
Manuels d'application des Eurocodes pour les structures bois

Programme AQCEN EC5



Programme AQCEN / EC5

Charpente en bois lamellé-collé

Règles et recommandations particulières
applicables aux structures en charpentes
en bois lamellé-collé

Rédaction :
FCBA

Animation :
SNBL
(Syndicat national des constructeurs de charpentes en bois lamellé-collé)

Janvier 2009

Règles et recommandations particulières applicables aux structures en charpentes en bois lamellé-collé

1 GÉNÉRALITÉS 4

1.1 HISTORIQUE ET DÉFINITION DU BOIS LAMELLÉ-COLLÉ	4
1.1.1 HISTORIQUE	4
1.1.2 DÉFINITION	4
1.2 CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES	4
1.2.1 AVANTAGES TECHNIQUES	4
1.2.2 FABRICATION DU LAMELLÉ-COLLÉ	5
1.3 POSSIBILITÉS ARCHITECTURALES	5
1.4 LES SYSTÈMES CONSTRUCTIFS	5
1.4.1 LES POUTRES	6
1.4.2 LES FERMES	7
1.4.3 LES ARCS	9
1.4.4 LES PORTIQUES	11

2 DOMAINES D'APPLICATION – ASPECTS NORMATIFS 12

2.1 TABLEAU NORMATIF BLC	12
2.2 MATÉRIAUX	13
2.2.1 DIMENSIONS DES LAMELLES UTILISÉES EN CHARPENTE	13
2.2.2 RAYON DE CINTRAGE EN FONCTION DES ÉPAISSEURS FINIES	13
2.2.3 COEFFICIENT DE RÉTRACTABILITÉ	14
2.2.4 PROTECTION CONTRE DES ATMOSPHÈRES SÈCHES	14
2.2.5 UTILISATION DES ZONES EXTÉRIEURES	15
2.2.6 PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES	15

3 DIMENSIONNEMENT POUR CONFIGURATIONS SPÉCIFIQUES 17

3.1 ÉLÉMENTS COURBES ET À INERTIE VARIABLE ET SECTIONS RECOMPOSÉES	17
3.1.1 POUTRE À SIMPLE DÉCROISSANCE	17
3.1.2 POUTRES À DOUBLE DÉCROISSANCE, COURBES ET À INERTIE VARIABLE	18
3.1.3 SECTIONS VARIABLES ET RECOMPOSÉES	24
3.2 PORTIQUES ET ARCS	32
3.2.1 LES PORTIQUES	32
3.2.2 LES ARCS	33
3.2.3 EFFETS DE SECOND ORDRE	35
3.3 ENTAILLES	36
3.3.1 DÉTERMINATION DU COEFFICIENT DE PONDÉRATION K_V	39
3.3.2 EXEMPLE DE CALCUL N°1	40
3.3.3 EXEMPLE DE CALCUL N°2	42

4 LA STABILITÉ DES CONSTRUCTIONS 44

4.1 INTRODUCTION	44
4.2 LA STABILITÉ TRANSVERSALE DES STRUCTURES PORTEUSES PRINCIPALES	45

4.2.1	PORTIQUE À 3 ARTICULATIONS	45
4.2.2	PORTIQUE À 2 ARTICULATIONS	45
4.2.3	FERME À FAUX ENTRAIT	46
4.2.4	FERME BOITEUSE	46
4.2.5	FERME DE TYPE POLONCEAU OU À CISEAU	47
4.2.6	FERMES EN « A »	47
4.2.7	POUTRE COURBE SOUS-TENDUE PAR UN TIRANT	47
4.2.8	POUTRE À CHAÎNETTE	48
4.2.9	BÂTIMENT À BASE DE PORTIQUES INSTABLES TRANSVERSALEMENT	48
4.3	LE CONTREVENTEMENT DANS LE PLAN DE TOITURE	49
4.3.1	LES POUTRES EN W	49
4.3.2	LES POUTRES EN N	49
4.3.3	LES POUTRES EN X	50
4.3.4	LES POUTRES EN TOITURE AVEC DES DIAGONALES EN K	50
4.4	LA STABILITÉ DES PAROIS VERTICALES	51
4.4.1	RECHERCHE DES EFFORTS APPLIQUÉS	51
4.4.2	LES STABILITÉS VERTICALES OU PALÉES	51
4.4.3	CONTREVENTEMENT DES FAÇADES PIGNONS	54
4.5	LES TRIBUNES COUVERTES ET POUTRES EN PORTE-À-FAUX	55
4.6	CONCLUSION	56
5	ASSEMBLAGES SPÉCIFIQUES	57
5.1	LES ASSEMBLAGES ENCASTRÉS	57
5.1.1	ENCASTREMENT POTEAU-TRAVERSE	57
5.1.2	JOINT DE CONTINUITÉ	62
5.2	TÊTE ET PIED D'ARC	68
5.2.1	EXEMPLES DE CONCEPTION POUR LES APPUIS	68
5.2.2	EXEMPLES DE CONCEPTION DES ARTICULATIONS EN FAÎTAGE POUR DES ARCS DE GRANDE PORTÉE	70
5.3	ANCORAGE SUR MASSIF BA	72
5.3.1	DÉTERMINATION DES PLATINES D'ANCORAGE	73
5.3.2	ADHÉRENCE DES TIGES DE SCELLEMENT	76
5.3.3	TRANSMISSION DES EFFORTS HORIZONTAUX AUX MASSIFS DE FONDATIONS	80
5.4	ANCORAGE SUR MUR ET POTEAU	82
5.5	VÉRIFICATION DES APPUIS DE POUTRES BLC EN COMPRESSION TRANSVERSALE	82
5.6	ASSEMBLAGES DE CONTREVENTEMENT	83
5.7	LIAISONS ENTRE BLC ET MÉTAL	85
5.7.1	CAS DU TIRANT MÉTALLIQUE	85
5.7.2	CAS DE FERRURE DE GRANDE DIMENSION	87
5.7.3	PROTECTION DES EXTRÉMITÉS	87
6	RAPPEL DE NOTIONS DE CALCUL	88
6.1	CALCUL DES ÉLÉMENTS ISOSTATIQUES	88
6.2	CALCULS DES ÉLÉMENTS HYPERSTATIQUES	91
6.2.1	PRINCIPE DE CALCUL APPROCHÉ AU NIVEAU DE L'AVANT-PROJET	91
6.2.2	CALCULS PRÉCIS	91
6.3	CALCUL DES ÉLÉMENTS MIXTES	94
6.3.1	BOIS ET ACIER	94
6.3.2	BOIS ET BÉTON	97
6.3.3	BOIS, ACIER ET BÉTON	97
7	VÉRIFICATION D'OUVRAGES AUX ELU ET ELS	98

1 GÉNÉRALITÉS

1.1 Historique et définition du bois lamellé-collé

1.1.1 Historique

C'est au XVI^e siècle que Philibert Delorme, architecte qui a construit le Palais des Tuilleries et le Château d'Anet, a eu l'idée d'utiliser des bois assemblés entre eux pour réaliser des fermes en arc.

Trois siècles plus tard, le Colonel Emy, Directeur des fortifications de Bayonne, a imaginé le système qui porte son nom. Il s'agissait de lamelles de bois assemblées par des boulons et brides métalliques. Un exemple de ce type de fabrication existe encore à la gare de Dieppe.

Vers 1900, le maître charpentier Suisse Otto Hetzer a eu la géniale idée de remplacer les boulons par de la colle caséine. La charpente en bois lamellé-collé était née.

1.1.2 Définition

Le bois lamellé-collé est constitué par des lamelles de bois, de sections relativement réduites par rapport à celles de la pièce reconstituée, de longueurs diverses, assemblées par entures dans le sens de la longueur, et collées à plat les unes sur les autres. Ces lamelles sont disposées de telle sorte que leurs fils soient parallèles.

La définition normative du bois lamellé-collé est la suivante :

Elément de structure formé par collage de lamelles de bois dont la direction principale est parallèle au fil du bois.

NF EN 1194
3.1

1.2 Caractéristiques générales

1.2.1 Avantages techniques

On peut retenir :

- Les nombreux atouts environnementaux du bois lamellé-collé, tels que le faible coût énergétique lors de la production, la forte recyclabilité, le stockage du CO₂, la très faible émission de formaldéhyde pendant la mise en œuvre (conclusions d'une étude sur l'Analyse du Cycle de Vie d'une poutre générique en bois lamellé-collé réalisée par l'Ademe, le CTBA, le Ministère de l'Agriculture et le SNBL en 2002) ;
- La légèreté et la résistance du bois lamellé-collé face aux structures en béton et en acier ; comparativement, pour une résistance sensiblement équivalente, le bois lamellé-collé est cinq fois plus léger que le béton (une ossature en béton porte surtout son poids propre alors que la charpente LC supporte principalement la couverture et les surcharges climatiques) ;
- Une tenue au feu, sans aucune protection complémentaire, très avantageuse ; lors d'un incendie qui a duré plus de 2 h, la charpente en bois lamellé-collé d'une patinoire de la région parisienne a parfaitement résisté sans s'effondrer, ce qui a permis de sauvegarder la piste de patinage ;
- Un comportement excellent dans les milieux corrosifs tels que les tanneries, les vinaigreries, etc. ;
- Une grande facilité d'usinage et d'association avec la plupart des matériaux de construction par liaisons mécaniques ou collage ;
- La possibilité de réaliser des sections de pièces non limitées par celles du matériau d'origine ;
- La possibilité de fabriquer des pièces dont la longueur ne sera limitée que par des impératifs de transport ;
- La possibilité d'obtenir des pièces présentant une grande souplesse de forme (tel que des éléments courbes, à inertie variable ...) ;
- La possibilité de fabriquer des poutres lamellées collées avec une contre flèche pour qu'elles deviennent droites après application des charges permanentes ;
- Un entretien en intérieur pratiquement nul ;
- Une esthétique et une impression de bien-être indiscutables ;
- Son insensibilité au magnétisme, primordiale dans la construction d'ouvrages particuliers tels que les bâtiments militaires ou pour l'industrie atomique, les poudreries.

1.2.2 Fabrication du lamellé-collé

Les exigences de fabrication pour les éléments de structure en bois lamellé-collé sont définies de façon normative selon la norme européenne et française NF EN 386 (**2.1 Tableau normatif BLC**).

NF EN 386

Ces exigences portent sur les conditions de fabrication, le choix des bois, des adhésifs, les aboutages dans les lamelles, l'intégrité et la résistance des plans de collage...

La maîtrise de la qualité et l'organisation du contrôle de fabrication en usine sont également définies.

1.3 Possibilités architecturales

Techniquement, il est possible de concevoir des portées allant au-delà de 100 m. Parmi les grandes réalisations des entreprises françaises, citons :

- le hall d'exposition de Tours (98 m),
- la tribune du stade de Poitiers (127 m, 1987),
- un hangar d'entretien pour gros porteur à l'aéroport de Bale à Mulhouse (92 m, 1995),
- le pavillon de l'Utopie à Lisbonne (122 m, 1997-1998).

En plus de ces bâtiments exceptionnels, le lamellé-collé couvre une gamme extrêmement vaste, allant de la simple panne aux poutres de 25 m, des petits halls de 15 m en portique aux grands bâtiments de 70 m en arc, sans oublier tous les bâtiments tels que :

- églises, salles de réunion, de restaurant,
- gymnases, patinoires, tribunes de stade, piscines,
- halls industriels, centres commerciaux,
- halls de stockage,
- passerelles, ponts,
- escaliers,
- maisons individuelles,
- silos,
- planchers industriels,
- laboratoires,
- centres de secours incendie,
- bâtiments scolaires, etc.

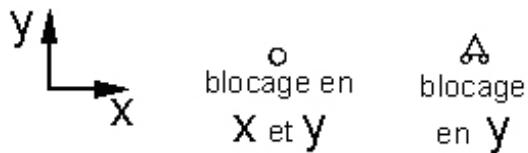
Les systèmes constructifs sont innombrables et nous nous bornons ici à citer et illustrer les plus représentatifs d'entre eux.

1.4 Les systèmes constructifs

Nous présentons quatre grandes catégories de systèmes constructifs :

- les poutres,
- les fermes,
- les arcs,
- les portiques.

Nous utiliserons les symboles suivants :



1.4.1 Les poutres

Entrent dans cette catégorie toutes les réalisations comportant essentiellement des pièces travaillant sur appuis libres, qu'elles soient droites ou courbes. Toutefois, il est possible de concevoir des structures entièrement rotulées dont la stabilité est assurée par un système de contreventement global. Elles pourront être associées à des éléments en bois massif, en acier, en béton qui joueront le rôle de poteaux, tirants, suspentes, etc. (**Figure 1-1**).

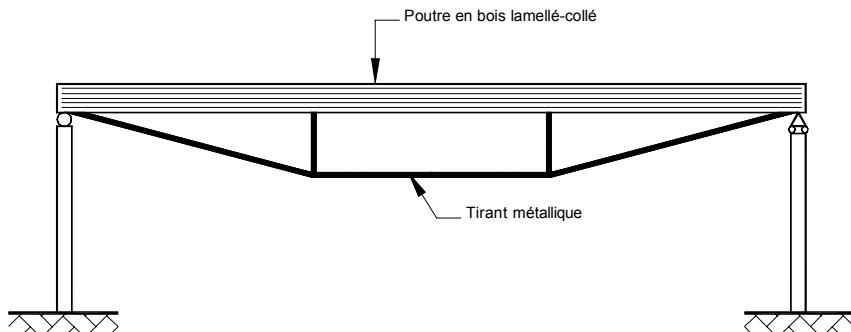


Figure 1-1 : Poutre avec tirant

Les poutres peuvent n'avoir qu'une seule travée sur appuis simples allant jusqu'à une vingtaine de mètres (**Figure 1-2**) en portées courantes.

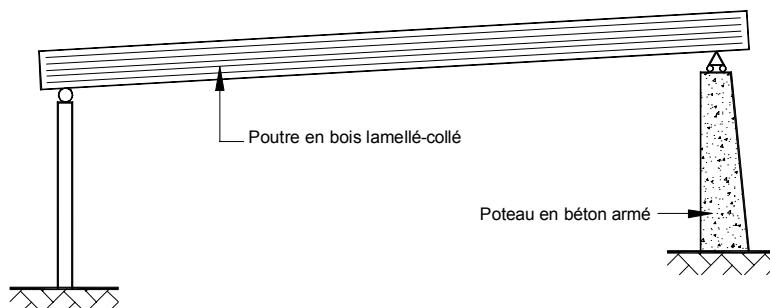


Figure 1-2 : Poutre droite sur 2 appuis

Le système cantilever (**Figure 1-3**) permet la réalisation de trames voisines de 25 m de portée courante.

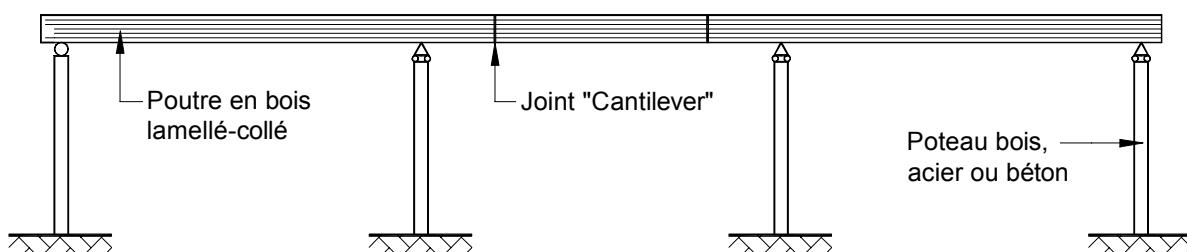


Figure 1-3 : Poutre droite avec joints cantilever sur plusieurs appuis

Pour des ouvrages importants, on peut utiliser des poutres à section variable, dont la quantité de matière mise en œuvre suit la courbe des efforts. La poutre (**Figure 1-4**) épouse la forme de la toiture, en même temps que la courbe des moments, tout en laissant un dégagement uniforme (portées courantes jusqu'à 35 m).

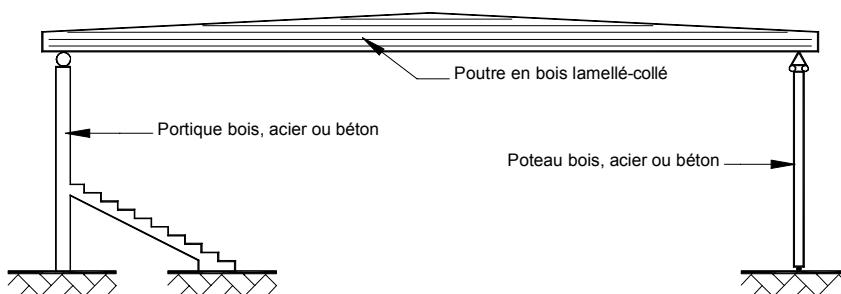


Figure 1-4 : Poutre à inertie variable

Le bois lamellé-collé, de par sa faible densité, se prête particulièrement à la réalisation d'auvents (portées courantes 18 m) et de tribunes car le poids propre a une influence considérable sur le dimensionnement des poutres en porte-à-faux (**Figure 1-5**).

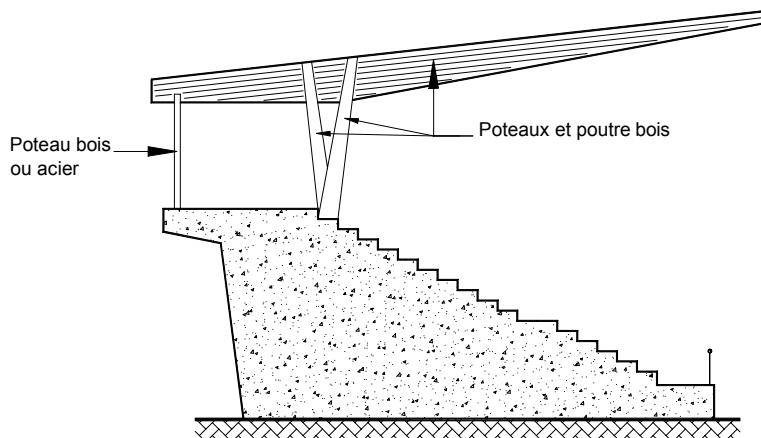


Figure 1-5 : Tribune de stade : poutres en porte-à-faux

1.4.2 Les fermes

Entrent dans cette catégorie toutes structures qui comportent un entrant et dont l'un des appuis est considéré comme glissant. D'un point de vue économique, une pente minimale de 20 voire 25 % est requise, lorsque les arbalétriers sont articulés aux deux extrémités.

Pour des portées courantes entre 10 et 25 m :

- les fermes triangulées (**Figure 1-6**) sont intéressantes d'un point de vue architectural,
- les fermes sous-tendues (**Figure 1-7**) sont économiques,
- les fermes à entrant retroussé permettent d'obtenir un dégagement donné sous entrant (**Figure 1-8**),

Pour des portées de 25 à 50 m, la ferme avec arbalétrier en arc de section constante est très économique (**Figure 1-9**).

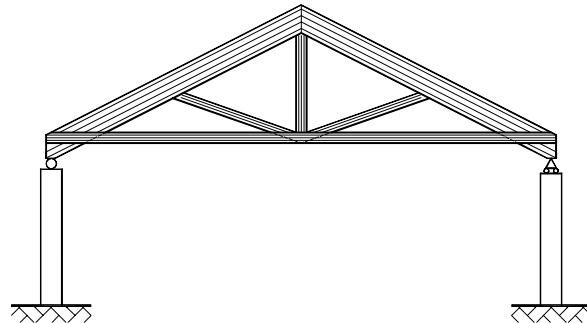


Figure 1-6 : Ferme triangulée, portées courantes entre 10 et 20 m

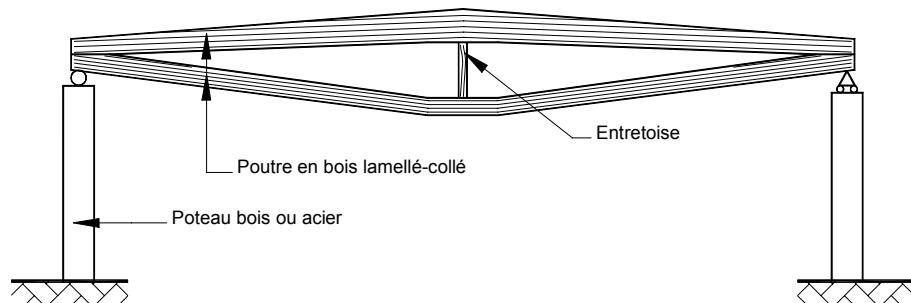


Figure 1-7 : Fermes sous-tendues, portées de 15 à 25 m

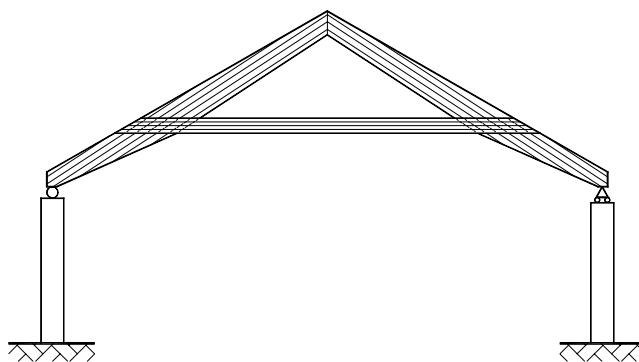


Figure 1-8 : Ferme à entrail retroussé, portées courantes entre 12 et 20 m

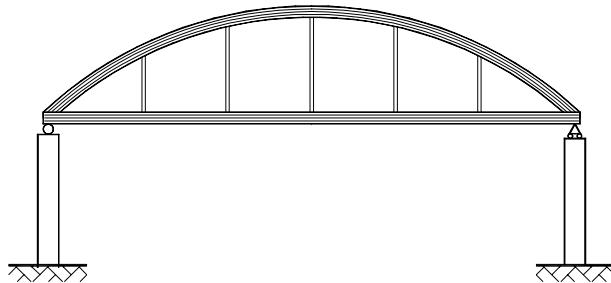


Figure 1-9 : Ferme avec arbalétrier en arc de section constante

1.4.3 Les arcs

Le fonctionnement en arc permet d'atteindre des portées libres très importantes (jusqu'à 100 m et plus, notamment pour les arcs de type 11, 13 et 14). Ils sont néanmoins très largement utilisés à partir de 15 m. D'un point de vue économique et technique, il est important de ne pas rendre des rayons de courbure trop faibles.

Pour les bâtiments de stockage en vrac, les arcs en bois lamellé-collé s'adaptent parfaitement aux contraintes fixées d'exploitation (notamment pour les arcs de type 10 ou 14).

Les arcs à deux articulations sont adaptés à de faibles pentes (de l'ordre de 10 %) et, pour les arcs de grande portée, leur transport nécessite la réalisation de joints appelés joints de transport.

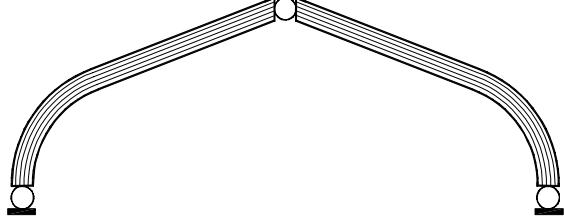


Figure 1-10 : Arc courant à 3 articulations, portées courantes de 10 à 40 m (court de tennis).

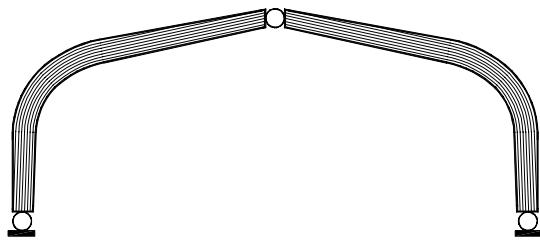


Figure 1-12 : Arc à 3 articulations, portées courantes de 15 à 30 m limitées par le gabarit de transport (gymnase)

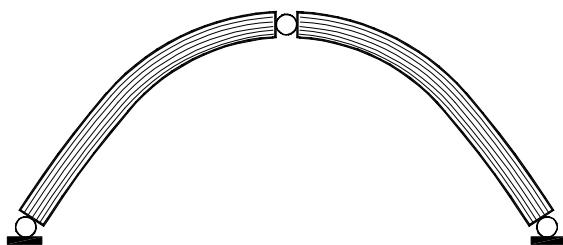


Figure 1-11 : L'arc parabolique (2 ou 3 articulations) se justifie en charges lourdes ou en grande portée, portées courantes entre 50 et 100 m (hall de sport, d'exposition, de stockage en vrac).

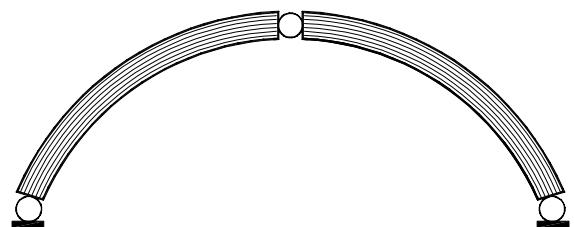


Figure 1-13 : Structure courante en arc de cercle à inertie constante, portées courantes jusqu'à 70 m en 3 articulations et au-delà en 2 articulations (hall de sport, de foire de stockage)

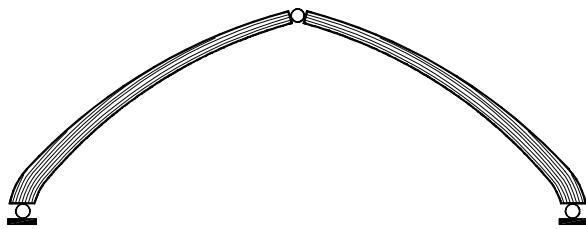


Figure 1-14 : Arc à 3 articulations, portées courantes de 50 à 70 m, flèche importante, bâtiment à destination de silo (permettant le support d'une forte charge au faîte).

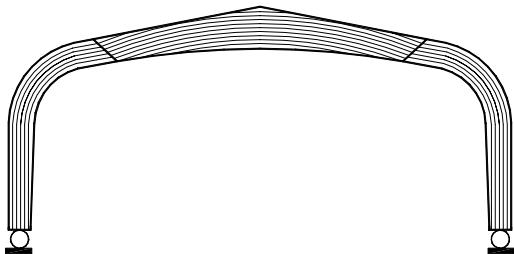


Figure 1-15 : Arc à 2 articulations comportant 2 joints de transport, portées courantes jusqu'à 30 m limitées par le gabarit de transport (hangar d'avion, industriel)

1.4.4 Les portiques

Pour des portées moyennes, les portiques en éléments droits assemblés correspondent parfois mieux aux critères de la mode actuelle ou à certains impératifs d'exploitation.

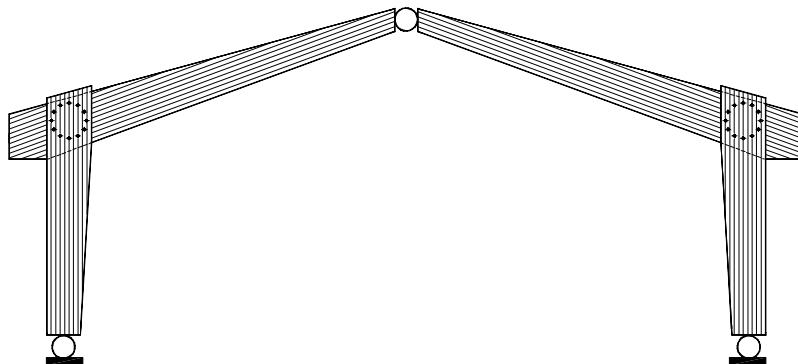


Figure 1-16 : Portique à 3 articulations avec couronne
(ou à 2 articulations pour des pentes plus faibles), portées courantes 10 à 25 m

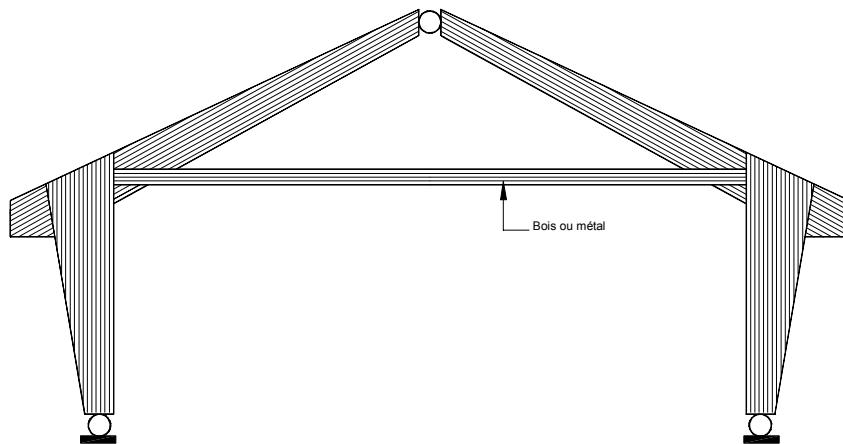


Figure 1-17 : Portique à 3 articulations, portées courantes 20 à 35 m

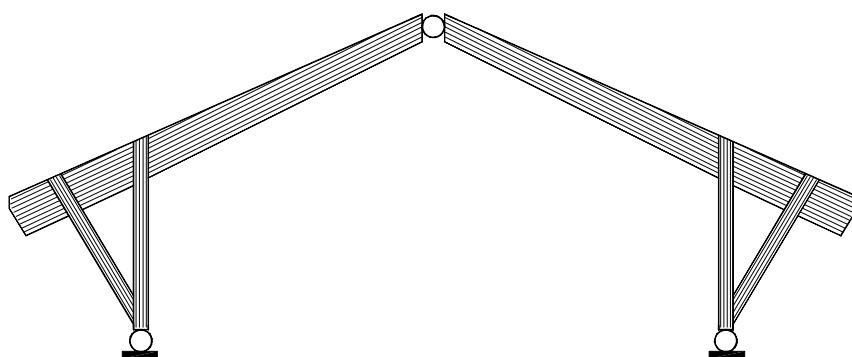


Figure 1-18 : Portique à 3 articulations avec poteaux triangulaires, portées courantes 20 à 50 m

2 DOMAINES D'APPLICATION – ASPECTS NORMATIFS

2.1 Tableau normatif BLC

Bois lamellé-collé
– NF EN 14080 : Structures en bois – Bois lamellé-collé – Exigences (décembre 2005)
– NF EN 386 : Bois lamellé-collé – Exigences de performance et exigences minimales de fabrication (mars 2002)
– NF EN 387 : Bois lamellé-collé – Aboutages à entures multiples de grandes dimensions Exigences de performance et exigences minimales de fabrication (mars 2002)
– NF EN 390 : Bois lamellé-collé – Dimensions – Ecarts admissibles (mars 1995)
– NF EN 391 : Bois lamellé-collé – Essai de délamination des joints de collage (mars 2002)
– NF EN 392 – Bois lamellé-collé – Essai de cisaillement des joints de collage (mai 1995)
– NF EN 1194 : Structure en bois – Bois lamellé-collé – Classes de résistance et détermination des valeurs caractéristiques (juillet 1999)
Lamelles
– NF EN 14081-1 : Structures en bois – Bois de structure à section rectangulaire classé pour sa résistance (mai 2006) (annule et remplace les norme EN 518 et EN 519)
– NF EN 336 : Bois de structure – Dimensions, Ecarts admissibles (septembre 2003)
– NF EN 338 : Bois de structure – Classes de résistance (septembre 2003)
– NF EN 384 : Bois de structure – Détermination des valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques et de la masse volumique (août 2004)
– NF EN 1912 : Bois de structure – Classes de résistance – Affectation des classes visuelles et des essences (juin 2005)
– NF B 52-001 : Règles d'utilisation du bois dans les constructions – Classement visuel pour l'emploi en structure des principales essences résineuses et feuillues (décembre 1998)
Adhésifs
– NF EN 301 : Adhésifs de nature phénolique et aminoplaste, pour structures portantes en bois – Classification et exigences de performance (octobre 2001)
– NF 15425 : Adhésifs polyuréthane monocomposants pour charpentes en bois portantes : classification et exigences de performance (février 2006)
– NF EN 302 : Adhésifs pour structures portantes en bois Méthodes d'essais (1-2-4 : septembre 2004, 3 : novembre 2004)
Aboutages
– NF EN 385 : Aboutages à entures multiples dans les bois de construction – Exigences de performance et exigences minimales de fabrication (mars 2002)
– NF EN 408 : Structures en bois – Bois massif et bois lamellé-collé – Détermination de certaines propriétés physiques et mécaniques (mars 2004)

En rouge : normes d'exigences

En vert : normes d'essais

En bleu : normes support

Les normes NF EN 14 080 et NF EN 1194 sont actuellement en révision pour une nouvelle version prévue en avril 2009.

2.2 Matériaux

2.2.1 Dimensions des lamelles utilisées en charpente

Les épaisseurs courantes pour les résineux sont de 33 à 45 mm après rabotage. Toutefois, il est possible pour des réalisations spécifiques (rayons de courbure faible, feuillus, bois tropicaux) de travailler avec des épaisseurs allant de 12 à 33 mm.

L'épaisseur finie et l'aire de la section transversale de toute lamelle ne doit pas dépasser les valeurs données dans le tableau **Tableau 2-1**.

Tableau 3
NF EN 386

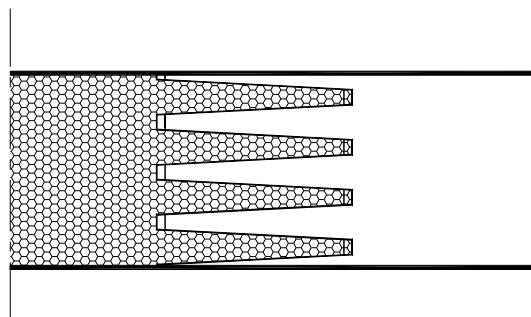
Type d'essence	Classe de service 1		Classe de service 2		Classe de service 3	
	t (mm)	A (mm ²)	t (mm)	A (mm ²)	t (mm)	A (mm ²)
Résineux	45	12 000	45	12 000	35	10 000
Feuillus	40	7 500	40	7 500	35	6 000

Tableau 2-1 : Épaisseur finie maximale (t) et aire maximale de la section transversale (A) des lamelles à utiliser dans les structures selon la classe de service

De façon à réduire le tuilage et les fentes, les lamelles de largeur supérieure à 200 mm (sans toutefois dépasser 300 mm) doivent être rainurées. Dans chaque lamelle, une rainure est permise dans la partie centrale de la section transversale, d'une largeur maximale de 4 mm et d'une profondeur maximale d'un tiers de l'épaisseur de la lamelle. Pour d'autres essences spécifiques, il peut être nécessaire d'établir un cahier des charges plus contraignant.

NF EN 386
6.4.1.2

Les structures en bois lamellé-collé se caractérisent par des éléments de très grandes longueurs. Pour obtenir ces pièces, il est nécessaire d'abouter des lamelles (dont la longueur est de quelques mètres) par un assemblage à entures.



Les entures, après collage, assurent la continuité des lamelles sans aucune diminution de la résistance. Cette opération permet également :

- d'utiliser toutes les coupes de bois de longueur quelconque,
- d'éliminer les défauts des bois (nœuds vicieux, nœuds barrettes, flaches importantes, etc.).

2.2.2 Rayon de cintrage en fonction des épaisseurs finies

Pour les membrures courbes, l'épaisseur maximale des lamelles est déterminée par le rayon de courbure des lamelles et la résistance caractéristique à la flexion des aboutages.

L'épaisseur finie t doit satisfaire la relation :

$$t \leq \frac{r}{250} \left(1 + \frac{f_{m,dc,k}}{80} \right)$$

NF EN 386
6.2.3

Le **Tableau 2-2** donne, en fonction des épaisseurs courantes (t en mm) la valeur minimale du rayon de courbure (r en m) pour 3 valeurs de résistance d'aboutage (en MPa).

t (mm)	33	45	33	45	33	45
$f_{m,dc,k}$ (MPa)	23,4		25,6		33,2	
r (m)	6,38	8,7	6,25	8,52	5,83	7,95

Tableau 2-2 : Rayon de cintrage (r) en fonction des épaisseurs courantes pour 3 valeurs de résistance d'aboutage

Il est à noter que plus le rayon est petit, plus l'épaisseur du bois doit être mince et plus le prix de revient est élevé.

Dans la zone de cintrage, il convient d'appliquer des coefficients de réduction sur la résistance pour :

- la flexion,
- la traction perpendiculaire au fil,
- lors de combinaison de traction perpendiculaire au fil et de cisaillement.

Des valeurs de ces coefficients sont données dans le chapitre 3.

2.2.3 Coefficient de rétractabilité

La valeur moyenne du coefficient de rétractabilité pour 1 % de variation du taux d'humidité du bois est de :

- 0,25 % dans le sens transversal,
- 0,01 % dans le sens axial.

**Tableau 1
NF EN 390**

Les valeurs sont valables pour les résineux et le peuplier.

On constate que la rétractabilité axiale est pratiquement négligeable à côté de la rétractabilité transversale. Cette dernière doit être prise en compte dans la tenue des assemblages des éléments en bois lamellé-collé de très grande hauteur.

Dans le sens axial, les effets de la dilatation thermique et hydrique sont généralement sans influence sur les structures en bois lamellé-collé. Ce sont les jeux d'assemblage qui absorbent les variations dimensionnelles. Des précautions seront prises pour les éléments monolithiques de grandes dimensions.

Note :

En cas de structures comportant des éléments métalliques, une vérification à la dilatation thermique est nécessaire.

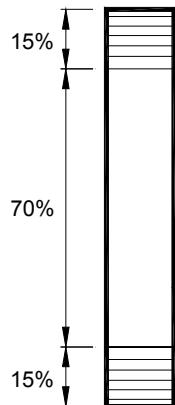
2.2.4 Protection contre des atmosphères sèches

Si le bois, dans une certaine mesure, est sensible aux variations excessives d'humidité, il l'est aussi lorsque cette humidité chute très rapidement. C'est le cas des bâtiments équipés de chauffage central mal équilibré et qui procure une température élevée sans que l'hygrométrie soit compensée de façon naturelle ou artificielle. Dans de telles conditions, le bois gerce rapidement et ne se stabilise qu'après plusieurs mois de service. Les précautions à prendre dans ces conditions sont les suivantes :

- coller avec un taux d'humidité du bois bas, voisin de 11%,
- utiliser des lamelles de faible épaisseur,
- ne pas laisser le lamellé-collé reprendre une variation d'humidité pendant le transport et le stockage sur chantier en le traitant avec un produit hydrofuge et en le protégeant,
- s'assurer, après la pose de la charpente et de la couverture, que le chauffage soit mis en route de façon progressive et reste assez bas dans la première période d'utilisation,
- s'assurer que l'hygrométrie de l'air ambiant au niveau de la charpente reste dans des limites normales.

On devra s'assurer que les gerces importantes n'affectent pas la résistance des poutres en flexion, en cisaillement et aux efforts transverses.

2.2.5 Utilisation des zones extérieures



Dans certains cas, il est intéressant d'utiliser du bois de catégories différentes pour la réalisation de pièces en bois LC travaillant en flexion (poutres droites, par exemple). Les zones extérieures doivent alors être de catégorie supérieure à celle du noyau central.

L'ensemble des éléments ainsi réalisés peut être assimilé à une poutre ayant les caractéristiques des bois constituant les zones extérieures.

Ces bois lamellés-collés panachés font l'objet d'une caractérisation formalisée : les résistances caractéristiques, rigidités et masse volumique sont données de façon normative.

Tableau 2
NF EN 1194

2.2.6 Propriétés mécaniques

Le (*) : Annexe A de NF EN 1194

Tableau 2-3 définit les valeurs de résistance, de rigidité et de masse volumique pour cinq classes de résistance pour du bois lamellé-collé homogène et panaché.

Caractéristiques	Classe de résistance du bois lamellé-collé (h : homogène, c : combiné)				
	GL20h (*)	GL24h	GL 28h	GL 24c	GL 28c
Résistance en flexion $f_{m,g,k}$	20	24	28	24	28
Résistance en traction $f_{t,0,g,k}$	14,6	16,5	19,5	14	16,5
	0,38	0,4	0,45	0,35	0,4
Résistance en compression $f_{c,0,g,k}$	22	24	26,5	21	24
	2,4	2,7	3	2,4	2,7
Résistance au cisaillement $f_{v,g,k}$	2,3	2,7	3,2	2,2	2,7
Module d'élasticité $E_{0,g,moy}$	9 975	11 600	12 600	11 600	12 600
	8 075	9 400	10 200	9 400	10 200
	330	390	420	320	390
Module de cisaillement $G_{g,moy}$	610	720	780	590	720
Masse volumique $\rho_{g,k}$	360	380	410	350	380

Tableau 1
NF EN 1194

(*) : Annexe A de NF EN 1194

Tableau 2-3 : Résistances caractéristiques (N/mm^2), rigidités (N/mm^2) et masses volumiques (kg/m^3) pour du bois lamellé-collé homogène et panaché

Il est possible d'obtenir des performances mécaniques supérieures de lamellé-collé sur la base d'approvisionnements moins standardisés.

La conformité des éléments de bois lamellé-collé à une classe de résistance peut se faire :

- soit sur la base d'essais,
- soit sur la base de calcul.

§ 6
NF EN 1194

Pour le bois lamellé-collé de section rectangulaire, la hauteur de référence en flexion ou la largeur de référence en traction est de 600 mm. Pour des hauteurs en flexion ou des largeurs en traction inférieures, les valeurs caractéristiques $f_{m,k}$ et $f_{t,0,k}$ peuvent être augmentées du facteur k_h défini par :

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1} \\ 1.1 \end{array} \right.$$

§ 3.3
EN 1995-1-1
2003

où h (mm) est la hauteur pour les éléments fléchis ou la largeur pour les éléments en traction.

Le coefficient partiel pour le bois lamellé-collé est $\gamma_M = 1,25$.

Tableau 2.3
EN 1995-1-1
2003

Les valeurs du facteur de modification de résistance k_{mod} pour les classes de service et classes de durée de chargement sont présentées dans le **Tableau 2-4**.

Classe de service	Classe de durée de charge				
	Action permanente	Action long terme	Action moyen terme	Action court terme	Action instantanée
1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,9

Tableau 3.1
EN 1995-1-1
2003

Tableau 2-4 : Valeurs de k_{mod}

Les valeurs du facteur de modification de la déformation k_{def} pour les classes de service sont indiquées dans le **Tableau 2-5**.

Facteur de modification de la déformation	Classe de service		
	1	2	3
k_{def}	0,60	0,80	2

Tableau 3.2
EN 1995-1-1
2003

Tableau 2-5 : Valeurs de k_{def}

3 DIMENSIONNEMENT POUR CONFIGURATIONS SPÉCIFIQUES

L'Eurocode 5 a introduit de nouvelles notions de calcul en mettant le doigt sur les géométries particulières provoquant des contraintes transversales. On étudiera ainsi, dans les paragraphes suivants, les procédures de calcul des poutres courbes ou à inertie variable, des portiques et arcs et, dans la dernière partie, des poutres entaillées.

Le dimensionnement pour les éléments droits est traité dans le tronc commun.

3.1 Éléments courbes et à inertie variable et sections recomposées

3.1.1 Poutre à simple décroissance

La distribution des contraintes de flexion dans une poutre à inertie variable est non linéaire. Par conséquent, les contraintes sur la fibre présentant une décroissance peuvent être approchées en modifiant les contraintes de flexion issues de la théorie des poutres par un facteur prenant en compte la pente des fibres supérieures.

EN 1995-1-1

Figure 6.8

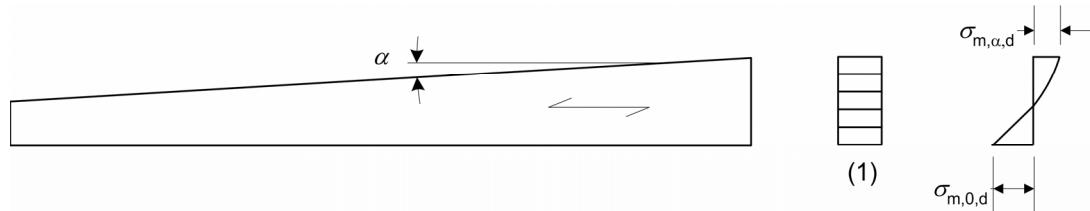


Figure 3-1 : Poutre à simple décroissance

On considère les valeurs de calcul de contraintes de flexion comme ceci :

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} = \frac{6M_d}{bh^2}$$

EN 1995-1-1

Equation 6.37

En plus des vérifications habituelles, on vérifie les contraintes au niveau de la fibre extrême de la face inclinée en écrivant :

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_{m,\alpha} f_{m,d}$$

EN 1995-1-1

Equation 6.38

- $\sigma_{m,\alpha,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de flexion à un angle α du fil,
- $f_{m,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en flexion,
- $k_{m,\alpha}$ est calculé de la manière suivante :

pour les contraintes de traction parallèle à la face inclinée :

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0,75 f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2}}$$

EN 1995-1-1
Equation 6.39

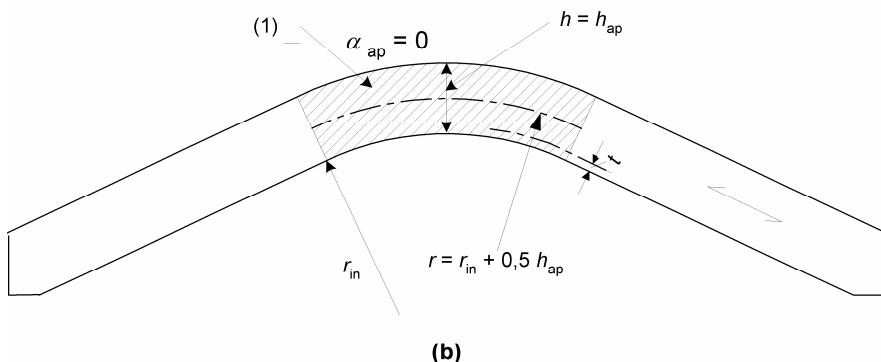
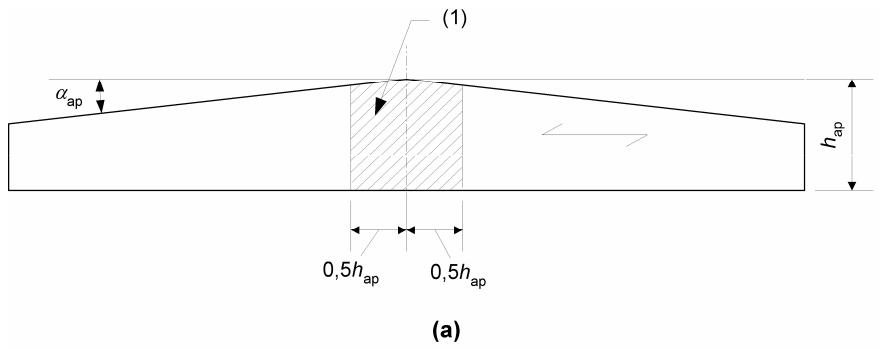
pour les contraintes de compression parallèle à la face inclinée :

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2}}$$

EN 1995-1-1
Equation 6.40

3.1.2 Poutres à double décroissance, courbes et à inertie variable

Dans la zone de faîtement d'une poutre courbe ou à double décroissance, la distribution des contraintes est également non linéaire. On utilise alors les facteurs k_l et k_r pour modifier ces dernières par rapport à la théorie des poutres. Ils tiennent compte respectivement de la géométrie de l'élément et de la courbure des lamelles lors de la conception des poutres. D'autre part, à l'apex des poutres, des contraintes radiales perpendiculaires au fil sont engendrées par le moment de flexion. Cet état de contraintes est aussi évalué à l'aide d'un facteur correctif k_p tenant compte de la géométrie du composant.



EN 1995-1-1

Figure 6.9

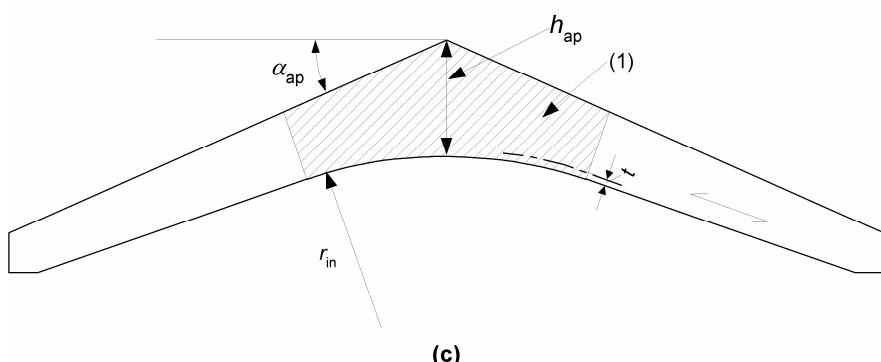


Figure 3-2 : Poutres à double décroissance (a), courbe (b) et à inertie variable (c) avec la direction du fil parallèle à la face inférieure de la poutre

Sur la **Figure 3-2**, la zone notée hachurée (1) est la zone de faîlage qui, dans les poutres courbes et à inertie variable, dépasse les parties courbes des poutres.

3.1.2.1 Vérification de la flexion

Le point sensible pour les poutres à double décroissance, courbe ou à inertie variable est la zone de faîlage. On doit y vérifier la relation suivante :

$$\sigma_{m,d} \leq k_r f_{m,g,d}$$

EN 1995-1-1

Equation 6.41

Le coefficient k_r tient compte de la réduction de résistance due à la flexion des lamelles au cours de la production.

- **Contrainte de flexion de calcul** pour une section rectangulaire

$$\sigma_{m,d} = k_l \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2}$$

EN 1995-1-1
Equation 6.42

avec : $k_l = k_1 + k_2 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_3 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^3$

EN 1995-1-1
Equation 6.43

Où $\begin{cases} k_1 = 1 + 1,4 \tan \alpha_{ap} + 5,4 \tan^2 \alpha_{ap} \\ k_2 = 0,35 - 8 \tan \alpha_{ap} \\ k_3 = 0,6 + 8,3 \tan \alpha_{ap} - 7,8 \tan^2 \alpha_{ap} \\ k_4 = 6 \tan^2 \alpha_{ap} \end{cases}$

EN 1995-1-1
Equation 6.44 à 6.48

$$r = r_{in} + 0,5h_{ap}$$

- $M_{ap,d}$ est la valeur de calcul du moment au faîtement,
- h_{ap} est la hauteur de la poutre définie au faîtement comme sur la **Figure 3-2** (ou hauteur à l'apex),
- b est la largeur de la poutre,
- r_{in} est le rayon intérieur défini sur la **Figure 3-2**,
- α_{ap} est l'angle de l'inclinaison au milieu de la zone de faîtement (**Figure 3-2**).

Tendances pour k_l

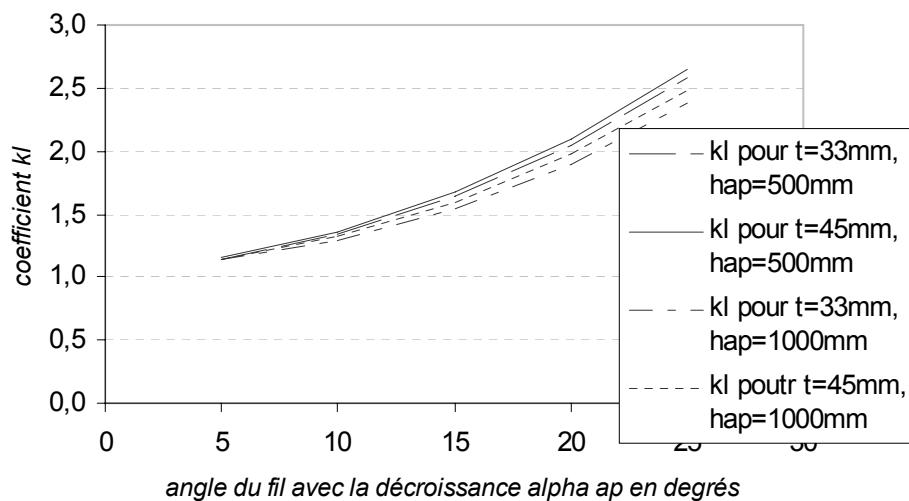


Figure 3-3 : Évolution du coefficient k_l en fonction de α_{ap} en degrés

Coefficient k_r

Dans le cas d'une poutre à double décroissance, $k_r = 1$

Pour les poutres courbes et à inertie variable, on doit prendre k_r tel que :

$$k_r = \begin{cases} 1 \\ 0,76 + 0,001 \frac{r_{in}}{t} \text{ pour respectivement} \end{cases} \begin{cases} \frac{r_{in}}{t} \geq 240 \\ \frac{r_{in}}{t} \leq 240 \end{cases}$$

EN 1995-1-1
Equation 6.49

où :

- r_{in} est le rayon intérieur,
- t est l'épaisseur des lamelles.

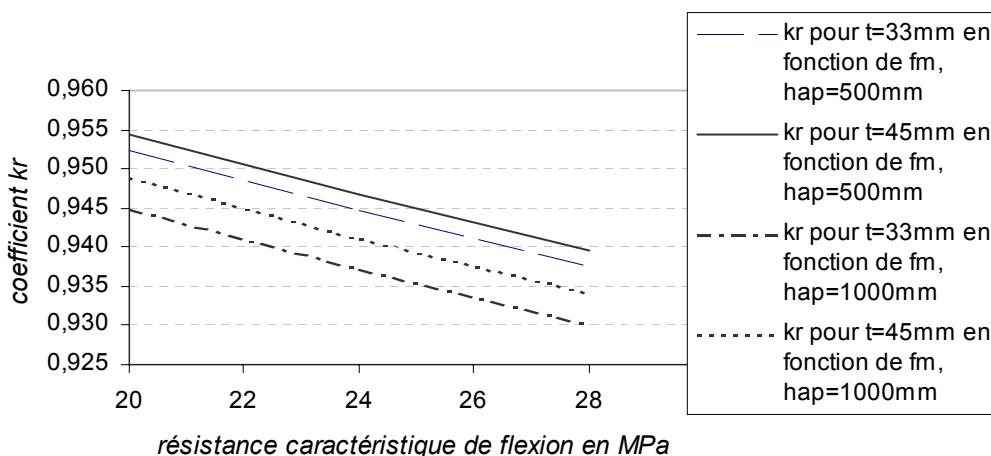
Tendances pour k_r 

Figure 3-4 : Évolution du coefficient k_r avec $f_{m,k}$

Pour une poutre courbe à inertie constante (angle α nul), avec une hauteur de la poutre au faîte (h_{ap}) de 50 cm et 100 cm, le Tableau 3-1 indique les valeurs de ces coefficients.

Coefficients		Valeurs	
t en mm		33	45
r en mm		6380	8700
$h_{ap}= 50 \text{ cm}$	k_r	0,95	0,90
	k_l	1,03	1,03
	k_r/k_l	0,92	0,87
$h_{ap}= 100 \text{ cm}$	k_r	0,94	0,89
	k_l	1,07	1,07
	k_r/k_l	0,89	0,81

Tableau 3-1 : Valeurs des coefficients k_r et k_l pour une poutre à inertie constante d'une hauteur définie au faîte de 50 ou 100 cm

3.1.2.2 Vérification de la traction perpendiculaire au fil

Dans la zone de faîtement, il faut vérifier que la valeur maximale de la contrainte en traction perpendiculaire au fil, $\sigma_{t,90,d}$, satisfait l'équation suivante :

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d}$$

EN 1995-1-1
Equation 6.50

avec :

$$k_{vol} = \begin{cases} 1 & \text{pour le bois massif} \\ \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} & \text{pour le lamellé collé} \end{cases}$$

EN 1995-1-1
Equation 6.51

$$k_{dis} = \begin{cases} 1,4 & \text{pour les poutres à double décroissance} \\ 1,7 & \text{pour les poutres à inertie variable} \end{cases}$$

EN 1995-1-1
Equation 6.52

où :

- k_{dis} est un facteur qui tient compte de l'effet de la distribution des contraintes dans la zone de faîtement
- k_{vol} est un facteur de volume
- $f_{t,90,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en traction perpendiculaire au fil
- V_0 est le volume de référence de $0,01 \text{ m}^3$
- V est le volume contraint en m^3 de la zone de faîtement. Il convient de prendre comme valeur maximale pour V , $\frac{2V_b}{3}$ où V_b est le volume total de la poutre.

L'influence du volume de la poutre sur le coefficient de réduction de la résistance de calcul de la traction perpendiculaire au fil est représentée sur la **Figure 3-5** :

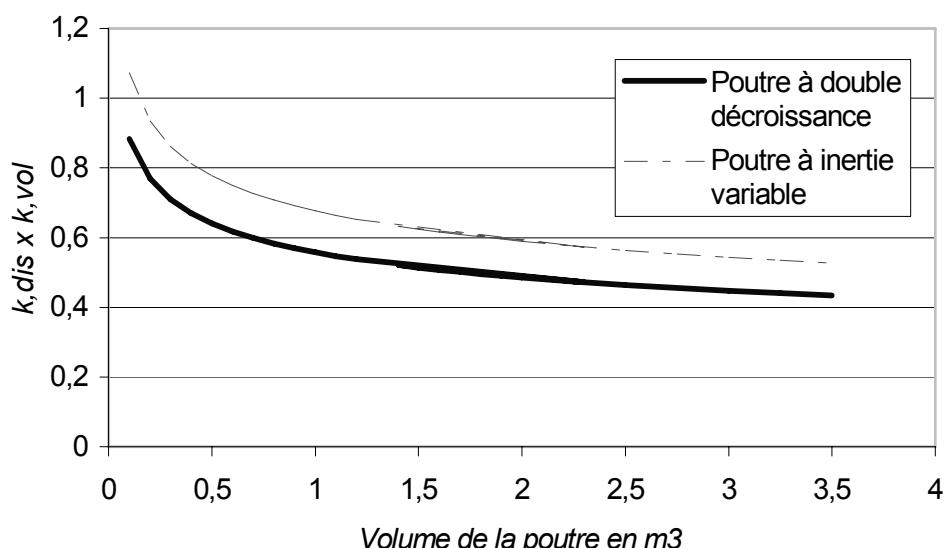


Figure 3-5 : Evolution du produit $k_{dis} \times k_{vol}$ en fonction du volume contraint de la zone de faîtement

Le **Tableau 3-2** indique les valeurs de ces coefficients pour une poutre à inertie constante avec une hauteur au faîte de 50 et 100 cm. Notons que ces coefficients introduisent une grande sécurité.

Coefficients	Valeurs	
h_{ap} en cm	50	100
V en m^3	2	4
k_{dis}	1,4	1,4
k_{vol}	0,35	0,30
$k_{dis} \times k_{vol}$	0,49	0,42

Tableau 3-2 : Valeurs des coefficients k_{dis} et k_{vol}

3.1.2.3 Vérification de la combinaison de traction perpendiculaire au fil et de cisaillement

Les contraintes de calcul doivent satisfaire la relation suivante :

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis}k_{vol}f_{t,90,d}} \leq 1$$

EN 1995-1-1
Equation 6.53

où :

- τ_d est la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement
- $f_{v,d}$ est la valeur de calcul de la résistance en cisaillement
- $\sigma_{t,90,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de traction perpendiculaire au fil
- k_{dis} et k_{vol} ont été définis précédemment

La valeur maximale de calcul de la contrainte de traction perpendiculaire au fil due à un moment de flexion se calcule par la relation suivante :

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2}$$

Annexe Nationale
EN 1995-1-1
Equation 6.54

avec :

- b : largeur de la poutre
- $M_{ap,d}$: valeur de calcul du moment au faîte provenant des contraintes de traction parallèles au côté courbé intérieur
- k_p : obtenu par la relation suivante :

$$k_p = k_5 + k_6 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_7 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2$$

EN 1995-1-1
Equation 6.56

où :
$$\begin{cases} k_5 = 0,2 \tan \alpha_{ap} \\ k_6 = 0,25 - 1,5 \tan \alpha_{ap} + 2,6 \tan^2 \alpha_{ap} \\ k_7 = 2,1 \tan \alpha_{ap} - 4 \tan^2 \alpha_{ap} \end{cases}$$

EN 1995-1-1
Equations 6.56 à 6.59

Tendances pour k_p

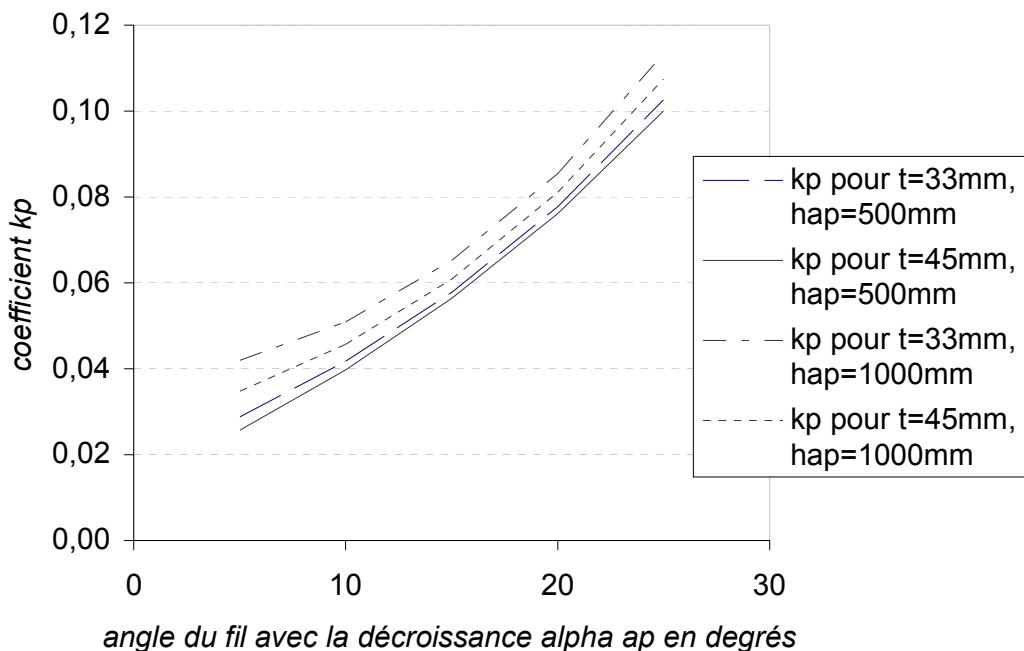


Figure 3-6 : Évolution du coefficient k_p en fonction de α_{ap} en degrés

3.1.3 Sections variables et recomposées

On peut, à partir d'éléments rectangulaires, constituer des sections composées de formes variées. Ce sont en particulier les sections en T, I, U et les sections en caisson. La difficulté dans la réalisation de ces sections est la liaison des divers éléments entre eux pour éviter le glissement relatif des pièces sous l'action des efforts tranchants.

Pour ces poutres assemblées mécaniquement, une méthode de calcul pour déterminer la rigidité efficace en flexion, les contraintes normales, les contraintes de cisaillement maximum et la charge par organe d'assemblage est donnée en Annexe B de la norme NF EN 1995-1-1 ; elle est reprise et détaillée dans le chapitre Éléments mixtes du Tronc commun.

3.1.3.1 Le rayon de giration

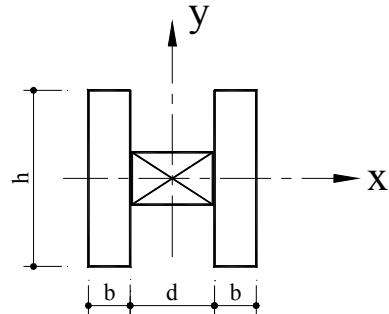


Figure 3-7 : Section composée

$$i_x = \frac{h}{\sqrt{12}} \approx 0,289h$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

Le rayon de giration i_y est indépendant de la hauteur h de la poutre. Il ne varie qu'en fonction de la distance d qui sépare les deux sections.

On ne peut calculer i_y que si les deux éléments sont reliés correctement par des entretoises.

Section en croix

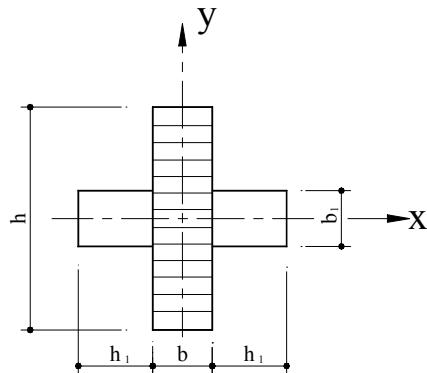


Figure 3-8 : Section en croix

Avec $h_1 \geq b_1$

$$i_x \approx 0,289h$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{AT}}$$

AT étant la section totale

(on peut négliger la présence des deux raidisseurs latéraux dans l'expression de i_x).

3.1.3.2 Liaison transversale des sections composées ou en « croix »

Pour pouvoir utiliser les sections composées, il faut que la liaison transversale soit correctement assurée. On peut prévoir des cales boulonnées par au moins deux boulons, espacées de façon régulière.

On devra s'assurer que chaque élément isolé peut résister localement compte tenu de son propre flambement.

Pour pouvoir utiliser les sections en « croix » ou en T, il faut que la liaison transversale soit correctement assurée. On peut prévoir une liaison par pointes torsadées, tire-fonds ou boulons. La distance maximale entre ces fixations ne sera pas supérieure à 20 cm pour les pointes. Pour les tire-fonds et les boulons, elle peut être supérieure compte tenu de la section du renfort. En aucun cas elle ne devra dépasser un mètre. En fonction des efforts (tranchant par exemple), la justification est à effectuer cas par cas.

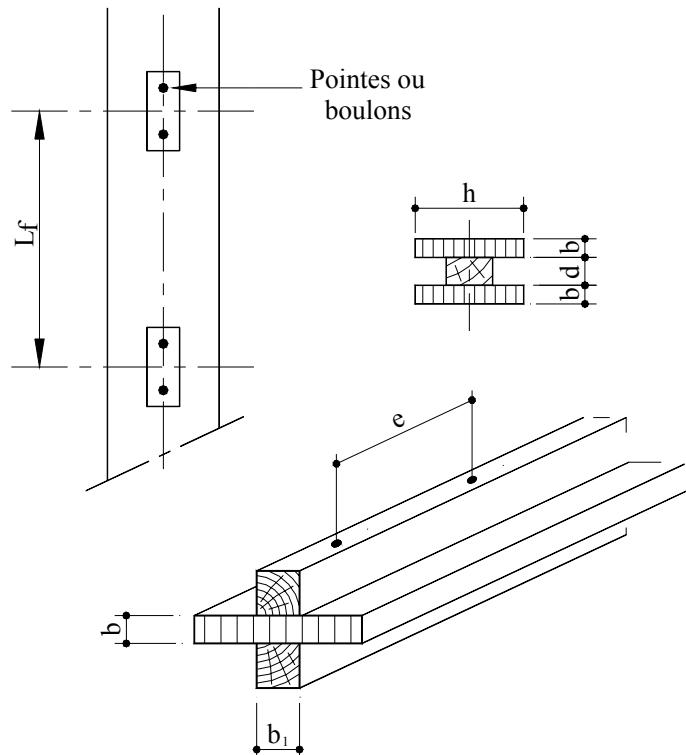


Figure 3-9 : Liaison transversale

3.1.3.3 Cas particulier des sections variables

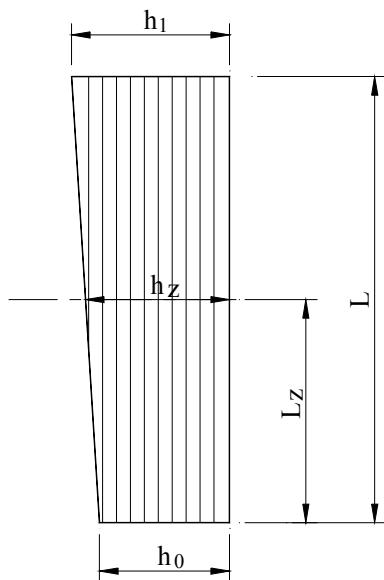


Figure 3-10 : Section variable

On peut distinguer deux cas en appliquant la méthode approchée :

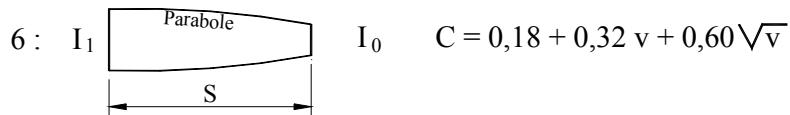
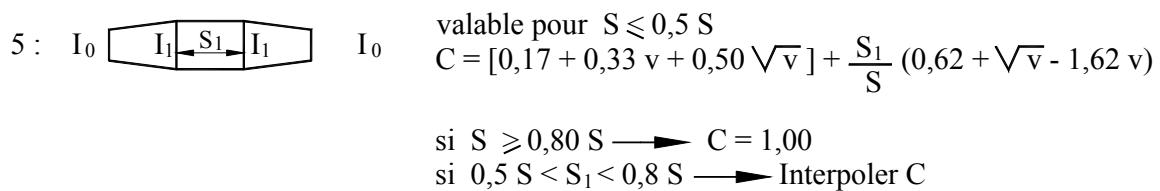
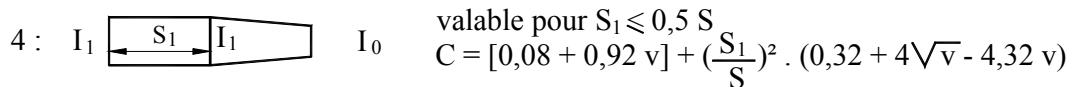
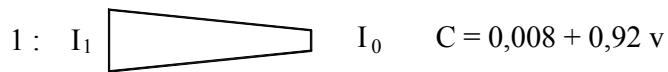
- Le rapport h₀/h₁ est compris entre 0,80 et 1 : on prendra la section moyenne h_z=0,5(h₁+h₀).
- Le rapport h₀/h₁ est inférieur à 0,80 : on prendra la plus petite des valeurs ci-après :
 - h_z situé au 1/3 de la distance de la plus petite section,
 - h_z situé à la distance $l_z = l \frac{h_0}{h_1}$.

Pour un calcul plus précis, on se référera à l'ouvrage de Timoshenko « *Théorie de la stabilité élastique* », Dunod, 1966.

La solution de quelques cas de barres à inertie variable est indiquée ci-après en déterminant un coefficient de réduction C afin d'obtenir une inertie fictive : I'=C I₁.

Pour déterminer la rayon de giration fictif i', il suffit d'appliquer :

$$i' = \sqrt{\frac{I}{0,5(A_0 + A)}}$$

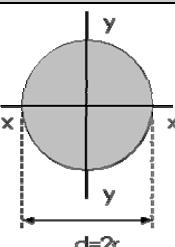
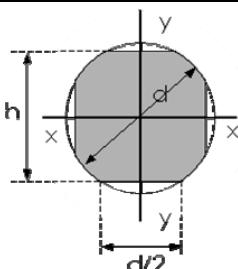
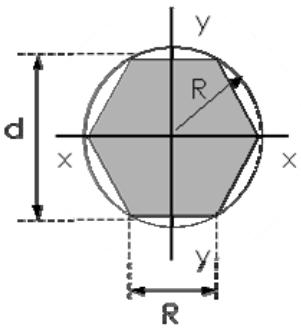
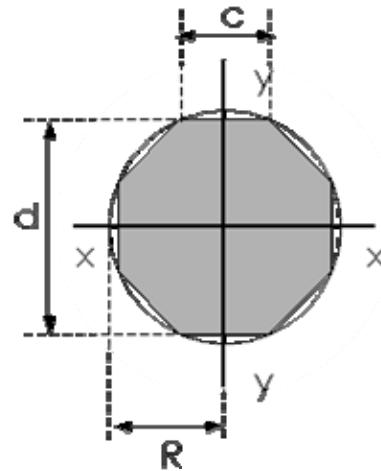


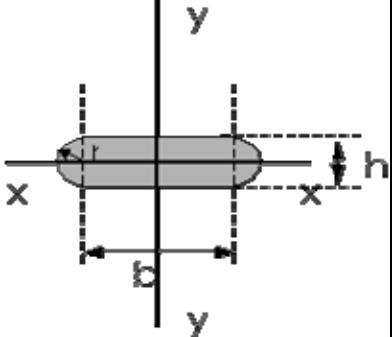
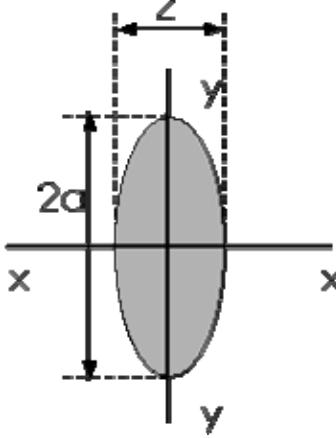
$$\text{avec } V^2 = \frac{I_0}{I_1} \text{ avec } 0,1 \leq v \leq 1$$

Figure 3-11 : Calculs d'inerties fictives

3.1.3.4 Sections particulières

Les tableaux suivants fournissent des éléments de calcul pour des sections circulaires, hexagonales, octogonales, elliptiques, etc.

Forme de la section	Description géométrique	Aire de la section	Moments d'inertie	Rayon de giration
Cercle		$A = \pi r^2 = \frac{\pi d^2}{4}$ $A \approx 0,785 d^2$	$I_x = I_y = \frac{\pi r^4}{4} = \frac{\pi d^4}{64}$ $I_x = I_y \approx 0,05 d^4$	$i_x = i_y = \frac{r}{2} = \frac{d}{4}$
Disque aux segments pratiqués des quatre côtés		$A = \frac{\pi d^2}{12} \left(1 + \frac{3\sqrt{3}}{\pi} \right)$ $A \approx 0,694 d^2$	$I_x = I_y = 0,038 d^4$	$I_x = I_y = 0,234 d^4$
Hexagone régulier		$A = 0,866 d^2 = 2,598 R^2$	$I_x = I_y = \frac{5\sqrt{3}}{16} R^4$ $I_x = I_y \approx 0,5413 R^4 \approx 0,06 d^4$	$i_x = i_y = 0,456 R = 0,228 d$
Octogone régulier		$A = 0,828 d^2 = 4,828 c^2$	$I_x = I_y = \frac{1+2\sqrt{2}}{6} R^4$ $I_x = I_y \approx 0,638 R^4 \approx 0,0547 d^4$	$i_x = i_y = 0,257 d$

Forme de la section	Description géométrique	Aire de la section	Moments d'inertie	Rayon de giration
Pile de pont aux arrondis		avec $\begin{cases} r = \frac{h}{2} \\ \alpha = \frac{h}{b} \end{cases}$	Formules sous le tableau (1)	$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$ $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$
Ellipse		$A = \pi ab$ et $\frac{a}{b} > 1$	$I_x = \frac{\pi a^3 b}{4} \approx 0,785 a^3 b$ $I_y = \frac{\pi a b^3}{4} \approx 0,785 a b^3$	$i_x = \frac{a}{2} \sqrt{1 - \left(\frac{8}{3\pi}\right)^2}$ $i_y = \frac{b}{2}$

(1)

$$I_x = \frac{bh^3}{12} \left(1 + \frac{3\pi}{16} \alpha \right)$$

$$I_y = \frac{hb^3}{12} [1 + 0,165 \alpha^3 + 3\pi\alpha(0,5 + 0,212\alpha)^2]$$

3.1.3.5 Cas de charges variables

Pour tenir compte de la variation des charges le long de la barre, on peut ajuster la longueur de flambement. On retrouve généralement ce type de charges dans les arcs à deux ou trois articulations.

Le **Tableau 3-3** donne les coefficients selon divers cas de charges.

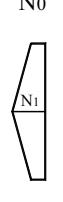
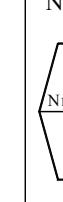
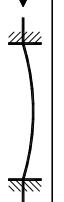
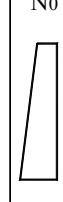
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
longueur L									
$\alpha = \frac{ N_0 }{ N_1 } \leq 1$	$\sqrt{\frac{1 + 2,18\alpha}{3,18}}$	$\sqrt{\frac{1 + 0,93\alpha}{7,72}}$	$\sqrt{\frac{1 + 1,09\alpha}{2,09}}$	$\sqrt{\frac{1 + 0,35\alpha}{5,40}}$	$2\sqrt{\frac{1 + 2,18\alpha}{3,18}}$	$\sqrt{\frac{1 + 0,88\alpha}{1,88}}$	$\sqrt{\frac{1 + 0,93\alpha}{7,72}}$	$\sqrt{\frac{1 + 0,51\alpha}{3,09}}$	$\sqrt{\frac{1 + 1,65\alpha}{5,42}}$
0,20	0,672	0,392	0,762	0,446	1,354	0,792	0,392	0,588	0,496
0,30	0,722	0,406	0,797	0,453	1,444	0,823	0,406	0,610	0,525
0,40	0,766	0,422	0,827	0,460	1,532	0,854	0,422	0,625	0,554
0,50	0,810	0,436	0,860	0,467	1,620	0,876	0,436	0,636	0,580
0,60	0,853	0,450	0,890	0,474	1,706	0,904	0,450	0,652	0,606
0,70	0,890	0,463	0,917	0,481	1,780	0,928	0,463	0,662	0,630
0,80	0,926	0,476	0,946	0,487	1,852	0,956	0,476	0,676	0,654
0,90	0,966	0,489	0,975	0,493	1,932	0,973	0,489	0,686	0,676
1,00	1,000	0,500	1,000	0,500	2,000	1,000	0,500	0,700	0,700

Tableau 3-3 : Ajustement de la longueur de flambement vis-à-vis des charges variables

3.1.3.6 Cas particulier de la poutre à section variable sous charge uniforme

- Poutre symétrique**

La contrainte n'est pas maximale au milieu, mais à la distance $L_m = 0,5 L \frac{h_0}{h_l}$

$$\text{La section } h_m \text{ est alors égale à } h_m = h_0 + \left[\frac{h_l - h_0}{0,5 L} \times L_m \right]$$

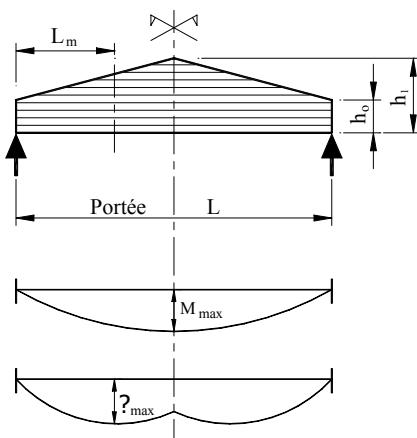


Figure 3-12 : Poutre symétrique

- **Poutre dissymétrique**

On pourrait, dans ce cas également, rechercher la contrainte maximum à la distance L_m de l'appui h_0 :

$$L_m = \frac{L}{1 + \frac{h'}{h_0}}$$

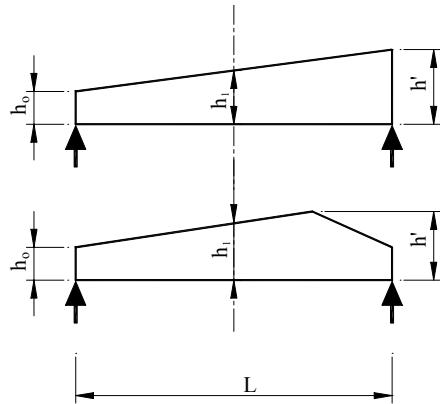


Figure 3-13 : Poutre dissymétrique

3.2 Portiques et arcs

Des exemples de portiques et d'arcs en lamellé-collé sont illustrés dans le chapitre 1.

La conception des portiques et arcs repose principalement sur la détermination des longueurs de flambement à considérer. Les cas courants sont explicités dans cette partie.

En plus du flambement, il convient de vérifier la résistance en flexion et les contraintes transversales selon le paragraphe 3.1 Éléments courbes et à inertie variable et sections recomposées.

3.2.1 Les portiques

Puisque le moment fléchissant maximal se produit normalement au niveau du rein du portique, la section maximale est nécessaire dans cette zone. La traverse a alors une section décroissante vers le faîte et, fréquemment, la partie rectiligne du montant ou une partie de celle-ci décroît vers l'embase.

3.2.1.1 Portiques à deux ou trois articulations

Dans le cas des portiques à deux ou trois articulations avec une inclinaison des poteaux inférieure à 15°, la longueur de flambement dans le plan est donnée (d'après la DIN 1052 version 2004-08) par les relations suivantes :

- pour le poteau :

$$l_{ef} = \beta_p h \quad \text{où} \quad \beta_p = \sqrt{4 + \frac{\pi^2 E I_p}{h} \left(\frac{1}{K_\omega} + \frac{s}{3 E I_a} \right) + \frac{E I_p N_a s^2}{E I_a N_p h^2}}$$

- pour l' arbalétrier :

$$l_{ef} = \beta_a h \quad \text{où} \quad \beta_a = \beta_p \sqrt{\frac{I_a N_p}{I_p N_a}} \cdot \frac{h}{s}$$

où :

- h et s sont respectivement les longueurs du poteau et de l'arbalétrier
- N_p et N_a sont respectivement les efforts normaux dans le poteau et l'arbalétrier
- K_ω est la rigidité rotationnelle de l'assemblage en rein de portique
- $E = E_{moy}/\gamma_m$
- I_p et I_a sont respectivement les moments d'inertie de la poutre et de l'arbalétrier

Si les pièces sont à inertie variable, les deux relations précédentes peuvent être appliquées en considérant, pour le poteau et la traverse, l'inertie des sections situées respectivement à 0,65h du pied et 0,65s du faîte. Ces inerties servent également au calcul des élancements.

3.2.2 Les arcs

Les arcs sont soumis à des efforts normaux et à des moments de flexion. La vérification de ces deux sollicitations doit être effectuée dans les deux plans d'inertie de la section la plus sollicitée.

3.2.2.1 Plan d'inertie maximale

Les arcs sont soumis à des efforts normaux variables et peuvent flamber dans leur plan principal. La difficulté est de définir la longueur de flambement dans ce plan.

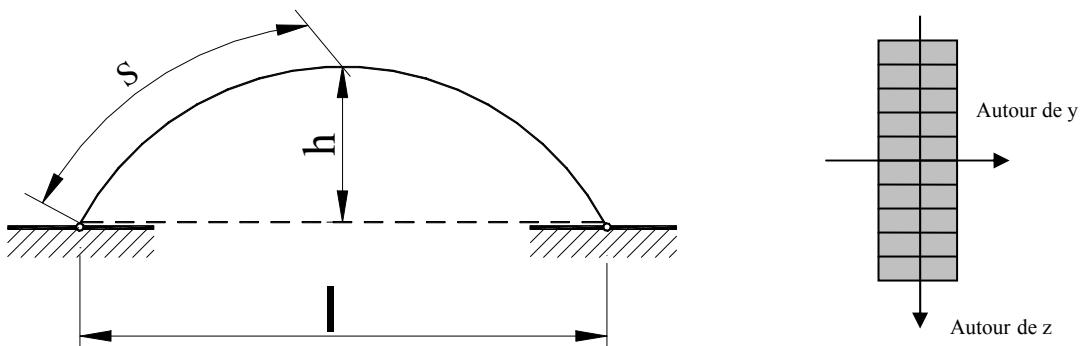


Figure 3-14 : Arc à deux articulations

Pour les arcs à deux ou trois articulations, de section constante et ayant un rapport h/l compris entre 0,15 et 0,5, la longueur de flambement (d'après la DIN 1052 version 2004-08) dans leur plan peut-être prise égale à :

$$l_{ef} = 1,25s$$

où s représente la demi-longueur de l'arc.

3.2.2.2 Plan d'inertie minimale

- **Flambement latéral entre pannes**

Dans ce cas, $l_{ef} = e$ où e est la distance entre pannes, si celles-ci sont bloquées sur une poutre de contreventement ou un point fixe (ayant une rigidité de blocage conforme au paragraphe *Vérification aux ELU du Tronc commun*).

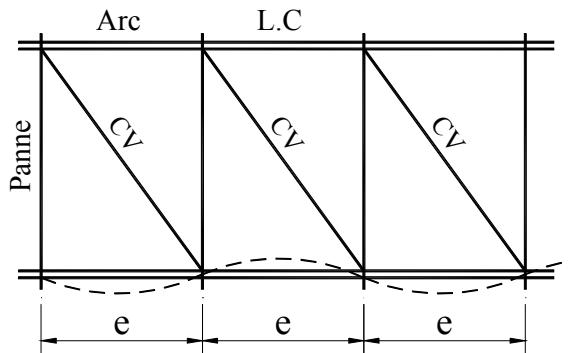


Figure 3-15 : Cas où $l_{\text{eff}} = e$

$l_{\text{eff}} = 2e$ s'il n'y a aucune liaison fixe au point 1.

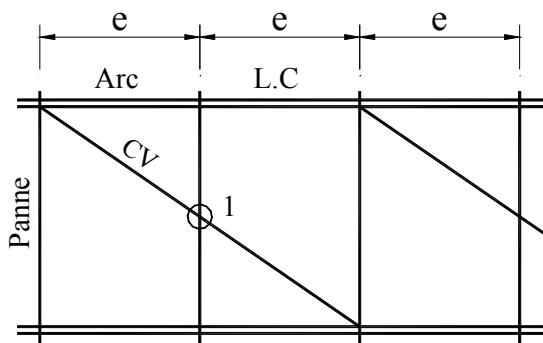


Figure 3-16 : Cas où $l_{\text{eff}} = 2e$

Par liaison fixe, il faut comprendre un assemblage par au moins un tire-fond ou deux pointes, torsadées de préférence.

- **Déversement entre éléments raidisseurs**

On prendra comme longueur de flambement la distance entre deux raidisseurs. L'élément doit maintenir l'arc latéralement dans la zone comprimée.

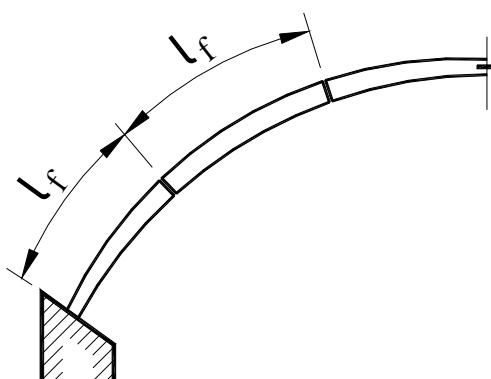


Figure 3-17 : Flambement latéral d'un arc

- **Déversement entre points de moments nuls**

Dans le cas fréquent où l'arc présente des zones à l'intrados entièrement comprimé, la longueur de flambement due au déversement à prendre en compte est la longueur développée entre deux points de moments nuls sans élément raidisseur.

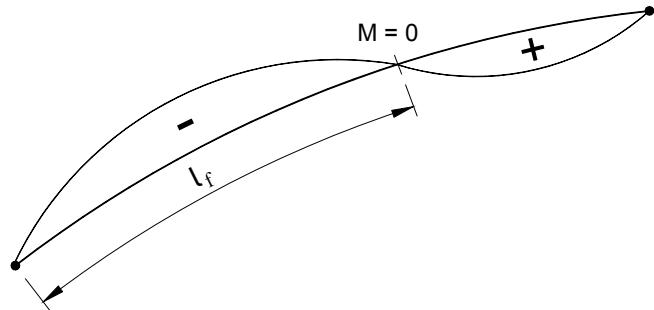


Figure 3-18 : Flambement latéral entre points de moments nuls

- **Déversement des arcs non tenus par les pannes**

Dans certains cas, l'arc peut être totalement libre entre l'appui et la première panne. A défaut de justifications plus précises, la longueur de flambement à prendre en compte est la longueur développée jusqu'à la première panne si elle est bloquée sur un point fixe (palée de stabilité en long pan, fondations, etc.).

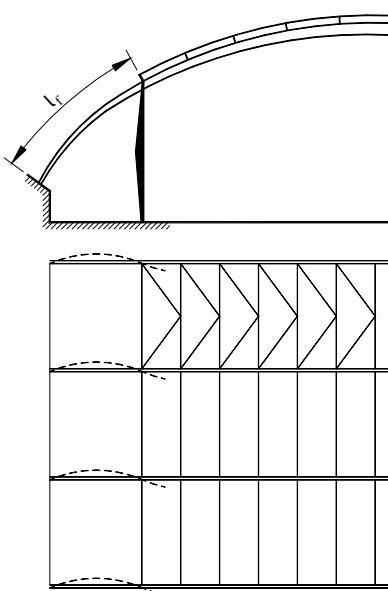


Figure 3-19 : Arcs non tenus latéralement

3.2.3 Effets de second ordre

L'effet des déformations induites sur les efforts et moments internes doit être pris en compte.

Cet effet peut être considéré en menant une analyse linéaire au second ordre avec les hypothèses suivantes :

- il convient de supposer que la forme imparfaite de la structure correspond à une déformation initiale qui est déterminée en appliquant un angle Θ d'inclinaison à la structure ou à ses parties considérées, simultanément à une courbure sinusoïdale initiale entre les noeuds de la structure correspondant à une excentricité maximale e ;

- il convient de prendre au minimum la valeur suivante pour Θ en radians :

$$\Theta = 0,005 \text{ pour } h \leq 5m$$

$$\Theta = 0,005 \sqrt{\frac{5}{h}} \text{ pour } h \geq 5m$$

EN 1995-1-1

Equation 5.1

où h est la hauteur de la structure ou la longueur de l'élément en mètres

- il convient de prendre au minimum la valeur suivante pour e :

$$e = 0,0025l$$

EN 1995-1-1

Equation 5.2

Des exemples d'hypothèses de déviation initiale dans la géométrie et la définition de l sont donnés sur la **Figure 3-20**.

EN 1995-1-1

Figure 5.3

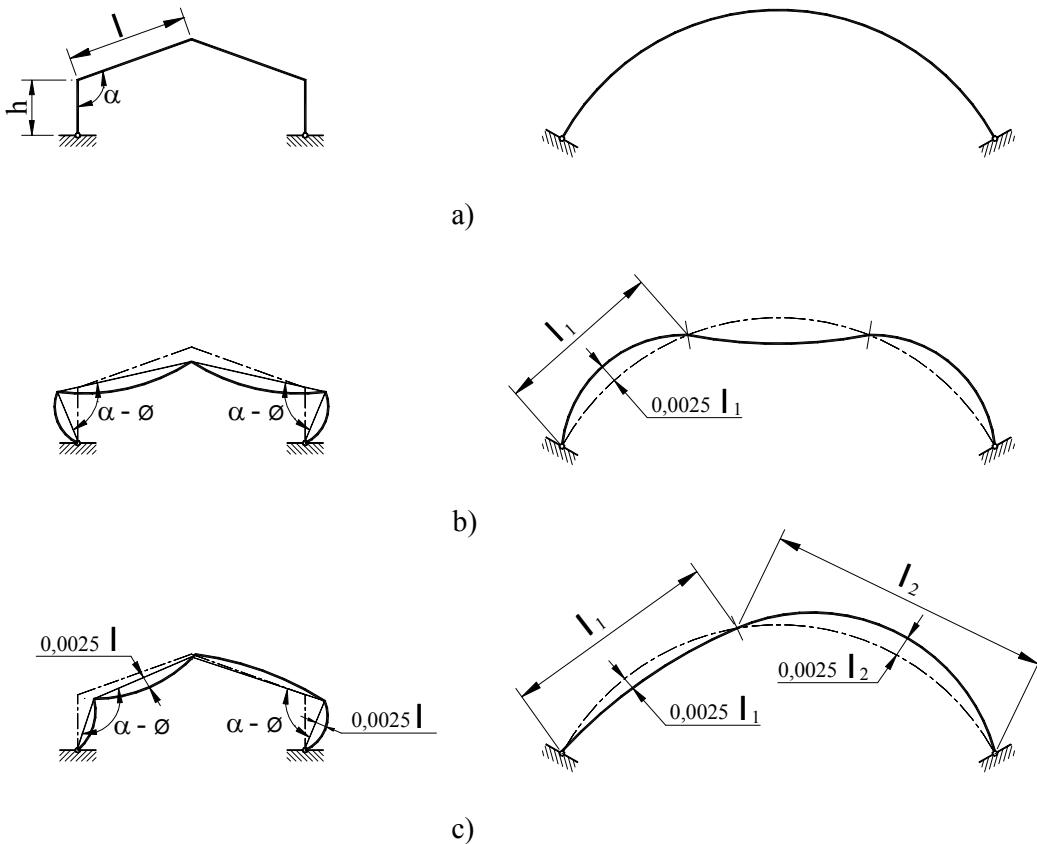


Figure 3-20 : Effets de second ordre

3.3 Entailles

Une entaille peut réduire de façon significative la capacité résistante d'une poutre. Elle doit être autant que possible évitée lors de la conception. Néanmoins, une entaille peut être nécessaire afin de respecter des niveaux spécifiés pour les planchers, de libérer de l'espace ou de permettre l'assemblage entre différents éléments de structure.

Une poutre entaillée doit être vérifiée vis-à-vis des contraintes de cisaillement engendrées par un effort tranchant.

La vérification d'une section rectangulaire soumise à un cisaillement longitudinal se pratique au niveau de l'axe neutre, là où la contrainte est maximale **Figure 3-21**.

$$\tau_d = \frac{3V_d}{2bh} \text{ avec } b : \text{largeur de la poutre}$$

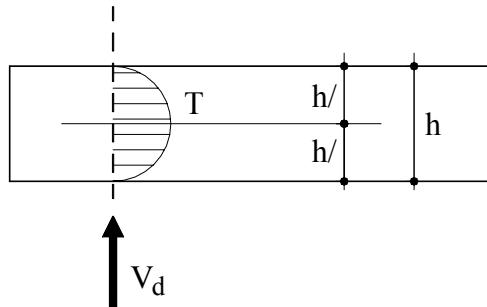


Figure 3-21 : Répartition des contraintes de cisaillement dans une poutre de section rectangulaire

Les différentes configurations d'entailles que l'on peut communément rencontrer sont représentées sur la **Figure 3-22**.

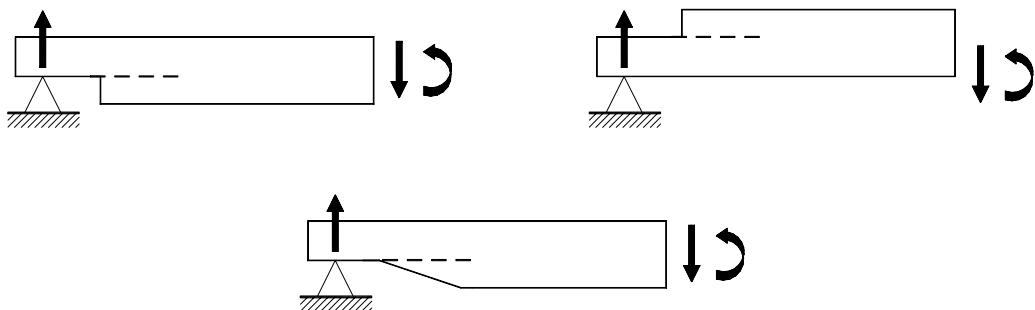


Figure 3-22 : Les différents types d'entailles

Ces dispositions sont valables également pour les poteaux soumis à des efforts de vent.

Une fissure peut se développer à partir d'une réservation ou d'une entaille selon une direction indiquée par les lignes pointillées des schémas de la **Figure 3-22**. Cette fissuration est souvent très soudaine et de nature fragile. Elle se produit alors qu'aucune déformation importante ou tout autre signe visible n'aït pu être notée. En fonction de la géométrie de la poutre, la propagation rapide de la fissure peut ou non entraîner une rupture complète de la poutre.

Les lignes en pointillés décrivent les zones susceptibles de développer des fissures ou des fentes. Leur apparition et leur propagation sont dues aux contraintes de traction perpendiculaire au fil ou aux contraintes de cisaillement ou encore à une combinaison de ces deux états de contrainte. En fond d'entaille, ces contraintes peuvent être particulièrement élevées.

Afin d'éviter les risques de rupture associés au séchage, il est recommandé dans les règles de conception que les extrémités des fibres exposées en surface des entailles ou des réservations soient peintes ou revêtues d'une

finition, de telle sorte que les transferts d'humidité soient limités. En recommandation générale, il faut éviter les entailles ou les réservations dans le cas où le climat et l'humidité peuvent varier.

On doit toujours tenir compte de l'effet des concentrations de contrainte dans une entaille lors de la vérification de la résistance des éléments. Les seuls cas où elle peut être ignorée sont les suivants :

- Traction ou compression parallèle au fil
- Flexion avec des contraintes de traction du côté de l'entaille si l'inclinaison $1/i$ n'est pas supérieure à $1/10$, c'est-à-dire $i \geq 10$ comme sur la figure (a) suivante :

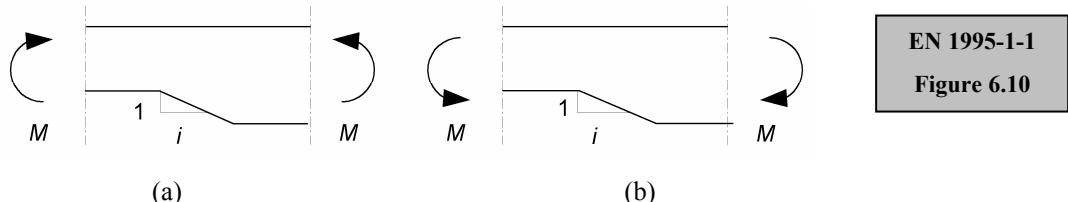


Figure 3-23 : Flexion au niveau d'une entaille : contrainte de traction du côté de l'entaille (a), contrainte de compression du côté de l'entaille (b)

- Flexion avec des contraintes de compression du côté de l'entaille (**Figure 3-23 (b)**).

Généralement, c'est au niveau des appuis que l'on rencontre les poutres entaillées et que la section se réduit. La **Figure 3-24** détaille les deux principales géométries rencontrées.

Lorsque la hauteur de la poutre diminue, on considère un nouveau paramètre géométrique appelé hauteur efficace (réduite) h_{ef} .

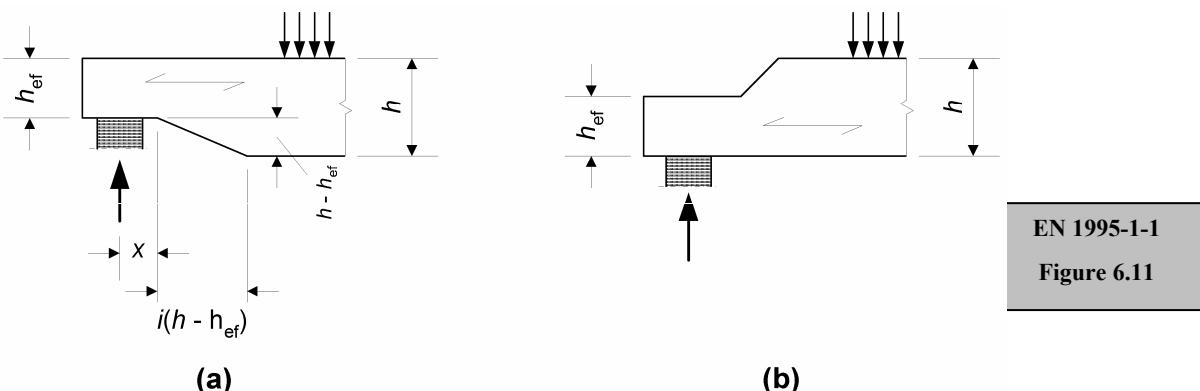


Figure 3-24 : Poutres entaillées à leur extrémité

La prise en compte de la diminution de résistance provoquée par une entaille est possible dans l'Eurocode 5 grâce à un coefficient de pondération, k_V . Il s'applique à la résistance de calcul de cisaillement de la section transversale résiduelle. Ainsi, la relation à vérifier lors du calcul est la suivante :

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

EN 1995-1-1
 Equation 6.60

Remarque :

La formule proposée laisse supposer qu'il s'agit d'un dimensionnement en cisaillement alors que le mécanisme de rupture est une ouverture de fissure à l'extrémité de l'entaille due à la concentration des contraintes de traction perpendiculaire. Des simplifications ont été apportées aux formules théoriques de base en tenant compte des corrélations entre les propriétés des bois et la ténacité et, en particulier, d'une relation de proportionnalité d'un terme à la résistance au cisaillement (f_V) du matériau classé.

3.3.1 Détermination du coefficient de pondération k_V

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

EN 1995-1-1
Equation 6.62

où :

- i est l'inclinaison de l'entaille (voir figures précédentes)
- h est la hauteur de la poutre en mm
- x est la distance entre la ligne d'action de la réaction de l'effort et le coin de l'entaille

- $\alpha = \frac{h_{ef}}{h}$
- $k_n = 6,5$ pour le lamellé-collé.

EN 1995-1-1
Equation 6.63

Cette formulation est valable pour les poutres de section rectangulaire et dont le fil est essentiellement parallèle à la longueur de l'élément.

Dans le cas où la poutre est entaillée sur la face opposée à l'appui (**Figure 3-24 b**), le coefficient k_V n'a plus lieu d'être et on le prend égal à 1.

Sur les trois figures suivantes, on observe concrètement l'influence des différents paramètres géométriques sur le facteur k_V .

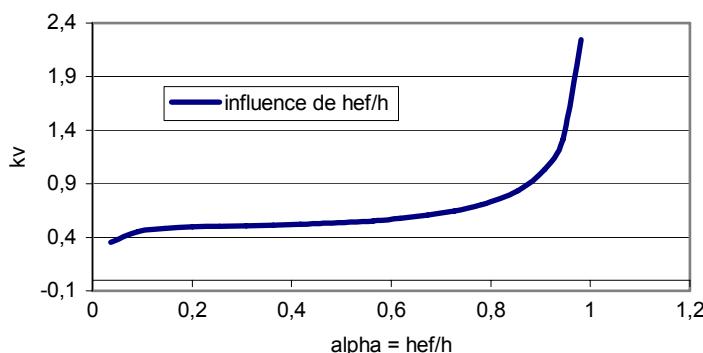


Figure 3-25 : Évaluation de l'influence de la hauteur de l'entaille sur le coefficient k_V

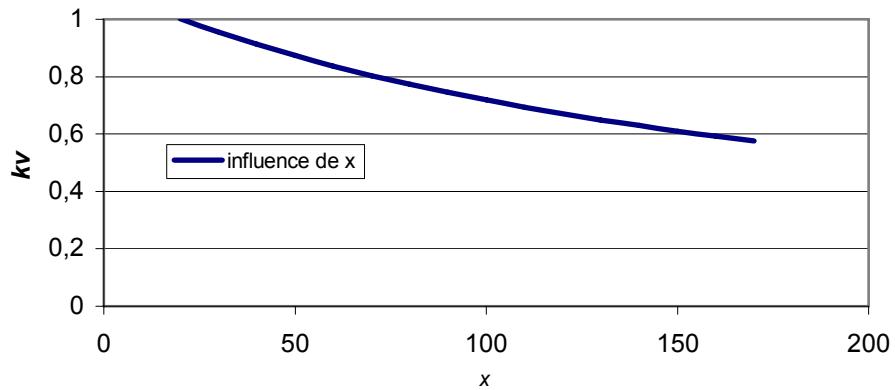


Figure 3-26 : Évaluation de l'influence de la profondeur de l'entaille sur le coefficient k_v

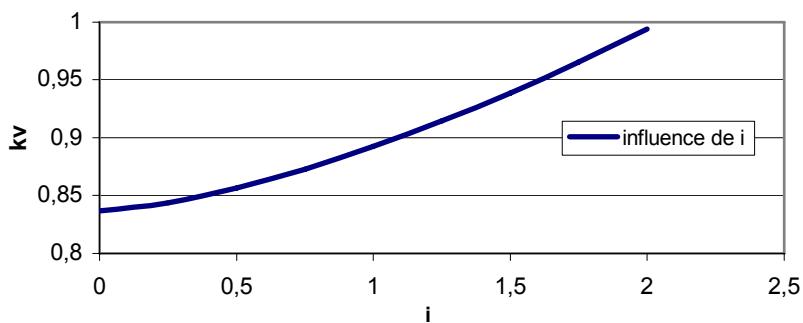


Figure 3-27 : Évaluation de l'influence de la pente de l'entaille sur le coefficient k_v

En résumé, on doit donc vérifier la relation :

$$\tau_d = \frac{3V_d}{2bh_{ef}} \leq k_v f_{v,d} = k_v \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} k_{mod}$$

3.3.2 Exemple de calcul n°1

Considérons une poutre en lamellé-collé de qualité GL24h dans des conditions de service de classe 2 pour une durée de chargement de moyen terme.

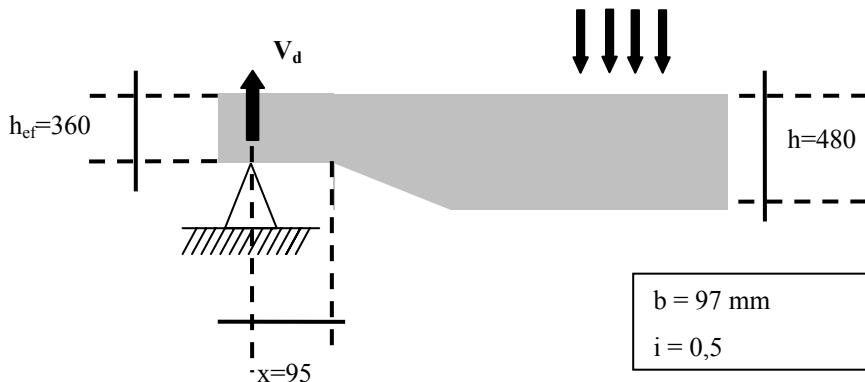


Figure 3-28 : Données géométriques sur la poutre de l'exemple de calcul n°1

On doit vérifier

$$\tau_d = \frac{3V_d}{2bh_{ef}} \leq k_v f_{v,d} = k_v \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} k_{\text{mod}}$$

$$V_d \leq k_v \frac{2bh_{ef} f_{v,k}}{3\gamma_M} k_{\text{mod}}$$

- Coefficient k_v

$$k_v = \min \left\{ \frac{1}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)}, \frac{k_n \left(1 + \frac{1,1i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \right\}$$

$$k_v = \min \left\{ \frac{1}{\sqrt{480} \left(\sqrt{\frac{360}{480} \left(1 - \frac{360}{480} \right)} + 0,8 \frac{95}{480} \sqrt{\frac{1}{360} - \left(\frac{360}{480} \right)^2} \right)}, \frac{6,5 \left(1 + \frac{1,1 \times 0,5^{1,5}}{\sqrt{480}} \right)}{\sqrt{480} \left(\sqrt{\frac{360}{480} \left(1 - \frac{360}{480} \right)} + 0,8 \frac{95}{480} \sqrt{\frac{1}{360} - \left(\frac{360}{480} \right)^2} \right)} \right\}$$

$$k_v = \min \left\{ 1, 0,528 \right\}$$

- **Paramètres de résistance**

$$k_{\text{mod}} = 0,8$$

$$\gamma_M = 1,25$$

$$f_{v,k} = 2,7 \text{ MPa}$$

- **Conclusion**

$$V_d \leq k_v \frac{2bh_{\text{ref}}f_{v,k}}{3\gamma_M} k_{\text{mod}} = 21\,240 \text{ N}$$

Si $k_{\text{mod}} = 0,6$, le calcul donne :

$$V_d \leq k_v \frac{2bh_{\text{ref}}f_{v,k}}{3\gamma_M} k_{\text{mod}} = 0,528 \times \frac{2 \times 97 \times 360 \times 2,7}{3 \times 1,25} \times 0,6 = 15\,930 \text{ N}$$

3.3.3 Exemple de calcul n°2

Considérons une poutre en lamellé-collé de qualité GL24h assemblée aux extrémités dans des conditions de service de classe 2 pour une durée de chargement de moyen terme.

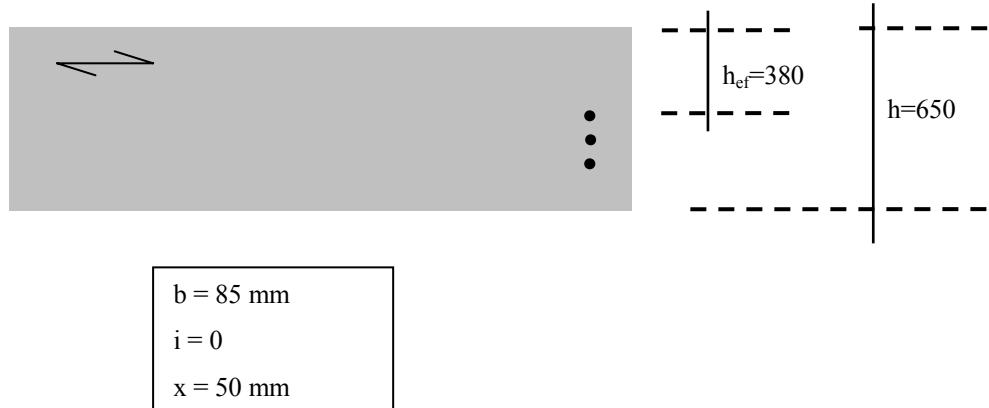


Figure 3-29 : Données géométriques sur la poutre de l'exemple de calcul n°2

On doit vérifier :

$$\tau_d = \frac{3V_d}{2bh_{ef}} \leq k_v f_{v,d} = k_v \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} k_{mod}$$

$$V_d \leq k_v \frac{2bh_{ef} f_{v,k}}{3\gamma_M} k_{mod}$$

- **Coefficient k_v**

$$k_v = \min \left\{ \frac{1}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)}, \frac{k_n \left(1 + \frac{1,1i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \right\}$$

$$k_v = \min \left\{ \frac{1}{\sqrt{650} \left(\sqrt{\frac{380}{650} \left(1 - \frac{380}{650} \right)} + 0,8 \frac{50}{650} \sqrt{\frac{1}{380} - \left(\frac{380}{650} \right)^2} \right)}, \frac{6,5 \left(1 + \frac{1,1 \times 0^{1,5}}{\sqrt{650}} \right)}{\sqrt{650} \left(\sqrt{\frac{380}{650} \left(1 - \frac{380}{650} \right)} + 0,8 \frac{50}{650} \sqrt{\frac{1}{380} - \left(\frac{380}{650} \right)^2} \right)} \right\}$$

$$k_v = \min \left\{ 1, 0,451 \right\}$$

- **Paramètres de résistance**

$$k_{mod} = 0,8$$

$$\gamma_M = 1,25$$

$$f_{v,k} = 2,7 \text{ MPa}$$

- **Conclusion**

$$V_d \leq k_v \frac{2bh_{ef} f_{v,k}}{3\gamma_M} k_{mod} = 16\ 781 N$$

Si $k_{mod} = 0,6$, le calcul donne :

$$V_d \leq k_v \frac{2bh_{ef} f_{v,k}}{3\gamma_M} k_{mod} = 0,451 \times \frac{2 \times 85 \times 380 \times 2,7}{3 \times 1,25} \times 0,6 = 12\ 587 N$$

4 LA STABILITÉ DES CONSTRUCTIONS

4.1 Introduction

Les renseignements généraux ou particuliers de ce chapitre, qui viennent en complément du Tronc commun, ont pour but d'orienter l'entreprise ou le bureau d'études vers des solutions pratiques qu'il peut suivre et améliorer en respectant certaines règles simples de conception.

La stabilité est très souvent indépendante de la technique de charpente utilisée. Par contre, elle influe sur la conception de cette dernière, et même sur celle de la construction.

C'est pourquoi, on doit l'envisager dès le début de l'étude d'un ouvrage, et tenir compte de l'interdépendance de tous les éléments constructifs (depuis les fondations jusqu'à la charpente), ce qui permet d'obtenir la stabilité globale d'une construction dans les meilleures conditions de sécurité et économiques.

La stabilité d'une construction doit être considérée à la fois dans les sens :

- **transversal**, c'est-à-dire parallèlement aux éléments porteurs ou sens « X »,
- **longitudinal**, c'est-à-dire perpendiculaire aux éléments porteurs ou sens « Z ».

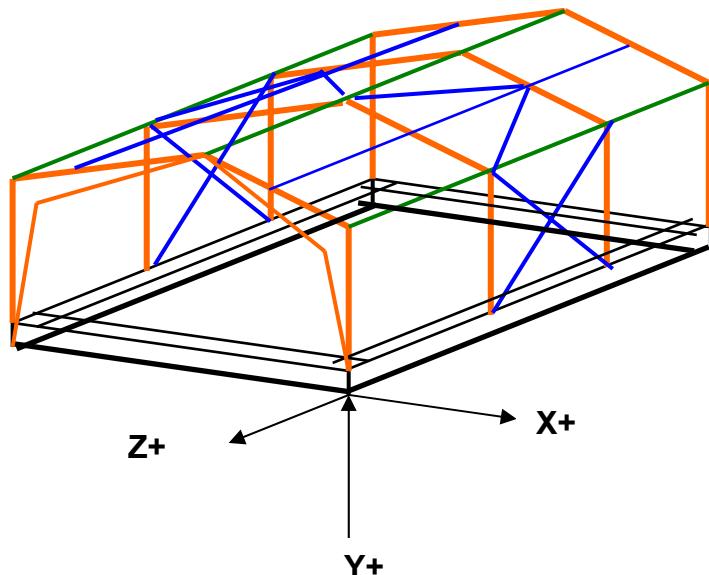


Figure 4-1 : Contreventement de bâtiment

L'importance des réactions d'appui que l'on obtient en pied d'un contreventement vertical peut avoir une incidence importante sur les fondations, en fonction du choix que fait le calculateur de la charpente, dans la mesure où plusieurs efforts de soulèvement peuvent se cumuler sur une même fondation :

- sous l'action de soulèvement général de la charpente,
- sous l'action de la palée de stabilité.

Il est donc important de communiquer les efforts dus aux palées de stabilité au bureau d'études chargé d'étudier les fondations.

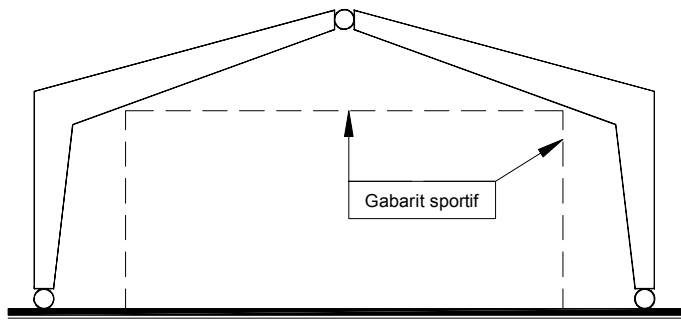
4.2 La stabilité transversale des structures porteuses principales

Elle conduit à étudier la stabilité propre des structures porteuses principales, ce qui est parfois difficile à assurer, en raison des formes de ces structures, mais aussi par les impératifs imposés au niveau de la construction.

Elle est généralement assurée par les éléments principaux de la structure en bois lamellé-collé. Nous énumérerons quelques exemples de formes autostables que nous pouvons retrouver couramment. Nous décrirons aussi un bâtiment à base de portiques instables transversalement.

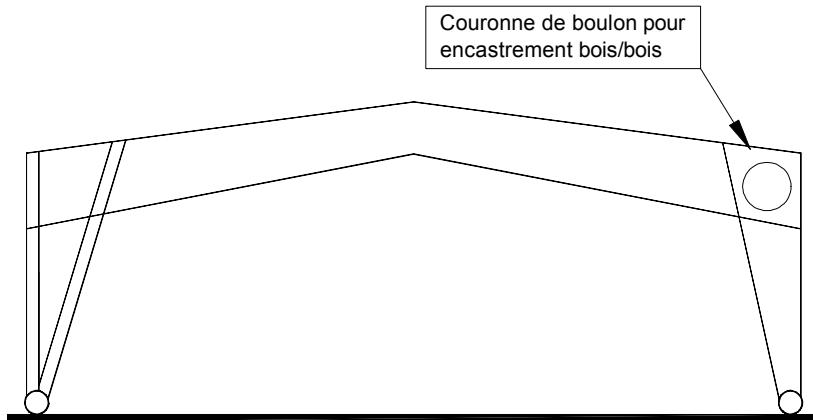
4.2.1 Portique à 3 articulations

Ce système est très utilisé dans les bâtiments de grande portée tels que les salles de sports où il est nécessaire de dégager un gabarit de hauteur et de largeur assez important. Ce système est **stable transversalement**, mais il peut transmettre des poussées horizontales assez conséquentes, en particulier si le faîtage n'est pas très élevé.



4.2.2 Portique à 2 articulations

Ce système est aussi très utilisé dans les bâtiments de grande portée tels que les salles de sport et plus particulièrement pour les toitures à très faible pente, telles que les terrasses en étanchéité multicouches sur bac acier.

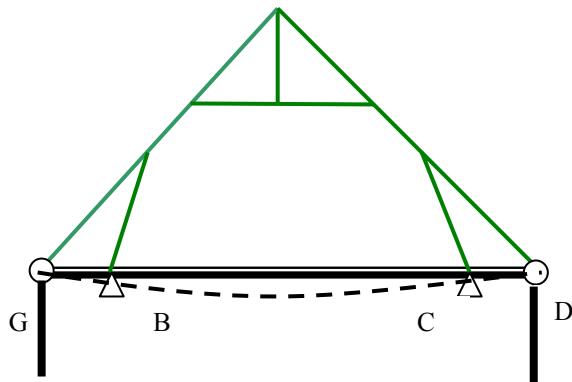


Ce système est **stable transversalement** mais il peut transmettre des poussées horizontales assez importantes et l'assemblage poteau/arbalétrier doit être soigné et réalisé avec rigueur pour éviter les trop grandes déformations.

Dans le cas de poteau en « V », l'assemblage en pied doit reprendre un effort de cisaillement très important entre le pied vertical et la jambe de force.

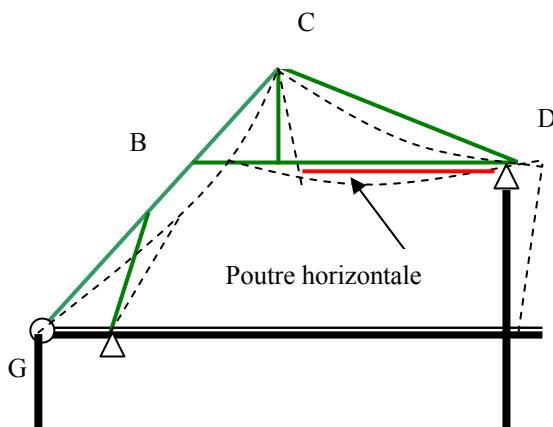
4.2.3 Ferme à faux entrant

Elle est mise en œuvre pour la réalisation de charpentes d'ouvrages de faibles dimensions. Elle peut l'être aussi pour des ouvrages en bois lamellé de portée moyenne ; la reprise de la poussée horizontale qu'elle engendre en **G** et en **D**, et les réactions verticales en **B** et en **C**, qui s'exercent sur une dalle béton ou sur l'entrant en pied de la jambe force doivent être prises en compte dans le dimensionnement du support.



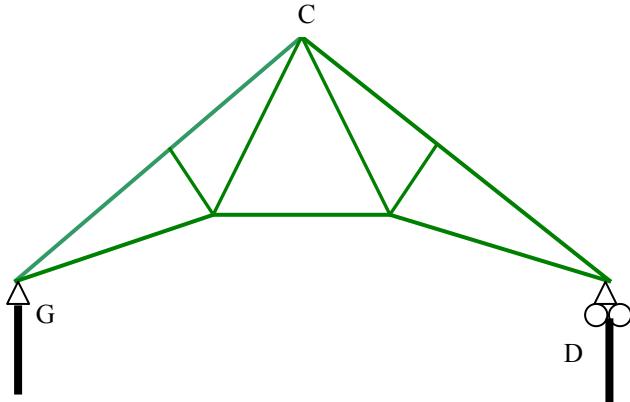
4.2.4 Ferme boîteuse

La ferme boîteuse exerce une poussée horizontale importante et, s'il est aisément de reprendre cette poussée au niveau du plancher (en **G**), à l'autre extrémité (en **D**) afin de limiter les déformations, il est nécessaire de prévoir une poutre de contreventement à plat qui prenne appui sur les murs de pignons ou un pan de bois stabilisé dans le sens x.



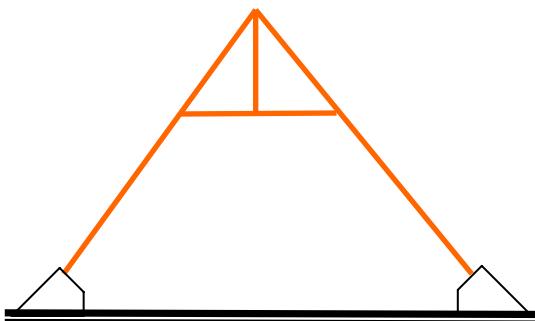
4.2.5 Ferme de type Polonceau ou à ciseau

Le fonctionnement normal de cette ferme est la sous-tension de l'entrant. Si la ferme est bloquée en G et D, elle exerce une poussée horizontale importante dont il faut tenir compte au niveau des appuis. Dans ce cas, l'entrant n'est pas tendu.



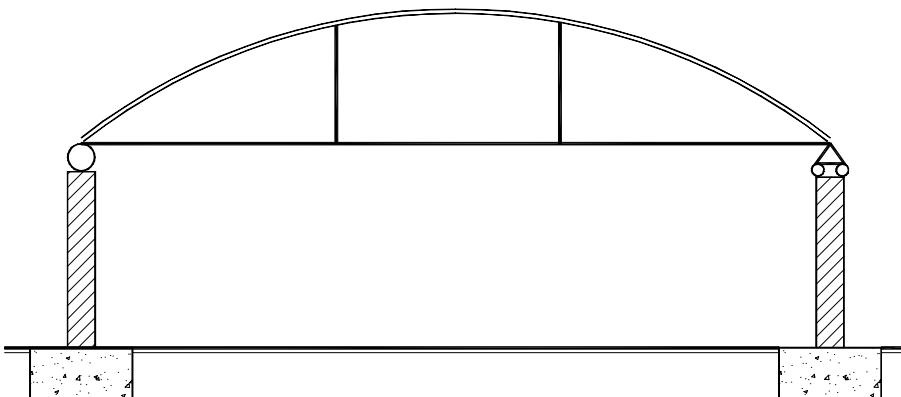
4.2.6 Fermes en « A »

Elle sont souvent utilisées sous forme de fermettes, mais aussi dans le cas de fermes en bois lamellé-collé de moyenne portée. Ce type de ferme est stable mais exerce des poussées importantes aux pieds des arbalétriers.



4.2.7 Poutre courbe sous-tendue par un tirant

C'est un système très économique et stable sous chargement vertical descendant. Cependant, **en raison des effets du vent pouvant provoquer un soulèvement**, conduisant à une compression du tirant et donc à une instabilité du système (si ce dernier ne peut reprendre l'effort de compression), on peut utiliser **un tirant en tube métallique ou un entrant en bois** que l'on doit vérifier sous l'effort de compression.

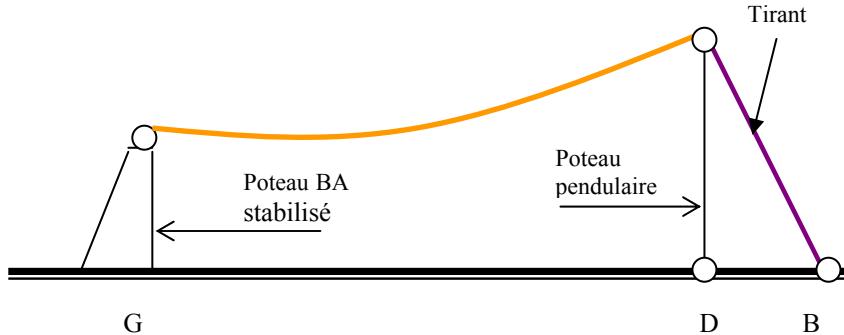


Remarque :

On peut aussi ne pas tenir compte du tirant sous vérification du système en inversion d'effort, dans la mesure où **la poutre seule est alors dimensionnée** tant en contrainte qu'en déplacement.

4.2.8 Poutre à chaînette

Ce système est peu utilisé car dans le cas d'une toiture à faible pente, il existe des risques d'accumulation d'eau, auto-évolutifs très importants qu'il faut prendre en considération.



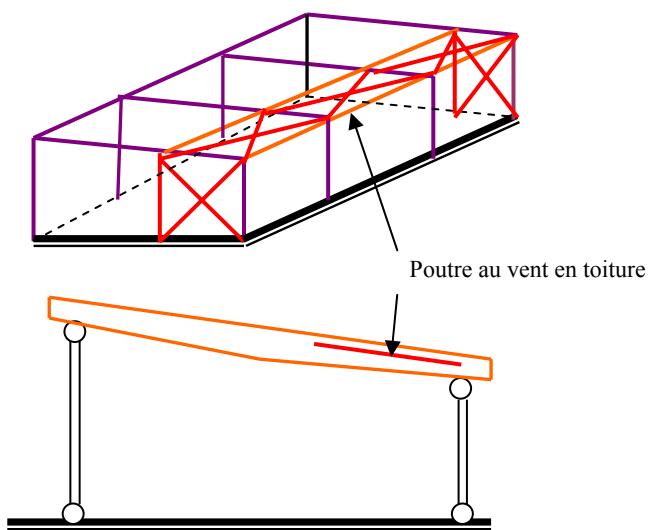
4.2.9 Bâtiment à base de portiques instables transversalement

Pour répondre à des impératifs de dégagement et permettre la fabrication d'éléments rectilignes, on conçoit des portiques instables sous les efforts horizontaux.

Cette instabilité permet, en particulier, d'éviter tout assemblage encastré, lequel est toujours d'une réalisation délicate. Pour cela, la stabilité transversale de la construction est assurée par **un contreventement placé dans le plan de la toiture et s'appuyant sur les pignons**. Il faut alors que ces pignons soient conçus de manière à reprendre les efforts, qui peuvent être très importants. De plus, il faut prévenir le Maître d'Ouvrage, que cette conception peut limiter les possibilités d'extension du bâtiment.

On doit vérifier que le déplacement horizontal de la poutre au vent soit compatible avec la déformation en tête des poteaux des longs pans en toiture, et avec les règles de contreventement rappelées dans la partie Tronc commun de ce guide (la déformation horizontale des poutres de contreventement est limitée au 500^e de leur portée).

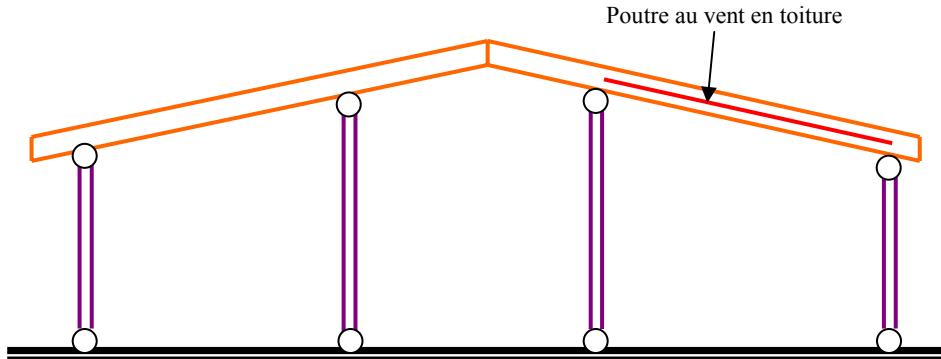
La figure ci-dessous illustre l'exemple d'une construction dont la structure est formée de **portiques à 4 articulations** (donc instables).



La stabilité transversale (suivant X) est assurée par un contreventement dont les barres, disposées en W ou en X ou même en K, sont placées entre ou sous les pannes formant ainsi une « poutre » à plat. Les réactions horizontales à chacune de leur extrémité doivent être reprises au droit des pignons par exemple, par la

maçonnerie, par des palées dans un pan de bois ou de fer, par un mur en ossature bois contreventé par des panneaux de structure, etc.

D'autres formes de portique à travées multiples, dont la traverse ou l'arbalétrier est traité en cantilever ou en continuité, se prêtent bien à ce type de structure.



Signalons toutefois que ce type de contreventement engendre des efforts de compression et de traction dans les pannes, en particulier celles qui forment la membrure haute et la membrure basse de cette poutre) qu'il conviendra de reprendre.

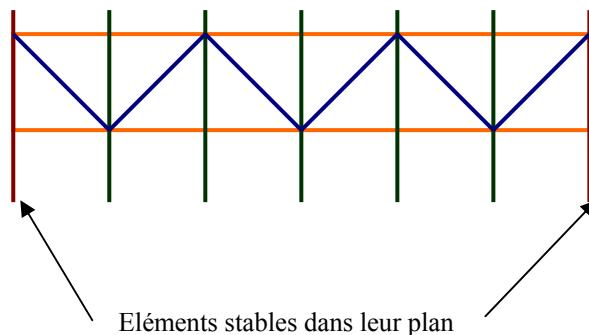
4.3 Le contreventement dans le plan de toiture

Dans ce paragraphe, nous allons étudier plusieurs cas, non exhaustifs, de poutres au vent.

La configuration de ces poutres en toiture avec des diagonales disposées en W, en N, en K ou en X permet d'obtenir une grande inertie et donc de limiter leurs flèches. Elles peuvent être réalisées avec des barres de section carré, rectangulaire ou composée, pour reprendre des efforts importants avec des assemblages mécanosoudés.

4.3.1 Les poutres en W

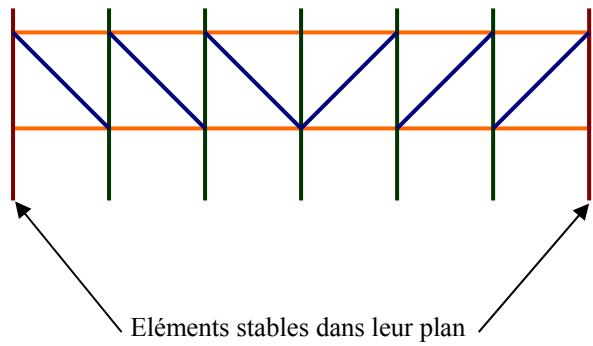
Elles diminuent le nombre d'assemblages en raison d'un regroupement sur une même poutre. Les diagonales sont en bois, de section carrée ou rectangulaire, elles peuvent être aussi en acier (tube rond carré ou rectangulaire).



4.3.2 Les poutres en N

Le nombre d'assemblages est plus important que pour les poutres en W, mais ils peuvent être standardisés.

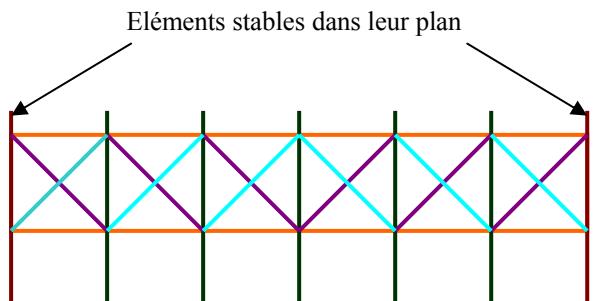
Dans les deux cas, les diagonales doivent avoir les mêmes caractéristiques et fonctions. Elles doivent pouvoir reprendre des efforts de compression et de traction.



4.3.3 Les poutres en X

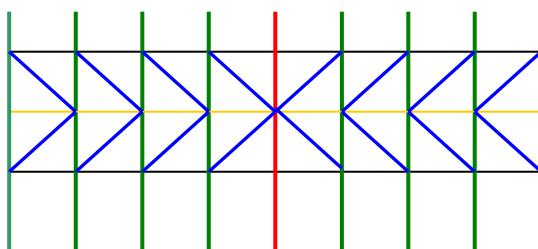
Ces poutres sont très souvent réalisées dans le cas où le maître d'œuvre souhaite que le contreventement soit discret, car elles permettent d'utiliser des **profils fins**, tels que les cornières ou les fers ronds pleins, voire des câbles.

Les diagonales ne peuvent reprendre que des efforts de traction alternativement. Il conviendra de s'assurer que la stabilité est compatible avec la résistance au feu.



4.3.4 Les poutres en toiture avec des diagonales en K

La configuration de ces poutres permet de réaliser un diaphragme dans le plan de la toiture, **mais leur dimension et leur portée sont limitées**. Elles peuvent être réalisées avec des barres de courte longueur et de section réduite et leurs assemblages sont réalisés avec des clous ou des vis à bois ou des boulons, voire des équerres.



4.4 La stabilité des parois verticales

4.4.1 Recherche des efforts appliqués

En fonction de la surface offerte au vent en pignon on déterminera l'action du vent sur la toiture F_t avec :

- S : surface au vent
- w : pression du vent dans ces différentes valeurs

L'effort total en façade pignon est : $F_{max} = w \times S$.

La plupart du temps, l'effort au niveau de la toiture est : $F_t = 0,50 F_{max}$ (pour un pignon bi-articulé).

Pour un pignon symétrique, l'action du vent apportée par ce pignon sur chaque long-pan est : $F_{lp} = 0,50 F_t$

De manière générale, les efforts à reprendre sont apportés :

- par le pignon au vent,
- par le pignon sous le vent,
- par les forces d'entraînement (selon l'Eurocode 1 partie 4).

La répartition des efforts entre les poutres de contreventement découle de la prise en compte des raideurs des assemblages.

Dans le cas d'un pont roulant, il est nécessaire d'intégrer dans les combinaisons des efforts les forces horizontales dues au freinage en tenant compte de leur coefficient dynamique (selon l'Eurocode 1 partie 3).

4.4.2 Les stabilités verticales ou palées

Le contreventement en toiture apporte un effort qui doit être repris par une ou plusieurs palées de stabilité en long pan et/ou en pignon.

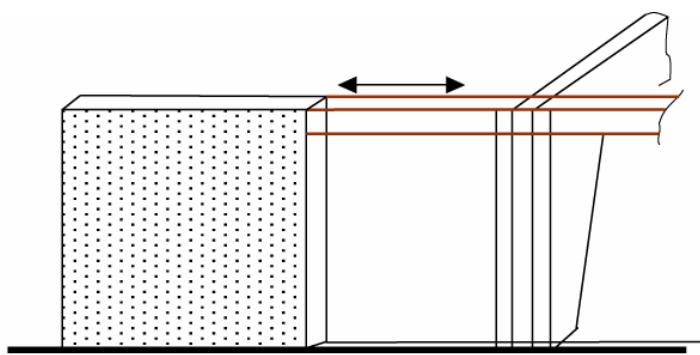
Le contreventement vertical est constitué par des éléments de stabilité qui transmettent aux fondations ou sur un mur stable dans son plan, les efforts horizontaux qui s'exercent sur la toiture .

4.4.2.1 Contreventement par voile travaillant assuré par des panneaux structuraux à base de bois

Dans la plupart des cas, les âmes sont en bois massif, alors que les panneaux formant la peau sont en contreplaqué, en OSB, en panneau de particules ou de fibres.

La vérification de la résistance des voiles travaillant est détaillé dans le guide Structures à ossatures bois (Chapitre 4).

4.4.2.2 Contreventement assuré par la maçonnerie

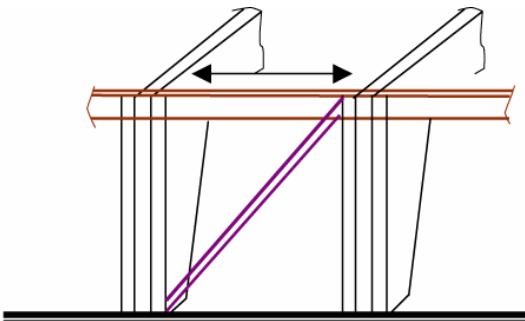


Lorsque les fermes sont en contact avec un mur de maçonnerie, qui doit évidemment être stable dans son plan, on peut souvent l'utiliser comme élément de contreventement vertical.

L'ancrage de l'élément assurant la transmission sur le mur doit être particulièrement soigné pour pouvoir reprendre un effort dans les deux sens si nécessaire.

4.4.2.3 Contreventement par diagonale dans une travée

Ce type de contreventement vertical est très souvent réalisé par une diagonale, partant du pied d'un portique pour rejoindre la tête d'un autre portique. La diagonale peut être en bois ou en métal, mais dans les deux cas, elle doit pouvoir reprendre un effort de compression et de traction, si elle est unique, ou calculée comme telle.



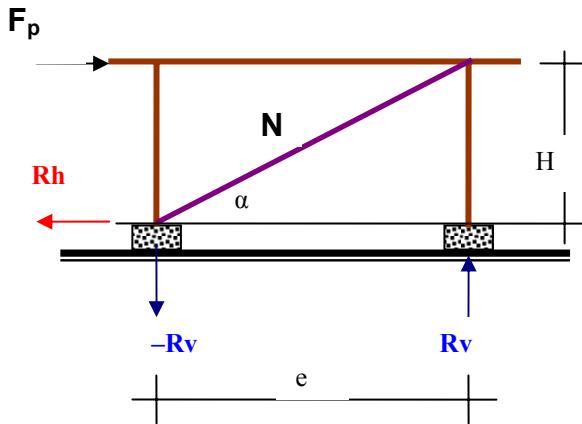
Pour ce type de palée, et à condition que la diagonale soit bi-rotulée et que les liaisons entre la traverse de long pan et les poteaux soient rotulées, nous pouvons déterminer les efforts et les réactions selon les formules ci-dessous :

Effort normal dans la diagonale :

$$N = F_p / \cos \alpha$$

Les réactions d'appui sont égales à :

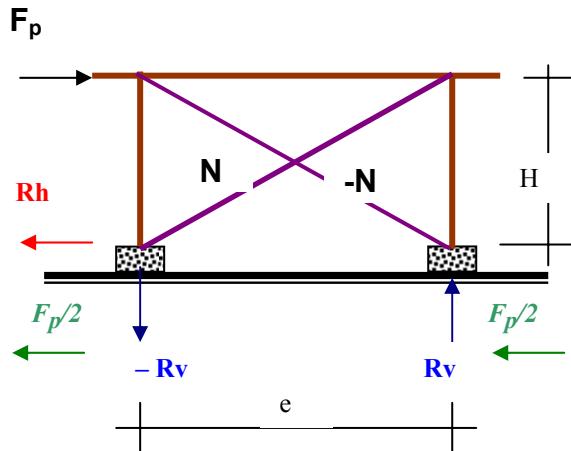
$$\begin{aligned} R_h &= -F_p \\ R_v &= F_p \times H / e \end{aligned}$$



4.4.2.4 Contreventement par croix de St-André

Ce type de contreventement vertical est réalisé pour des questions esthétiques car, comme nous l'avons déjà indiqué pour les stabilités des pignons, il permet d'utiliser des profils minces qui ne peuvent généralement travailler qu'en traction.

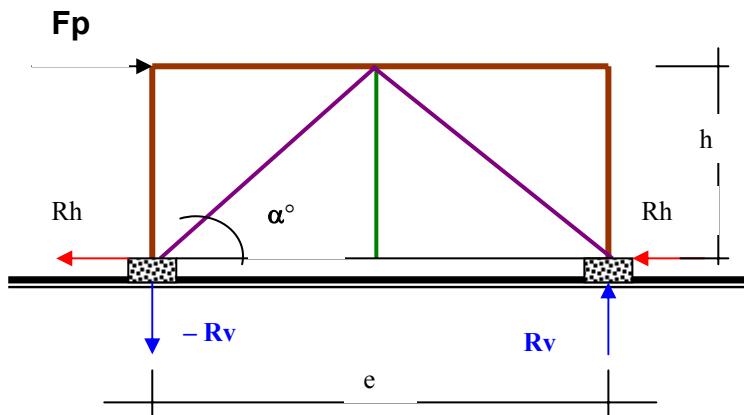
Cependant, une exception peut être faite dans le cas où l'on utilise des diagonales très rigides en bois ou en métal (tube, hea, etc.) pouvant reprendre des efforts de compression. *Dans ce cas, les réactions d'appuis horizontales peuvent ainsi être réparties sur les deux massifs de la travée.*



4.4.2.5 Contreventement par V inversé

Ce type de palée, est assurée par une traverse, qui peut être la sablière, et par deux contrefiches qui peuvent reprendre les efforts de compression/traction. Son fonctionnement est simple car l'effort est transmis au milieu de la traverse et repris par les deux contre-fiches qui forment un système à trois articulations.

Cette configuration est particulièrement intéressante pour les travées larges, car elle réduit la longueur des diagonales, permet une reprise des réactions horizontales sur deux massifs et accepte l'ajout d'un élément intermédiaire.

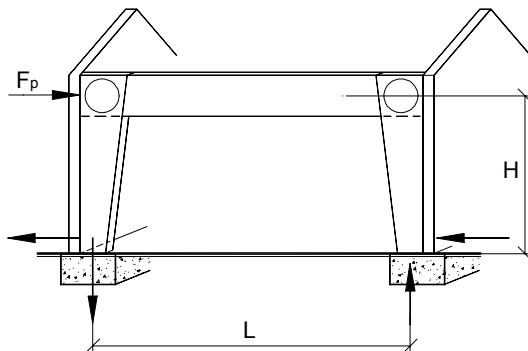


Pour ce type de palée, nous pouvons déterminer les efforts et les réactions suivant les formules ci-dessous, aux conditions que les deux diagonales soient identiques et que les liaisons aient les mêmes raideurs en traction et compression :

- Effort normal dans les diagonales : $N = (F_p/2) / \cos \alpha$
- Réactions des appuis : $Rh = F_p / 2$ et $Rv = F_p \times h/e$

4.4.2.6 Contreventement par portique

Cette configuration permet de laisser la travée du contreventement libre de passage. Le portique est généralement constitué par une traverse de section constante et par des poteaux à inertie variable pourdes éléments en bois lamellé, mais aussi par des profils constituant un portique métallique.



Ce type de portique est un système a deux articulations. **Pour un prédimensionnement**, on peut obtenir les efforts dans l'encastrement et les réactions d'appuis avec les formules suivantes :

- Moment dans l'encastrement : $M_t = R_h \times H$
- Réactions des appuis : $R_h = F_p/2$ et $R_v = F \times h/L$

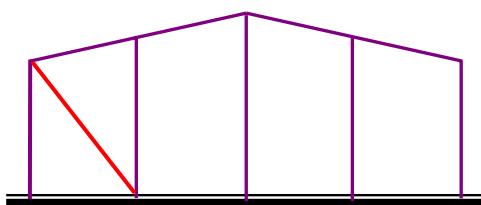
4.4.3 Contreventement des façades pignons

Dans leur plan, les pignons bois ne sont pas stables compte tenu des articulations réalisées en tête et en pied des poteaux. Le contreventement de ces pignons peut être assuré par différents types de triangulations ou par un diaphragme.

4.4.3.1 Contreventement par simple diagonale

Qu'elle soit en bois ou en acier, la diagonale devra pouvoir reprendre des efforts de compression et de traction. La section sera suffisamment importante pour résister au flambement.

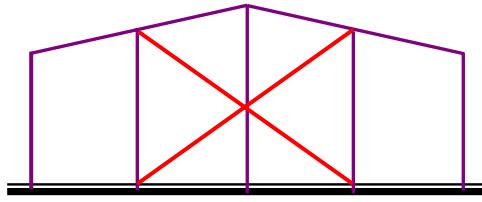
Le système est très économique et rapide à mettre en œuvre, mais pas très esthétique.



4.4.3.2 Contreventement par croix de St-André

Dans ce cas, les diagonales peuvent ne reprendre que des efforts de traction alternativement, suivant le sens des efforts appliqués. Leur section pourra être mince et on pourra utiliser des profils en acier (fer rond, fer plat ou cornières).

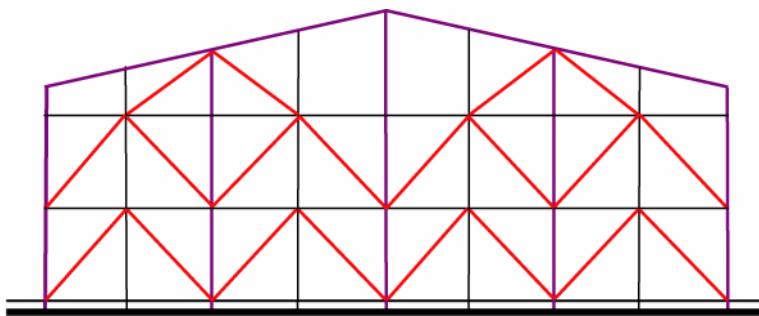
Il conviendra de s'assurer que la stabilité est compatible avec la résistance au feu. Le système est assez économique et rapide à mettre en œuvre.



4.4.3.3 Contreventement par des « K » entre lisses

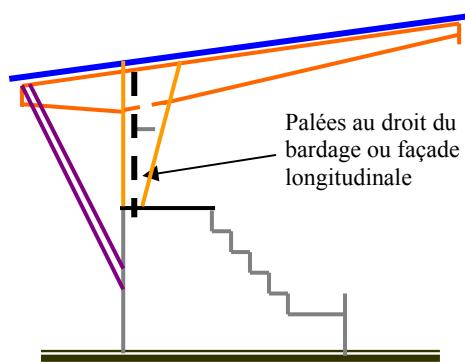
Dans ce cas, les diagonales reprennent des efforts de traction et de compression. Elles sont très souvent en bois, de faible section et de courte longueur, donc économiques.

L'inconvénient de ce système est qu'il est long à mettre en oeuvre et qu'il laisse le pignon en instabilité pendant la mise en place des diagonales.



4.5 Les tribunes couvertes et poutres en porte-à-faux

Les tribunes couvertes avec des poutres en porte-à-faux sont des ouvrages particuliers pour ce qui concerne leur stabilité, tant transversale que longitudinale.



Le fait que l'une des façades longitudinales doit être complètement libre de tout élément augmente la difficulté de stabiliser la toiture, car on ne peut réaliser qu'une file de palée verticale pour reprendre l'ensemble des efforts du vent, en pignon ou oblique. Il convient de stabiliser la seule file de palée verticale par un élément complémentaire, tel que des jambes de force, une main courante...

Une autre solution est de disposer des poutres au vent en toiture. Elles doivent être au moins au nombre de deux et disposées dans la mesure du possible aux deux travées d'extrémité. Bien entendu, en fonction de la longueur et des efforts engendrés, une ou deux poutres au vent supplémentaires peuvent être ajoutées pour diminuer les réactions d'appuis.

Qu'il y ait ou non un brise-vent aux extrémités des tribunes, le vent perpendiculaire ou oblique au pignon provoque une accumulation de charges au droit et sur la hauteur de chaque poutre ou élément de la structure.

L'effort total doit être repris dans le sens longitudinal par les palées disposées entre les poteaux support des poutres. De plus, le porte-à-faux provoque une réaction horizontale importante au droit des deux poteaux de stabilité, qu'il faut prendre en compte pour la détermination des réactions d'appui et des fixations qui en résultent.

En pré-dimensionnement, on peut obtenir la valeur des efforts horizontaux à reprendre dans les têtes de poteaux pour un vent perpendiculaire au pignon, en considérant un chargement constant en appliquant la formule suivante :

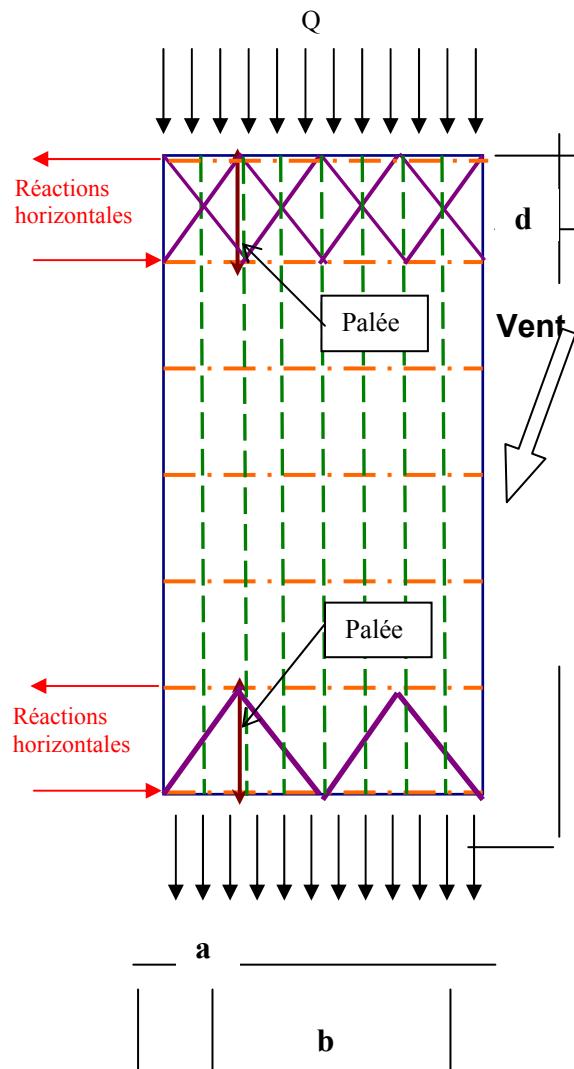
$$R_h = -R_h = [Q \times (a^2 - b^2) / 2] / d$$

Exemple :

Si $Q = 200 \text{ kg/ml}$, $a = 2 \text{ m}$, $b = 8 \text{ m}$, $d = 5 \text{ m}$,

on obtient :

$$\begin{aligned} R_h &= -R_h = [200 \times (8^2 - 2^2) / 2] / 5 \\ &= \pm 1200 \text{ kg} \end{aligned}$$



4.6 Conclusion

Le choix d'un type de contreventement dépend de la forme et de la destination de la construction, du parti esthétique adopté, de la présence éventuelle d'un plafond, etc.

Si la principale qualité d'un contreventement réside dans le fait qu'il doit assurer parfaitement la stabilité de l'ouvrage, il doit également permettre une mise en œuvre facile et le levage de la construction en toute sécurité selon l'Eurocode 1 partie 1.6.

Enfin, si l'exécution d'un contreventement demande beaucoup de soin dans la définition de sa configuration géométrique, il doit en être de même pour la transmission des efforts dans les barres sollicitées, dont les assemblages sont des éléments importants.

5 ASSEMBLAGES SPÉCIFIQUES

5.1 Les assemblages encastrés

5.1.1 Encastrement poteau-traverse

Les assemblages encastrés assurent la continuité de deux éléments et doivent reprendre les sollicitations suivantes :

- effort axial (traction, compression) noté N_d ,
- effort tranchant noté V_d ,
- moment de flexion M_d ou de torsion noté C_d .

Parmi les assemblages encastrés, l'encastrement poteau-traverse est l'un des plus délicats à réaliser car il met en opposition les fibres du bois. Cette géométrie empêche le retrait transversal lors de variations d'humidité et génère donc des contraintes perpendiculaires. Il existe alors des risques de fendage.

On essaiera donc de limiter les dimensions des pièces et les variations du taux d'humidité des bois en se plaçant dans les conditions suivantes :

- Hauteur maximale recommandée 100 cm sans jamais dépasser 130 cm,
- Variation du taux d'humidité $\Delta H \leq 5 \%$, pour lesquelles on obtient une variation de hauteur $dH = 100 \times 5 \times 0,025 = 1,25 \text{ cm}$.

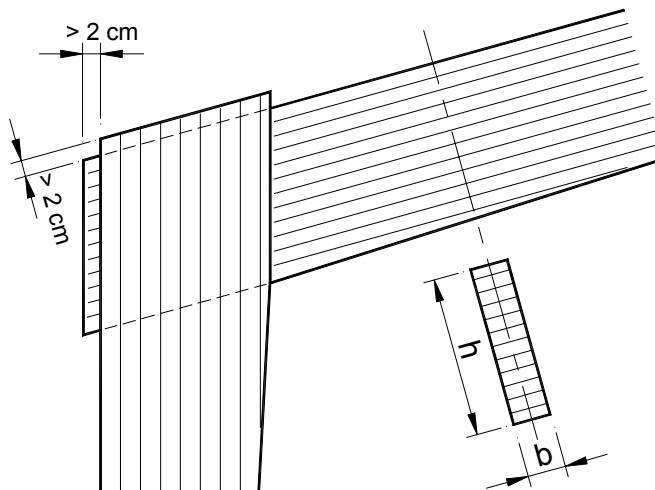


Figure 5-1 : Assemblage de rein de portique

Au-delà de ces limites recommandées, des dispositions permettant de limiter le cisaillement devront être mis en œuvre.

Ces systèmes permettant de réduire le risque de fendage sont par exemple :

- collage-clouage de contreplaqué sur la zone d'assemblage sur les faces intérieures ou en bout des éléments,
- frettage de la zone d'assemblage par l'utilisation de crampons simples faces ou de boulons associés à des pointes,
- suppression des organes situés dans les angles de l'assemblage,
- majoration des distances aux bords.

5.1.1.1 Dimensionnement de l'assemblage

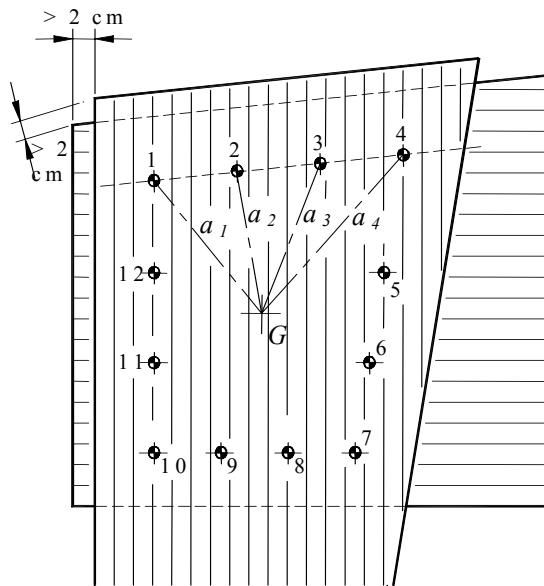


Figure 5-2 : Assemblage par groupe de boulons

– G : centre de gravité de l'assemblage

– a_1, a_2, a_3, a_i : rayons polaires

Si chaque organe i est repéré par sa position $(x_i ; y_i)$ et son module de glissement $K_{ser,i}$, la position $(x_G ; y_G)$ du centre de gravité G est donnée par :

$$x_G = \frac{\sum_i (K_{ser,i} \times x_i)}{\sum_i K_{ser,i}} \text{ et } y_G = \frac{\sum_i (K_{ser,i} \times y_i)}{\sum_i K_{ser,i}}$$

On calcule les rayons polaires a_i pour chaque organe par :

$$a_i = \sqrt{(x_i - x_G)^2 + (y_i - y_G)^2}$$

L'inertie polaire I_p de l'assemblage est définie par :

$$I_p = \sum_i a_i^2$$

- **Rigidité rotationnelle de l'assemblage par organes multiples : K_{ω}**

La rigidité de l'assemblage, constitué de n organes, doit être prise en compte pour l'étude globale de la structure en états limites de service (ELS) et ultimes (ELU).

La rigidité en rotation **par plan de cisaillement** est (en N.mm/rad) :

- pour le calcul aux ELS :
$$K'_{\omega,ser} = \sum_{i=1}^n K'_{ser,i} \times a_i^2$$
- pour le calcul aux ELU :
$$K'_{\omega,u} = \frac{2}{3} K'_{\omega,ser}$$

§ 2.2.2

Equation (2.1)

A multiplier par 2 pour les assemblages moisés (2 plans de cisaillement).

K' est le module sécant de glissement de l'organe i qui tient compte du jeu de l'assemblage. Les valeurs de K_{ser} pour les assemblages bois/bois et bois/panneaux et la méthode de calcul de $K'_{ser,i}$ sont données dans le manuel « Assemblages ».

Dans le cas des boulons, compte tenu des tolérances de perçage et de la mise en œuvre d'un tel assemblage boulonné, il est impossible d'avoir un jeu fonctionnel Δu_f de 1 mm sur tous les organes. Dans ce cas, le jeu peut souvent être considéré comme négligeable ou, à titre conservateur, pris en compte par un jeu moyen de 0,5 mm.

Note 1 :

Par simplification, on pourra directement considérer un jeu fonctionnel en rotation $\Delta\alpha_f$ défini à partir du jeu fonctionnel Δu_f par :

$$\Delta\alpha_f \approx \frac{\Delta u_f}{a_{i,moyen}} \text{ (en radians)}$$

Pour un assemblage sollicité par un moment M_d , la rigidité sécante en rotation est :

$$K'_{\omega,ser} = \frac{M_d \cdot K_{\omega,ser}}{M_d + K_{\omega,ser} \cdot \Delta\alpha_f} \text{ N.mm/rad}$$

où $K_{\omega,ser}$ est la rigidité en rotation sans jeu.

Note 2 :

Compte tenu des efforts à reprendre par ce type d'assemblage, la rigidité axiale peut être négligée (raideur infinie) car son impact sur la déformation de la structure est négligeable.

- **Capacité résistante**

L'effort, F_d , appliqué à chaque organe est la résultante vectorielle de :

- F_{Md} l'effort induit par le moment de flexion M_d ,
- F_{Nd} l'effort normal N_d ,
- F_{Vd} l'effort tranchant V_d .

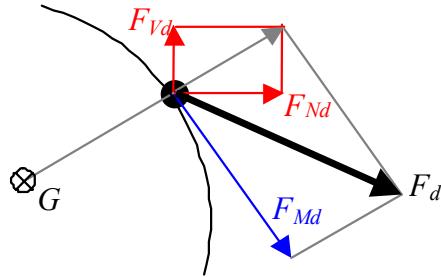


Figure 5-3 : Répartition vectorielle des efforts appliqués sur chaque organe

L'effort F_{Md} , perpendiculaire au rayon polaire considéré, est égal à :

$$F_{Md} = \frac{a_i}{I_p} \cdot M_d$$

et les efforts F_{Nd} et F_{Vd} , induits par les efforts normal et tranchant dans les éléments assemblés sont :

- dans le poteau : $F_{Nd,p} = \frac{N_{d,p}}{n}$ et $F_{Vd,p} = \frac{V_{d,p}}{n}$
- dans la traverse : $F_{Nd,t} = \frac{N_{d,t}}{n}$ et $F_{Vd,t} = \frac{V_{d,t}}{n}$

où $N_{d,p}$ $V_{d,p}$ et $N_{d,t}$ $V_{d,t}$ sont les efforts normal et tranchant dans le poteau et la traverse respectivement.

Pour chaque organe et chaque élément assemblé, on doit vérifier que la valeur de calcul de l'effort appliquée à chaque organe F_d est inférieure à la valeur de calcul $F_{v,Rd}$ de sa capacité résistante tenant compte de l'influence de angle entre la direction de l'effort et le fil du bois (voir dans le manuel « Assemblages »).

De plus, sur chaque élément bois dans la zone de l'assemblage, il faut également vérifier que la contrainte de cisaillement $\sigma_{v,d}$, due à l'effort tranchant direct V_d et à l'effort tranchant induit V_{Md} par la répartition des efforts sur les organes d'assemblage, est inférieure à la résistance de calcul en cisaillement du bois de l'élément considéré avec :

$$\sigma_{v,d} = \frac{3 \left(V_{Md} - \frac{V_d}{2} \right)}{2.b.h}$$

où h est la hauteur de l'élément.

Les valeurs minimales des espacements entre les organes et les distances aux bords sont présentés dans le **Tableau 5-1**.

Espacement et distances	Boulon, broche	Anneaux	Crampons C1 à C9	Crampons C10 et C11
Espacements entre organe et entre couronnes	5 d	2 d	1,5 d	2 d
Distance de la rive chargée	4 d	0,8 d	0,8 d	0,8 d
Distance de l'extrémité chargée	max(7 d; 80 mm)	1,5 d	2 d	2 d

Tableau 5-1 : Espacements et distances minimum pour les différents organes d'assemblage

5.1.1.2 Cas particulier d'une couronne à n organes de même type avec $ai = r$

Cette configuration en couronne circulaire est à privilégier car elle permet une répartition plus homogène des efforts dans les organes d'assemblage. En effet, les configurations « en carré » sont à éviter, car elles génèrent des efforts importants dans les organes les plus éloignés du centre de gravité de l'assemblage.

Dans le cas d'une couronne circulaire de n organes identiques et de rayon r , la rigidité en rotation **par plan de cisaillement** est (en N.mm/rad) :

- pour le calcul aux ELS : $K_{\omega,ser} = n.K_{ser}.r^2$
- pour le calcul aux ELU : $K_{\omega,u} = \frac{2}{3} K_{\omega,ser}$

La valeur de l'effort induit par M_d sur chaque organe est : $F_{Md} = \frac{M_d}{n.r}$

Note :

Dans le cas de 2 couronnes inscrites, on retrouvera l'effort $F_{Md,i}$ sur chaque organe de la couronne i par :

$$F_{Md,i} = M_d \cdot \frac{r_i}{n_1 r_1^2 + n_2 r_2^2}$$

où r_i est le rayon de la couronne considérée, n_i le nombre d'organes sur cette couronne.

Les organes les plus critiques dans ce type d'assemblage se situent sur ou à proximité de l'axe longitudinal (sens du fil du bois) de chaque élément assemblé¹. Sur ces organes, la résultante vectorielle des efforts appliqués s'écrit :

- dans le poteau : $F_d = \sqrt{(F_{Md} + F_{Vd,p})^2 + F_{Nd,p}^2}$
- dans la traverse : $F_d = \sqrt{(F_{Md} + F_{Vd,t})^2 + F_{Nd,t}^2}$

Dans chaque élément (poteau et traverse), l'angle α entre F_d et le fil du bois est donné par :

$$\alpha = \arctan \left(\frac{F_{Md} + F_{Vd}}{F_{Nd}} \right)$$

Pour la vérification de la contrainte de cisaillement $\sigma_{v,d}$, l'effort tranchant induit V_{Md} par la répartition des efforts sur les organes d'assemblage d'une couronne est donné par : $V_{Md} = \frac{M_d}{\pi.r}$

Note :

Dans le cas de 2 couronnes inscrites, l'effort tranchant induit V_{Md} est défini par : $V_{Md} = \frac{M_d}{\pi} \cdot \frac{n_1 r_1 + n_2 r_2}{n_1 r_1^2 + n_2 r_2^2}$

où r_i est le rayon de la couronne considérée, n_i le nombre d'organes sur cette couronne.

¹ D'après Patrick Racher, Structures en bois aux états limites, STEP 1, Chapitre V.16

- Renfort d'un encastrement en couronne**

On peut compléter un assemblage boulonné par une série de pointes torsadées disposées autour du boulon.

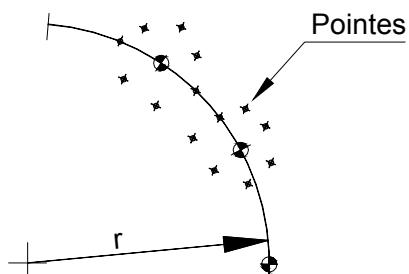


Figure 5-4 : Renfort d'un encastrement par une série de pointes

Un exemple est donné dans le Manuel Assemblages.

5.1.2 Joint de continuité

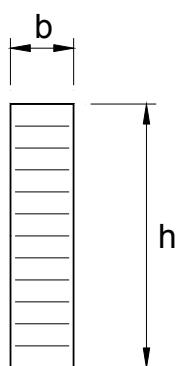
Dans certains cas, pour permettre le transport dans des conditions plus favorables, il est nécessaire de couper un élément de grande longueur ou trop cintré en deux ou trois éléments. Il faut ensuite pouvoir reconstituer la pièce sur le chantier par un joint.

La réalisation de ce joint est délicate car si, théoriquement, on doit reconstituer l'inertie de la pièce, pratiquement, le problème devient vite irréalisable pour des pièces de grande inertie. Il est donc nécessaire de différencier dans quel cas on doit réaliser, soit une continuité intégrale, soit une fraction de cette continuité.

Comme le fait de reconstituer une inertie consiste à calculer un assemblage, donc des efforts, il est plus pratique de considérer le problème à partir du moment résistant de la section. On placera le joint, de préférence, dans la zone de moment nul. Pour éviter la réalisation du joint, il est quelquefois plus intéressant de réaliser une solution à trois plutôt qu'à deux articulations.

5.1.2.1 Moment résistant d'une section rectangulaire M_r

C'est le moment que peut reprendre la section pour une contrainte maximale égale à la valeur de calcul de la résistance en flexion.



Pour une poutre de hauteur 50 cm et de largeur 100 cm, en GL24, en classe de service 1 et pour une action permanente :

$$M_r = f_{m,d} \times \frac{I}{V} \times k_h = 48,9 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

où k_h : facteur d'échelle

5.1.2.2 Différents cas de sollicitations

Selon les types de sollicitations, on indiquera la part de M_r devant être reprise pour obtenir une rigidité suffisante du joint de continuité. Dans tous les cas, la rigidité réelle du joint de continuité doit être prise en compte pour l'étude globale de la structure.

M_{jd} est le moment repris par le joint.

- **Section soumise à un moment M_d et à un effort tranchant V_d**

Généralement, c'est le cas de la poutre, soit sur deux appuis, soit en continuité.

- Poutre sur deux appuis :

$$\text{si } M_d \geq 0,80 M_r \Rightarrow M_{jd} \geq M_d$$

$$\text{si } M_d < 0,80 M_r \Rightarrow M_{jd} = 0,80 M_r$$

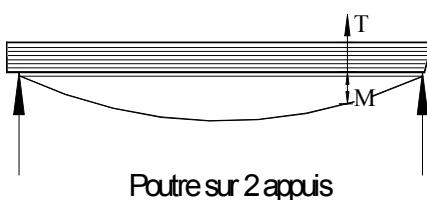


Figure 5-5 : Distribution de M et V pour une poutre sur 2 appuis

- Poutre en continuité :

$$\text{si } M_d \geq 0,50 M_r \Rightarrow M_{jd} \geq M_d$$

$$\text{si } M_d < 0,50 M_r \Rightarrow M_{jd} = 0,50 M_r$$

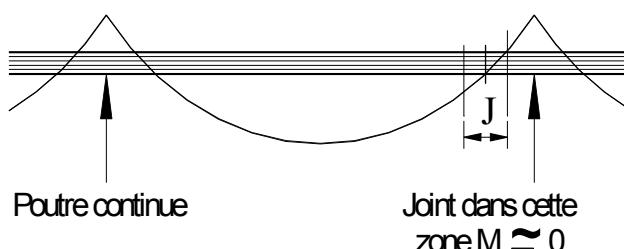


Figure 5-6 : Distribution de M et V pour une poutre continue

- **Section soumise à un moment M_d , à un effort normal N_d et à un effort tranchant V_d**

- L'effort normal est une traction :

si le joint est situé au point de moment nul $\Rightarrow M_{jd} = 0,5 M_r$

si $M_d > 0,50 M_r \Rightarrow M_{jd} = M_d$

- L'effort normal est une compression :
si le joint est situé au point de moment nul :

$$1- \quad \frac{0,5 M_r}{N} < \frac{h}{6} \Rightarrow M_{jd} = 0,2 M_r$$

$$2- \quad \frac{0,5 M_r}{N} = \frac{h}{6} \Rightarrow M_{jd} = 0,3 M_r$$

$$3- \quad \frac{h}{6} < \frac{0,5 M_r}{N} \leq \frac{h}{3} \Rightarrow M_{jd} = 0,4 M_r$$

$$4- \quad \frac{0,5 M_r}{N} > \frac{h}{3} \Rightarrow M_{jd} = 0,5 M_r$$

Les moments ci-dessus doivent être majorés de 25 % s'il existe deux joints dans le même élément.

Note :

Le fait de ne reconstituer qu'une partie de la section conduit à une majoration possible de la déformation de l'ordre de 10 %.

5.1.2.3 Différents types de joints

1. Flasque(s) en tôle ou en bois

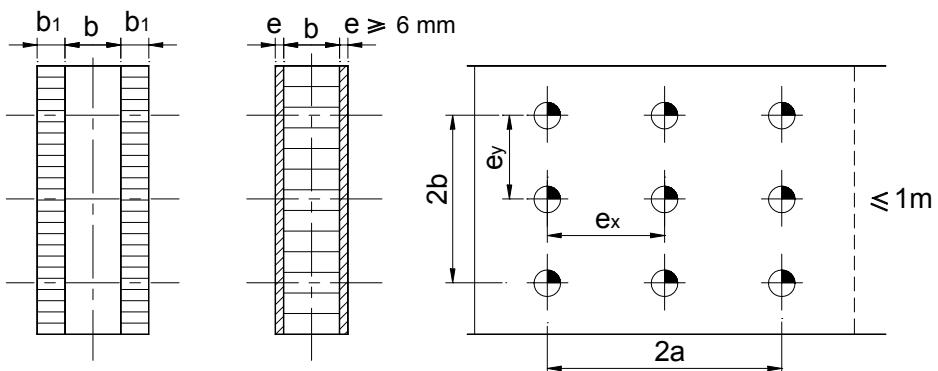


Figure 5-7 : Joint de continuité avec deux flasques

2. Flasque en tôle au centre

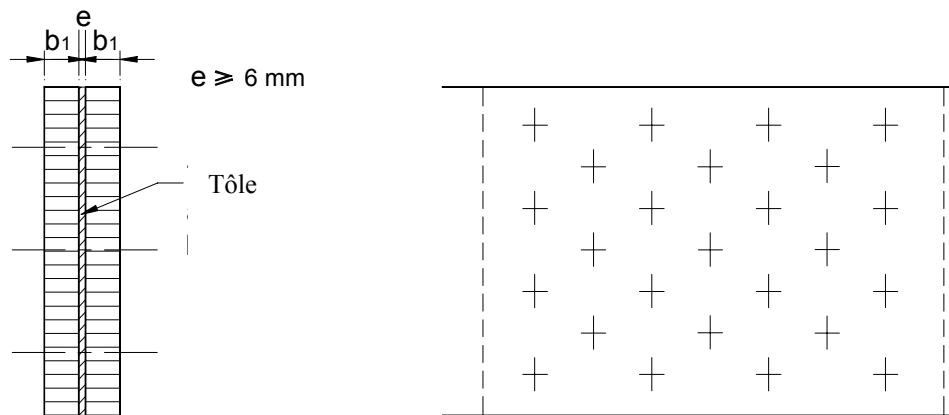


Figure 5-8 : Joint de continuité avec un flasque au centre

La hauteur des flasques métalliques doit être limitée à 50 cm pour limiter le risque de fendage induit par les différentiels de déformation entre pièces (variations dimensionnelles transversales et rotation). Au-delà, on vérifiera la compatibilité des déformations.

3. Ferrure en U haute et basse

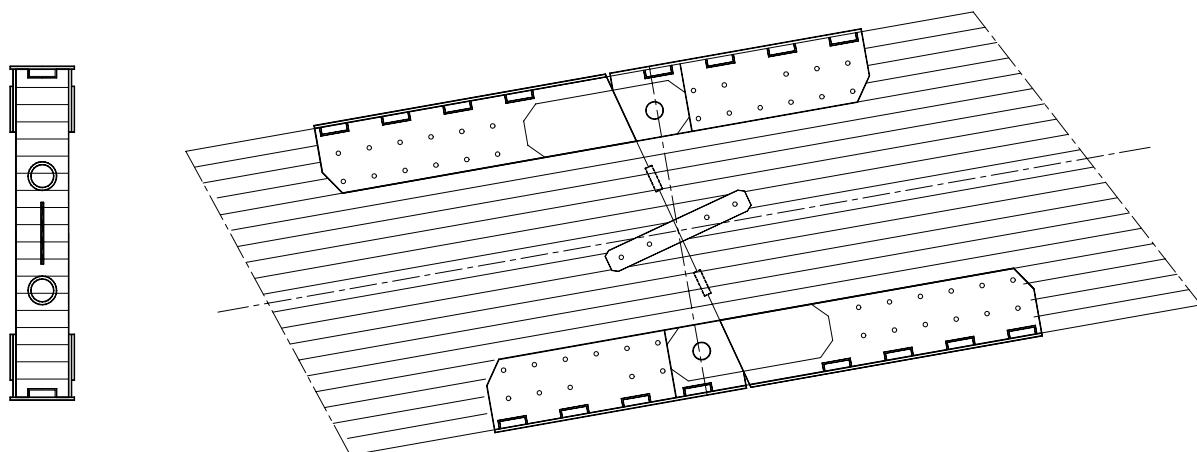


Figure 5-9 : Joint de continuité avec une ferrure en U haute et basse

On peut compléter, dans ce cas particulier, avec des anneaux ou des crampons sur l'extrados et l'intrados de la charpente.

4. Un plat de chaque côté

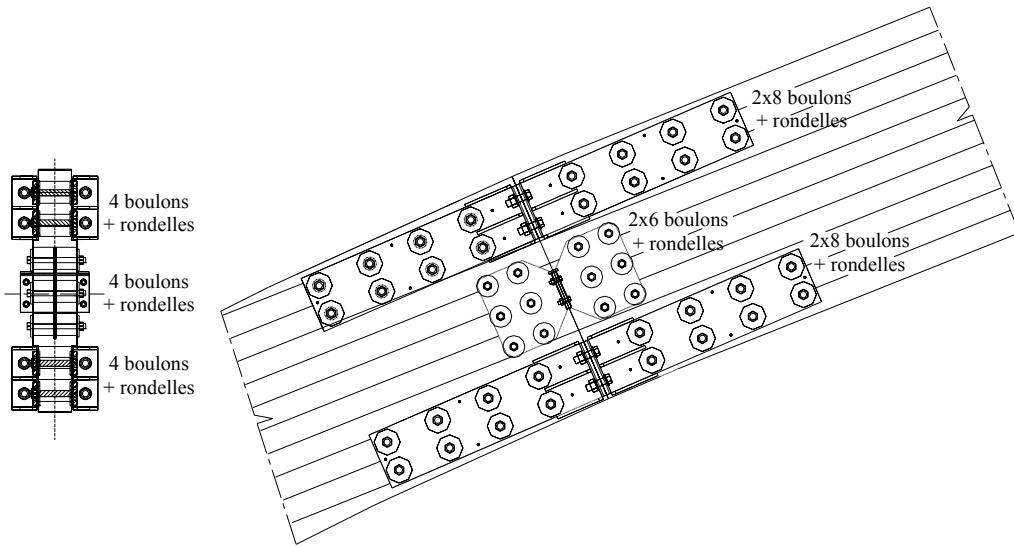


Figure 5-10 : Joint de continuité avec un plat de chaque côté

Quel que soit le type de joint adopté, on devra s'assurer de la parfaite exécution de ces pièces, en particulier en réalisant des montages en atelier pour les repérer.

Pour les joints de types 3 et 4, il faudra veiller à reprendre l'effort tranchant par un système indépendant de la ferrure d'une rigidité suffisante pour assurer la continuité.

5.1.2.4 Calcul des joints de continuité

Pour les types 1 et 2, le principe de calcul est identique à celui défini pour l'encastrement :

- **Rigidité rotationnelle :** $K_{T,ser} = K_{ser} (\mu_x e_x^2 + \mu_y e_y^2)$
- **Capacité résistante :**

La valeur maximale de l'effort induit par M_d est maximale pour l'organe le plus éloigné, elle vaut :

$$F_M = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{(\mu_x e_x^2 + \mu_y e_y^2)} M_d$$

Pour cet organe, la résultante vectorielle des efforts appliqués s'écrit :

$$F_d = \sqrt{\left(\frac{a}{\sqrt{a^2 + b^2}} F_M + F_V \right)^2 + \left(\frac{b}{\sqrt{a^2 + b^2}} F_M + F_N \right)^2}$$

L'angle α entre F_d et le fil du bois est donné par : $\alpha = \arctan \left(\frac{a F_M + \sqrt{a^2 + b^2} F_V}{b F_N + \sqrt{a^2 + b^2} F_N} \right)$.

Pour cette configuration, l'effort tranchant maximal dû à la répartition des efforts de chaque organe est :

$$V_M = M_d \frac{2 \mu_y e_x}{\mu_x e_x^2 + \mu_y e_y^2} \sum_{i=1}^n \left(i - \frac{1}{2} \right)$$

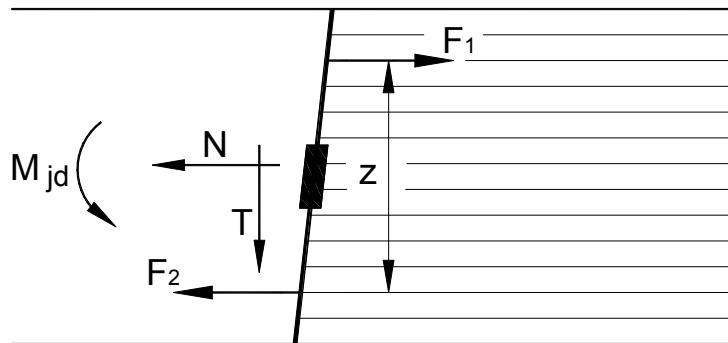
Pour les types 3 et 4, les calculs s'effectuent selon les formules suivantes :

- **Rigidité rotationnelle** : $K_{T,ser} = \left(\frac{h}{2}\right)^2 \times (K_{ser,haut} + K_{ser,bas})$

En fonction ,

du moment M_j défini ci-dessus,
des efforts normal et tranchant,

on peut calculer le nombre d'organes de liaison nécessaire.



$$F_1 = \frac{M_{jd}}{z}$$

h étant la distance entre les centres de gravité des organes de liaison.

$$\text{En cas de traction } N, \text{ il y a lieu d'ajouter : } F_2 = \frac{N}{2}$$

L'effort total à reprendre est : $F = F_1 + F_2$

Pour ce type d'assemblages, on vérifiera la traction perpendiculaire induite conformément à l'Eurocode 5 (voir le Manuel « Assemblages »).

En cas d'effort N de compression, on admet que 50 % de l'effort est transmis bois sur bois si le contact peut être assuré de façon correcte (par injection d'un mortier chimique sans retrait par exemple), à condition de s'assurer que la raideur apparente du contact bois sur bois est au moins égale à celle de l'assemblage.

5.1.2.5 Vérification des ferrures

Les ferrures devront respecter les critères de la NF EN 1993-1-8 en termes d'épaisseur minimale et de distances aux bords des assembleurs. Conformément à NF EN 1995-1-1 §10.4.3(1), les jeux de perçage seront limités à $\max(0,1.d ; 2 \text{ mm})$. Cependant, il est recommandé de limiter les jeux de perçage à 1 mm.

Les ferrures doivent être déterminées de façon à ce qu'elles puissent reprendre F_d , les efforts de traction et de compression.

En traction, $F_d = \min \begin{cases} A \cdot f_y / \gamma_{M0} \\ 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2} \end{cases}$

En compression, $F_d = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

avec :

A : section brute

A_{net} : section nette

f_y : limite d'élasticité

f_u : limite de rupture

γ_{M0} et γ_{M2} : coefficients partiels de sécurité

Pour éviter le flambement du plat, on peut adopter les solutions suivantes :

- raidir le plat entre les deux fixations,
- fixer le plat sur la poutre par des organes supplémentaires,
- augmenter l'épaisseur du plat.

5.2 Tête et pied d'arc

L'articulation en pied et tête d'arc doit pouvoir transmettre:

- un effort normal (compression ou traction),
- un effort tranchant.

5.2.1 Exemples de conception pour les appuis

L'articulation fictive (**Figure 5-11**) se rencontre pour de petites rotations n'entraînant pas un déplacement supérieur à 1,5 mm environ.

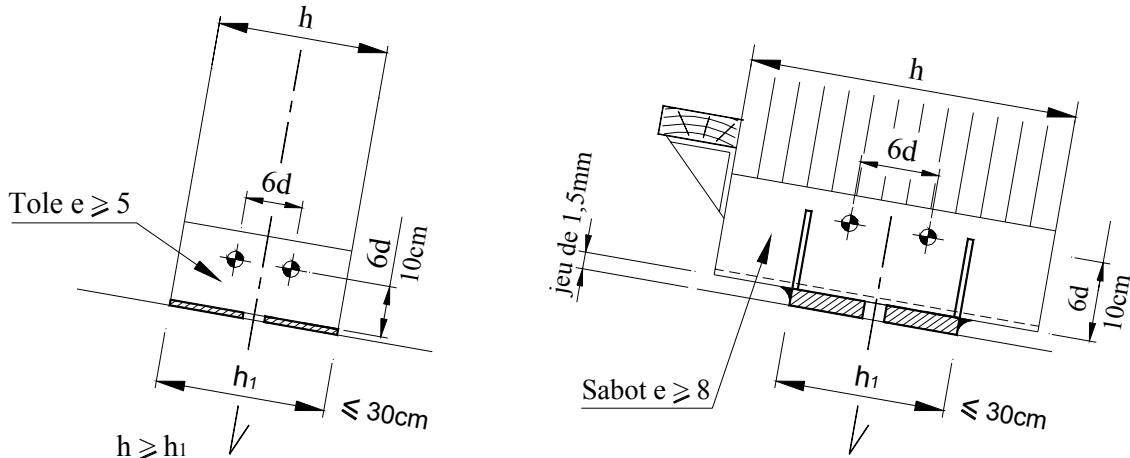


Figure 5-11 : Articulation en pied pour de petites rotations

Pour des rotations plus importantes, il est nécessaire de réaliser des dispositifs plus élaborés pour permettre une plus grande rotation, par exemple :

- Une zone d'appui sur une surface plus réduite grâce à une plaque de forte épaisseur appelée grain, chanfreinée sur ses bords et soudée sous la platine.

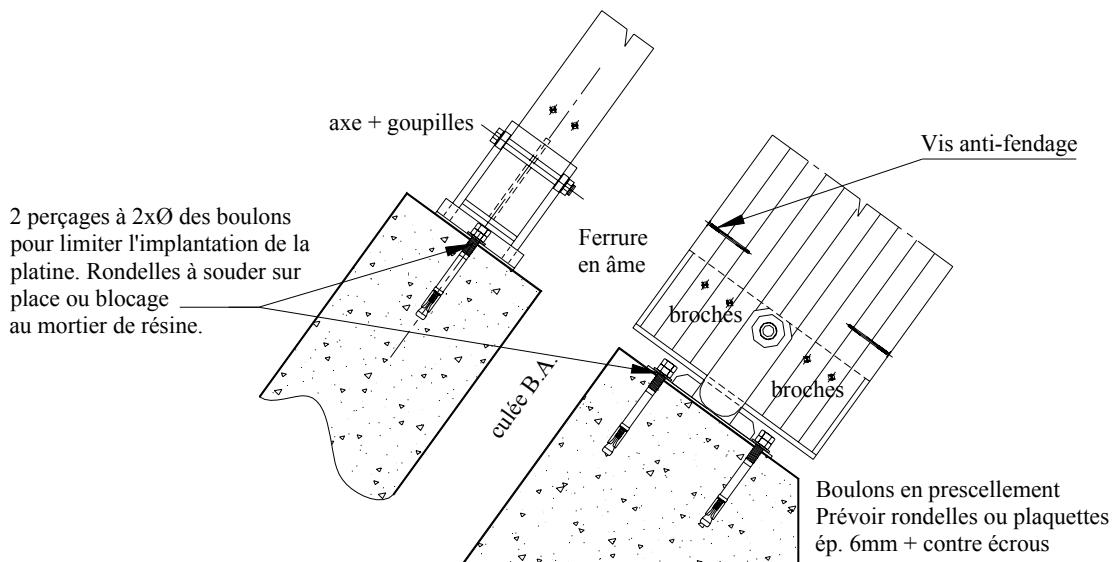


Figure 5-12 : Articulation métallique par grain (recommandée pour des ouvrages en zone sismique²).

Les efforts normaux et tranchants sont repris par contact direct par le sabot métallique qui transmet intégralement au grain. Le moment d'excentrement $Q \times h_1$ peut être repris par les broches et le moment $Q \times h_2$ augmente la pression sur le béton sous la plaque d'appui. L'effort tranchant dans la fondation doit être repris par une bêche.

- Une articulation par axe (**Figure 5-13**).

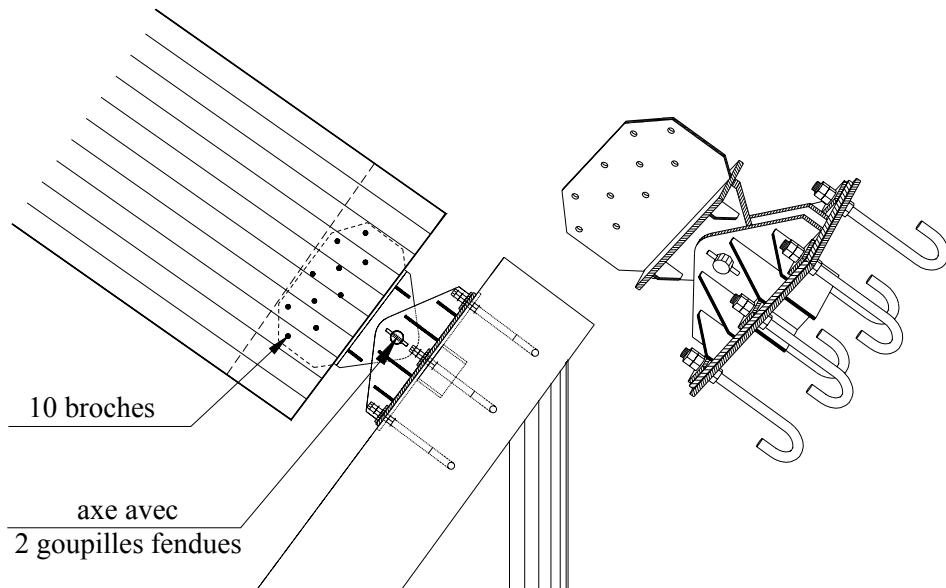


Figure 5-13 : Articulation métallique par axe

2 Spécifications et recommandations pour fabriquer et exécuter les ouvrages en bois dans les zones sismiques, Chapitre 6 - Ouvrages en bois du « *Guide des dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie* », AFPS (Association Française du Génie Parasismique), Edition Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 2006

Les efforts normaux dans la ferme sont directement transmis à la platine de pied, les efforts tranchants sont repris par les broches. La réaction d'appui résultante est injectée dans la partie inférieure de l'appui encastrée dans le béton par l'intermédiaire du boulon d'articulation.

5.2.2 Exemples de conception des articulations en faîtement pour des arcs de grande portée

Les **Figures 5-14 à 5-16** représentent des articulations en faîtement.

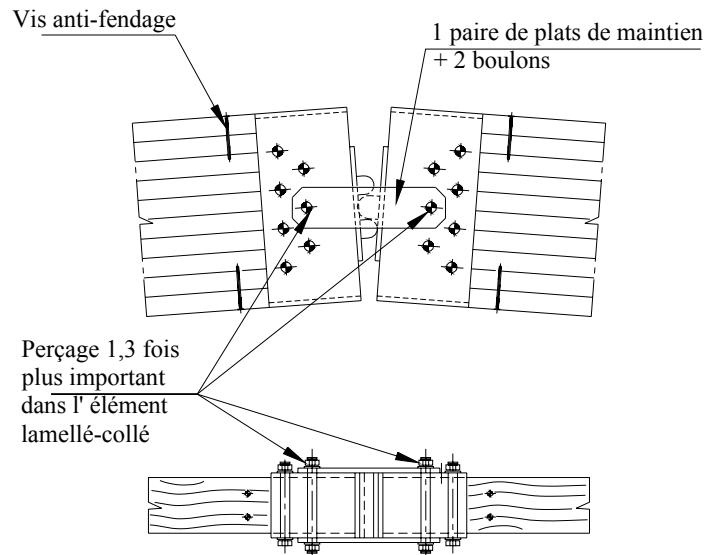


Figure 5-14 : Rotule avec grain demi-rond
(recommandée pour des ouvrages en zone sismique)

Les efforts horizontaux et verticaux sont envoyés directement par la ferme au sabot métallique puis transmis par le grain. Les flasques métalliques latéraux servent au positionnement d'ensemble de la ferme et à la reprise du moment d'excentrement et d'éventuels efforts de traction.

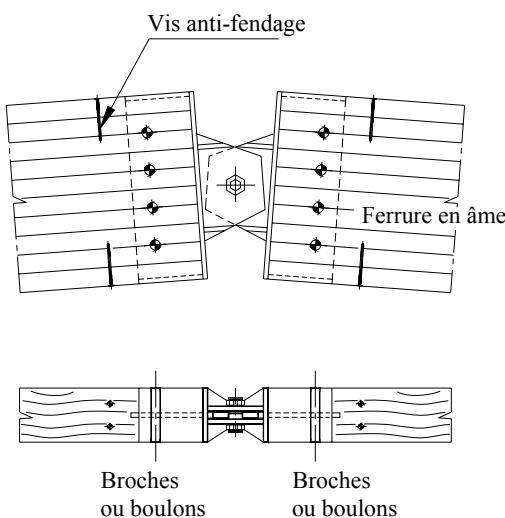


Figure 5-15 : Rotule avec axe d'articulation
(recommandée pour des ouvrages en zone sismique)

Le sabot métallique se compose dans le cas présent d'un profil en T en âme, auquel sont soudées des plaques transversales. L'axe, qui fonctionne en double cisaillement, transmet l'effort résultant à l'articulation. L'axe est assuré par des goupilles.

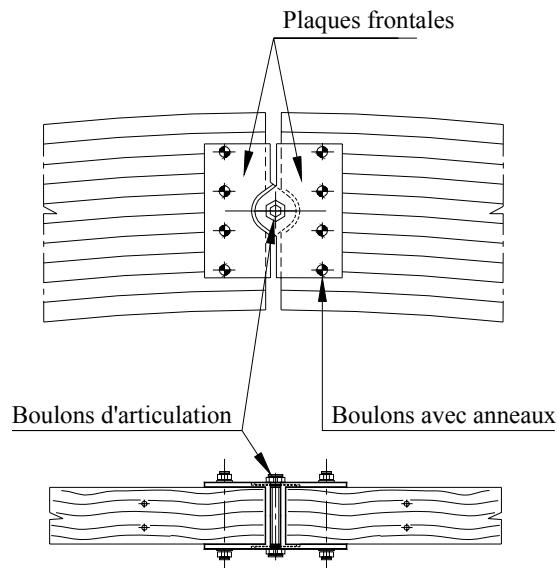
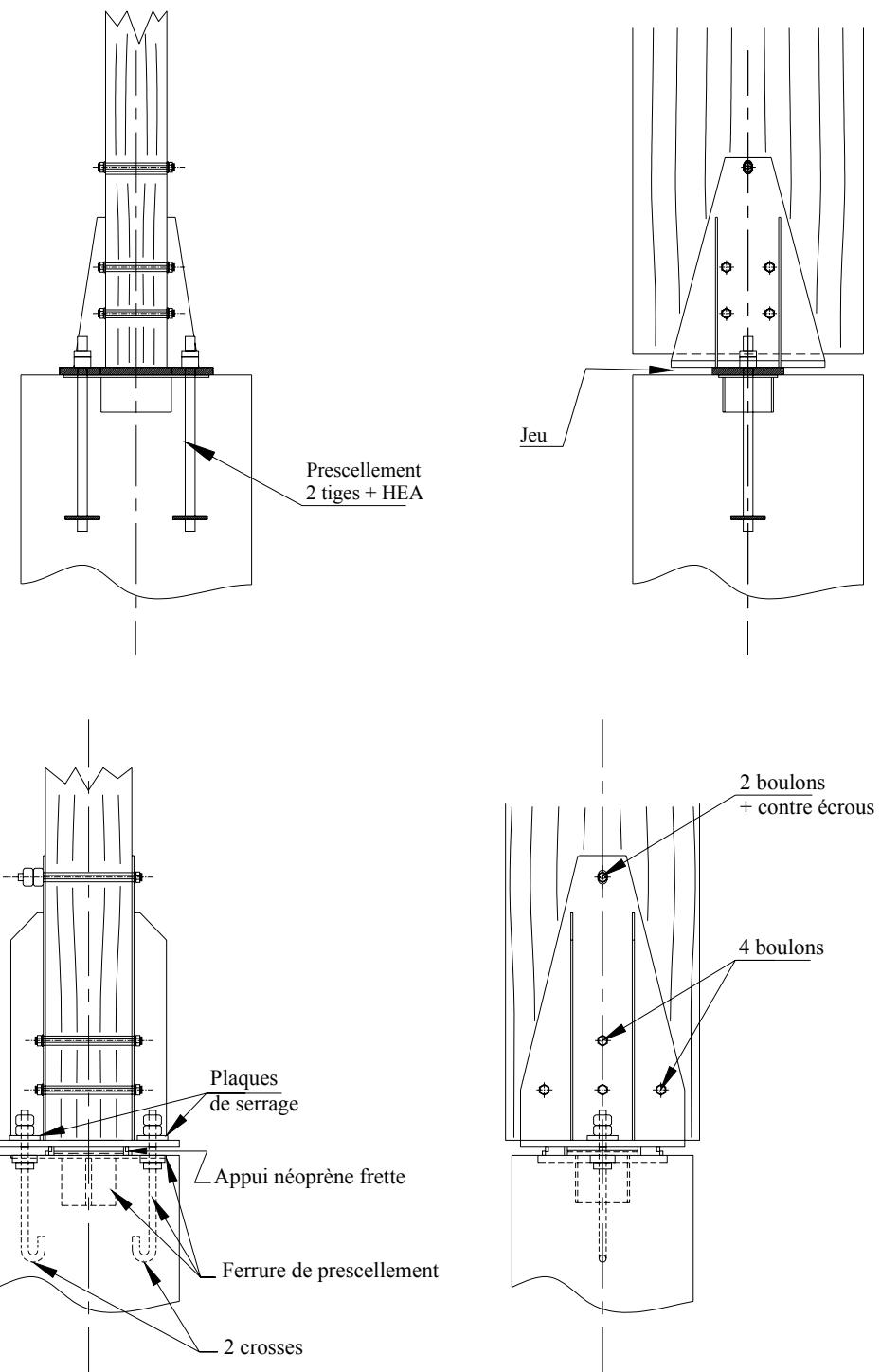


Figure 5-16 : Rotule avec axe d'articulation

L'espacement faible entre demi-fermes et la disposition des flasques latéraux donnent à la rotule un aspect esthétique avantageux. Cet espace doit rester compatible avec la rotation. Les efforts verticaux sont repris par les demi-fermes par le biais des boulons munis de goupilles ; les efforts horizontaux directement sur les plaques frontales. L'axe doit être vérifié en flexion et cisaillement.

5.3 Ancrage sur massif BA

Les systèmes à deux ou trois articulations conduisent à des charges verticales et horizontales importantes qu'il faut transmettre correctement aux fondations.



5.3.1 Détermination des platines d'ancrage

5.3.1.1 Système sollicité en pied par un effort normal centré N_d de compression

- Pression sur le béton

Il convient de supposer que les efforts transmis à la fondation par les parties comprimées sont uniformément réparties par la plaque d'assise comme le montre la **Figure 5-17**.

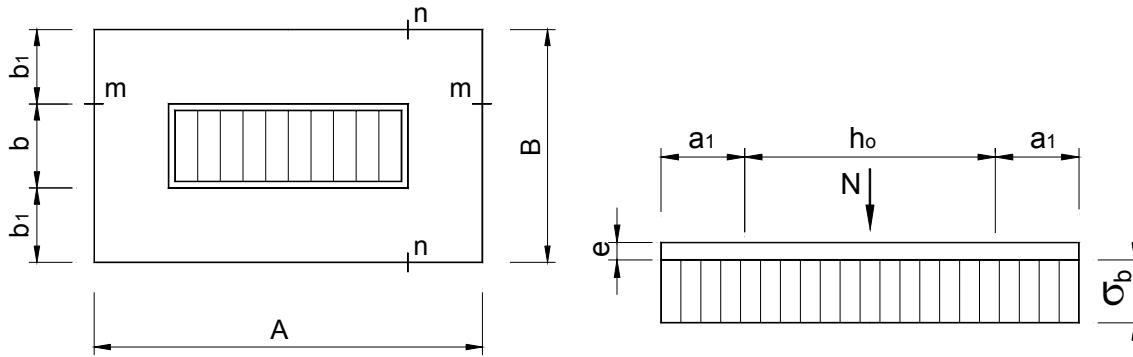


Figure 5-17 : Répartition uniforme de la pression sur le béton dans le cas d'un effort normal centré

La pression sur le béton est alors $\sigma_b = \frac{N_d}{A \times B}$.

La pression σ_b ne doit alors pas dépasser la résistance de calcul du béton. Les valeurs de résistance de béton sont données dans l'Eurocode 2. Pour du béton de qualité C25/30, habituel en béton de fondation, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = (25 / 1,50)$ MPa avec $\alpha_{cc} = 1$ pour les bâtiments courants.

Pour le calcul de la pression du béton, les largeurs supplémentaires d'appui a_1 et b_1 ne doivent pas dépasser c défini par :

$$c = e \left[\frac{f_y}{3 f_{jd} \gamma_{M0}} \right]^{0,5}$$

avec :

- e : épaisseur de la plaque
- f_y : limite élastique de l'acier de la plaque d'assise
(la valeur nominale de f_y pour un acier de nuance Fe 430 est de 275 MPa)
- γ_{M0} : coefficient partiel de sécurité sur la résistance par référence à la limite d'élasticité
- f_{jd} : résistance de calcul du matériau du joint
 $f_{jd} = \beta_j F_{Rdu} / (AB)$, où β_j est le coefficient du matériau de scellement, qui peut être pris égal à 2/3 à condition que la résistance caractéristique du scellement ne soit pas inférieure à 0,2 fois la résistance caractéristique du béton de fondation et que l'épaisseur du scellement ne soit pas supérieure à 0,2 fois la plus petite largeur de la plaque.

Dans les cas où l'épaisseur est supérieure à 50 mm, il convient que la résistance caractéristique du scellement soit au moins égale à celle du béton de fondation.

F_{Rdu} est la force localisée résistante de calcul donnée dans l'EN 1992, où A_{c0} vaut (AB) .

- **Épaisseur minimale de la platine**

Les moments de flexion (par unité de longueur) au niveau des lignes de pliure de la platine sont :

- suivant *mm*, $M_1 = \sigma_b \times b_1^2 / 2$ (en N),
- suivant *nn*, $M_1 = \sigma_b \times a_1^2 / 2$ (en N).

L'épaisseur minimale de la platine sera la plus grande des deux valeurs de *e* suivantes :

$$e^2 = \frac{6 M_1 \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$e^2 = \frac{6 M_2 \gamma_{M0}}{f_y}$$

5.3.1.2 Système sollicité en pied par un effort normal centré *Nd* et un moment de flexion *Md*

Cette sollicitation est équivalente à un effort vertical *Nd* excentré de $g = \frac{Md}{Nd}$.

Cas 1 : L'excentrement *g* est faible.

Il ne fait pas travailler les tiges de scellement à la traction : $g \leq 0,5A - \frac{h'}{3}$.

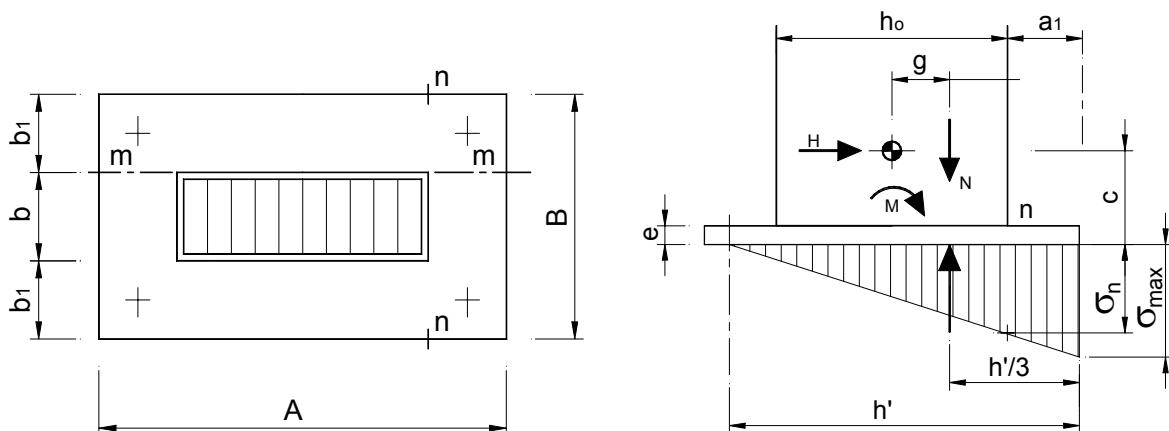


Figure 5-18 : Répartition triangulaire de la pression sur le béton dans le cas d'un effort normal faiblement excentré

L'effort de compression sollicitant le béton sous la planche a une répartition triangulaire.

L'équilibre des moments et des forces donne : $\frac{h'}{3} = 0,5A - g$

- **Pression sur le béton :** $\sigma_{\max} = \frac{2N_d}{B \times h'}$

– **Épaisseur minimale de la platine :**

Les moments de flexion (par unité de longueur) au niveau des lignes de *pliure* de la platine sont :

suivant *mm* :

Le moment est variable tout le long de la platine puisqu'on a une répartition triangulaire des pressions. On peut calculer, par excès, le moment sur le bord le plus chargé, pour une bande de

$$1 \text{ mm de large : } M_1 = \sigma_{\max} \times \frac{b_1^2}{2}$$

suivant *nn* :

$$M_2 = \sigma_b \times a_1^2 \text{ avec } \sigma_b = 0,5 (\sigma_{\max} + \sigma_n)$$

L'épaisseur minimale de la platine sera la plus grande des deux valeurs de *e* suivantes :

$$e^2 = \frac{6 M_1 \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$e^2 = \frac{6 M_2 \gamma_{M0}}{f_y}$$

Cas 2 : L'excentrement *g* est important.

Il fait travailler les boulons à la traction.

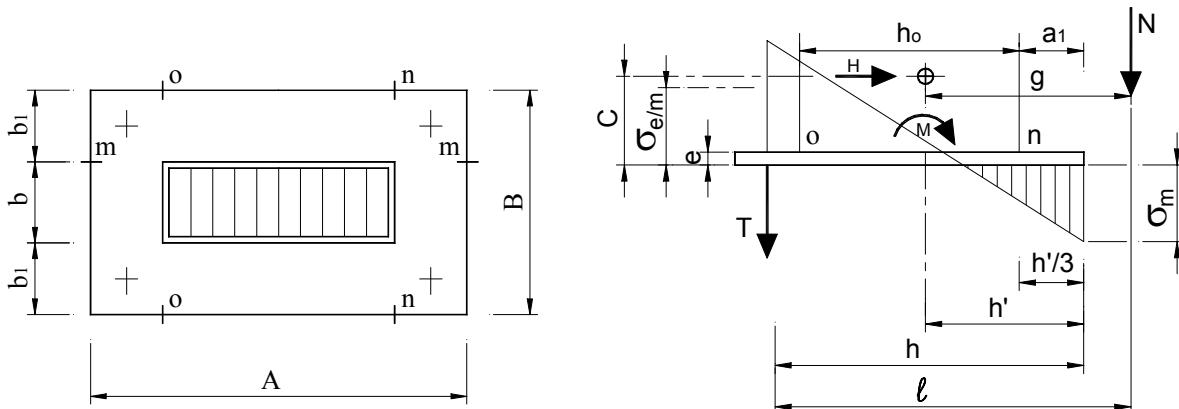


Figure 5-19 : Répartition de la pression sur le béton dans le cas d'un excentrement important de l'effort normal

- A_r : section nette des tiges de scellement
- $m = E_{\text{acier}}/E_{\text{béton}}$: coefficient d'équivalence acier-béton
- l : distance entre la charge excentrée et la tige en traction

L'équation donnant h' , la longueur de la zone comprimée est :

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 6m A_r \frac{l}{B} h' - 6m A_r \frac{l}{B} h = 0$$

- **Effort de traction sur les tiges de scellement :** $T = N \frac{l-h+h'/3}{h-h'/3}$

et les contraintes générées par l'effort *T* ne doivent pas dépasser la résistance de calcul en traction des tiges :

$$T \leq F_{t,Rd} \text{ où } F_{t,Rd} = \min \begin{cases} A \cdot f_y / \gamma_{M0} \\ 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2} \end{cases}$$

- **Pression sur le béton :** $\sigma_{max} = \frac{2(N + T)}{B \times h'}$

- **Épaisseur minimale de la platine :**

Les moments de flexion de la platine sont :

$$\text{suivant } mm : M_1 = \sigma_{max} \times b_1^2 / 2$$

$$\text{suivant } oo : M_3 = T \times c / B$$

$$\text{suivant } nn : M_2 = \sigma_b \times B \times a_1^2 / 2$$

L'épaisseur minimale de la platine sera la plus grande des trois valeurs de e suivantes :

$$e^2 = \frac{6 M_1 \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$e^2 = \frac{6 M_2 \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$e^2 = \frac{6 M_3 \gamma_{M0}}{f_y}$$

Note :

La détermination des épaisseurs de platine définie dans ce paragraphe ne tient pas compte de raidisseurs éventuels qui permettent de réduire les épaisseurs calculées.

5.3.2 Adhérence des tiges de scellement

Il convient d'ancrer les tiges dans la fondation au moyen :

- d'un crochet,
- d'une plaque de type rondelle,
- d'un élément répartiteur d'effort moyé dans le béton,
- ou de tout autre système ayant fait l'objet d'ATE.

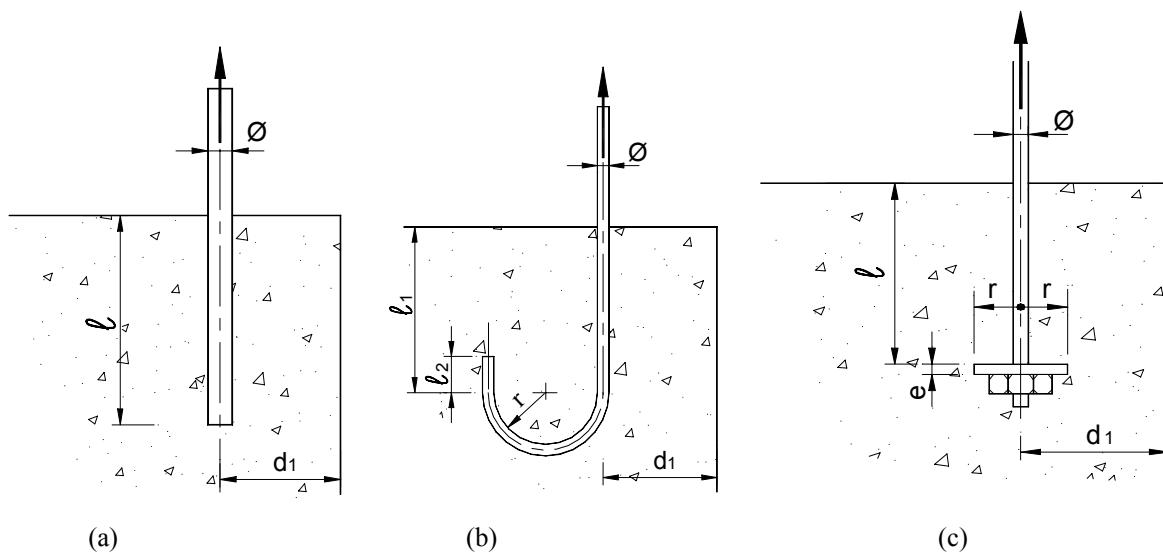


Figure 5-20 : Différents types d'ancrage
(a) tige droite, (b) tige avec crosse, (c) tige avec rondelle de butée

Dans le cas où le système d'ancrage est composé de barre H.A. conforme à la norme NF EN 10 080, la capacité ultime des ancrages doit être déterminé conformément à la norme NF EN 1992-1-1 « *Calcul des structures en béton : règles générales et règles pour le bâtiment* ».

Dans les autres cas, et en particulier celui où le système d'ancrage est composé de tiges lisses, la norme NF EN 1992-1-1 ne peut plus servir de référentiel. En effet, cette norme n'est applicable que dans le cas d'utilisation de barre H.A. répondant aux spécifications de la norme NF EN 10 080.

Aussi, la capacité ultime des ancrages peut être déterminé conformément aux Règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P 18-702 de février 2000) « *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites* ».

Quel que soit le type de scellement, il est nécessaire de vérifier successivement, pour ces ancrages, la résistance :

- de la section de la tige d'ancrage (traitée dans le paragraphe précédent),
- l'adhérence de la tige d'ancrage dans le béton armé. Ce béton est lui-même supposé, par nature, normalement ferraillé.

5.3.2.1 Détermination de l'adhérence des tiges de scellement selon l'EN 1992

Effort ultime de traction N_{rd} pour quelques types de scellement courants :

- barre HA droite : $N_{rd} = \pi \tau \phi \ell$,
- barre HA avec crosse : pour $\ell_1 \geq r \geq \ell_2$, $N_{rd} = \pi \tau \phi (\ell_1 + 6,4 r + 3,5 \ell_2)$,
- barre HA avec rondelle de butée :

$$\text{si } \ell \leq d_l, N_{rd} = \pi \tau \phi \ell + 3 f_{cd} \pi \left(r^2 - \frac{\Phi^2}{4} \right) \left(1 - \frac{r}{\ell} \right)$$

$$\text{si } d_l < \ell, N_{rd} = \pi \tau \phi \ell + 3 f_{cd} \pi \left(r^2 - \frac{\Phi^2}{4} \right) \left(1 - \frac{r}{d_l} \right)$$

A défaut de calculs, on retiendra une épaisseur minimum de 0,3 r pour la rondelle de butée.

Avec ϕ : diamètre de la tige de scellement,

d_l : plus petite distance, soit à une paroi, soit à une autre tige de scellement.

Dans ces formules, les valeurs de τ et f_{cd} dépendent principalement de la qualité du béton employé pour réaliser les massifs de fondation.

Pour évaluer la résistance de calcul apportée par la rondelle de butée dans le béton, on se réfère à la résistance caractéristique du béton en compression.

Cette résistance caractéristique du béton en compression est définie à 28 jours d'âge et notée f_{ck} . $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ pour la classe C25/30.

Note :

Cette nouvelle désignation des bétons C25/30 signifie que 25 MPa est la résistance caractéristique à la compression sur cylindre et 30 MPa la résistance sur cube.

La résistance de calcul retenue pour la compression est alors égale à :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

Avec $\alpha_{cc} = 1$, le coefficient qui prend en compte l'effet du long terme sur la résistance à la compression (la valeur 0,85 du BAEL n'est plus retenue).

Le coefficient partiel de sécurité du béton γ_c est fixé à 1,50 en général, du moins pour les combinaisons fondamentales d'action. Soit pour une classe C25/30, habituel pour un béton de fondation :

$$f_{cd} = 1 \times 25 / 1,5 = 16,7 \text{ MPa.}$$

Pour évaluer l'adhérence des tiges d'ancrage dans le béton, on se réfère à la résistance caractéristique du béton en traction.

Cette résistance caractéristique du béton en traction, notée f_{ctd} , est évaluée à partir de la résistance caractéristique du béton en compression.

Soit :

- $f_{ctd} = 0,70 \times (0,30 \times f_{ck}^{2/3}) / 1,5$
- $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$ pour la classe C25/30.

La résistance de calcul est alors égale à :

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

Où :

$$\eta_1 = 1$$

$$\eta_2 = \frac{132 - \phi}{100} \quad \text{si } \phi > 32 \quad \text{et} \quad \eta_2 = 1 \quad \text{si } \phi \leq 32.$$

Soit pour une classe C25/30 :

$$f_{bd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1,2 = 2,69 \text{ MPa}$$

La résistance de calcul τ retenue pour l'adhérence est alors égale à :

$$\tau = \frac{f_{bd}}{\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4}$$

Où :

- $\alpha_1 = 1$,
- α_2 est un coefficient compris entre 0,70 et 1,0 qui dépend du type d'ancrage :
si l'ancrage est réalisé au moyen d'un scellement droit :

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \left(\frac{C_d - \phi}{\phi} \right) \text{ où } C_d = \text{Min}(a/2, C_1, C_2)$$

si l'ancrage est réalisé au moyen d'une crosse :

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \left(\frac{C_d - 3\phi}{\phi} \right) \text{ où } C_d = \text{Min}(a/2, C_1, C_2)$$

- $\alpha_3 = 0,70$ si les aciers sont confinés dans un massif normalement ferraillé
- $\alpha_4 = 1$
- $\alpha_5 = 1$

et tel que $\alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5$ soit supérieur à 0,70.

Soit pour une classe C25/30,

$$\tau = \frac{2,69}{1 \times \max(0,70, 0,70 \times 0,70 \times 1) \times 1} = 3,85 \text{ MPa}$$

5.3.2.2 Détermination des tiges de scellement en traction selon le BAEL 91

Effort ultime de traction N_{rd} pour quelques types de scellement courants :

- tige lisse : $N_{rd} = \pi \tau \frac{\phi \ell}{K}$
- tige lisse avec crosse : pour $\ell_1 \geq r \geq \ell_2$ $N_{rd} = \pi \tau \frac{\phi}{K} (\ell_1 + 6,4r + 3,5\ell_2)$
- tige lisse avec rondelle de butée :

$$\text{si } \ell \leq d_1, N_{rd} = \pi \tau \frac{\phi}{K} \ell + 3 F_{bu} \pi \left(r^2 - \Phi^2/4 \right) \left(1 - \frac{r}{\ell} \right)$$

$$\text{si } d_1 < \ell, N_{rd} = \pi \tau \frac{\phi}{K} \ell + 3 F_{bu} \pi \left(r^2 - \Phi^2/4 \right) \left(1 - \frac{r}{d_1} \right)$$

A défaut de calculs, on retiendra une épaisseur minimum de 0,3 r pour la rondelle de butée.

Avec ϕ : diamètre de la tige de scellement,

d_1 : plus petite distance, soit à une paroi, soit à une autre tige de scellement,

et $K = (1 + \phi/d_1)^2$

Dans ces formules, les valeurs de τ et F_{bu} dépendent principalement de la qualité du béton employé pour réaliser les massifs de fondation.

Pour évaluer la résistance de calcul apportée par la rondelle de butée dans le béton, on se réfère à la résistance caractéristique du béton en compression.

Cette résistance caractéristique du béton en compression est définie à 28 jours d'âge et notée f_{c28} ($f_{c28} = 25$ MPa pour la classe B25).

Note :

Cette désignation des bétons B25 signifie que 25 MPa est la résistance caractéristique à la compression sur cylindre.

La résistance de calcul retenue pour la compression est alors égale à :

$$F_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma_c$$

Le coefficient partiel de sécurité du béton γ_c est fixé à 1,50 en général.

Soit pour une classe B25, habituel pour un béton de fondation :

$$F_{bu} = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,17 \text{ MPa}$$

Pour évaluer l'adhérence des tiges d'ancre dans le béton, on se réfère à la résistance caractéristique du béton en traction.

Cette résistance caractéristique du béton en traction, notée f_{t28} , est évaluée à partir de la résistance caractéristique du béton en compression.

$$f_{t28} = 0,60 + 0,06 \times f_{c28}$$

Soit $f_{t28} = 2,10$ MPa pour la classe B25

La résistance de calcul retenue pour l'adhérence τ est alors égale à :

$$\tau = 0,60 \times \psi_s^2 \times f_{t28} \text{ où } \psi_s \text{ est pris égal à 1,0 pour des tiges lisses.}$$

Soit pour une classe B25 :

$$\tau = 0,60 \times 1^2 \times 2,10 = 1,26 \text{ MPa}$$

Note :

Les scellements type « queue de carpe » sont à proscrire en cas de soulèvement.

5.3.3 Transmission des efforts horizontaux aux massifs de fondations

Il convient d'utiliser l'une des méthodes suivantes pour assurer la résistance à l'effort tranchant exercé entre la plaque d'assise et son appui.

5.3.3.1 Résistance par frottement au niveau de la liaison entre la plaque d'assise et son appui

Le coefficient de frottement acier-béton est de 0,3. On peut transmettre par frottement si :

- N : effort vertical,
- H : effort horizontal.

$$\frac{N \times 0,3}{H} \geq 1$$

5.3.3.2 Résistance au cisaillement des boulons lorsqu'il existe une liaison rigide entre la plaque et les tiges

La détermination de la valeur limite élastique du cisaillement (V_d) des boulons dans le béton armé est basée sur le calcul de la longueur élastique de la tige d'ancrage qui participe à la reprise des efforts.

Cette longueur élastique est déterminée par une approche RdM en considérant que la tige est une poutre demi-infinie sur appui élastique continu, encastré au nu du béton³ :

$$\ell_e = \sqrt[4]{\frac{4 E_s I}{k_b}}$$

Avec :

- ℓ_e : longueur élastique de la tige d'ancrage
 - E_s : module d'élasticité de l'acier (210 000 MPa)
 - I : inertie de la tige $\pi d^4 / 64$
 - k_b : module de réaction du béton = $1,27 E_c \approx 41000$ MPa
- d'où $\ell_e \approx d$ (diamètre de la tige)

Note :

La longueur d'ancrage doit être $> 4,8d$ pour que les résultats suivants soient valides.

On doit vérifier :

- la résistance de la tige d'acier en flexion :

$$\sigma = \frac{V}{2} \cdot \frac{\ell_e}{W_{el}} = \frac{V \cdot 16}{\pi d^2} = \frac{V \cdot 4}{A_s}$$

$$\text{d'où : } V_d = \frac{A_s f_y}{4}$$

Exemple, pour des boulons M20 préscellés : $V_d = 245 \times 41/4 = 2511 \text{ daN}$

³ : Poutre demi-infinie sur appui élastique, Mai 2002, Eric Sauvignet

- la résistance en compression localisée du béton :

$$P_{\max} = \frac{V_d}{d^2} = \frac{V_d \pi}{A_s 4}$$

d'où $V_d = \frac{4 A_s}{\pi} \cdot 3 \cdot f_{cd}$

avec f_{cd} : résistance ultime en compression : $f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ (EC2 : 3.1.6)

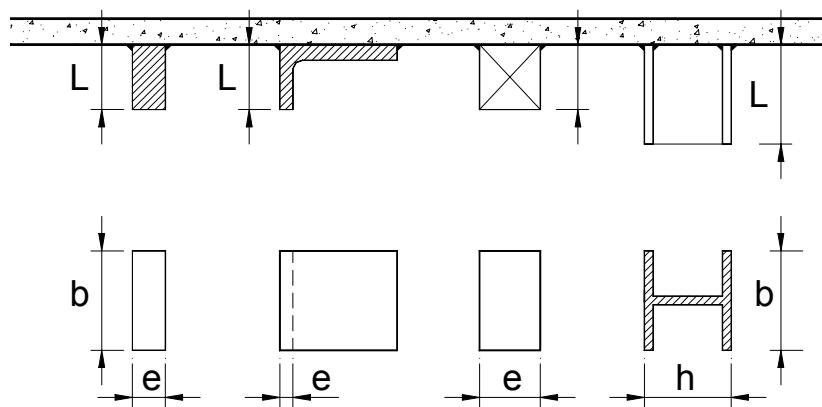
$\gamma_c = 1,5$ pour les combinaisons durable et transitoire et $a_{cc} = 1$

Exemple, pour des boulons M20 préscellés : $V_d = 4 \times 245/\pi \times 3 \times 25/1,5 = 1\,560$ daN

5.3.3.3 Autres méthodes

Lorsque les méthodes précédentes sont inadéquates, il convient d'utiliser les éléments spéciaux suivants.

- Bêches soudées sous platine



Les bêches peuvent être réalisées à l'aide de plats, cornières, carrés, profils en U, I ou H.

Il faudra vérifier la résistance au cisaillement des bêches.

On limitera la longueur L à 5 cm pour les plats et cornières et à 10 cm pour les profils.

La vérification des soudures et des sections doit être effectuée sous l'action de l'effort horizontal.

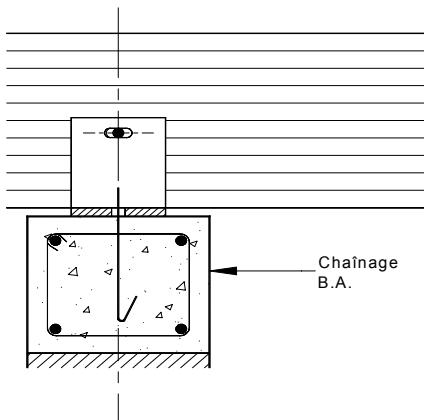
- Chevilles expansibles ou chimiques

Un certain nombre de chevilles pour scellement peuvent être utilisées, à condition qu'elles aient fait l'objet d'ATE.

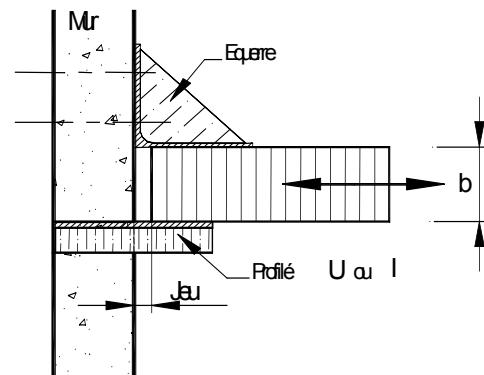
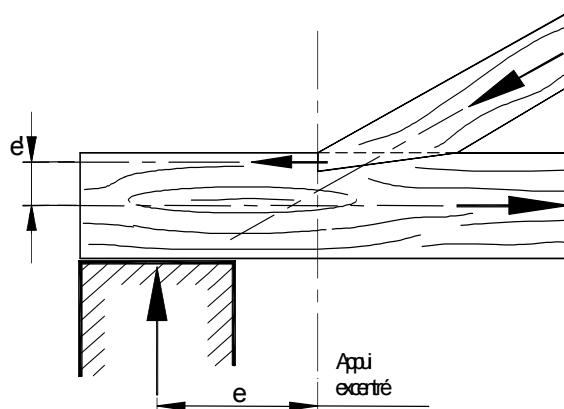
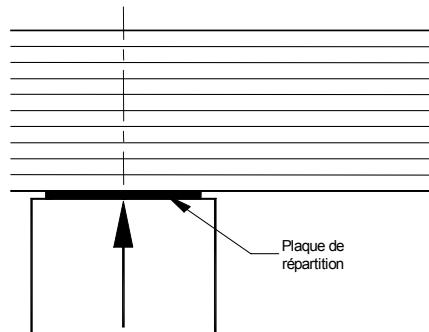
5.4 Ancrage sur mur et poteau

On devra s'assurer que la surface de contact est suffisante en fonction du matériau pour éviter une rupture par écrasement.

Sur chaînage BA



Sur maçonnerie sans chaînage



L'appui excentré est à éviter car il entraîne un surdimensionnement de l'entrait (dû à l'effort de cisaillement important).

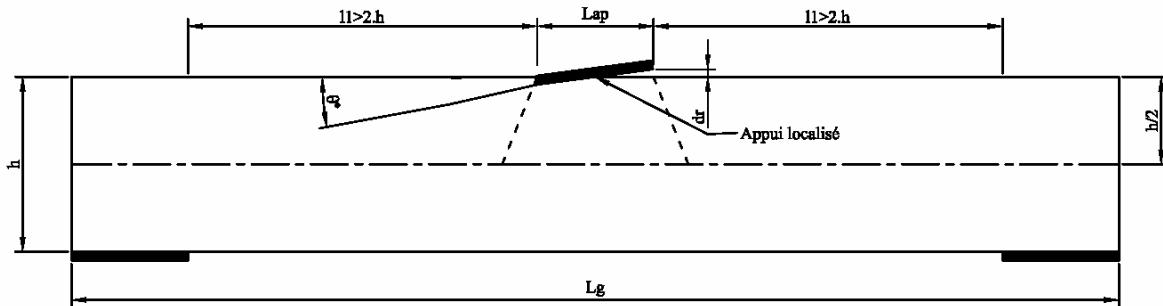
5.5 Vérification des appuis de poutres BLC en compression transversale⁴

Le chapitre 6.1.5 de l'EC5 permet de calculer la surface d'appui nécessaire pour reprendre par compression transversale, la réaction d'appui verticale.

En plus, on doit vérifier la compatibilité entre la longueur d'appui et la rotation d'appui.

4 : Bibliographie

- Compression perpendiculaire aux fibres : essais mécaniques, modélisation numérique
Laurent Bléron, Lionel Cabaton, Eric Sauvignet – 25 janvier 2008
- Vérification des poutres à la compression transversale localisée
Annales de ITBTP N°466 – juillet-août 1988
- Les appareils d'appui à base d'élastomère
Dominique Daguzé – Annales de ITBTP N°467 – octobre 1991



La longueur d'appuis est la longueur de la surface d'appui parallèle aux fibres.

La rotation d'appui est l'angle formé entre la surface d'appui et la surface de contact bois après chargement.

- Pour des rotations $dr \leq 4 \text{ mm}$:

La surface d'appui est considérée uniformément chargée et donc compatible avec la surface d'appui calculée au taux de contrainte maximum.

- Pour des rotations $dr > 4 \text{ mm}$: 2 possibilités :

Prévoir un système d'appui pouvant se déformer pour se ramener dans le cas d'une rotation $dr \leq 4 \text{ mm}$ (appuis élastiques, appuis rotulés...).

Vérifier l'appui avec une répartition triangulaire de la contrainte de compression.

5.6 Assemblages de contreventement

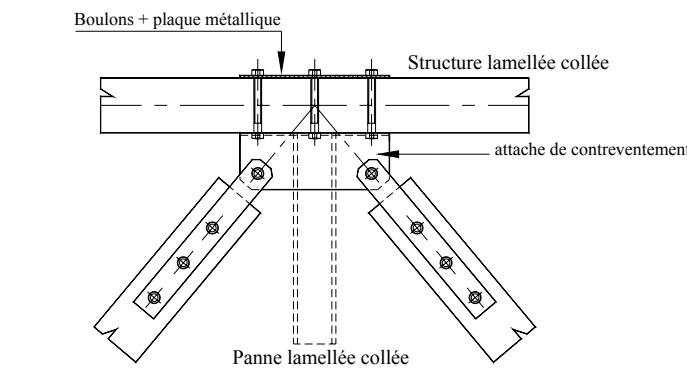
L'assemblage doit liaisonner les barres de contreventement à la structure principale.

Les axes principaux des différentes pièces doivent dans la mesure du possible être concourants. En effet, pour de gros efforts, les contraintes complémentaires dues à l'excentrement des fixations peuvent devenir très importantes.

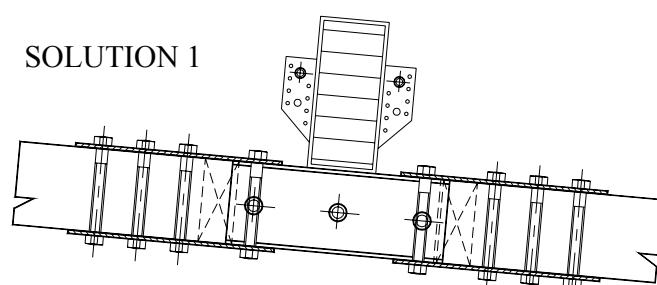
Différents types d'assemblages sont envisageables. Pour de faibles efforts, on peut assembler directement les éléments par des boulons, pointes, tire-fond. Pour des efforts plus importants, les barres de contreventement peuvent être assemblées par des ferrures spécifiques dont trois exemples sont illustrés sur la **Figure 5.21**.

Ce type d'assemblage comprend :

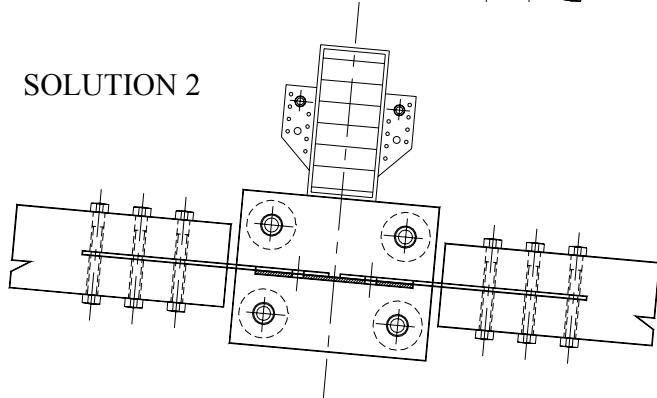
- les plats de contreventement qui s'appareillent aux extrémités des barres de contreventement,
- l'attache de contreventement (boîtier, équerre, plat) qui se fixe à l'élément de la structure principale servant de membrure de la poutre triangulée,
- un boulon liaisonnant chaque plat à l'attache de contreventement ; le boulon forme un axe de rotation permettant de définir une large plage angulaire, ce qui facilite la mise en place.



SOLUTION 1



SOLUTION 2



SOLUTION 3

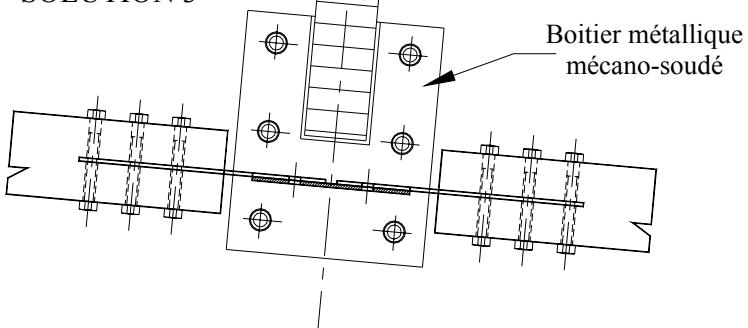


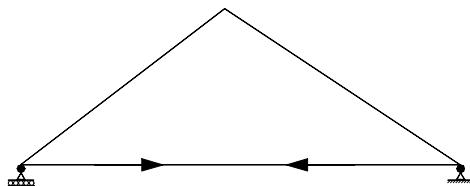
Figure 5-21 : Exemples non exhaustifs d'assemblages de contreventement

5.7 Liaisons entre BLC et métal

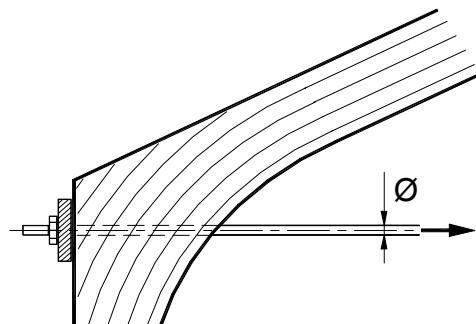
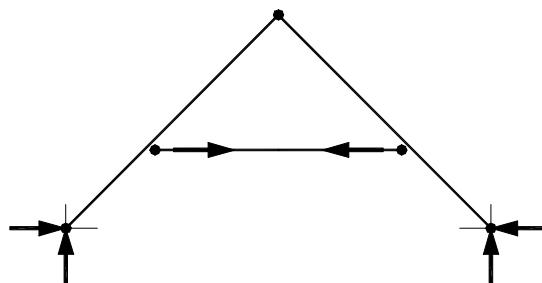
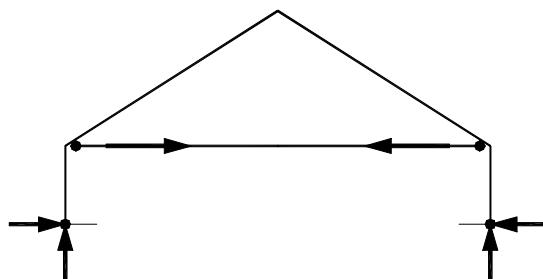
5.7.1 Cas du tirant métallique

Le tirant métallique est utilisé pour :

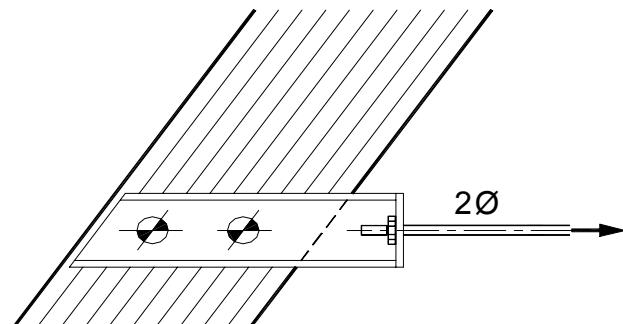
- Pour reprendre la poussée horizontale, le tirant ne peut jouer son rôle que dans la mesure où l'un des appuis est mobile. De plus, on devra s'assurer qu'en cas de soulèvement, le système reste stable.



- Pour réduire les déformations

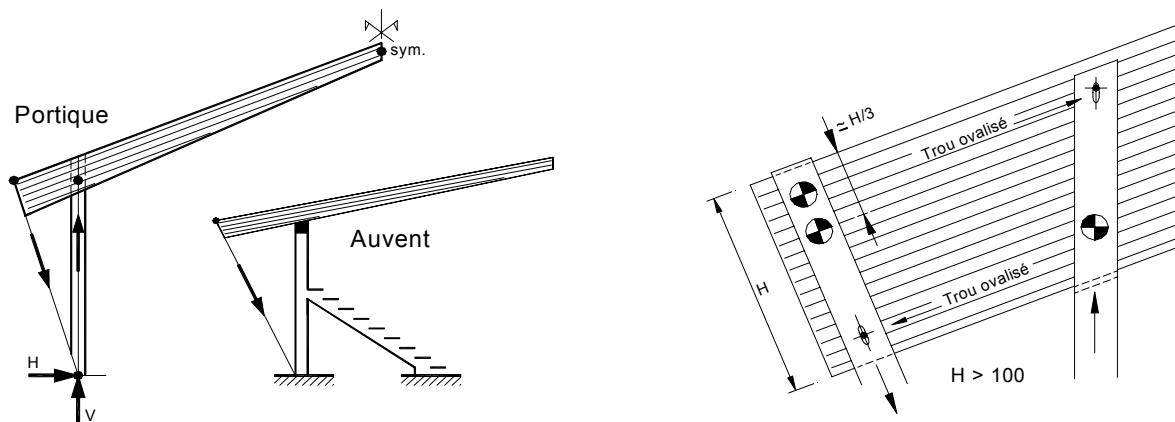


Attention à la plaque de répartition

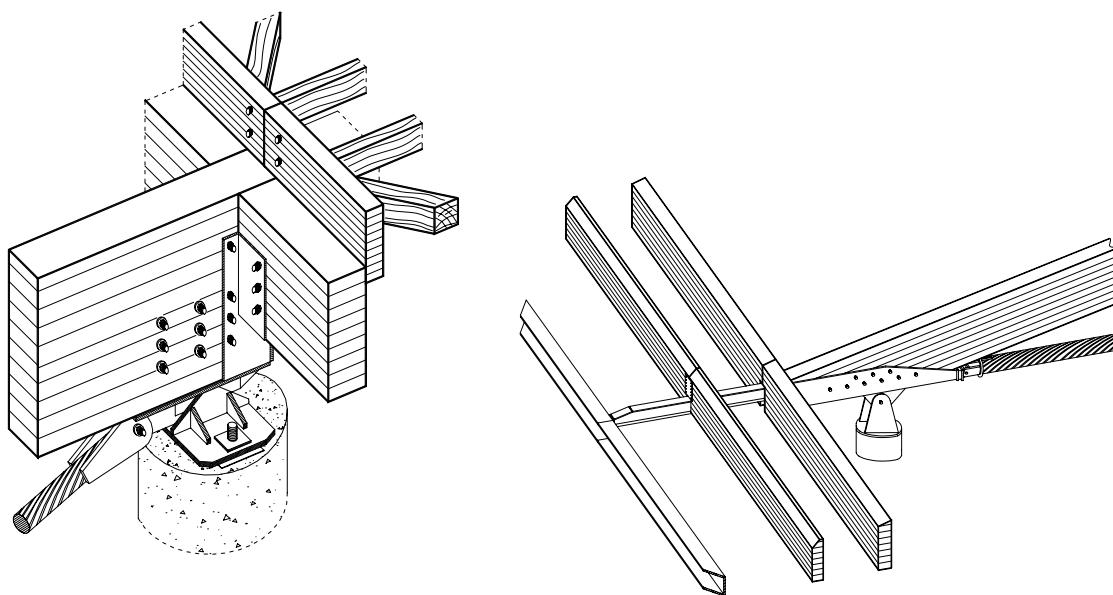


Attention à la direction de l'effort T

– Pour équilibrer un porte-à-faux

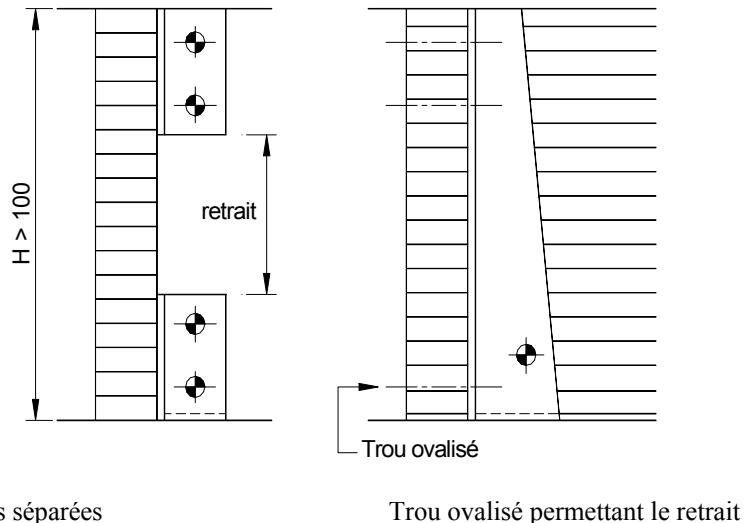


On doit vérifier que le tirant n'est pas comprimé suivant sa position en hauteur, la forme de l'arbalétrier et les variations thermiques (le coefficient de dilatation $\alpha = 12 \cdot 10^6$ par °C (selon L'EC 3, décembre 1992).



5.7.2 Cas de ferrure de grande dimension

Pour permettre le retrait de la poutre en hauteur, les solutions ci-après peuvent être adoptées pour absorber les variations dimensionnelles dues au retrait-gonflement du bois.



5.7.3 Protection des extrémités

Il est recommandé de traiter toutes les extrémités des éléments LC qui sont en contact permanent avec un milieu risquant de reprendre de l'humidité :

- sabot métallique (par condensation),
- mur en maçonnerie (par capillarité),
- mur en banché (par capillarité),
- massifs de fondations (par ruissellement),
- ...

6 RAPPEL DE NOTIONS DE CALCUL

6.1 Calcul des éléments isostatiques

On dit qu'un système est statiquement déterminé lorsque les trois conditions suivantes sont remplies :

- la somme des projections sur OX de toutes les forces appliquées, y compris les réactions d'appui, est nulle

$$\sum F_x + \sum R_x = 0,$$

- la somme des projections sur OY de toutes les forces appliquées, y compris les réactions d'appui, est nulle

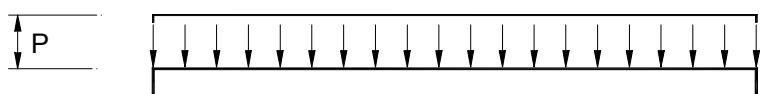
$$\sum F_y + \sum R_y = 0,$$

- la somme des moments de toutes les forces appliquées, y compris les réactions d'appui, est nulle

$$\sum M_{(F)} + \sum M_{(R)} = 0$$

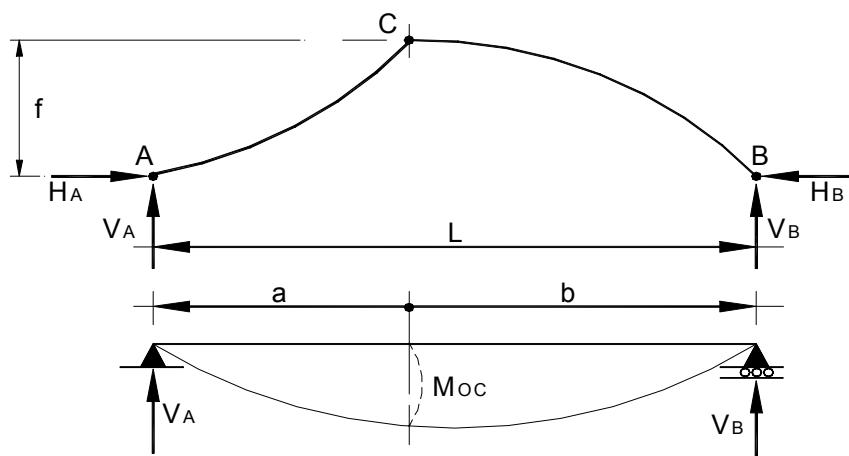
Le calcul des éléments isostatiques est le cas le plus simple et l'on peut déterminer les efforts par l'analytique. La méthode analytique fait appel à toutes les théories de la résistance des matériaux dont certains résultats courants font l'objet de formulaires. Ces derniers donnent la solution de la plupart des cas de charges des systèmes isostatiques ou hyperstatiques courants.

Rappelons le cas fréquent de l'arc à trois articulations : charges uniformément réparties perpendiculaires à la ligne des appuis.



Poutre de référence :

$$V_A = V_B = 0,5 pL$$



Moment en C :

$$M_{oc} = V_A \times a - 0,5p \times a^2$$

Réactions de l'arc :

$$V_A = V_B = 0,5 pL$$

$$H_A = -H_B = \frac{M_{oc}}{f}$$

Moment dans l'arc en un point quelconque d'abscisse x , d'ordonnée y :

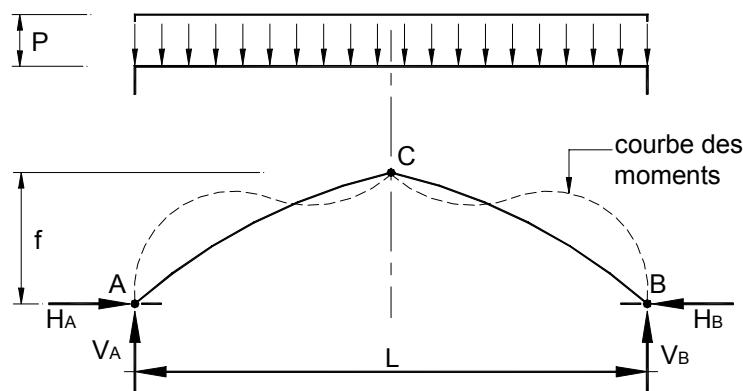
$$M_x = V_{Ax} - 0,5p \times x^2 - H_A \times y$$

ou

$$M_x = M_{o(x)} - H_A \times y$$

$M_{o(x)}$ étant le moment dans la poutre de référence sollicitée par les mêmes charges.

- **Cas particulier de l'arc symétrique, avec l'articulation au milieu**

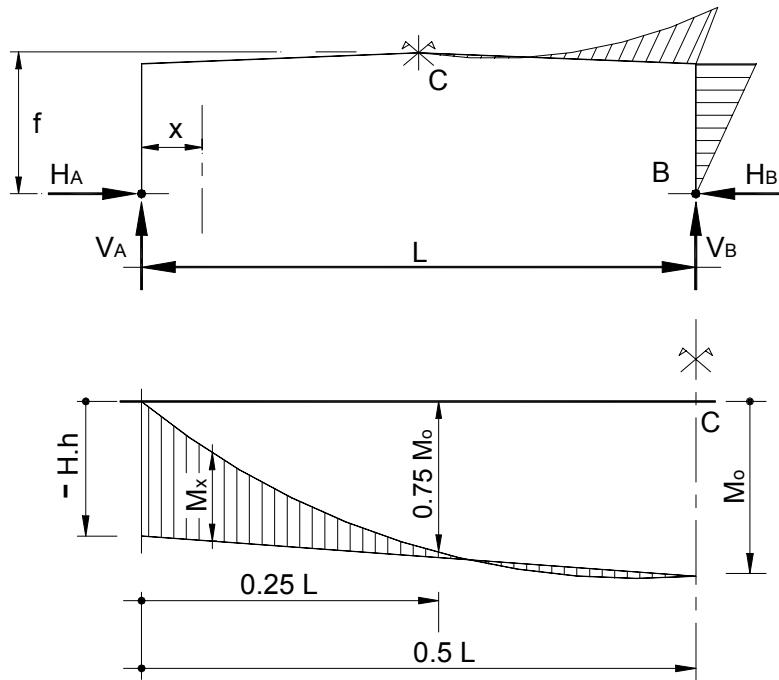


$$\text{On a alors : } H_A = -H_B = \frac{pL^2}{8f} = 0,125 \frac{PL^2}{f} = \frac{Mo_{\max}}{f}$$

$$V_A = V_B = 0,5pL$$

- **Cas particulier de l'arc à versant plat**

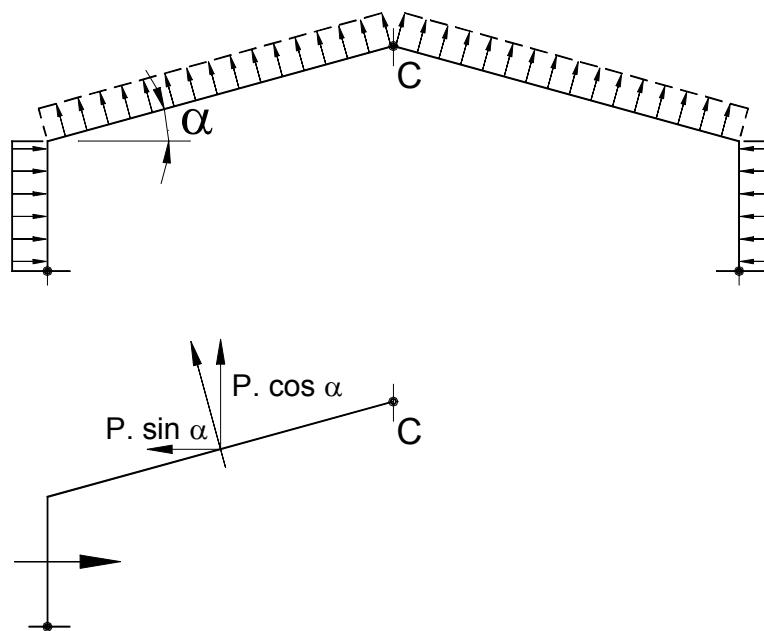
En traçant la courbe des moments de la poutre sur deux appuis et celle due à l'action de la réaction horizontale, on peut mesurer directement le moment M_x dans l'arc qui est la différence entre les deux courbes.



On peut réaliser le même tracé avec des cas de charges quelconques.

- **Cas du vent**

On décomposera l'action du vent sur le versant en deux actions agissant verticalement et horizontalement.



La détermination des réactions se fait facilement en isolant chaque élément AC et CB .

6.2 Calculs des éléments hyperstatiques

Un système est dit hyperstatique quand il ne peut pas être résolu avec les trois équations d'équilibre définies en 6.1. La détermination des structures hyperstatiques ne peut s'effectuer qu'analytiquement à partir des théories de la résistance des matériaux.

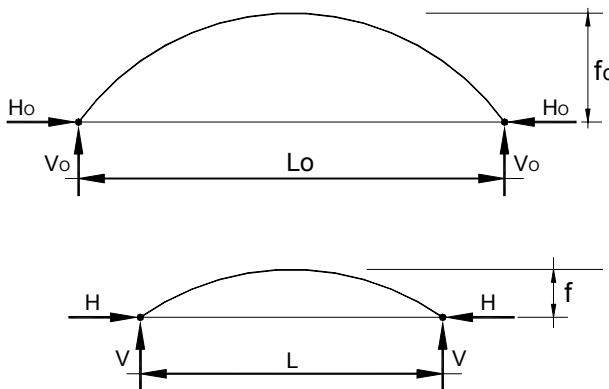
6.2.1 Principe de calcul approché au niveau de l'avant-projet

Dans les systèmes hyperstatiques, il est souvent nécessaire, pour simplifier les calculs, de réaliser des calculs approchés en adoptant certaines hypothèses. Le résultat de ces calculs approchés doit toujours être donné par excès pour tenir compte des simplifications.

Par calcul approché, il faut comprendre :

- toute méthode de calcul donnant des résultats approchés à 15 % des résultats réels,
- toute comparaison avec des structures existantes, à condition de respecter les rapports de charges, les rapports de portée et de flèche.

En particulier pour les arcs à deux articulations, on peut admettre d'utiliser un calcul approché si :



$$0,8 < \frac{(L_o)^2}{(L)^2} < 1,25$$

$$0,8 < \frac{F_o}{f} < 1,25$$

avec L_o et f_o : la portée et la flèche de l'arc de comparaison

- toute évaluation de charges qui permet de transformer des cas de charges complexes en cas de charges simples,
- toute méthode de calcul qui néglige les efforts normaux, les efforts tranchants ou les déformations
- toute assimilation d'une forme donnée pour se rapprocher d'une forme existante dans des formulaires.

6.2.2 Calculs précis

Il fait intervenir tous les théorèmes de la résistance des matériaux et nécessite une parfaite maîtrise du calcul analytique. Généralement, pour résoudre un système hyperstatique, il faut effectuer successivement les opérations suivantes :

1. Rendre le système isostatique en supprimant autant de liaisons extérieures et en effectuant autant de coupures fictives (liaisons intérieures) qu'il est nécessaire
2. Déterminer les efforts agissant sur le système coupé : efforts tranchants, moments fléchissants, efforts normaux
3. Remplacer les efforts de liaison (forces ou moments supprimés) par des efforts inconnus
4. Écrire que les déformations du système coupé, sous l'action des charges extérieures d'une part et sous l'action des forces inconnues seules d'autre part, sont compatibles

La méthode du potentiel, ou méthode de travail minimal, conduit à calculer des expressions de la forme :

$$X = \frac{\int \left(\frac{Mm}{El} + \frac{Tt}{ES'} + \frac{Nn}{ES} \right) ds}{\int \left(\frac{m^2}{El} + \frac{t^2}{ES'} + \frac{n^2}{ES} \right) ds}$$

dans laquelle :

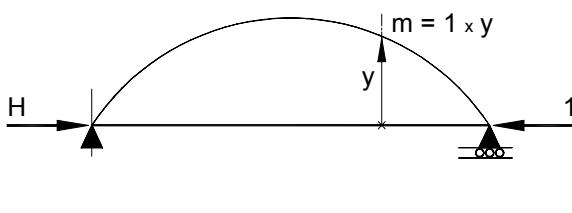
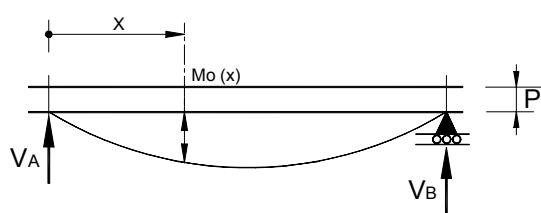
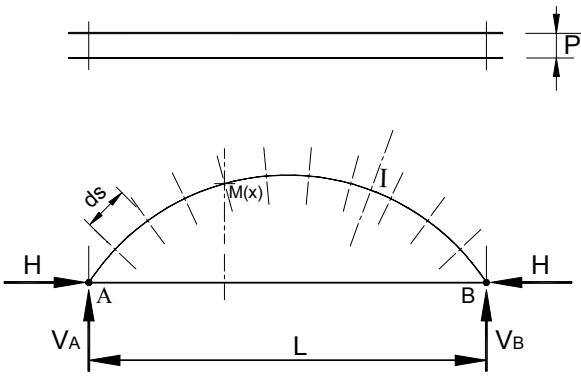
- M, T, N : moment fléchissant, effort tranchant, effort normal dans le système rendu isostatique,
- m, t, n : les mêmes forces sous l'effet des efforts de liaisons inconnues.

On constate que si l'on emploie la méthode approchée en négligeant T et N , on arrive à des calculs beaucoup plus simples (**voir paragraphe suivant**). On se réfèrera aux ouvrages classiques de la Résistance des Matériaux.

Manuellement, le problème se complique très rapidement dès que l'on veut calculer exactement une structure ayant plus de deux inconnues hyperstatiques. Aussi, il est intéressant d'avoir recours au calcul traité par l'informatique qui permet de résoudre pratiquement tous les problèmes rencontrés en charpente LC, aussi bien dans le plan que dans l'espace.

- **Arc à section variable**

Principe de calcul d'un arc à deux articulations sous l'action de charges uniformes verticales



$$\text{Cas où } ds \text{ est constant : } H = \frac{\sum Mo \times y}{\sum y^2}$$

Les expressions données pour le calcul de H ne sont que des cas particuliers de l'expression générale du paragraphe précédent. En effet, l'inconnue x recherchée est, dans le cas présent, la poussée H . Les valeurs de m et m^2 ne sont autres que y et y^2 (sous l'action d'une charge unitaire appliquée au niveau de l'appui ; le moment m est égal à $I \times y$).

1. Découper l'arc en n éléments de longueur ds (prendre $n = 10$ ou 20) et relever les coordonnées x et y à chaque point.
2. Calculer les réactions et les moments dans la poutre de référence soumise aux mêmes sollicitations.
3. Calculer la poussée H à partir de l'expression :

$$H = \frac{\sum \frac{Mo \times y \times ds}{l}}{\sum \frac{y^2 \times ds}{l}}$$

4. Calculer le moment en chaque point :

$$M_x = Mo_x - H_y$$

$$\text{avec } Mo_x = V_{Ax} - 0,5p \times x^2$$

Arc à section constante

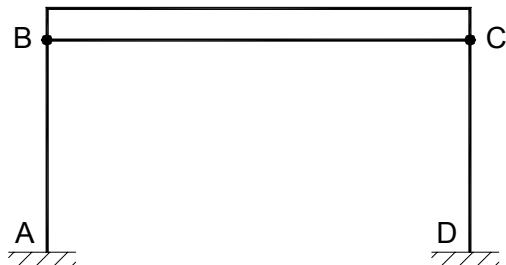
$$H = \frac{\sum M \times y \times ds}{\sum y^2 \times ds}$$

6.3 Calcul des éléments mixtes

6.3.1 Bois et acier

Ces structures sont généralement composées d'une traverse en bois lamellé-collé fixée sur un poteau métallique. La liaison traverse poteau peut être articulée ou encastrée.

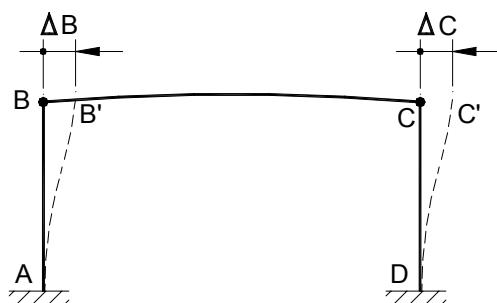
6.3.1.1 Liaison articulée



On obtient le schéma simple ci-contre :

La traverse BC peut être droite ou courbe.

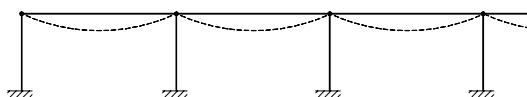
Sous l'action des charges verticales, la poutre BC se comporte comme une poutre sur deux appuis.



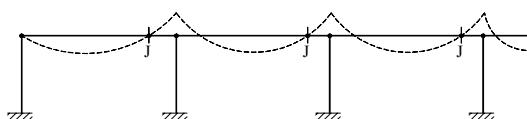
Sous l'action des charges horizontales, ce sont les poteaux qui se comportent comme une console. La particularité, toutefois, réside dans la liaison des points B et C par la traverse LC .

En négligeant la déformation de la traverse sous l'action des efforts axiaux, on doit avoir le même déplacement des points B et C , sous l'action d'une sollicitation horizontale quelconque : $\Delta B = \Delta C$.

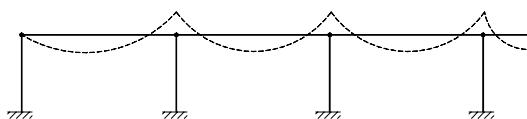
Le schéma précédent peut être multiplié « n » fois et les traverses peuvent être :



soit sur deux appuis,



soit en cantilever,



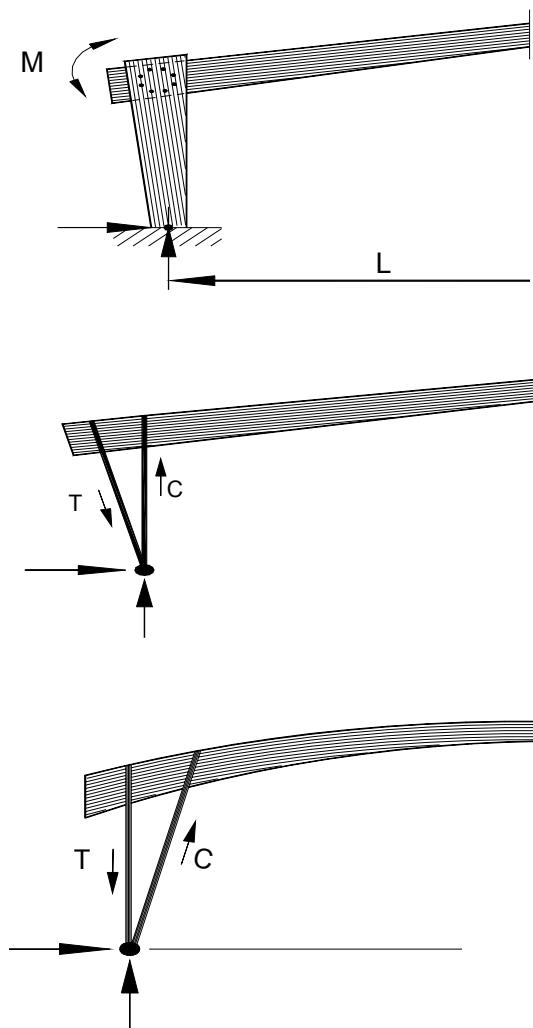
soit en continu.

6.3.1.2 Liaison encastrée

Il est souvent intéressant d'encastrer la traverse sur le poteau, ce qui permet de réduire les déformations en travée. Mais l'inconvénient réside alors dans la réalisation d'un encastrement efficace.

Aussi, on peut remplacer cet encastrement par un dispositif en V équivalent suivant le schéma ci-dessous : le poteau est, dans ce cas, généralement articulé en pied. Cette disposition simplifie les assemblages.

On obtient alors un portique à deux ou trois articulations suivant la forme et la portée du bâtiment. La traverse LC peut être droite ou courbe. Dans le calcul de déformation, on devra tenir compte du module E de l'acier et du bois. On peut, évidemment, dans ces cas, utiliser aussi des poteaux en bois LC.

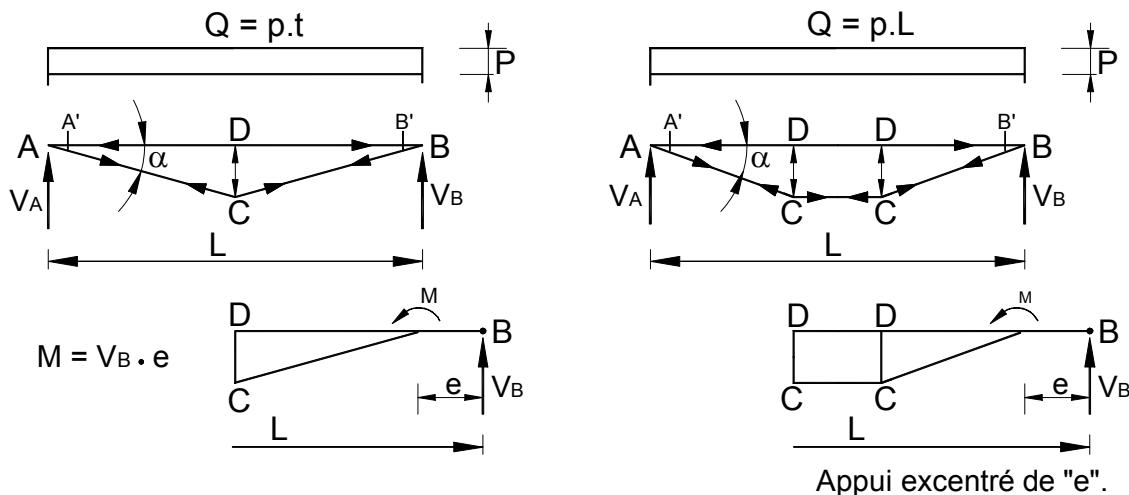


6.3.1.3 Poutres sous-tendues

Ce système de poutre a l'avantage de réduire les déformations.

La difficulté réside, toutefois, dans la fixation de l'effort du tirant métallique sur la poutre. Ce tirant peut être en bois lamellé-collé, ce qui lui permet, éventuellement, de résister à des efforts de compression.

Le schéma de cette poutre se présente ainsi :



Pour une charge uniforme :

$$A' = B' = -\frac{3Q}{16} \quad A' = B' = -\frac{4Q}{30}$$

$$CD = -\frac{5Q}{8} \quad M_D = \frac{QL}{32} \quad CD = -\frac{11Q}{30} \quad M_D = \frac{QL}{90}$$

$$AC = CB = +\frac{5Q}{16 \sin \alpha} \quad AC = BC = \frac{11Q}{30 \sin \alpha}$$

$$AB = -\frac{5Q}{16 t g \alpha} \quad AB = -\frac{11Q}{30 t g \alpha}$$

$$CC = +\frac{11Q}{30 t g \alpha}$$

Note :

Les formules ci-dessus ne tiennent pas compte des allongements du tirant et la traverse lamellée-collée se comporte comme une poutre continue sur trois ou quatre appuis.

On rappelle que pour obtenir l'allongement ΔL d'une barre de longueur L soumise à un effort axial N , il suffit d'appliquer la formule :

$$\Delta L = \frac{F}{S} \times \frac{L}{E}$$

avec :

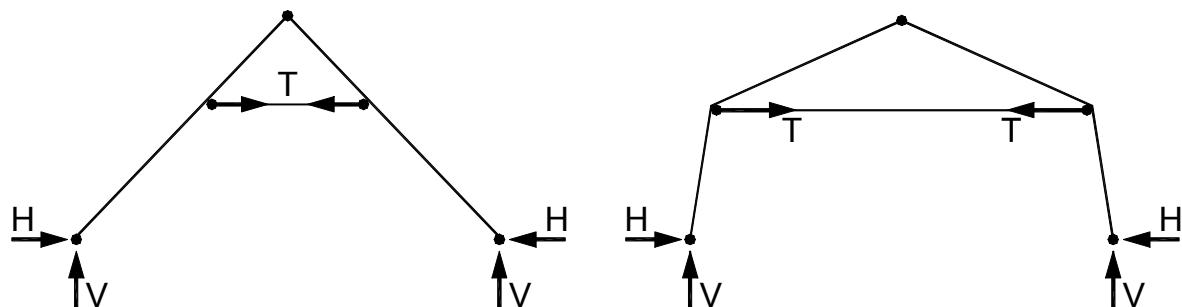
S : section droite,

E : module d'élasticité longitudinal des matériaux (pour l'acier $E = 21\,000 \text{ kg/mm}^2$)

Ces systèmes ne doivent être employés que dans des cas de **solicitations irréversibles**, sinon le tirant n'agirait plus. On évitera d'employer ce système pour des angles supérieurs à 30° car la fixation du tirant deviendrait difficile à réaliser.

6.3.1.4 Portiques ou arcs sous-tendus

On peut, dans certains cas, utiliser un tirant en acier pour réduire les moments dans un portique à deux ou trois articulations.



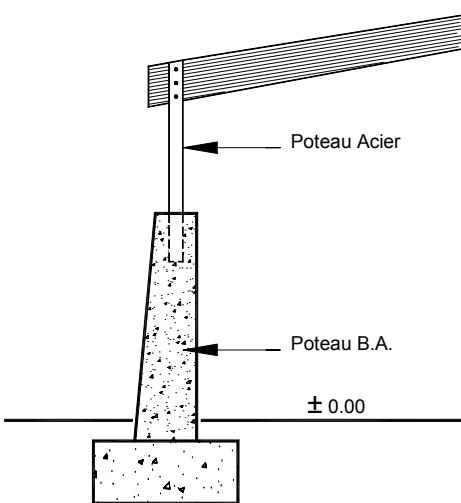
Ce tirant peut être aussi en bois lamellé-collé.

6.3.2 Bois et béton

Ce type de structure ne peut se concevoir qu'avec des poteaux BA encastrés en pied et des traverses articulées, en cantilever ou en continu, mais rarement encastrées sur les poteaux BA.

6.3.3 Bois, acier et béton

Dans certains cas particuliers et assez rares, on peut rencontrer ce type d'ossature qui peut se présenter alors sous cette forme :



- poteau articulé ou encastré sur la traverse,
- poteau encastré ou articulé en tête du poteau BA,
- poteau BA toujours encastré sur les fondations.

Le calcul doit être mené en tenant compte des modules d'élasticité des trois matériaux.

7 VÉRIFICATION D'OUVRAGES AUX ELU ET ELS

Ce chapitre propose de lister les étapes successives d'une vérification aux états limites ultimes et de service pour 4 types d'ouvrages : le portique, l'arc, l'arc avec tirant, une ferme en treillis.

Conformément aux logigrammes présentés dans la partie Tronc commun, les exemples proposent, à partir des données géométriques de l'ouvrage et des choix du concepteur, les étapes suivantes :

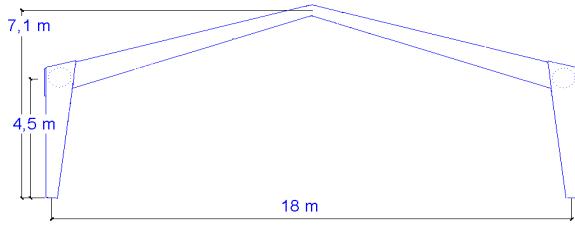
- détermination des valeurs des résistances,
- détermination des valeurs des actions,
- les combinaisons des actions,
- les vérifications.

Ainsi, la partie calcul en elle-même des ouvrages n'est pas visée et donc non réalisée dans ce chapitre.

Concernant les actions de la neige et du vent, les cartes utilisées sont respectivement celles des documents NF EN 1991-1-3 et NF EN 1991-1-4 (hors annexes nationales car non disponibles au moment de la rédaction des exemples). C'est pourquoi la neige accidentelle n'est pas prise en compte et les valeurs des charges de neige et de vent peuvent être différentes de celles du tronc commun.

Portique à 3 articulations positionné au milieu du bâtiment - Vérification ELU et ELS

DONNEES

SITE DE L'OUVRAGE			CLASSE DE SERVICE		
Ville Orange (84)			1,2 ou 3 1		
GEOMETRIE DE L'OUVRAGE					
largeur m 18	longueur m 30	pente ° 16	H totale m 7,1	Hcombles m 4,5	Houverture m
					
Région neige Méditerranéenne	Zone neige 1	Altitude 100 m			
Zone vent 3	catégorie terrain III	Haut			
Vb,0(m/s) 28	lv(z)	Cr(z)	Co(z)		
bâtiment avec face dominante					

CHOIX DU CONCEPTEUR

SECTION DE CALCUL DU SYSTEME PORTEUR						MATERIAU	QUALITE	HUMIDITE		
épaisseur mm 138	Hmin mm 360	Hmax mm 1125	poteau à H=12%	épaisseur mm 78	Hmin mm 405	Hmax mm 1125	Entraxe m 5	BLC,LVL BLC	GLxx Cxx GL24h	E SERVICE 12%

RESISTANCES

Résistances caractéristiques		Modules élastiques				Coef. Haut		Coef partiel
f _{m,k} N/mm ² 24	f _{v,k} N/mm ² 2,7	E _{0,mean} N/mm ² 11600	G _{0,mean} N/mm ² 720	E _{0,05} N/mm ² 9400	G _{0,05} N/mm ² 530	Kh	γm	1,25
poteau	versant							

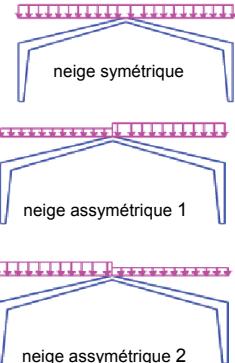
ACTIONS DURABLES

ACTIONS PERMANENTES						G_{total} kN/m
Ch. Permanentes	Couverture kN/m ²	Support toiture	Plafond	Poids propre	Divers	
	0,2					1+ poids propre

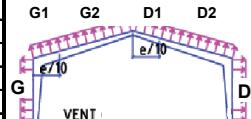
ACTIONS VARIABLES

Ch. d'exploitation d'entretien (charge ponctuelle)	Q_k kN
	1,5

Neige symétrique		sk kN/m ²	$\mu_1(\alpha_1)$	$\mu_1(\alpha_2)$	c _e	s1	Sk kN/m
versantG		0,30	0,8	/	0,8		0,97
versantD			/	0,8			
Neige assymétrique 1		sk kN/m ²	0,5 $\mu_1(\alpha_1)$	$\mu_1(\alpha_2)$	c _e	s1	Sk kN/m
versantG		0,30	0,4	/	0,8		0,49
versantD			/	0,8			0,97
Neige assymétrique 2		sk kN/m ²	$\mu_1(\alpha_1)$	0,5 $\mu_1(\alpha_2)$	c _e	s1	Sk kN/m
versantG		0,30	0,8	/	0,8		1,0
versantD			/	0,4			0,5



Vent $\theta=0^\circ$		qb (Pa)	Ce(ze)	Cpe	we N/m ²	Ce(zj)	Cpi	wi N/m ²	w _k kN/m
cas 1 et 2									
poteau G		0,72	739					2,67	5,23
versant G1		-0,78	-801			0,20	205	-5,03	-2,47
versant G2	480	2,14	-0,29	-298	2,14	ou	ou	-2,52	0,05
versant D1		-0,96	-986					-5,96	-3,39
versant D2		-0,40	-411			-0,30	-308	-3,08	-0,51
poteau D		-0,34	-348					-2,77	-0,20



Vent $\theta=0^\circ$		qb (Pa)	Ce(ze)	Cpe	we N/m ²	Ce(zj)	Cpi	wi N/m ²	w _k kN/m
cas 3 et 4									
poteau G		0,72	739					2,67	5,23
versant G1		-0,78	-801			0,20	205	-5,03	-2,47
versant G2	480	2,14	-0,29	-298	2,14	ou	ou	-2,52	0,05
versant D1		0,00	0					-1,03	1,54
versant D2		0,00	0			-0,30	-308	-1,03	1,54
poteau D		-0,34	-348					-2,77	-0,20

Vent $\theta=0^\circ$		qb (Pa)	Ce(ze)	Cpe	we N/m ²	Ce(zj)	Cpi	wi N/m ²	w _k kN/m
cas 5 et 6									
poteau G		0,72	739					2,67	5,23
versant G1		0,24	247			0,20	205	0,21	2,77
versant G2	480	2,14	0,21	216	2,14	ou	ou	0,05	2,62
versant D1		-0,96	-986					-5,96	-3,39
versant D2		-0,40	-411			-0,30	-308	-3,08	-0,51
poteau D		-0,34	-348					-2,77	-0,20

Vent $\theta=0^\circ$		qb (Pa)	Ce(ze)	Cpe	we N/m ²	Ce(zj)	Cpi	wi N/m ²	w _k kN/m
cas 7 et 8									
poteau G		0,72	739					2,67	5,23
versant G1		0,24	247			0,2	205	0,21	2,77
versant G2	480	2,14	0,21	216	2,14	ou	ou	0,05	2,62
versant D1		0,00	0					-1,03	1,54
versant D2		0,00	0			-0,3	-308	-1,03	1,54
poteau D		-0,34	-348					-2,77	-0,20

Exemples de Combinaison d'Actions ELU - STR

ELU- STR	Permanent	Entretien	Neige	Vent
			sym ou assym1 ou assym 2	$\theta=0^\circ$ ou $\theta=90^\circ$
	G _{total}	Q _k	S _k	W _k
CA 1 CA 2* CA 3* CA 4* CA 5* CA 6* CA 7	1,35			
	1,35		1,5	
	1,35			1,5
	1			1,5
	1,35		1,5	0,9
	1,35		0,75	1,5
	1,35	1,5		

Per- LT - CT Ins	Kmod
Per	0,6
CT	0,9
Ins	1,1
CT	0,9

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

VERIFICATION ELU
CALCUL DU RAPPORT CONTRAINTES /RESISTANCES
ELU-STR
Taux de contraintes en % (à déterminer pour chaque CA et chaque type d'efforts)

poteau gauche	Flambement Déver ^t					
	N	V	M	M+N	Plan	Hors Plan
CA 1						
CA 2						
CA 3						
CA 4						
CA 5						
CA 6						
CA 7						

Taux Max (=valeur max des cases rouges)

poteau droit	Flambement Déver ^t					
	N	V	M	M+N	Plan	Hors Plan
CA 1						
CA 2						
CA 3						
CA 4						
CA 5						
CA 6						
CA 7						

Taux Max (=valeur max des cases rouges)

versant gauche	Flambement Déver ^t					
	N	V	M	M+N	Plan	Hors Plan
CA 1						
CA 2						
CA 3						
CA 4						
CA 5						
CA 6						
CA 7						

Taux Max (=valeur max des cases rouges)

versant droit	Flambement Déver ^t					
	N	V	M	M+N	Plan	Hors Plan
CA 1						
CA 2						
CA 3						
CA 4						
CA 5						
CA 6						
CA 7						

Taux Max (=valeur max des cases rouges)

si Taux Max < 100% et vérification au faitage Ok Section Correcte pour ELU

*Exemples de Combinaison d'Actions ELS**Exemples de Combinaisons d'Actions pour déterminer Uinst(Q)*

ELS- Uinst(Q)	Permanent	Entretien	Neige	Vent
			sym ou assym1 ou assym 2	$\theta=0^\circ$ ou $\theta=90^\circ$
	G _{total}	Q _k	S _k	W _k
CA 11*			1	
CA 12*	coeff,			1
CA 13*	de		1	0,6
CA 14*	combinais°		0,5	1
CA 15		1		

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

Exemples de Combinaisons d'Actions pour déterminer Uinst(G,Q)

ELS- Uinst(G,Q)	Permanent	Entretien	Neige	Vent
			sym ou assym1 ou assym 2	$\theta=0^\circ$ ou $\theta=90^\circ$
	G _{total}	Q _k	S _k	W _k
CA 21*	1		1	
CA 22*	coeff,	1		1
CA 23*	de	1	1	0,6
CA 24*	combinais°	1	0,5	1
CA 25	1	1		

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

Combinaison d'Actions pour déterminer Ucreep (avec E_{moyen}/k_{def})

ELS- Ucreep	Permanent	Entretien	Neige	Vent
			sym ou assym1 ou assym 2	$\theta=0^\circ$ ou $\theta=90^\circ$
	G _{total}	Q _k	S _k	W _k
CA 31	1			

K _{def}
0,6

VERIFICATION ELS*CALCUL DES DEPLACEMENTS VERTICAUX ET HORIZONTAUX MAXIMUM SUR LE PORTIQUE ENTIER***ELS**

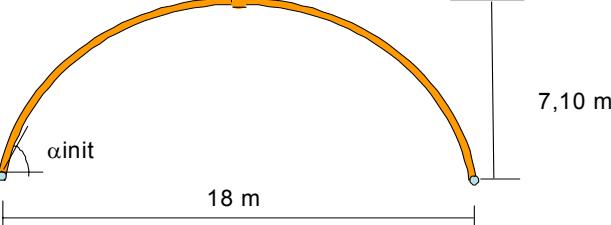
	Uinst(Q)		Uinst(G,Q)+Ucreep	= Unet,fin	
	Vertical	Horiz.		Vertical	Horiz.
CA 11			CA 21	CA31	
CA 12			CA 22	CA31	
CA 13			CA 23	CA31	
CA 14			CA 24	CA31	
CA 15			CA 25	CA31	
Uinst(Q)MAX(=valeur max des cases rouges)		Unet,finMAX(=valeur max des cases rouges)			

si Uins(Q)MAX Vertical < I/300
 et Uins(Q)MAX Horizontal < H/300
 et Unet,finMAX Vertical < I/200
 et Unet,finMAX Horizontal < H/200

Section Correcte pour ELS

(pas de vérification sur U_{fin} car pas de contreflèche dans cet exemple)

Arc à 2 ou 3 articulations positionné au milieu du bâtiment - Vérification ELU et ELS**DONNEES**

SITE DE L'OUVRAGE			CLASSE DE SERVICE		
Ville Orange (84)			1,2 ou 3 1		
GEOMETRIE DE L'OUVRAGE					
largeur m 18	longueur m 30	pente ° 16	H totale m 7,1	Hcombles m 4,5	Houverture m
					
Région neige Méditerranéenne Zone neige 1 Altitude 100 m					
Zone vent 3	catégorie terrain III		Haut		
Vb,0(m/s) 28	Iv(z)	Cr(z)	Co(z)		
bâtiment avec face dominante (pignon) / terrain plat					

CHOIX DU CONCEPTEUR

SECTION DE CALCUL DU SYSTEME PORTEUR			MATERIAU	QUALITE	HUMIDITE
arc à section constante			BLC	GLxx GL24h	Cxx 12%
épaisseur mm 138	H mm 540	Entraxe m 5			

RESISTANCES

Résistances caractéristiques $f_{m,k}$ N/mm ² 24	f_{vk} N/mm ² 2,7	Modules élastiques E_{omean} N/mm ² 11600	G_{omean} N/mm ² 720	$E_{o,05}$ N/mm ² 9400	$G_{o,05}$ N/mm ² 550	Coef. échelle $K_{htraction}$	$K_{flexion}$	Coef partiel γ_m 1,25
--	--------------------------------------	---	---	---	--	----------------------------------	---------------	------------------------------------

ACTIONS

ACTIONS PERMANENTES											
Ch. Permanentes	Couverture kN/m ²	Support toiture	Plafond	Poids propre	Divers	G _{total} kN/m					
	0,2					1+ Poids propre					
ACTIONS VARIABLES											
Ch. d'entretien (charge ponctuelle)											
					Q _k kN	1,5					
Neige symétrique											
	sk kN/m ²	μ	μ	c _e	S kN/m						
VersantG	0,30	0,8	/	0,8	0,97						
VersantD	/	0,8									
Neige assymétrique 1											
	sk kN/m ²	0,5 μ_3	μ_3	c _e	S kN/m						
VersantG	0,30	1	/	0,8	1,21						
VersantD	/	2			2,42						
Neige assymétrique 2											
	sk kN/m ²	μ_3	0,5 μ_3	c _e	S kN/m						
VersantG	0,30	2	/	0,8	2,42						
VersantD	/	1			1,21						
Vent $\theta=0^\circ$											
	qb (Pa)	Ce(ze)	Cpe	we	Ce(z _i)	Cpi	wi	W N/m ²	N/m ²		
Zone A				0,63	648		-0,72	-740		6,94	
Zone B	480	2,14		-1,09	-1124	2,14				-1,92	
Zone C				-0,40	-411					1,64	
Vent $\theta=90^\circ$ cas 1 et 2											
	qb (Pa)	Ce(ze)	Cpe	we N/m ²	Ce(z _i)	Cpi	wi N/m ²				
Zone A				-0,5	-514		0,63	647		-5,80	-1,18
Zone B	480	2,14		-0,5	-514	2,14	ou			-5,80	-1,18
Zone C				-0,5	-514		-0,27	-277		-5,80	-1,18

Exemples de Combinaison d'Actions ELU - STR

ELU-STR	Permanente: Entretien			Neige sym ou assym1 ou assym 2		Vent $\theta=0^\circ$ ou $\theta=90^\circ$ (cas 1ou 2)		Per-LT CT Ins	Kmod
	G _{total}	Q _k	S _k	W _k					
CA 1	1,35								
CA 2*	1,35		1,5					Per	0,6
CA 3*	coeff, de	1,35				1,5		CT	0,9
CA 4*	combinais*	1				1,5		Ins	1,1
CA 5*		1,35		0,9				Ins	1,1
CA 6*		1,35	0,75			1,5		Ins	1,1
CA 7		1,35	1,5					CT	0,9

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

VERIFICATION ELU**CALCUL DU RAPPORT CONTRAINTES /RESISTANCES****ELU-STR****Taux de contraintes en % (à déterminer pour chaque CA et chaque type d'efforts)**

1/2 arc gauche					Flambement		Déver ^t
	N	V	M	M+N	Plan	Hors Plan	
CA 1							
CA 2							
CA 3							
CA 4							
CA 5							
CA 6							
CA 7							
Taux Max (=valeur max des cases rouges)							

1/2 arc droit					Flambement		Déver ^t
	N	V	M	M+N	Plan	Hors Plan	
CA 1							
CA 2							
CA 3							
CA 4							
CA 5							
CA 6							
CA 7							
Taux Max (=valeur max des cases rouges)							

si Taux Max < 100% et vérification au faitage Ok Section Correcte pour ELU

vérification ELS →

Exemples de Combinaison d'Actions ELS**Exemples de Combinaisons d'Actions pour déterminer $U_{inst}(Q)$**

ELS- $U_{inst}(Q)$	Permanente: Entretien		Neige	Vent
			sym ou	$\theta=0^\circ$ ou
			assym1 ou assym 2	$\theta=90^\circ$ (cas 1ou 2)
CA 11*	G _{total}	Q _k	S _k	W _k
CA 12*			1	
CA 13*				1
CA 14*			1	0,6
CA 15			0,5	1
		1		

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

Exemples de Combinaisons d'Actions pour déterminer $U_{inst}(G, Q)$

ELS- $U_{inst}(G, Q)$	Permanente: Entretien		Neige	Vent
			sym ou	$\theta=0^\circ$ ou
			assym1 ou assym 2	$\theta=90^\circ$ (cas 1ou 2)
CA 21*	G _{total}	Q _k	S _k	W _k
CA 22*	1		1	
CA 23*	coeff,			1
CA 24*	de		1	0,6
CA 25	combinais*		0,5	1
	1	1		

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

Combinaison d'Actions pour déterminer U_{creep} (avec E_{moyen}/k_{def})

ELS- U_{creep}	Permanente: Entretien		Neige	Vent
			sym ou	$\theta=0^\circ$ ou
			assym1 ou assym 2	$\theta=90^\circ$ (cas 1ou 2)
CA 31	G _{total}	Q _k	S _k	W _k
	1			

K _{def}
0,6

VERIFICATION ELS**CALCUL DES DEPLACEMENTS VERTICAUX ET HORIZONTAUX MAXIMUM SUR L'ARC ENTIER**

ELS

	U _{inst} (Q)		U _{inst} (G, Q)+U _{creep} = U _{net,fin}	
	Vertical	Horiz.	Vertical	Horiz.
CA 11			CA 21	CA31
CA 12			CA 22	CA31
CA 13			CA 23	CA31
CA 14			CA 24	CA31
CA 15			CA 25	CA31
U _{inst} (Q)MAX(=valeur max des cases rouges)		U _{net,fin} MAX(=valeur max des cases rouges)		

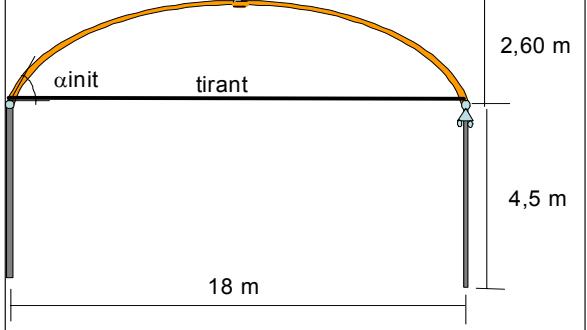
si Uins(Q)MAX Vertical < I/300
 et Uins(Q)MAX Horizontal < H/300
 et Unet,finMAX Vertical < I/200
 et Unet,finMAX Horizontal < H/200

(pas de vérification sur U_{fin} car pas de contreflèche dans cet exemple)

Section Correcte pour ELS

Arc à 2 articulations et tirant positionné au milieu du bâtiment - Vérification ELU et ELS**DONNEES**

SITE DE L'OUVRAGE			CLASSE DE SERVICE		
Ville			1,2 ou 3		
Orange (84)			1		
GEOMETRIE DE L'OUVRAGE					
largeur m	longueur m	pente °	H totale m	H combles m	H ouverture m
18	30	16	7,1	4,5	
Région neige Méditerranéenne					
Zone neige		Altitude			
1		100 m			
Zone vent 3		catégorie terrain	Haut		
Vb,0(m/s) 28	lv(z)	Cr(z)	Co(z)		
bâtiment normalement fermé sans face dominante / terrain plat					


CHOIX DU CONCEPTEUR

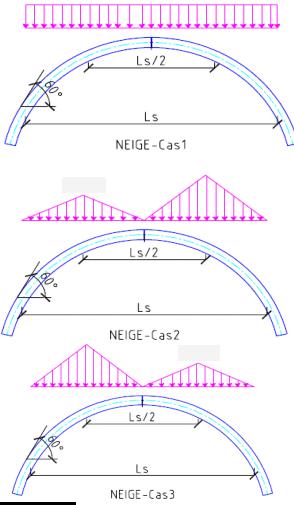
SECTION DE CALCUL DU SYSTEME PORTEUR			MATERIAU	QUALITE	HUMIDITE
arc à section constante			BLC	GLxx	Cxx
épaisseur mm	H mm	Entraxe m		GL24h	DE SERVICE
188	720	5			12%

RESISTANCES

Résistances caractéristiques		Modules élastiques				Coef. échelle		Coef partiel
f _{m,k} N/mm ²	f _{v,k} N/mm ²	E _{0mean} N/mm ²	G _{0mean} N/mm ²	E _{0,05} N/mm ²	G _{0,05} N/mm ²	K _{traction}	K _{flexion}	γ _m
24	2,7	11600	720	9400	550			1,25

ACTIONS

ACTIONS PERMANENTES								
Ch. Permanentes	Couverture kN/m ²	Support toiture	Plafond	Poids propre	Divers	G _{total} kN/m		
	0,2							
1+ Poids propre								
ACTIONS VARIABLES								
Ch. d'entretien (charge ponctuelle)					Q _k kN			
					1,5			
Neige symétrique	sk kN/m ²	μ	μ	c _e	S kN/m			
VersantG	0,30	0,8	/	0,8	0,97			
VersantD	/	0,8						
Neige assymétrique 1	sk kN/m ²	0,5 μ_3	μ_3	c _e	S kN/m			
VersantG	0,30	0,82	/	0,8	1,00			
VersantD	/	1,64			1,99			
Neige assymétrique 2	sk kN/m ²	μ_3	0,5 μ_3	c _e	S kN/m			
VersantG	0,30	1,64	/	0,8	1,99			
VersantD	/	0,82			1,00			
Vent $\theta=0^\circ$	qb (Pa)	Ce(ze)	Cpe	we N/m ²	Ce(z _i)	Cpi	wi N/m ²	W kN/m
cas 1 et 2								
Zone A				-0,48	-498		0,2	205
	480	2,14					ou	
Zone B				-0,84	-867	2,14		
							-0,3	-308
Zone C				-0,40	-411			
Vent $\theta=90^\circ$	qb (Pa)	Ce(ze)	Cpe	we N/m ²	Ce(z _i)	Cpi	wi N/m ²	W kN/m
cas 1 et 2								
Zone A				-0,5	-514		0,2	205
	480	2,14					ou	
Zone B				-0,5	-514	2,14		
							-0,3	-308
Zone C				-0,5	-514			


Exemples de Combinaison d'Actions ELU - STR

ELU- STR	Permanente	Entretien	Neige	Vent	Per- LT CT Ins	Kmod
			sym ou assym1 ou assym 2	$\theta=0^\circ$ (cas 1 ou 2) ou $\theta=90^\circ$ (cas 1ou 2)		
CA 1	G _{total}	Q _k	S _k	W _k		
	1,35					
	1,35		1,5			
	1,35			1,5		
	1			1,5		
	1,35		1,5	0,9		
	1,35		0,75	1,5		
CA 7	1,35	1,5				

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

VERIFICATION ELU**CALCUL DU RAPPORT CONTRAINTES /RESISTANCES****ELU-STR****Taux de contraintes en % (à déterminer pour chaque CA et chaque type d'efforts)**

1/2 arc gauche					Flambement		Déver ^t
	N	V	M	M+N	Plan	Hors Plan	
CA 1							
CA 2							
CA 3							
CA 4							
CA 5							
CA 6							
CA 7							
Taux Max (=valeur max des cases rouges)							

1/2 arc droit					Flambement		Déver ^t
	N	V	M	M+N	Plan	Hors Plan	
CA 1							
CA 2							
CA 3							
CA 4							
CA 5							
CA 6							
CA 7							
Taux Max (=valeur max des cases rouges)							

si Taux Max < 100% et vérification au faitage Ok Section Correcte pour ELU

vérification ELS →

Exemples de Combinaison d'Actions ELS**Exemples de Combinaisons d'Actions pour déterminer Uinst(Q)**

ELS- Uinst(Q)	Permanente: Entretien		Neige	Vent
			sym ou	$\theta=0^\circ$ ou
			assym1 ou assym 2	$\theta=90^\circ$ (cas 1ou 2)
CA 11*	G _{total}	Q _k	S _k	W _k
CA 12*			1	
CA 13*				1
CA 14*			1	0,6
CA 15			0,5	1
		1		

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

Exemples de Combinaisons d'Actions pour déterminer Uinst(G,Q)

ELS- Uinst(G,Q)	Permanente: Entretien		Neige	Vent
			sym ou	$\theta=0^\circ$ ou
			assym1 ou assym 2	$\theta=90^\circ$ (cas 1ou 2)
CA 21*	G _{total}	Q _k	S _k	W _k
CA 22*	1		1	
CA 23*	coeff,			1
CA 24*	de		1	0,6
CA 25	combinais*		0,5	1
	1	1		

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

Combinaison d'Actions pour déterminer Ucreep (avec E_{moyen}/k_{def})

ELS- Ucreep	Permanente: Entretien		Neige	Vent
			sym ou	$\theta=0^\circ$ ou
			assym1 ou assym 2	$\theta=90^\circ$ (cas 1ou 2)
CA 31	G _{total}	Q _k	S _k	W _k
	1			

Kdef
0,6

VERIFICATION ELS**CALCUL DES DEPLACEMENTS VERTICAUX ET HORIZONTAUX MAXIMUM SUR L'ARC ENTIER**

ELS

	Uinst(Q)		Uinst(G,Q)+Ucreep = Unet,fin	
	Vertical	Horiz.	Vertical	Horiz.
CA 11				
CA 12				
CA 13				
CA 14				
CA 15				
Uinst(Q)MAX(=valeur max des cases rouges)				
			Unet,finMAX(=valeur max des cases rouges)	

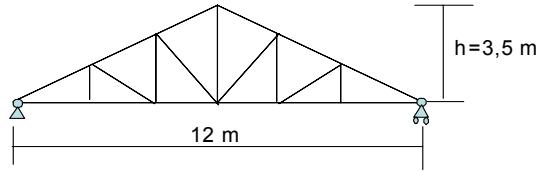
si Uins(Q)MAX Vertical < I/300
 et Uins(Q)MAX Horizontal < H/300
 et Unet,finMAX Vertical < I/200
 et Unet,finMAX Horizontal < H/200

(pas de vérification sur U_{fin} car pas de contreflèche dans cet exemple)

Section Correcte pour ELS

Ferme en treillis - Vérification ELU et ELS**DONNEES**

SITE DE L'OUVRAGE				CLASSE DE SERVICE			
Ville St Hilaire (38)				1,2 ou 3	1		
GEOMETRIE DE L'OUVRAGE							
largeur m	longueur m	pente °	H totale m	Hcombles m			
12	10	30,26	9	3,5			
Région neige		Zone neige	Altitude				
Alpine		1	900 m				
Zone vent	catégorie terrain	Haut	Expo				
2	III		normale				
V _{b,0} (m/s)	Iv(z)	Cr(z)					
26							
bâtiment normalement fermé (sans face dominante)							

**CHOIX DU CONCEPTEUR**

SECTION DE CALCUL DU SYSTEME PORTEUR				MATERIAU	QUALITE	HUMIDITE
arbalétrier à H=12%	poteau à H=12%			GLxx	Cxx	DE SERVICE
épaisseur mm	Hmin mm	Hmax mm	épaisseur mm	Hmin mm	Hmax mm	Entraxe m

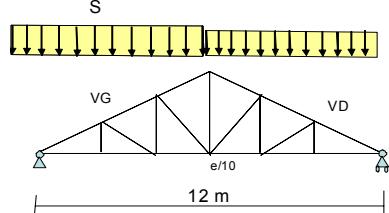
BLC GL24h 12%

RESISTANCES

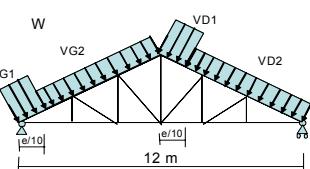
Résistances caractéristiques	Modules élastiques				Coef. Haut		Coef partiel
$f_{m,k}$ N/mm ²	f_{vk} N/mm ²	E_{omean} N/mm ²	G_{omean} N/mm ²	$E_{o,05}$ N/mm ²	$G_{o,05}$ N/mm ²	K_h	γ_m
24	2,7	11600	720	9400	530		1,25

ACTIONS DURABLES

ACTIONS PERMANENTES		Couverture	Support toiture	Plafond	Poids propre	Divers	G_{total} kN/m
Ch. Permanentes							2,93
Ch. d'exploitation d'entretien (charge ponctuelle)							
						Q_k kN	
						1,5	
Neige symétrique	sk kN/m ²	$\mu_1(\alpha_1)$	$\mu_1(\alpha_2)$	c_e	s1	S kN/m	
versantG	1,65	0,79	/	1		4,24	
versantD	/	0,79					
Neige assymétrique 1	sk kN/m ²	0,5 $\mu_1(\alpha_1)$	$\mu_1(\alpha_2)$	c_e	s1	S kN/m	
versantG	1,65	0,40	/	1		2,12	
versantD	/	0,79				4,24	
Neige assymétrique 2	sk kN/m ²	$\mu_1(\alpha_1)$	0,5 $\mu_1(\alpha_2)$	c_e	s1	S kN/m	
versantG	1,65	0,79	/	1		4,24	
versantD	/	0,40				2,12	



Vent $\theta=0^\circ$	qb	Ce(ze)	Cpe	we	Ce(zj)	Cpi	wi	w
				N/m ²			N/m ²	kN/m
cas 1 et 2	(Pa)							
versant G1				-0,72	-572	0,2	159	-2,38 -1,09
versant G2	414	1,92		-0,2	-159	ou	ou	-1,03 0,26
versant D1				-0,5	-397	1,92		-1,81 -0,52
versant D2				-0,4	-318		-0,3	-1,55 -0,26
Vent $\theta=0^\circ$	qb	Ce(ze)	Cpe	we	Ce(zj)	Cpi	wi	w
				N/m ²			N/m ²	kN/m
cas 3 et 4	(Pa)							
versant G1				-0,72	-572	0,2	159	-2,38 -1,09
versant G2	414	1,92		-0,2	-159	1,92	ou	-1,03 0,26
versant D1				0	0,0			-0,52 0,78
versant D2				0	0,0		-0,3	-0,52 0,78
Vent $\theta=0^\circ$	qb	Ce(ze)	Cpe	we	Ce(zj)	Cpi	wi	w
				N/m ²			N/m ²	kN/m
cas 5 et 6	(Pa)							
versant G1				0,7	556	0,2	159	1,29 2,58
versant G2	414	1,92		0,5	397	1,92	ou	0,78 2,07
versant D1				-0,5	-397			-1,81 -0,52
versant D2				-0,4	-318		-0,3	-1,55 -0,26
Vent $\theta=0^\circ$	qb	Ce(ze)	Cpe	we	Ce(zj)	Cpi	wi	w
				N/m ²			N/m ²	kN/m
cas 7 et 8	(Pa)							
versant G1				0,7	556	0,2	159	1,29 2,58
versant G2	414	1,92		0,5	397	1,92	ou	0,78 2,07
versant D1				0	0			-0,52 0,78
versant D2				0	0		-0,3	-0,52 0,78
Vent $\theta=90^\circ$	qb	Ce(ze)	Cpe	we	Ce(zj)	Cpi	wi	w
				N/m ²			N/m ²	kN/m
cas 1 et 2	(Pa)							
versant G1				-0,5	-397	0,2	159	-1,81 -0,52
versant G2	414	1,92		-0,5	-397	1,92	ou	-1,81 -0,52
versant D1				-0,5	-397			-1,81 -0,52
versant D2				-0,5	-397		-0,3	-1,81 -0,52
Vent $\theta=90^\circ$	qb	Ce(ze)	Cpe	we	Ce(zj)	Cpi	wi	w
				N/m ²			N/m ²	kN/m
cas 3 et 4	(Pa)							
versant G1				-0,708	-563	0,2	159	-2,35 -1,05
versant G2	414	1,92		-0,708	-563	1,92	ou	-2,35 -1,05
versant D1				-0,708	-563			-2,35 -1,05
versant D2				-0,708	-563		-0,3	-2,35 -1,05



Exemples de Combinaison d'Actions ELU - STR

ELU- STR	Permanentes		Entretien	Neige	Vent	Per- LT CT Ins	Kmod
				sym ou assym1 ou assym 2	$\theta=0^\circ$ ou $\theta=90^\circ$		
	G _{total}	Q _k	S _k	W _k			
CA 1	1,35					Per CT Ins Ins Ins Ins CT	0,6 0,9 1,1 1,1 1,1 1,1 0,9
CA 2*	coeff, de combinai s°	1,35		1,5			
CA 3*		1,35			1,5		
CA 4*		1			1,5		
CA 5*	1,35		1,5		0,9		
CA 6*	1,35		0,75		1,5		
CA 7	1,35	1,5					

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

VERIFICATION ELU

CALCUL DU RAPPORT CONTRAINTES /RESISTANCES

ELU-STR

Taux de contraintes en % (à déterminer pour chaque CA et chaque type d'efforts)

versant gauche 1	Flambement Déver ^t					
	N	V	M	M+N	Plan	Hors Plan
CA 1						
CA 2						
CA 3						
CA 4						
CA 5						
CA 6						
CA 7						

Taux Max (=valeur max des cases rouges)

versant gauche 2	Flambement Déver ^t					
	N	V	M	M+N	Plan	Hors Plan
CA 1						
CA 2						
CA 3						
CA 4						
CA 5						
CA 6						
CA 7						

Taux Max (=valeur max des cases rouges)

versant droit 1	Flambement Déver ^t					
	N	V	M	M+N	Plan	Hors Plan
CA 1						
CA 2						
CA 3						
CA 4						
CA 5						
CA 6						
CA 7						

Taux Max (=valeur max des cases rouges)

versant droit 2	Flambement Déver ^t					
	N	V	M	M+N	Plan	Hors Plan
CA 1						
CA 2						
CA 3						
CA 4						
CA 5						
CA 6						
CA 7						

Taux Max (=valeur max des cases rouges)

si Taux Max < 100% et vérification au faitage Ok Section Correcte pour ELU

Exemples de Combinaison d'Actions ELS

Exemples de Combinaisons d'Actions pour déterminer $U_{inst}(Q)$

ELS- $U_{inst}(Q)$	Permanentes	Entretien	Neige	Vent
			sym ou assym1 ou assym 2	$\theta=0^\circ$ ou $\theta=90^\circ$
	G_{total}	Q_k	S_k	W_k
CA 11*			1	
CA 12*	coeff,			1
CA 13*	de		1	0,6
CA 14*	combinais°		0,5	1
CA 15		1		

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

Exemples de Combinaisons d'Actions pour déterminer $U_{inst}(G, Q)$

ELS- $U_{inst}(G, Q)$	Permanentes	Entretien	Neige	Vent
			sym ou assym1 ou assym 2	$\theta=0^\circ$ ou $\theta=90^\circ$
	G_{total}	Q_k	S_k	W_k
CA 21*	1		1	
CA 22*	coeff,	1		1
CA 23*	de	1	1	0,6
CA 24*	combinais°	1	0,5	1
CA 25	1	1		

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

Combinaison d'Actions pour déterminer U_{creep} (avec E_{moyen}/k_{def})

ELS- U_{creep}	Permanentes	Entretien	Neige	Vent
			sym ou assym1 ou assym 2	$\theta=0^\circ$ ou $\theta=90^\circ$
	G_{total}	Q_k	S_k	W_k
CA 31	1			

Kdef
0,6

VERIFICATION ELS

CALCUL DES DEPLACEMENTS VERTICAUX ET HORIZONTAUX MAXIMUM SUR LE PORTIQUE ENTIER ELS

	Uinst(Q)		Uinst(G,Q)+Ucreep = Unet,fin	
	Vertical	Horiz.	Vertical	Horiz.
CA 11			CA 21	CA31
CA 12			CA 22	CA31
CA 13			CA 23	CA31
CA 14			CA 24	CA31
CA 15			CA 25	CA31
Uinst(Q)MAX(=valeur max des cases rouges)		Unet,finMAX(=valeur max des cases rouges)		

si Uinst(Q)MAX Vertical < I/300
 et Uinst(Q)MAX Horizontal < H/300
 et Unet,finMAX Vertical < I/200
 et Unet,finMAX Horizontal < H/200

Section Correcte pour ELS

(pas de vérification sur U_{fin} car pas de contreflèche dans cet exemple)