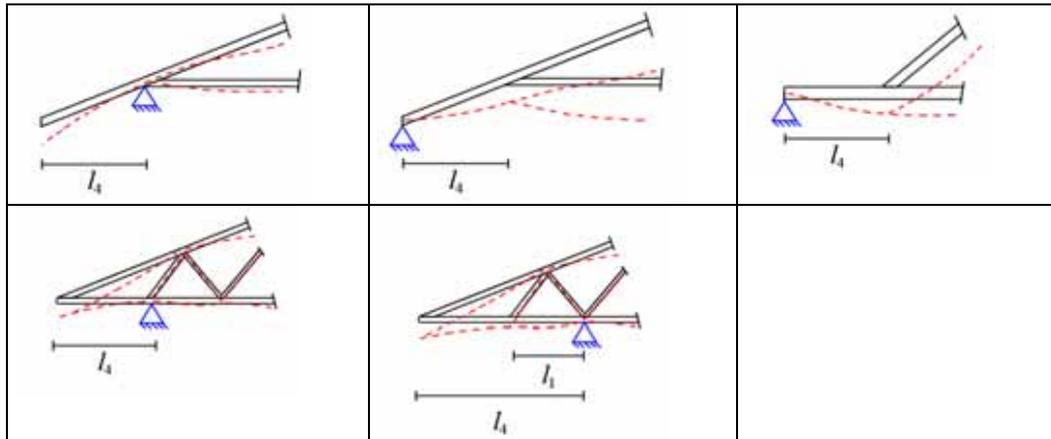


Figure 5-16 : Exemples de flèches limites spécifiques pour ferme porteuse

avec :

- l longueur totale de l'entrait ou portée de référence en cas d'appui intermédiaire
- l_1 longueur des différents panneaux d'entrait entre 2 nœuds de triangulation (ou entre un nœud de triangulation et un appui)
- l_2 longueur totale de l'arbalétrier
- l_3 longueur des différents panneaux d'arbalétrier entre 2 nœuds de triangulation
- l_4 longueur horizontale entre le nœud et l'appui d'un élément en porte à faux ou d'un appui en flexion (tableau ci-dessous).



	w_{fin}	$w_{inst,Q}$
Arbalétrier	$l_2 / 200$ $l_3 / 150$	$l_2 / 300$
Entrait	$l / 200$ $l_1 / 200$	$l / 300$ $l_1 / 300$
Noeud de triangulation	$w_{vert,fin} = l_{réf} / 200$ $w_{hor,fin} = 12mm$	$w_{vert,inst,Q} = l_{réf} / 300$
Console et appui en flexion	$\text{Max } [l_4 / 100 ; 6mm]$	

Tableau 5-2 : Valeurs limites de déformations

Pour la vérification des flèches, la portée de référence d'une ferme est la distance entre appuis, définie dans le **Tableau 5-3**. Les fermes singulières coupées au droit des accidents de toiture (cheminée, lucarne, fenêtre de toit, escalier ...) ne sont pas concernées par la présente définition de la portée de référence.

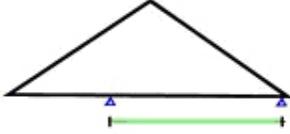
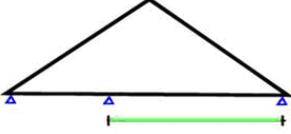
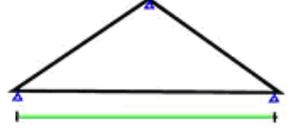
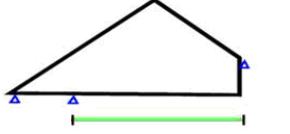
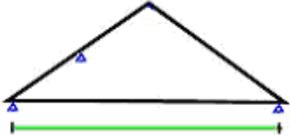
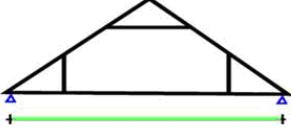
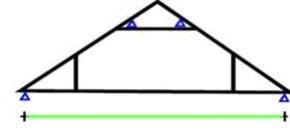
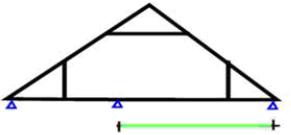
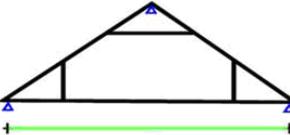
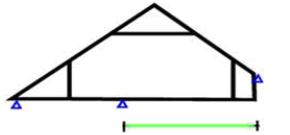
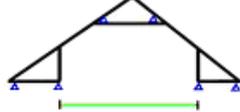
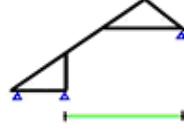
Comble perdu		
2 appuis		
		
3 appuis		
		
		
Entrait porteur		
2 appuis		4 appuis
		
3 appuis		
		
Ferme sur dalles		
3 appuis	4 appuis	6 appuis
		
3 appuis		
		

Tableau 5-3 : Portées de référence

5.3.5 Contreflèche

La prise en compte au calcul d'une contreflèche de fabrication doit être effectuée selon l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1, § 7.2).

5.3.6 Modèle d'appui des fermes

Les appuis intermédiaires sont situés de préférence au droit de nœuds de triangulation.

Concernant les fermes ayant au moins un appui sur un élément porteur en flexion, on distingue deux cas :

a) Lorsque les déformations de la (ou des) poutre(s) n'influent pas sur le comportement des fermes portées (pas d'interaction hyperstatique ; par exemple, fermes de croupes), le calcul des fermes portées est conduit comme pour une ferme isolée.

b) Dans le cas d'un appui intermédiaire constitué par une poutre porteuse, les déformations de celle-ci influent sur le fonctionnement des fermes portées. Le treillis est alors globalement considéré comme hyperstatique (Figure 5-19), à moins que des dispositions ne soient prises pour supprimer la continuité sur les appuis intermédiaires.

Il existe différentes méthodes pour l'approche par calcul de ce type de systèmes :

5.3.6.1 Méthode 3D

La méthode la plus précise consiste à réaliser le calcul global d'un modèle incorporant la totalité des fermes portées et de la poutre porteuse. Les éventuels glissements d'assemblage devront être pris en compte.

5.3.6.2 Méthode 2D

Déroulement de la méthode de calcul :

1. Calcul de la ferme portée sans déplacement des appuis (la poutre porteuse étant considérée comme infiniment rigide dans son propre plan).

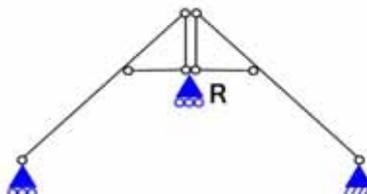


Figure 5-17 : Calcul de la ferme sans déplacement des appuis

2. Calcul de la flèche de l'élément porteur, $u_{fin,poutre}$, en tenant compte des réactions d'appui de l'étape 1.

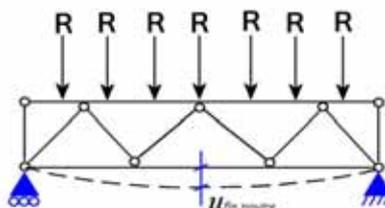


Figure 5-18 : Calcul de la flèche en tenant compte des réactions d'appui

3. Détermination de la nature de l'appui constitué par la ferme porteuse :
si les déformations de la poutre porteuse, $u_{fin,poutre}$, respectent la condition suivante :

$$u_{fin,poutre} \leq \min \begin{cases} 1/400^{(1)} \\ 12 \text{ mm}^{(1)} \end{cases}$$

alors l'appui peut être considéré comme rigide. Dans ce cas, aucune contreflèche de fabrication ne peut être prise en compte.

Sinon le calcul de la ferme portée s'effectue avec un appui élastique qui tient compte de la rigidité de l'élément porteur (**Figure 5-19**).

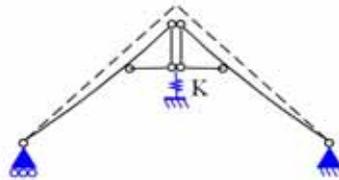


Figure 5-19 : Calcul de la ferme avec un appui élastique

Constante de ressort de l'appui élastique, K :

$$K = \frac{R}{u_{fin,poutre}}$$

où

R réaction d'appui provenant de l'étape 1

$u_{fin,poutre}$ déplacement maximum de la poutre porteuse au point d'application de R

5.3.7 Liaisons à l'infrastructure

Les fermes et les divers éléments porteurs principaux de la charpente doivent être munis de dispositifs d'appuis susceptibles de reprendre en sécurité les divers efforts correspondant aux cas de charge étudiés et respectant au mieux les hypothèses du calcul théorique (appuis à rotule ou libres par exemple). On doit vérifier en particulier :

- compression localisée des surfaces d'appui
(voir la règle 6.1.5 de Eurocode 5 et l'exemple de calcul),
- cisaillement longitudinal au droit des appuis
(voir la règle 6.1.7 de l'Eurocode 5 et l'exemple de calcul),
- la résistance des organes de liaisons :
 - aux efforts de soulèvement,
 - aux efforts horizontaux dans les plans parallèles et perpendiculaires aux fermes.

5.3.8 Fermes multiples

5.3.8.1 Charge verticale excentrée

Lorsque l'on prévoit d'avoir recours à des éléments multiples en épaisseur (fermes doublées, triplées, etc.) et si la transmission des charges excentrées doit être assurée par les organes de liaison entre fermes (par exemple le clouage dans le cas d'une ferme support multiple chargée sur le côté de l'entrait), il convient de réduire l'épaisseur de calcul des fermes en fonction du nombre total d'épaisseurs unitaires (**Figure 5-20**).

(1) Ces paramètres sont proposés suivant le même rapport que celui des flèches limites du DTU 31.3 sur celles de l'Annexe Nationale de l'Eurocode 5, dans l'attente d'un retour d'une calibration et retour d'expérience.

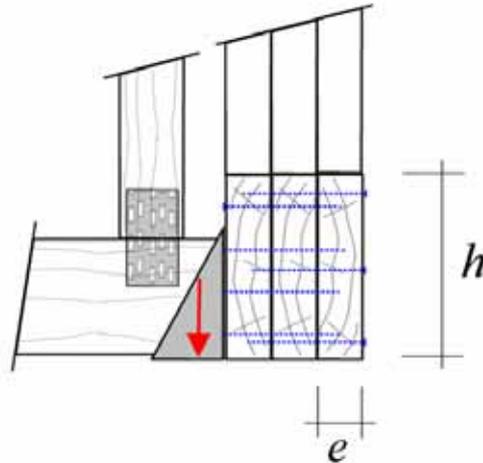


Figure 5-20 : Chargement excentré

Cette règle conduit dans le calcul à adopter pour l'ensemble porteur une épaisseur équivalente suivante :

Nombre d'épaisseurs unitaires	1	2	3	4et +
Épaisseur équivalente	e	2e	2,8e	3,6e

La mise en place d'un renfort partiel de la ferme créant un plan de cisaillement supplémentaire par rapport au point d'application de la charge implique aussi la prise en compte d'une réduction effective du nombre de plis. Dans ce cas, il conviendra d'appliquer le coefficient de réduction des plis sur la zone renforcée en tenant compte du pli du renfort, les autres zones étant affectées du coefficient sans tenir compte du pli du renfort.

On doit en outre vérifier les transferts de cisaillement entre éléments en fonction de la méthode d'assemblage utilisée.

Enfin, on évite d'assembler un nombre n d'éléments tel que l'épaisseur totale ($n \times e$) soit supérieure à la hauteur des éléments principaux de la ferme (entrait ou arbalétrier) majorée de 10 % soit :

$$h \geq \frac{n \times e}{1,1}$$

On s'assure que les dimensions des bois constituant les fermes porteuses et les fermes portées permettent la fixation correcte des dispositifs de liaison.

5.3.8.2 Charge verticale centrée uniformément répartie

On fait référence ici aux chargements dont la résultante s'applique sur le ou l'un des éléments centraux de la section constituée par les fermes multiples (**Figure 5-21**).

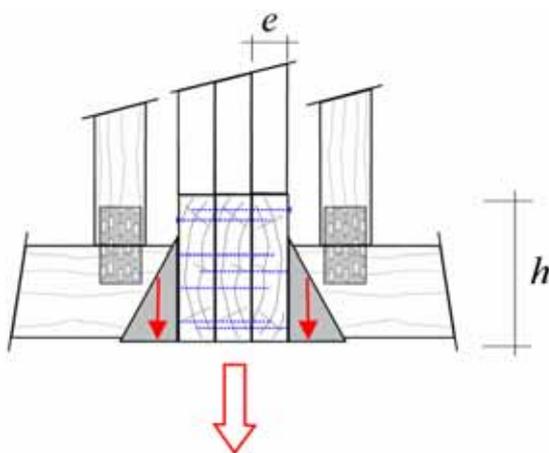


Figure 5-21 : Résultante du chargement appliquée sur l'élément central

Il n'y a pas de réduction du nombre de plis et on peut prendre en compte un effet système, majorant la résistance, conformément à la règle 6.6, point (4) de l'Eurocode 5.

Le système de liaison entre les fermes doit être capable de distribuer uniformément la charge entre les plis.

5.3.9 Fermes de pignons, support de bardage

Ces fermes doivent faire l'objet des justifications rendues nécessaires par les sollicitations particulières, perpendiculaires à leur plan, auxquelles elles sont soumises (par les efforts de vent notamment).

5.3.10 Fermes supports de chevêtre

Quel que soit le nombre de fermes coupées pour faire place à des trémies, les fermes supports de chevêtre sont dimensionnées en fonction de leur surcharge et de manière à respecter les mêmes critères de sécurité et de rigidité que les fermes adjacentes.

Leurs déformations doivent être compatibles avec celles des fermes adjacentes et avec la nature des matériaux utilisés.

Les moyens de fixation des éléments de report doivent être dimensionnés.

5.4 Système de stabilisation

5.4.1 Généralités concernant l'antiflambement

La fonction de l'antiflambement est d'empêcher la translation transversale de points intermédiaires de la pièce par rapport à ses extrémités. Les éléments d'antiflambement doivent être dimensionnés conformément à la norme NF EN 1995-1-1 (Eurocode 5). Le ci-dessous donne, pour des exemples de sections, la valeur caractéristique de résistance au flambement $R_{c,k}$:

Éléments	Entraxe $\leq 0,70\text{m}$		$0,70\text{m} < \text{entraxe} \leq 0,92\text{m}$		$0,92\text{m} < \text{entraxe} \leq 1,10\text{m}$	
	Section (mm)	$R_{c,k}$ (kN)	Section (mm)	$R_{c,k}$ (kN)	Section (mm)	$R_{c,k}$ (kN)
Lisses filantes	24x57	8,6	24x69	6,3	34x69	12,2
AFA	24x95	7,6	34x92	12,0	34x116	10,7
CVS	24x69	5,5	24x69	3,2	34x92	8,5

Les exemples de sections sont donnés pour des bois à 12 % d'humidité et de classe de résistance C24 (selon norme NF EN 338).

Pour les entraxes supérieurs à 1,10 m, les sections doivent être justifiées par calculs (voir 6.3.2 de la norme NF EN 1995-1-1).

La position et la nature des dispositifs d'antiflambement doivent impérativement être mentionnées sur les plans d'exécution.

L'antiflambement des pièces peut être assuré :

1. Par des éléments à haute rigidité tels que des panneaux supports de couverture si ceux-ci sont solidarisés aux pièces à antiflamber (certains cas d'arbalétriers ou d'entraits). Cette méthode d'antiflambement peut être justifiée, dans le cas des panneaux dérivés du bois, selon le paragraphe concernant les diaphragmes de toiture de l'Eurocode 5.
2. Par la création de blocages intermédiaires (selon le plan dans lequel on doit empêcher le flambement) à des écartements suffisamment réduits pour annuler le risque de flambement. Ce système est décrit au paragraphe 5.4.2.
3. Par l'adjonction à la barre concernée d'une pièce lui conférant, dans le plan où l'on doit assurer l'antiflambement, une inertie suffisante (méthode de l'Eurocode 5).

§ 9.2.3
EN 1995-1-1

Annexe B
EN 1995-1-1

5.4.2 Antiflambement d'arbalétriers

5.4.2.1 Antiflambement continu – Type A

On peut concevoir la réalisation d'un antiflambement continu de plusieurs manières :

- L'antiflambement est réalisé à l'aide de lisses fixées sous les arbalétriers (Anti-Flambement sous Arbalétriers, AFA) et faisant avec ceux-ci un angle voisin de 45° de sorte que leurs intersections avec les arbalétriers soient distantes, selon la direction de ceux-ci, d'une valeur L proche de l'entraxe des fermes (**Figure 5-22**). Cette méthode d'antiflambement n'est valide que dans la mesure où il existe, dans le plan des arbalétriers, des éléments de rappel, perpendiculaires au plan des fermes (supports de couverture entre autres), fixés individuellement sur les fermes, dont l'écartement n'excède pas celui des fermes. Voir Figure 38. Dans le cas de supports à entraxe supérieur à celui des fermes, des éléments de rappel intermédiaires doivent être ajoutés. En alternative, chaque AFA peut être remplacé par une paire de feuillards d'acier disposés en Croix-de-Saint-André. Des lisses filantes sont disposées à chaque nœud des arbalétriers et bloquées à leurs extrémités.
- L'antiflambement est réalisé par panneaux à base de bois fixés aux arbalétriers formant ainsi un diaphragme de toiture.
- L'antiflambement est réalisé par le seul voligeage, fixé aux arbalétriers par au moins 2 pointes, formant ainsi un diaphragme de toiture.

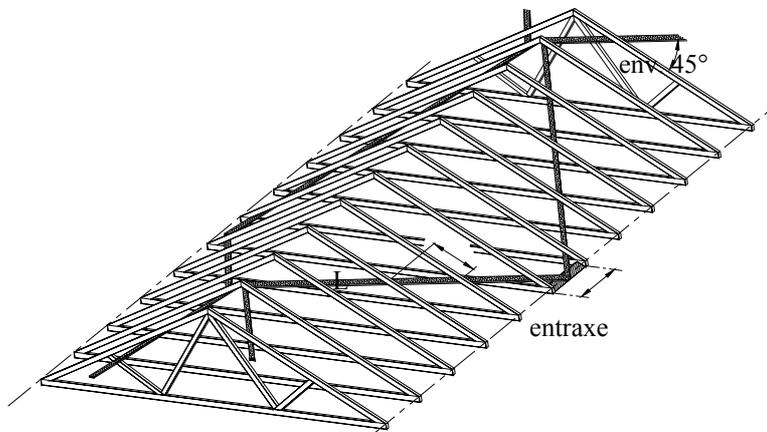


Figure 5-22 : Antiflambement continu – Type A

Points concernant l'Anti-Flambement sous Arbalétrier (AFA) :

Ces lisses (AFA) doivent exister sur toute la longueur de la charpente et sur toute la longueur des parties comprimées des arbalétriers.

Chacune de leurs extrémités inférieures doit être fixée à un appui rigide tel que :

- entretoisement entre pied de ferme (**Figure 5-22**),
- entretoisement entre ferme au droit de la sablière dans le cas d'une ferme à entrain prolongé (**Figure 5-23**).

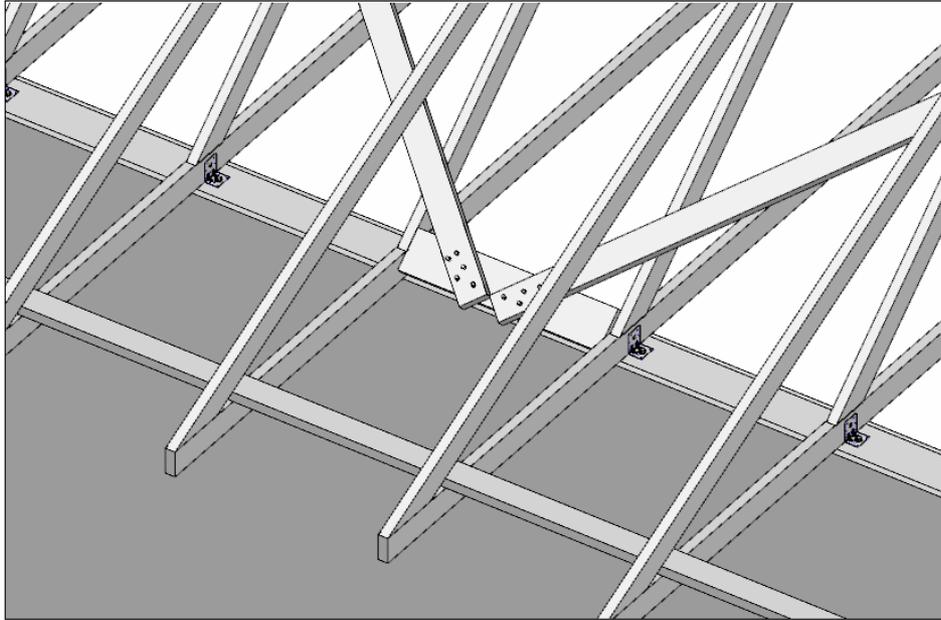


Figure 5-23 : Entretoisement sur mur pour ferme à entrain prolongé

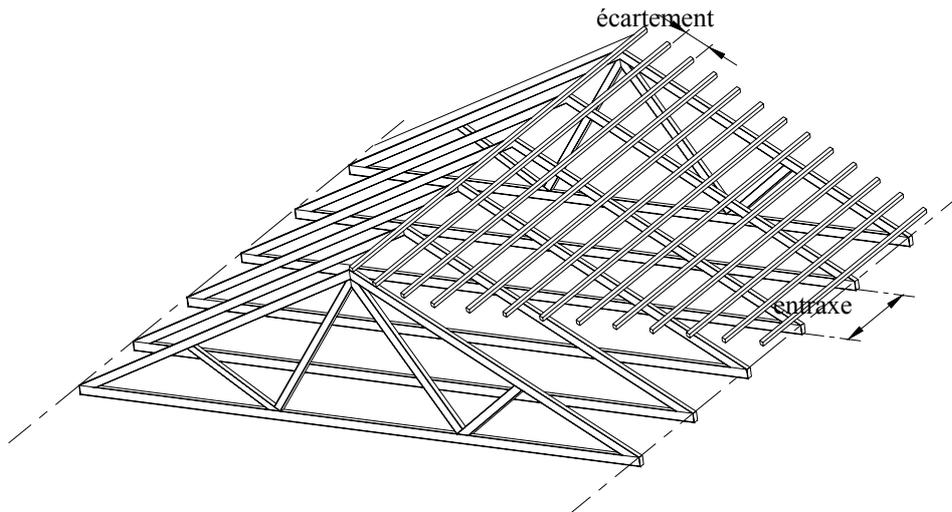


Figure 5-24 : Écartement des éléments de rappel

La conception de ces éléments de rappel et leur mise en oeuvre doit assurer leur continuité ainsi que la transmission d'efforts axiaux.

5.4.2.2 Antiflambement ponctuel – Type B

L'antiflambement est assuré par la combinaison des éléments suivants :

- une ou plusieurs poutres (triangulées, panneaux à base de bois, etc.) posées dans le plan du rampant, qui peuvent aussi servir au contreventement de la charpente) (**Figure 5-25**, **Figure 5-27** et **Figure 5-28**. La distance intérieure, L_{\max} , entre ces poutres n'excède pas 12 m sauf justification des éléments de rappel et de leurs liaisons (**Figure 5-25**),
- par les éléments de rappel.

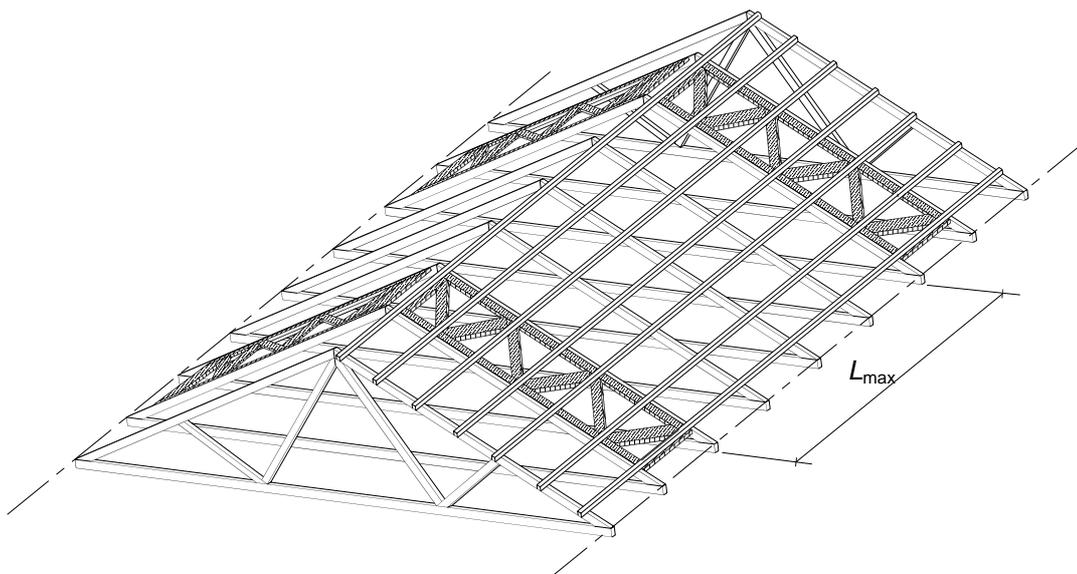


Figure 5-25 : Antiflambement ponctuel par poutres triangulées

Il est recommandé qu'une telle poutre soit préfabriquée et assemblée aux arbalétriers. Les assemblages, tels que ancrages des fermes ou joints de faîtage, qui seront réalisés sur chantier, devront être conçus pour transférer les efforts.

5.4.2.3 Antiflambement par pignon en maçonnerie - Type C

Le chaînage de pignon peut être pris en compte comme poutre d'antiflambement sous les conditions suivantes :

- la distance intérieure entre deux pignons ou refends n'exécède pas 12 m sauf justification des éléments de rappel et de leurs liaisons,
- la poutre de chaînage du pignon satisfait aux mêmes critères de résistance qu'une poutre d'antiflambement (telle que prévue pour le type B),
- les éléments de rappel d'antiflambement (les lisses filantes des nœuds d'arbalétriers et les pannes ou liteaux) sont rigidement fixés au chaînage par des dispositifs (ferrures, clouage ou vissage dans une pièce de bois solidaire du chaînage) présentant une résistance compatible avec les efforts à transmettre.

5.4.2.4 Justification des dispositifs d'antiflambement d'arbalétriers

La méthode suivante suppose que la pose des fermes est réalisée en respect des tolérances spécifiées dans la norme NF P 21-205-1 (Référence DTU 31.3, partie 1).

Lorsque le dispositif d'antiflambement fait aussi office de contreventement, la charge due à une action horizontale externe (vent, séismes...) est à prendre en compte.

Le dispositif d'antiflambement (éléments et assemblages) doit être capable de résister à une charge de stabilité interne uniformément répartie, q_d :

$$q_d = k_i \frac{n \times N_d}{30 l}$$

où

$$k_i = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \sqrt{\frac{15}{l}} \end{array} \right.$$

- n nombre de fermes afférentes à la poutre
 N_d effort normal moyen (valeur de calcul) dans l'arbalétrier
 l longueur du rampant

Formule (9.37)
EN 1995-1-1

Note : Il est fortement recommandé de prendre $k_i = 1$ quelle que soit la longueur du rampant.

5.4.2.5 Justification des liaisons entre l'arbalétrier et les éléments de rappel

Ces liaisons doivent pouvoir résister à un effort Q_d .

$$Q_d = k_l \frac{N_d}{30l} \cdot l_e$$

où

l_e écartement, parallèle aux arbalétriers, entre éléments de rappel (liteaux, pannelettes ou lisses filantes) dans le plan du rampant (**Figure 5-24**)

5.4.2.6 Justification des liaisons entre l'arbalétrier et l'AFA (type A)

Ces liaisons doivent pouvoir résister à un effort Q_d .

$$q_d = k_l \frac{n \times N_d}{30l} \cdot L$$

où

L distance, parallèle aux arbalétriers, entre 2 points durs égale à l'entraxe des fermes si l'antiflambement est posé à 45° des fermes (**Figure 5-24**)

5.4.2.7 Justification de liaisons de l'AFA à l'infrastructure (type A)

Cette liaison doit pouvoir résister à un effort axial dans l'AFA, $Q_{d,af}$.

$$Q_{d,af} = q_d \times L_{af} \times \sqrt{2}$$

où

L_{af} longueur à antiflamber de l'arbalétrier

NOTE Dans les cas courants, L_{af} est égale à la longueur du rampant

5.4.2.8 Cas des ouvrages courants

Lorsque les caractéristiques suivantes sont réunies dans l'ouvrage concerné :

- la longueur (distance entre pignons) n'excède pas 15 m,
- l'effort maximal de compression axiale dans les arbalétriers n'excède pas 21 kN (effort ELU),
- les pignons ou refends sont porteurs et rigides,
- l'écartement des fermes n'excède pas 1 m,
- il existe, dans le plan des arbalétriers, des éléments de rappel, perpendiculaires au plan des fermes (supports de couverture entre autres), fixés individuellement sur les fermes, dont l'écartement n'excède pas 60 cm.

On considère comme suffisant, pour l'antiflambement des arbalétriers, un dispositif de type A (antiflambement continu), à condition qu'une ferme soit adjointe et rigidement solidarifiée à chaque pignon ou refend.

Dans ce cas, pour la longueur de flambement hors plan des arbalétriers, le coefficient c , défini au paragraphe 5.1.3.2 ne sera pas inférieur à 1.

Avertissement :

Pour tous les systèmes d'antiflambement, la prise en compte des supports de couverture dans la justification de la charpente suppose, notamment, que leurs abouts sont cloués à une distance suffisante de leurs extrémités, ce qui conduit, pour des arbalétriers d'une épaisseur inférieure à 45 mm, à adjoindre des fourrures pour la fixation des liteaux, fixées par des pointes torsadées ou crantées à un écartement moyen de 15 cm.

5.4.3 Antiflambement des autres barres

L'antiflambement d'une pièce comprimée peut être réalisé par une (ou plusieurs) lisse horizontale dans le cas où les conditions suivantes sont respectées :

- chaque lisse relie les pièces comprimées de toutes les fermes,

- chaque lisse est bloquée en translation, au moins à chaque extrémité du bâtiment :
 - soit par une pièce oblique (élément de blocage) joignant la lisse à l'une des extrémités de la pièce comprimée,
 - soit par fixation ou butée sur un appui rigide de la structure.
- le retour à un appui rigide doit être effectué tous les 12 m (ou sinon voir paragraphe 9.2.5.2 Eurocode 5).

Les pièces de contreventement de la structure peuvent réaliser ce blocage. Chaque contrefiche peut être antiflembée individuellement sur chaque ferme par des raidisseurs disposés soit latéralement, soit sur l'un des chants de la pièce.

5.4.3.1 Justification des liaisons entre l'antiflambement et la pièce comprimée

La liaison de la lisse d'antiflambement avec la pièce comprimée doit être vérifiée pour un effort, F_d :

$$F_d = \frac{N_d}{50}$$

où

N_d effort normal moyen (valeur de calcul) dans l'élément comprimé

Formule (9.35)
EN 1995-1-1

5.4.3.2 Justification des liaisons de l'éléments de blocage

Les liaisons de l'élément de blocage doivent être vérifiées pour un effort, $F_{d,bl}$:

$$F_{d,bl} = n \times \frac{N_d}{50} \times \sqrt{2}$$

où

n nombre de fermes

N_d effort normal moyen (valeur de calcul) dans l'élément comprimé

Formule (9.35)
EN 1995-1-1

5.4.4 Éléments de maintien de la verticalité

Ces éléments, usuellement désignés contreventements de stabilisation (CVS), servent à relier de manière rigide, transversalement au plan des fermes, l'entrait à l'arbalétrier (maintien de la verticalité) (**Figure 5-26**).

Les diagonales de CVS sont positionnées sur les fiches. Elles peuvent être entrecoupées mais la continuité de la liaison entre l'entrait et l'arbalétrier doit toujours être conservée. Leurs extrémités doivent être placées le plus près possible des nœuds d'assemblage. L'orientation des CVS dans leur propre plan doit être le plus proche possible de 45°.

Il conviendra se de reporter aussi aux éléments donnés dans la partie « Mise en œuvre » du DTU 31.3.

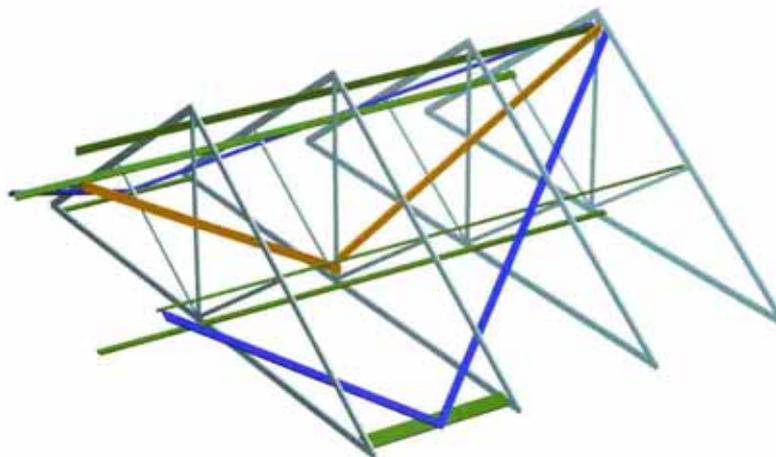


Figure 5-26 : Exemple de CVS (en orange)

5.5 Contreventements pour les actions extérieures

5.5.1 Généralités

Pour répondre à des besoins spécifiques (par exemple stabilisation de longs-pans et pignons sous l'effet du vent ou de séismes), exprimés dans les documents du marché conformément au CCS du DTU 31.3, la charpente peut être utilisée comme support pour les éléments de diaphragme dans différents plans de la toiture.

Les diaphragmes de contreventements pour efforts extérieurs, ainsi que leurs liaisons à la superstructure, doivent être justifiés par calcul.

5.5.2 Sollicitation parallèle au faîtage

Dans le cas où il est nécessaire de reprendre les efforts agissant sur la structure parallèlement au faîtage, un diaphragme doit être réalisé dans le plan des entrants et/ou dans le plan des arbalétriers (**Figure 5-27** et **Figure 5-28**).

Note :

Sous réserve de justification, le système défini par ailleurs pour assurer l'antiflambement des arbalétriers peut assurer cette fonction.

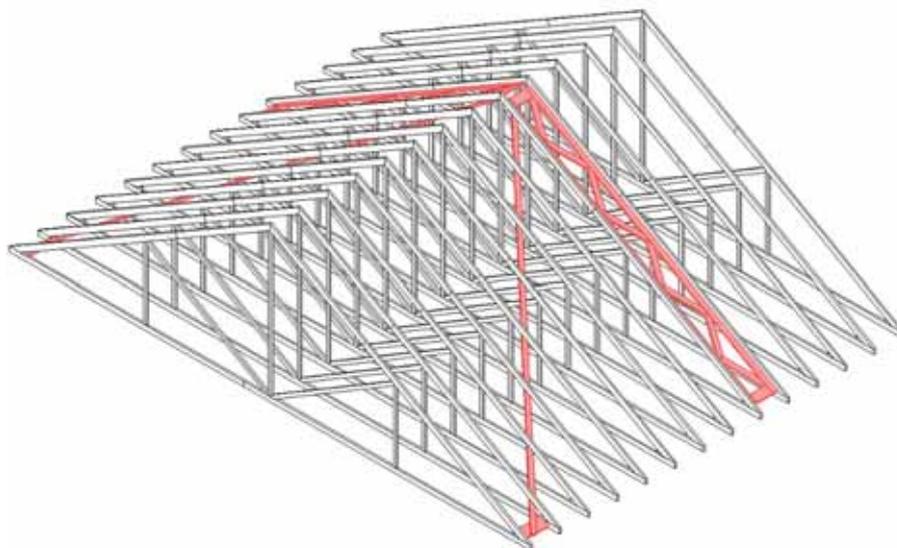


Figure 5-27 : Poutre au vent avec appui horizontal au faîtage

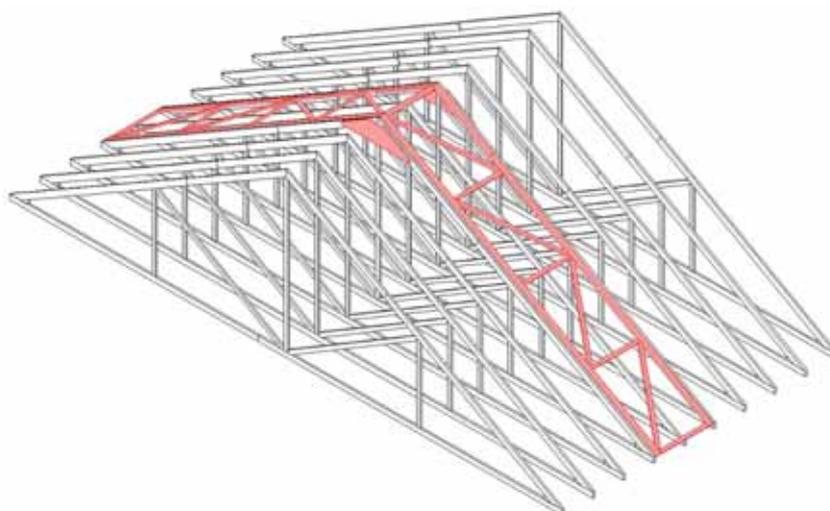


Figure 5-28 : Poutre au vent avec appuis horizontaux aux extrémités des fermes

5.5.3 Sollicitation perpendiculaire au faîtage

Dans le cas où il est nécessaire de reprendre les efforts agissant sur la structure perpendiculairement au faîtage, un diaphragme doit être réalisé dans le plan des entrants.

Note :

Sous réserve de justification, le système défini par ailleurs pour assurer l'antiflambement des arbalétriers de type A peut assurer cette fonction.

6 RÉSISTANCE AU FEU

Lorsqu'une performance au feu est exigée, une protection (étanchéité aux flammes "E" et isolation "I") de la charpente est nécessaire.

Les règles pour la justification de la protection et de dimensionnement des éléments bois sont contenues dans l'Eurocode 5, partie 1-2, EN 1995-1-2.

Sauf dans certains cas particuliers d'éléments de forte épaisseur en bois ou matériau dérivé du bois, leur faible section et leur assemblage ne permet pas de justifier un temps de résistance pour les fermes et leurs éléments de stabilité directement exposés au feu.

Il convient d'assurer la protection des connecteurs, selon l'Eurocode 5–partie 1-2, l'EN 1995-1-2.

7 SÉISMES

La charpente participe au transfert des efforts (horizontaux notamment) auxquels elles pourraient être soumises, et elle doit donc, à ce titre, être soigneusement liaisonnée au reste de la structure.

Les liaisons mécaniques par boîtiers et ou équerres, couramment utilisées pour les appuis, présentent, à cet égard, si elles sont correctement dimensionnées, toutes les caractéristiques de plasticité et de ductilité souhaitables pour participer aux absorptions d'énergie si favorables aux structures en bois à assemblages mécaniques multiples.

On peut aussi se référer au chapitre concernant le bois du Guide AFPS qui est essentiellement un guide de mise en œuvre.

Pour les efforts dus au séisme parallèlement au faîtage, les systèmes d'antiflambement des arbalétriers peuvent servir de diaphragme.

Pour les efforts dus au séisme perpendiculairement au faîtage, il faudra prévoir des dispositifs spécifiques complémentaires.

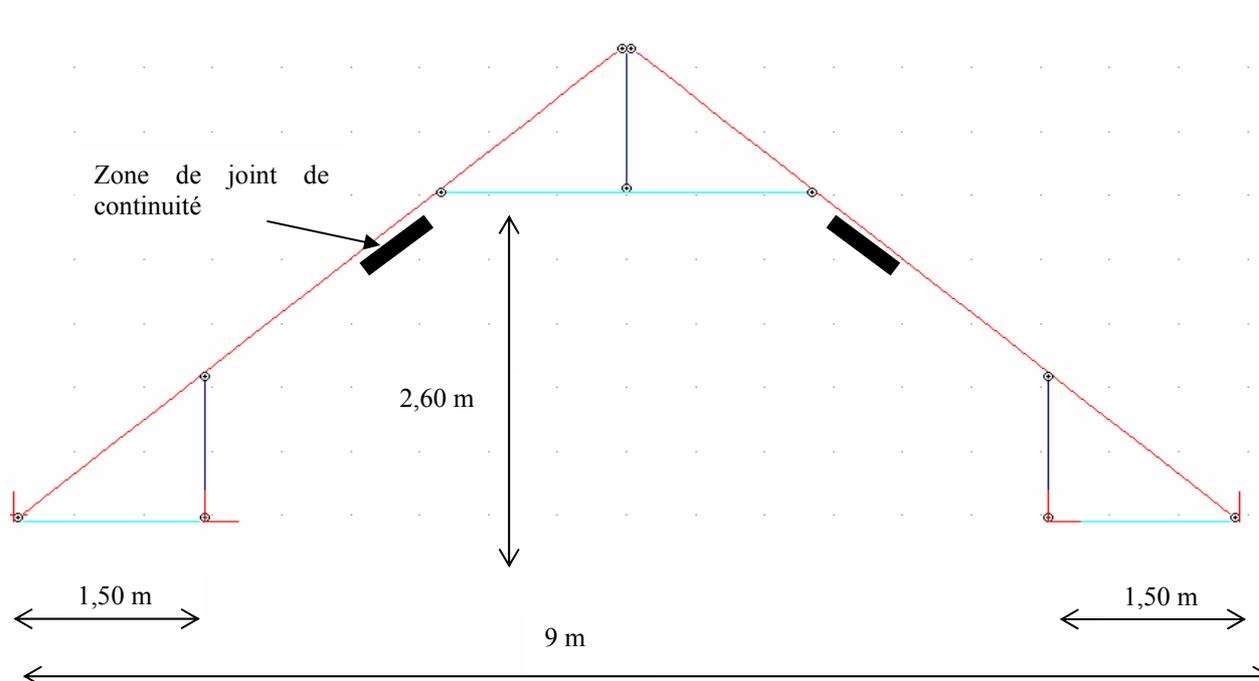
Dans tous les cas, il faudra justifier l'ensemble des dispositifs.

8 EXEMPLES DE CALCUL

8.1 Joint de chantier - Vérification à l'Eurocode 5

8.1.1 Description du bâtiment et de la ferme considérée

- Longueur pignon : 9 m
- Longueur long pan : 13 m
- Hauteur sous ferme : 2,80 m
- Hauteur du faîtage : $h = 2,8 + 4,5 \times \tan 40^\circ = 6,60$ m
- Entraxe ferme : 0,60 m
- Pente toiture : 40°



8.1.2 Détermination des cas de charges

- **Charges permanentes**
 - Couverture : 450 N/m^2
 - Poids propre suivant les sections : 450 kg/m^3
 - Plafond : 150 N/m^2
 - Isolation : 30 N/m^2
 - Plafond hors entrait bas : 150 N/m^2
 - Poids équipements fixes : 20 N/m^2

- **Charges de neige**

Les références indiquées en marge sont relatives à la norme EN 1991-1-3 :2003 (E).

Le bâtiment se trouve en région parisienne, en zone 1A, à une altitude inférieure à 200 m.

$$S_k = \mu_i \times (S_{k,\min} + 0,15 \times A - 30) + S_i$$

avec $S_{k,\min} = 450 \text{ N/m}^2$

$A = 200 \text{ m}$, donc $0,15A - 30 = 0$

$S_i = 0$ (pente > 5 %)

μ_1 , coefficient de forme qui prend en compte la géométrie de la toiture et l'effet du vent sur la distribution de la neige

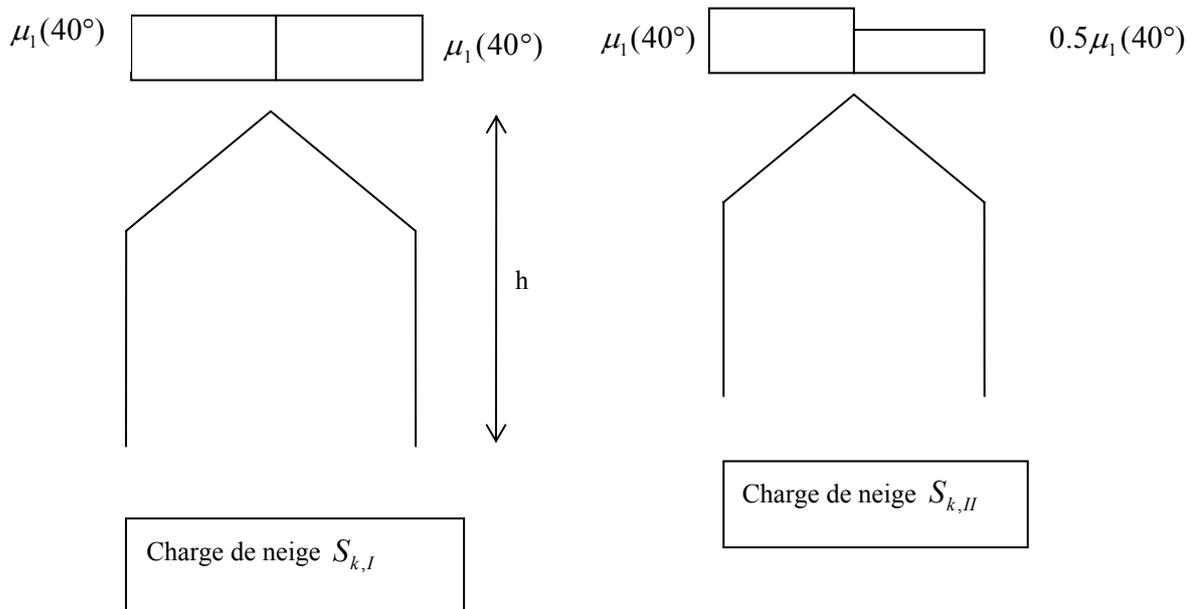
$$\mu_1(40^\circ) = \frac{0,8 \times (60 - 40)}{30} = 0,533$$

(Tableau 5-3)

d'où $S_k = 0,533 \times 450 = 240 \text{ N/m}^2$

Il y a deux cas de charges à prendre en compte : un premier cas, où le chargement est parfaitement symétrique par rapport au faîtage et un second cas dissymétrique, où l'on applique une demi-charge de neige sur l'un des versants de la toiture.

Note : en zone 1A, il n'y a pas de cas de neige accidentelle.



- **Charges de vent**

(Les références données en marge sont relatives à la norme EN1991-1-4.)

Le projet se situe en zone 2 et en catégorie III.

Vitesse de référence du vent V_b

$$V_b = V_{b,0} \times C_{dir} \times C_{season} = V_{b,0} = 23 \text{ m/s}$$

avec

- $V_{b,0}$ valeur de base de la vitesse de référence du vent (Voir manuel Tronc Commun)
- C_{dir} coefficient de direction, dont la valeur recommandée est 1.0
- C_{season} coefficient de saison, dont la valeur recommandée est 1.0

Pression dynamique de pointe

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_s(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times V_m^2(z) = c_e(z) \times q_b \quad (4.8)$$

avec q_b pression dynamique de référence du vent telle que :

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times V_b^2 = \frac{1}{2} \times \rho \times V_{b,0}^2 = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 23^2 = 330,6 \text{ N/m}^2$$

(4.10)

avec

- ρ , masse volumique de l'air, généralement prise égale à $1,25 \text{ kg/m}^3$
- $c_e(z)$, coefficient d'exposition, qui tient compte de la hauteur au-dessus du sol et de la catégorie du terrain. La figure 4.2 de l'EC-1 indique dans ce cas $c_e(6,50) = 1,4$.

$$\text{d'où } q_p(6,50) = 1,4 \times 330,6 = 463 \text{ N/m}^2$$

La pression nette exercée sur un mur ou une toiture W_k est égale à la différence entre les pressions s'exerçant sur les faces opposées en tenant compte de leur signe.

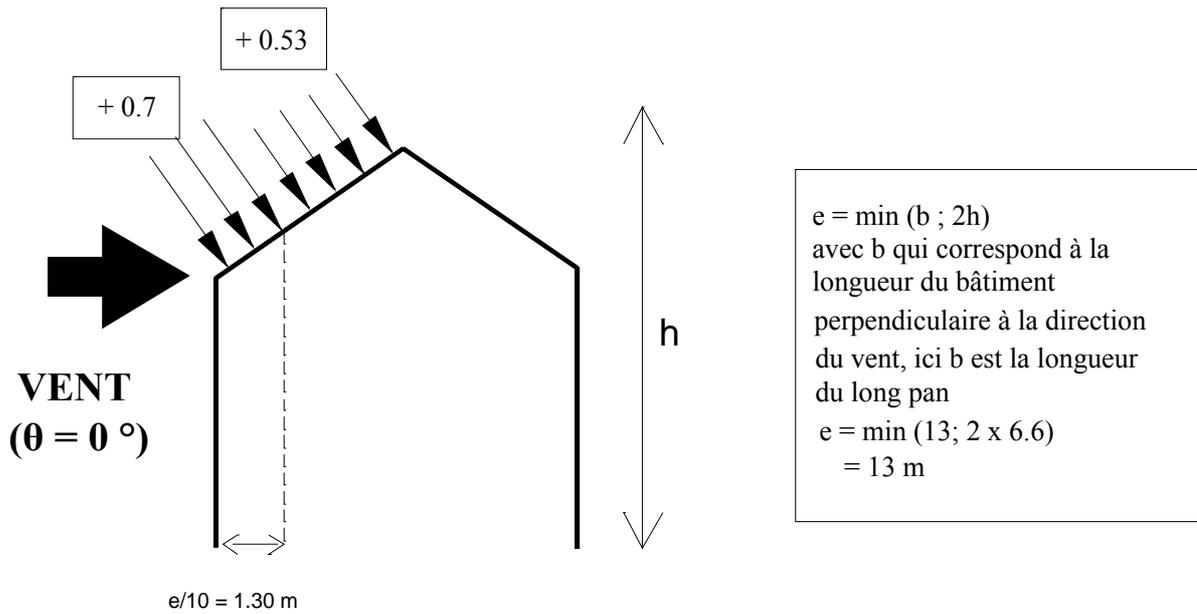
$$W_k = W_e - W = q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

(5.1) ; (5.2) et (note (3) du 5.2)

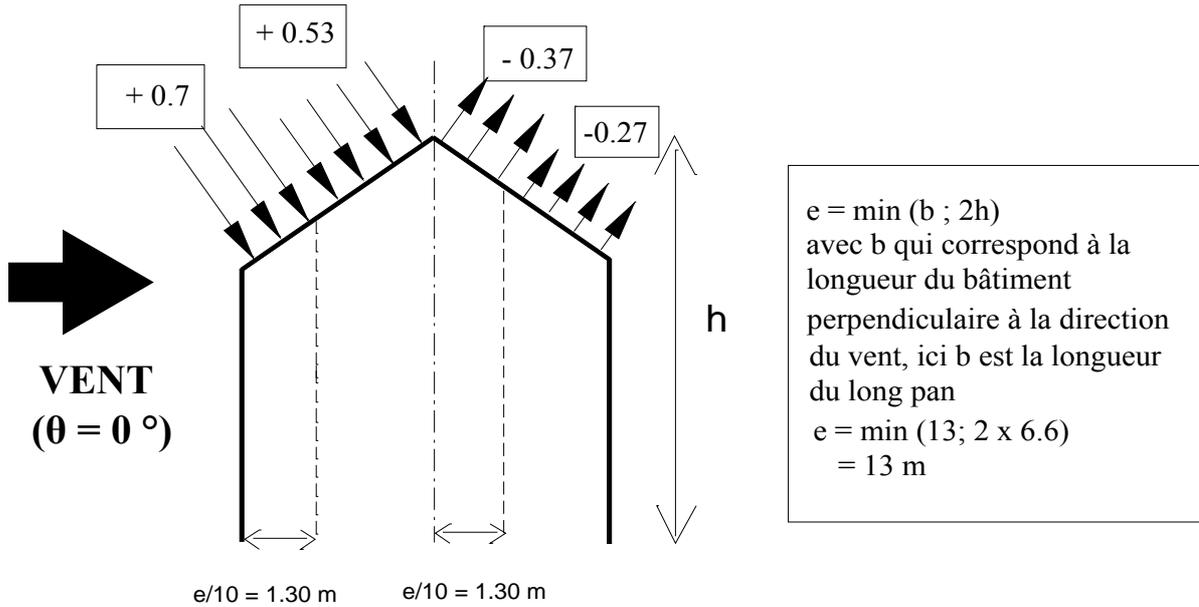
Coefficients de pression extérieure C_{pe}

Dans le cas du vent perpendiculaire au long pan, la pression varie rapidement entre les valeurs positives et négatives sur le versant au vent, c'est pourquoi il y a deux cas différents de coefficients.

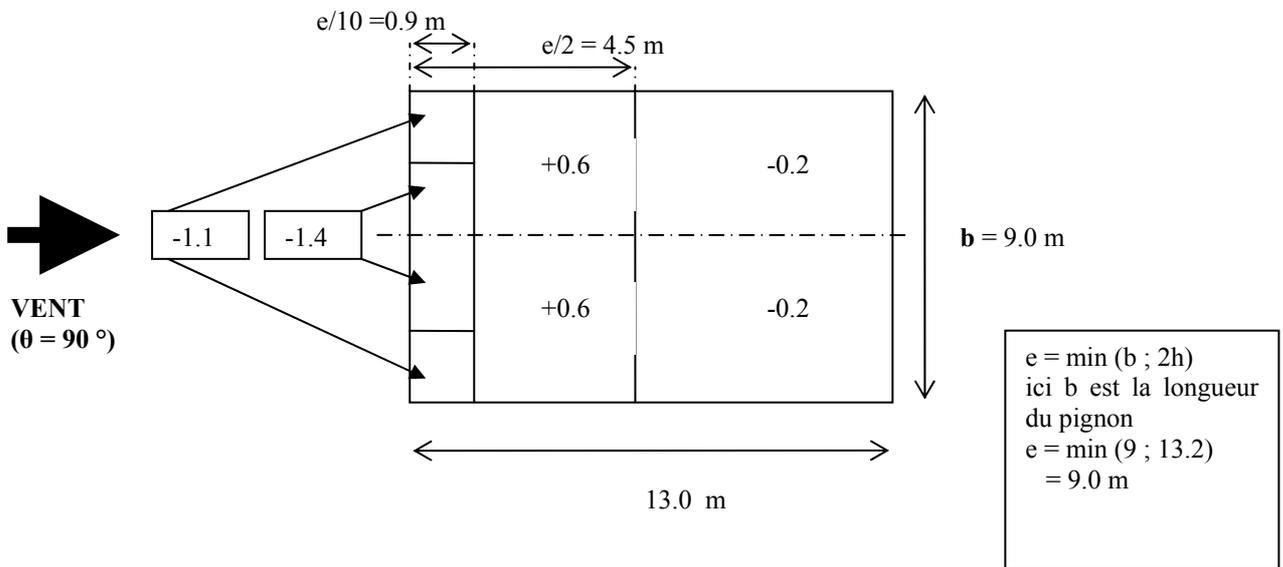
(Tableau 7.4a NOTE 1)



Coefficients de pression extérieure
 (vent perpendiculaire au long pan)
 (Tableau 7.4a)



Coefficients de pression extérieure
(vent perpendiculaire au long pan)
(Tableau 7.4a)



Coefficients de pression extérieure C_{pe}
(vent perpendiculaire au pignon)
(Tableau 7.4b)

Coefficients de pression intérieure C_{pi}

(paragraphe 7.2.9 NOTE 2)

Comme dans le règlement NV 65, on considère deux cas :

- surpression intérieure $C_{pi} = + 0,2$
- dépression intérieure $C_{pi} = - 0,3$

On obtient alors quatre cas de chargement pour l'action du vent :

- Vent perpendiculaire au long pan – surpression intérieure $W_{k,1}$
- Vent perpendiculaire au long pan – dépression intérieure $W_{k,2}$
- Vent perpendiculaire au pignon – surpression intérieure $W_{k,3}$
- Vent perpendiculaire au pignon – dépression intérieure $W_{k,4}$

(ce cas n'étant pas dimensionnant, on ne le prendra pas en compte dans les calculs).

Combinaisons de charges

Selon la formule générale :

$$1,35 \times G_k + 1,5 \times Q_k + 1,5 \sum_i \psi_{0,i} \times Q_i \quad \text{EN1990 (6.16 b)}$$

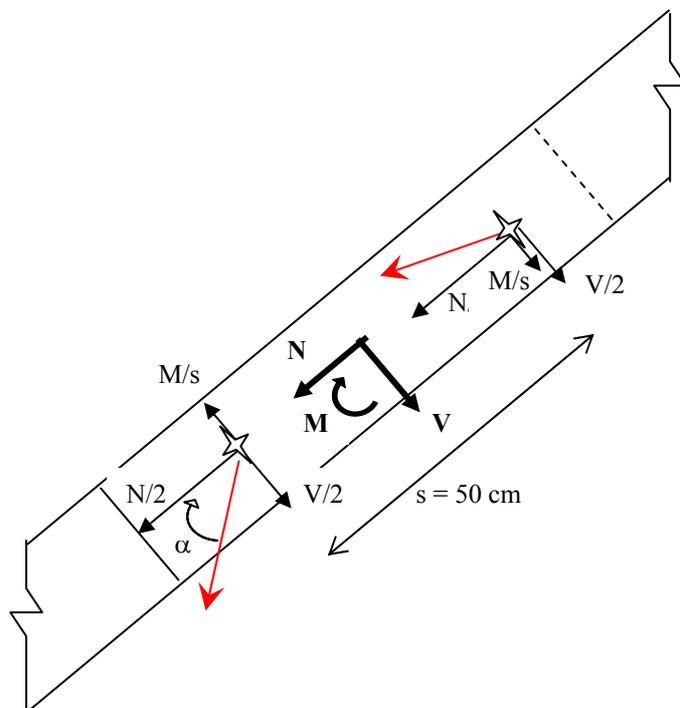
ou $1,0 \times G_k + 1,5 \times Q_{k,i}$ si l'action $Q_{k,i}$ est favorable.Les coefficients ψ_0 sont fonction du type de charges, d'où

- pour la neige $\psi_0 = 0,5$
- le vent $\psi_0 = 0,6$

- a.** $1,35 \times G_k$
- b.** $1,35 \times G_k + 1,5 \times S_{k,I}$
- c.** $1,35 \times G_k + 1,5 \times S_{k,II}$
- d.** $1,0 \times G_k + 1,5 \times W_{k,3}$
- e.** $1,35 \times G_k + 1,5 \times S_{k,I} + 1,5 \times 0,6 \times W_{k,2}$
- f.** $1,35 \times G_k + 1,5 \times S_{k,II} + 1,5 \times 0,6 \times W_{k,2}$
- g.** $1,35 \times G_k + 1,5 \times W_{k,2} + 1,5 \times 0,5 \times S_{k,I}$
- h.** $1,35 \times G_k + 1,5 \times W_{k,2} + 1,5 \times 0,5 \times S_{k,II}$

8.1.3 Vérification du joint de chantier simple recouvrement

(Les références données en marge sont relatives à la norme EN 1995-1-1)



• Caractéristiques de l'assemblage

- Matériau : C 24
- Masse volumique $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$
- épaisseur $b = 36 \text{ mm}$
- hauteur $h = 147 \text{ mm}$
- section = $52,9 \text{ cm}^2$
- $I/v = 129,7 \text{ cm}^3$
- $I = 953 \text{ cm}^4$
- $E_0 = 11\,000 \text{ MPa}$
- Organes d'assemblage : boulons de diamètre 12 mm, classe 4-6

Détermination des efforts repris par les organes d'assemblage

On modélise ensuite la ferme en lui appliquant les combinaisons de charges vues au paragraphe « Combinaison de charges » pour pouvoir déterminer les efforts N , V et M dans l'arbalétrier au niveau du joint de continuité.

$$N = 3\,650 \text{ N}$$

$$V = 770 \text{ N}$$

$$M = 240 \text{ N.m}$$

sous la combinaison $1,35 \times G_k + 1,5 \times W_{k,2} + 1,5 \times 0,5 \times S_{k,I}$

Calcul du nombre efficace d'organes vis-à-vis de l'effort normal et de l'effort tranchant :

$$n_{ef} = \min \left\{ n^{0,9} \times \sqrt[3]{\frac{a_1}{13d}} \right\} = \min \left\{ 2^{0,9} \times \sqrt[3]{\frac{500}{13 \times 12}} \right\} = 2$$

Effort de cisaillement maxi dans le boulon le plus chargé

$$F_{organe,max} = \sqrt{(N/2)^2 + (V/2 + M/s)^2} = \sqrt{(3650/2)^2 + (770/2 + 240/0,5)^2} = 2020 \text{ N}$$

Angle entre l'effort et le fil du bois

$$\tan \alpha = \frac{(V/2 + M/s)}{N/2} \Rightarrow \alpha = 25,4^\circ$$

Vérification des règles de pince

(Tableau 8.4)

Espace entre organes parallèlement au fil

$$a_{1,t} = (4 + \cos \alpha) \times d = (4 + \cos 25,4^\circ) \times 12 = 59 \text{ mm}$$

Distance à l'extrémité chargée

$$a_{3,t} = \max(7d; 80 \text{ mm}) = \max(7 \times 12; 80 \text{ mm}) = 84 \text{ mm}$$

La distance entre les deux boulons centraux doit être égale à au moins deux fois cette distance, soit 16,8 cm.

Distance de rive chargée

$$a_{4,t} = \max([2 + 2 \sin \alpha]d; 3d) = \max([2 + 2 \sin 25,4^\circ]12; 3 \times 12) = 36 \text{ mm}$$

- **Détermination de la capacité résistante de l'organe le plus sollicité**

Portance locale

$$f_{h,0,k} = (1 - 0,01 \times d) \times \rho_k = 0,082 \times (1 - 0,12) \times 350 = 25,6 \text{ N/mm}^2 \quad (8.31)$$

avec

d : diamètre de l'organe en mm

 ρ_k : masse volumique du bois en kg/m^3

d'où la portance réelle tenant compte de la direction de l'effort :

$$f_{h,\alpha} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \times \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{25,26}{1,53 \times \sin^2 25,4^\circ + \cos^2 25,4^\circ} = 23 \text{ N/mm}^2$$

(8.30)

avec

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \times d = 1,35 + 0,015 \times 12 = 1,53 \text{ (pour du bois résineux)} \quad (8.32)$$

Moment d'écoulement plastique

$$M_{y,Rk} = 0,3 \times f_{u,k} \times d^{2,6} = 0,3 \times 400 \times 12^{2,6} = 76745 \text{ N.mm} \quad (8.29)$$

avec

 $f_{u,k}$: valeur caractéristique de résistance en traction

d : diamètre de l'organe en mm

Détermination du mode de rupture– **Mode (a) et (b)**

$$F_{v,Rk} = f_{h,\alpha} \times t \times d = 23 \times 36 \times 12 = 9936 \text{ N} \quad (8.6) \text{ (a)}$$

avec

t : épaisseur de la pièce la plus fine en mm

d : diamètre de l'organe en mm

NB : les modes a et b sont semblables, car $t_1 = t_2$ et les deux éléments à assembler sont du même matériau, c'est-à-

$$\text{dire } \beta = \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,2,k}} = 1 \quad (8.8)$$

– **Mode (c)**

$$F_{v,Rk} = \frac{f_{h,a,a} \times t \times d}{1 + \beta} \times \left[\sqrt{\beta + 2 \times \beta^2 \times \left[1 + \left(\frac{t}{t} \right) + \left(\frac{t}{t} \right)^2 \right] + \beta^3 \times \left(\frac{t}{t} \right)^2} - \beta \times \left(1 + \frac{t}{t} \right) \right] \quad (8.6) \text{ (b)}$$

$$= \frac{23 \times 36 \times 12}{2} \times \left[\sqrt{1 + 2 \times 3 + 1} - 2 \right] = 4116 \text{ N}$$

$$\text{avec } \beta = \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,2,k}} = 1$$

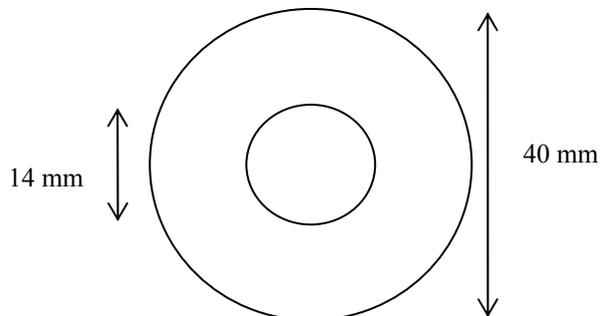
– **Mode (d) et (e)**

$$F_{v,Rk} = 1,05 \times \underbrace{\frac{f_{h,a,a} \times t \times d}{2 + \beta} \times \left[\sqrt{2 \times \beta \times (1 + \beta) + \frac{4 \times \beta \times (2 + \beta) \times M_{y,Rk}}{f_{h,a,a} \times d \times t^2}} - \beta \right]}_{\text{partie de Johanssen}} + \text{effet de corde} \quad (8.6) \text{ (d)}$$

$$\text{Partie de Johanssen} = 1,05 \times \frac{23 \times 36 \times 12}{3} \times \left[\sqrt{2 \times 2 + \frac{4 \times 3 \times 76745}{29,3 \times 12 \times 36^2}} - 1 \right] = 5055 \text{ N}$$

$$\text{Effet de corde} = \min \left\{ \begin{array}{l} 25\% \times \text{partie de Johanssen} \\ \frac{F_{ax,Rk}}{4} = \frac{3}{4} \times f_{c,90k} \times S_{\text{rondelle}} \end{array} \right\}$$

Pour la capacité à l'arrachement des boulons, il convient de prendre en compte la résistance des rondelles. Or, la capacité de résistance de la rondelle est calculée en supposant une résistance à la compression (perpendiculaire) de $3 \times f_{c,90cd}$



$$\text{Effet de corde} = \min \left\{ \frac{0,25 \times 5055 = 1264 \text{ N}}{4} = \frac{3}{4} \times 2,5 \times \pi \times \left[\frac{40^2 - 14^2}{4} \right] = 2067 \text{ N} \right\}$$

$$= 1\,264 \text{ N}$$

$$\text{d'où } F_{v,Rk} = 5\,055 + 1\,264 = 6\,319 \text{ N}$$

– **Mode(f)**

$$F_{v,Rk} = 1,15 \times \underbrace{\sqrt{2 \times M_{y,Rk} \times f_{h,\alpha,k}}}_{\text{partie de Johansen}} \times d + \text{effet de corde} \quad (8.6) \text{ (f)}$$

$$\text{partie de Johansen} = 1,15 \times \sqrt{2 \times 76745 \times 23 \times 12} = 7485 \text{ N}$$

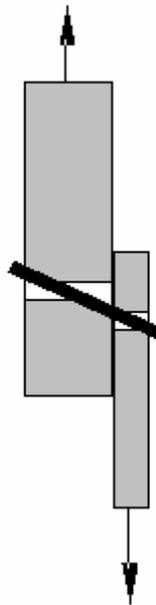
$$\text{Effet de corde} = \min \left\{ \begin{array}{l} 25\% \times \text{partie de Johansen} \\ \frac{F_{ax,Rk}}{4} = \frac{3}{4} \times f_{c,90k} \times S_{\text{rondelle}} \end{array} \right\}$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \times 7485 = 1871 \text{ N} \\ \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 2067 \text{ N} \end{array} \right\} = 1\,871 \text{ N}$$

$$\text{d'où } F_{v,Rk} = 7\,485 + 1\,871 = 9\,356 \text{ N}$$

mode le plus défavorable :

$$\text{mode (c) : } F_{v,Rk} = 4\,116 \text{ N}$$



La rupture se produit par matage des **deux** éléments. L'organe ne reste pas perpendiculaire à l'effort. Il effectue une rotation (aucune rotule plastique n'est créée dans l'organe métallique).

- **Détermination de la valeur de calcul de la capacité résistante du boulon**

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \times F_{v,Rk}$$

où

$F_{v,Rk}$ valeur caractéristique d'une propriété de résistance

$$\gamma_M = 1,3$$

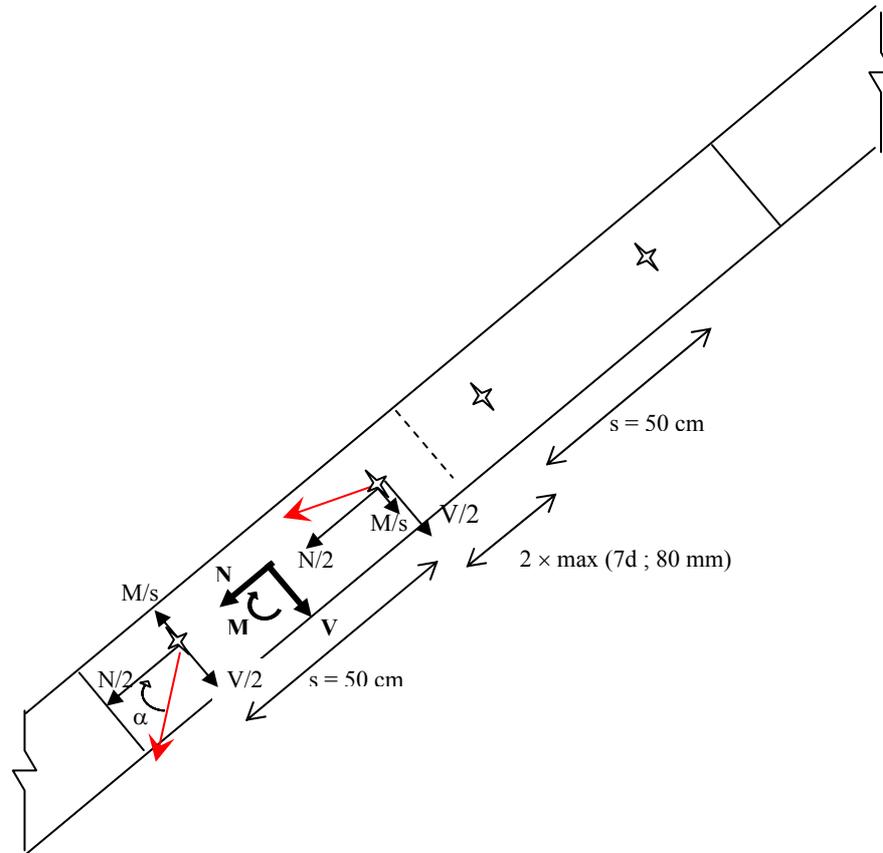
$k_{mod} = 1,1$ (voir tableau 3.1 de l'EC-5 partie 1 -1)

$$F_{v,Rd} = \frac{1,1}{1,3} \times 4116 = 3482 \text{ N}$$

$$F_d = 2020 \text{ N} < F_{v,Rd} = 3482 \text{ N}$$

$$\text{Taux de travail} = \frac{2020}{3482} = 58 \%$$

8.1.4 Vérification du joint de chantier moisé



Les caractéristiques de l'assemblage, les efforts dans les assemblages, ainsi que la portance locale et le moment d'écoulement plastique sont les mêmes que dans le cas précédent.

- **Détermination du mode de rupture**

$$f_{h,1,k} = f_{h,2,k} = f_{h,\alpha,\alpha} = 23 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Voir Joint de chantier à simple recouvrement})$$

($\Rightarrow \beta = 1$), car le renfort est lui aussi en C24

épaisseur de toutes les pièces de bois $t_1, t_2 = 36 \text{ mm}$

$$M_{y,Rk} = 76745 \text{ N.mm}$$

boulons de diamètre $d = 12 \text{ mm}$

rondelle : idem joint à simple recouvrement

Mode (g)

$$F_{v,Rk} = f_{h,\alpha,\alpha} \times t \times d = 23 \times 36 \times 12 = 9936 \text{ N} \quad (8.7) \text{ (g)}$$

Mode (h)

$$F_{v,Rk} = 0,5 \times f_{h,\alpha,\alpha} \times t \times d = 0,5 \times 23 \times 36 \times 12 = 4968 \text{ N} \quad (8.7) \text{ (h)}$$

Mode (j)

$$F_{v,Rk} = 1,05 \times \frac{f_{h,1,k} \times t \times d}{2 + \beta} \times \underbrace{\left[\sqrt{2 \times \beta \times (1 + \beta) + \frac{4 \times \beta \times (2 + \beta) \times M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \times d \times t^2}} - \beta \right]}_{\text{partie de Johansen}} + \text{effet de corde (8.7) (j)}$$

Partie de Johansen = 5 055 N

$$\text{Effet de corde} = \min \left\{ \begin{array}{l} 25 \% \text{ partie de Johansen} \\ \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \times 5055 = 1264 \text{ N} \\ \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 2067 \text{ N} \end{array} \right\}$$

= 1 264 N

d'où $F_{v,Rk} = 5 055 + 1 264 = 6 319 \text{ N}$

Mode (k)

$$F_{v,Rk} = 1,15 \times \sqrt{\frac{2 \times \beta}{1 + \beta}} \times \sqrt{2 \times M_{y,Rk} \times f_{h,1,k} \times d} + \text{effet de corde} \quad (8.7) \text{ (k)}$$

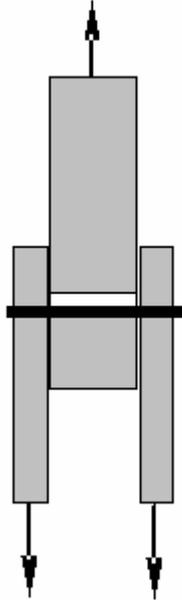
= 7 485 N

$$\text{Effet de corde} = \min \left\{ \begin{array}{l} 25 \% \text{ partie de Johansen} \\ \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \times 7485 = 1871 \text{ N} \\ \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 2067 \text{ N} \end{array} \right\}$$

= 1 871 N

d'où $F_{v,Rk} = 7 485 + 1 871 = 9 356 \text{ N}$

- **Mode de rupture le plus défavorable : mode (h)**



La rupture se produit par matage de l'élément central (aucune rotule plastique n'est créée dans la tige métallique).

mode (h) : $F_{v,Rk} = 4\,968\text{ N}$

$$F_{v,Rd} = 2 \times F_{v,Rk} \times \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 2 \times 4968 \times \frac{1,1}{1,3} = 7643\text{ N}$$

$F_{v,Rk}$ est calculé par plan de cisaillement et par organe. Comme l'organe est sollicité en double cisaillement, il faut multiplier $F_{v,Rk}$ par 2.

$F_d = 2020\text{ N} < F_{v,Rd} = 7643\text{ N}$ $\text{Taux de travail} = \frac{2020}{7643} = 26\%$
--

8.2 Combinaison de compression et de flexion

8.2.1 Vérification vis-à-vis du flambement

- Démarche de calcul

Les courbes de flambement de l'Eurocode 5 se déterminent à partir de l'élanement relatif :

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \text{ et } \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \text{ où } \lambda = \frac{l_{ef}}{i} \text{ et } i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

- λ_y et $\lambda_{rel,y}$ correspondent à la flexion selon l'axe y (flèche selon z)
- λ_z et $\lambda_{rel,z}$ correspondent à la flexion selon l'axe z (flèche selon y)
- l_{ef} : longueur de flambement
- i : rayon de giration en mm
- I : moment quadratique en mm⁴
- A : section en mm²

Les contraintes doivent satisfaire les relations suivantes :

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

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

Avec :

$\sigma_{c,0,d}$: contrainte de calcul en compression parallèle au fil

$f_{c,0,d}$: résistance de calcul en compression parallèle au fil

$\sigma_{m,y,d}$ et $\sigma_{m,z,d}$: contraintes respectives de calcul en flexion selon y et z

$f_{m,y,d}$ et $f_{m,z,d}$: résistances respectives de calcul en flexion selon y et z

$$k_m = \begin{cases} 0,7 \text{ section rectangulaire} \\ 1 \text{ autres sections} \end{cases}$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}, \quad k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

$$\text{et } k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2)$$

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2)$$

β_c est un facteur prenant en compte les limites de rectitude et l'effet de l'humidité en compression parallèle au fil pour le bois massif, $\beta_c = 0,2$ (limite de rectitude : 1/300).

Lorsque, **à la fois**, $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ et $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$, le risque de flambement est faible et les contraintes doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

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

On notera donc que la base de tout calcul de flambement combiné à la flexion est l'élanement λ . Il se calcule à partir des longueurs de flambement ou longueurs effectives et du rayon de giration.

8.2.2 Longueur de flambement

- **Dans le plan de la ferme**

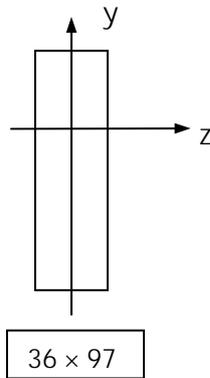
Pour les fermes totalement triangulées et si les éléments ne sont pas chargés latéralement entre deux nœuds, la longueur efficace de flambement est la longueur de travée. Dans l'autre cas, la longueur de flambement est la distance entre deux points d'inflexion adjacents.

- **Perpendiculairement au plan de la ferme**

La longueur de flambement est définie dans le manuel en fonction de l'espacement et de la portée des fermes.

8.2.3 Exemple de calcul

Considérons un arbalétrier de ferme et vérifions-le vis-à-vis du flambement.



Hypothèses : C24, $k_{\text{mod}} = 0,8$
(moyen terme, classe de service 1 ou 2)

Ferme de 8 m de portée, entraxe 600 mm

Résultats RdM :

$$\sigma_{c,0,d} = 1,6 \text{ Mpa (} F_c = 5700 \text{ N)}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,2 \text{ Mpa (} M = 0,23 \text{ kN.m)}$$

Propriétés mécaniques :

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,8 \frac{21}{1,3} = 12,9$$

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,8 \frac{24}{1,3} = 14,8$$

- $l_{ef,z} = 2,20 \text{ m}$ dans le plan de la ferme
- $l_{ef,y} = c \times e = 0,9 \times 600 = 540 \text{ mm}$ dans le plan perpendiculaire à celui de la ferme
- $\lambda_z = \frac{l_{ef,z}}{i_z} = \frac{l_{ef,z} \sqrt{12}}{h} = \frac{2200 \sqrt{12}}{97} = 79$
- $\lambda_y = \frac{l_{ef,y} \sqrt{12}}{b} = \frac{540 \sqrt{12}}{36} = 52$
- $\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{79}{\pi} \sqrt{\frac{21}{7400}} = 1,34 > 0,3$
- $\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{52}{\pi} \sqrt{\frac{21}{7400}} = 0,88 > 0,3$

Vérification des deux relations générales :

- $k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5(1 + 0,2(1,34 - 0,3) + 1,34^2) = 1,50$
- $k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5(1 + 0,2(0,88 - 0,3) + 0,88^2) = 0,95$
- $k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{1,50 + \sqrt{1,50^2 - 1,34^2}} = 0,46$
- $k_{c,y} = 0,76$

d'où :

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z}f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \Leftrightarrow \frac{1,6}{0,46 \times 12,9} + 0,7 \frac{4,2}{14,8} \leq 1 \Leftrightarrow 0,47 \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y}f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \Leftrightarrow \frac{1,6}{0,76 \times 12,9} + \frac{4,2}{14,8} \leq 1 \Leftrightarrow 0,45 \leq 1$$

Conclusion : l'élément est vérifié vis-à-vis de la compression axiale et du flambement.

8.2.4 Vérification vis à vis du déversement

• Démarche de calcul

Comme pour le flambement, la vérification vis à vis du déversement s'entend par l'élanement relatif :

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$$

où

$\sigma_{m,crit}$: contrainte de flexion critique définie pour une **section rectangulaire** par $\sigma_{m,crit} = \frac{0,78b^2}{hl_{ef}} E_{0,05}$

b et h : respectivement largeur et hauteur de la poutre

$f_{m,k}$: résistance caractéristique en flexion

La longueur efficace se calcule en fonction du schéma mécanique de la poutre (conditions d'appui et type de chargement) ; elle est indiquée tableau suivant :

Type de poutre	Type de chargement	$\frac{l_{ef}}{l}$
Sur appuis simples	Moment constant	1
	Charge répartie constante	0,9
	Charge concentrée au milieu de la portée	0,8
Porte-à-faux	Charge répartie constante	0,5
	Charge concentrée agissant à l'extrémité libre	0,8
Le rapport $\frac{l_{ef}}{l}$ est valable pour une poutre dont les appuis sont limités en torsion et chargée en son centre de gravité. Si la charge est appliquée sur la fibre comprimée de la poutre, l_{ef} doit être augmentée de 2h et peut être diminuée de 0,5h pour une charge appliquée sur la fibre tendue de la poutre.		

Dans le cas de **flexion seule**, on vérifie : $\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d}$

La vérification est plus complexe lorsque **la compression et la flexion sont combinées** : il faut alors, lorsqu'un moment M_y s'exerce selon l'axe fort, vérifier :

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

avec :

$\sigma_{m,d}$: contrainte de calcul en flexion

$\sigma_{c,d}$: contrainte de calcul en compression

$f_{m,d}$: résistance de calcul en flexion

$f_{c,0,d}$: résistance de calcul en compression parallèle au fil

k_{crit} : facteur qui tient compte de la réduction de la résistance due au déversement latéral

$k_{c,z}$: coefficient comme défini lors du flambement

Ce coefficient k_{crit} est fonction de l'élanement relatif défini plus haut et prend les valeurs suivantes :

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{si } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{pour } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{si } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

En d'autres termes, le risque de déversement est nul lorsque $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$

- **Exemple de calcul**

Considérons l'entrait d'une ferme W sur lequel on place une charge ponctuelle au centre sur l'entrait ; vérifions-le vis-à-vis du déversement.

Les sollicitations après calcul sont :

$$\sigma_{m,d} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,d} = 1,1 \text{ MPa}$$

longueur efficace : $l_{ef} = (0,8 \times l) = 0,8 \times 2471 = 1977 \text{ mm}$
(car la charge est concentrée)

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78b^2}{hl_{ef}} E_{0,05} = \frac{0,78 \times 36^2}{97 \times 1977} \times 7400 = 39 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{39}} = 0,78$$

Avec $\lambda_{rel,m}$ on choisit la relation déterminant k_{crit} :

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} = 0,975$$

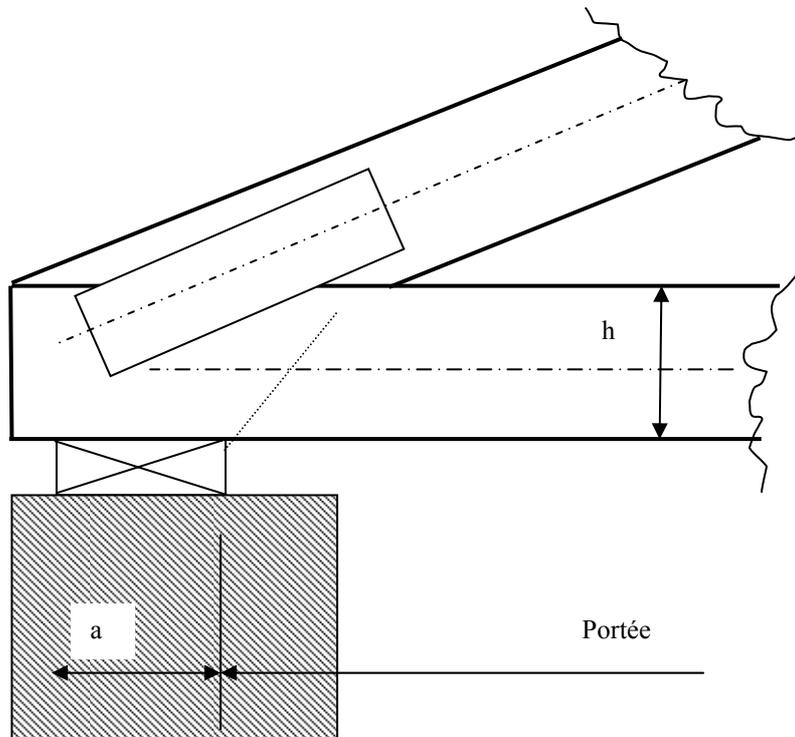
On vérifie alors la flexion combinée à la compression :

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} = \left(\frac{0,71}{0,975 \times 14,8} \right)^2 = 0,002 \leq 1$$

L'arbalétrier est vérifié vis-à-vis du déversement.

8.3 Vérification au cisaillement et compression sur appui d'une fermette suivant les Eurocodes

8.3.1 Hypothèses



- Hauteur entrait : 97 mm
- Épaisseur : 36 mm
- a : 100 mm
- V est l'effort tranchant dans l'entrait = 384 N
- Bois massif C24 non certifié
 $f_{v,k} = 2,5$ MPa
 $f_{c,90,k} = 2,5$ MPa
 $\gamma_M = 1,3$
- Classe de service 1
 $k_{mod} = 0,6$ (action permanente)
 $k_{mod} = 0,9$ (action court terme = neige < 1000m)
- Réaction d'appui :
 Charge permanente = 2844 N
 Charge de court terme (neige) = 939 N

8.3.2 Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement doit satisfaire la condition suivante :

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

où

τ_d est la valeur de calcul de la contrainte en cisaillement

$f_{v,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en cisaillement

La valeur de calcul de la contrainte est :

$$\tau_d = \frac{3V}{2A} \quad A : \text{aire de la section cisailée (h} \times \text{Ep)}$$

$$\tau_d = \frac{3 \times 384}{2 \times 3492} = 0,16 \text{ MPa}$$

La valeur de calcul de la résistance est :

$$f_{v,d} = \frac{k_{\text{mod}} f_{v,k}}{\gamma_M}$$

$$f_{v,d} = \frac{0,9 \times 2,5}{1,3} = 1,73 \text{ MPa}$$

Nota : On prend le plus grand des facteurs de modification de résistance.

La condition est vérifiée : $\tau_d \leq f_{v,d} \Rightarrow 0,16 \leq 1,73 \text{ MPa}$

8.3.3 Vérification en compression

La contrainte de compression doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d}$$

où

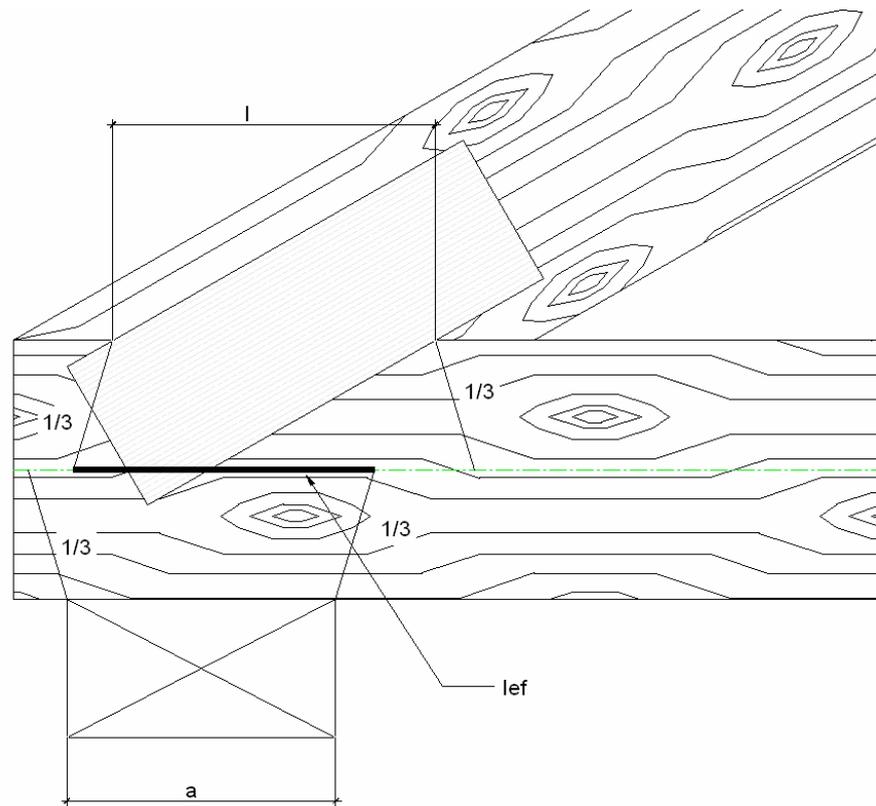
$\sigma_{c,90,d}$: valeur de calcul de la contrainte en compression

$k_{c,90}$: facteur prenant en compte la configuration du chargement, majorant la résistance (ce coefficient n'est jamais inférieur à 1)

$f_{c,90,d}$: valeur de calcul de la résistance en compression

Dans notre configuration :

$$k_{c,90} = \max \begin{cases} \frac{l_{ef}}{l} = \frac{105}{70} = 1,5 \\ 1 \end{cases}$$



La valeur de calcul de la contrainte sous charge permanente seule :

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{R}{S}$$

S : surface compressée, $S = a \times E_p$

R : effort de compression, $R = 1,35 G$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{3839}{3600} = 1,07 \text{ MPa}$$

La valeur de calcul de la résistance est :

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{\text{mod}} f_{c,90,k}}{\gamma_M}$$

$$f_{c,90,d} = \frac{0,6 \times 2,5}{1,3} = 1,15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée : $\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \Rightarrow 1,07 \leq 1,5 \times 1,15 = 1,73 \text{ MPa}$

La valeur de calcul de la contrainte sous charge permanente et neige :

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{R}{S}$$

S est la surface compressée $S = a \times E_p$

R est l'effort de compression : $R = 1,35 G + 1,5 Q$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{5248}{3600} = 1,46 \text{ MPa}$$

La valeur de calcul de la résistance est :

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{\text{mod}} f_{c,90,k}}{\gamma_M}$$

$$f_{c,90,d} = \frac{0,9 \times 2,5}{1,3} = 1,73 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée : $\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \Rightarrow 1,46 \leq 1,5 \times 1,73 = 2,60 \text{ MPa}$

8.4 Fiche type de calcul pour une ferme de comble perdu Verification ELU

DONNEES

SITE DE L'OUVRAGE				CATEGORIE DE L'OUVRAGE		CLASSE DE SERVICE	
Ville	Altitude	Rugosité	Zone vent	HABITATION (A)		1,2 ou 3 2 K _{def} 0,8	
NANCY	220	III	Vb,0(m/s) 26				
Région neige	Zone neige	Terrain	expo				
Centre Ouest	A1		N				
GEOMETRIE DE L'OUVRAGE							
largeur	longueur	penne	H totale	Hcombles	Houverture		
m	m	°	m	m	m		
8	12	20	4,15	1,45	2,6		

CHOIX DU CONCEPTEUR

SECTION DE CALCUL DU SYSTEME PORTEUR							MATERIAU		QUALITE		HUMIDITE
arbalétrier à H=22%			Entrait à H=22%				BLC,LVL,BM	GLxx	Cxx	DE SERVICE	
épaisseur	Hmin	Hmax	épaisseur	Hmin	Hmax	Entraxe	BM		C24	18%	
mm	mm	mm	mm	mm	mm	m					
36	97	97	36	97	97	0,6					

RESISTANCES

Résistances caractéristiques		Modules élastiques				Coef. Haut		Coef partiel	
f _{m,k}	f _{v,k}	E _{0,mean}	G _{0,mean}	E _{0,05}	G _{0,05}	Entrait	Kh	γ _m	
MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Arba	1,09	1,3	
24	2,5	11600	690	7400	460				

ACTIONS DURABLES

ACTIONS PERMANENTES							
Ch. Permanentes							
		Couverture	Support toiture	Plafond	Poids propre	Divers	G _{total}
		0,5	0,02	0,15	0,1	0,04	kN/m ²
	Arbalétrier	0,3	0,012			0,024	0,336 KN/m
	Entrait			0,09	0,06	0,024	0,174 KN/m
ACTIONS VARIABLES							
Ch. d'entretien							Q _k
							kN
							1,5
Neige symétrique							
	S _k (200m)	S _k	μ ₁ (α ₁)	μ ₁ (α ₂)	c _e	s ₁	S
	kN/m ²	kN/m ²					kN/m
versantG	0,45	0,47	0,8	/	1		0,226
versantD			/	0,8			
Neige assymétrique 1							
	S _k (200m)	s _k	0,5 μ ₁ (α ₁)	μ ₁ (α ₂)	c _e	s ₁	S
	kN/m ²	kN/m ²					kN/m
versantG	0,45	0,47	0,4	/	1		0,113
versantD			/	0,8			
Neige assymétrique 2							
	S _k (200m)	s _k	μ ₁ (α ₁)	0,5 μ ₁ (α ₂)	c _e	s ₁	S
	kN/m ²	kN/m ²					kN/m
versantG	0,45	0,47	0,8	/	1		0,226
versantD			/	0,8			0,226

ACTIONS DURABLES (suites)

<i>ACTIONS VARIABLES (suite)</i>								
Vent $\theta=0^\circ$	q_b	$C_e(z_e)$	C_{pe}	w_e	$C_e(z_i)$	C_{pi}	w_i	W
cas 1 et 2	(Pa)			N/m ²			N/m ²	kN/m
versant G1			-0,4	-216,4		0,2	101,4	-0,130 0,061
versant G2	507,00	1,067	-0,83	-449,0	0,27	0,2	101,4	-0,269 0,061
versant D1			0,74	400,3		-0,3	-152,1	0,240 -0,091
versant D2			0,27	146,1		-0,3	-152,1	0,088 -0,091

<i>4 EXEMPLES DE COMBINAISON D'ACTIONS STR</i>						Per- Lt	Kmod
ELU- STR		Permanentes	Entretien	Neige sym ou assym 1 ou assym 2	Vent $\theta=0^\circ$ (cas 1 ou 8) ou $\theta=90^\circ$ (cas 1 ou 2)	Ct Ins	
CA1							Per 0,6
CA2*	coeff.						ct 0,9
CA3*	de						inst 1,1
CA4*	combinaison						inst 1,1
.							
.							
.							
CA n							

* les CA sont à répliquer pour tous les cas de charge de neige et de vent