

# Composants métalliques tendus et comprimés

par **Koffi Aho VERCCELLINO**

Ingénieur de l'École Centrale de Lyon

Ingénieur Civil du Génie Maritime

Chef du Service Structures Offshore de BOUYGUES-OFFSHORE

<b>1. Composants tendus</b> .....	C 2551 - 2
1.1 Définitions et domaine d'utilisation .....	— 2
1.2 Comportement et dimensionnement.....	— 3
1.3 Assemblages.....	— 5
1.4 Conception .....	— 12
<b>2. Composants comprimés</b> .....	— 14
2.1 Définitions et domaine d'utilisation .....	— 14
2.2 Comportement et dimensionnement.....	— 15
2.3 Conception .....	— 20
2.4 Assemblages.....	— 24
<b>Pour en savoir plus</b> .....	Doc. C 2 553

**D**ans la mesure où leurs comportements et leurs modes de ruine sont différents, le présent article traite séparément et successivement les composants tendus puis les composants comprimés.

Dans chaque cas, la définition du composant est donnée, le domaine d'utilisation et les modes de ruine sont décrits. Les assemblages sont des éléments vitaux de toute construction métallique et font par conséquent l'objet d'un paragraphe spécifique. La synthèse des exigences de comportement et des critères économiques est faite à travers un paragraphe consacré à la conception. Des exemples permettent d'illustrer et de mettre en application les différentes notions introduites.

Cet article fait partie d'une série sur les composants métalliques :

- [C 2 550] Conception et dimensionnement ;
- [C 2 551] Composants tendus et comprimés ;
- [C 2 552] Composants fléchis ;
- [Doc. C 2 553] Pour en savoir plus.

# 1. Composants tendus

## 1.1 Définitions et domaine d'utilisation

Un composant est dit tendu ou en traction pure lorsque ses extrémités sont soumises à des efforts qui imposent un allongement uniforme à toutes les fibres du composant. Dans le cadre de la schématisation de la théorie des poutres (cf. [C 2 550, § 2.3]), le composant est tendu si la résultante des efforts s'exerçant sur une section quelconque se réduit à un effort normal appliqué au centre de gravité G de la section et dirigé de la section vers l'extérieur de l'élément comme illustré sur la figure 1. L'axe de l'effort normal est confondu avec la fibre moyenne de l'élément.

La contrainte  $\sigma$  en un point quelconque de la section droite est constante et est donnée par la relation :

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (1)$$

avec  $N$  effort de traction,  
 $A$  aire de la section droite de l'élément.

Dans le domaine élastique, la déformation  $\varepsilon$  d'une fibre quelconque est reliée à la contrainte par la loi de Hooke :

$$\sigma = E \varepsilon \quad (2)$$

avec  $E$  module d'Young.

Pour les aciers de construction courants,  $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ .

On en déduit l'allongement  $\delta L$  d'une fibre quelconque par la relation :

$$\delta L = \varepsilon L = \frac{\sigma}{E} L = \frac{NL}{EA} \quad (3)$$

avec  $L$  longueur de l'élément.

Le composant tendu est l'élément de structure métallique le plus simple et le plus efficace car il ne pose aucun problème d'instabilité de forme. Il est présent dans presque toutes les ossatures métalliques. Dans les poutres en treillis, une des membrures et certaines diagonales sont toujours des éléments tendus (figure 2). Certaines diagonales de système de contreventement peuvent être des composants tendus comme illustré sur la figure 3. On le retrouve par ailleurs sous différentes dénominations : suspentes, pendarts, aiguilles, poinçons, tirants, haubans.

Les **suspentes** désignent généralement des éléments tendus verticaux. Ils servent à transmettre les charges de tablier aux câbles porteurs des ponts suspendus (figure 4) ou aux arcs des ponts de type bow-string (figure 5). Dans des immeubles constitués d'un noyau central étroit en acier ou en béton (figure 6) avec des planchers débordant de chaque côté, les suspentes servent à ramener les charges de plancher sur le plafond porteur. Le principe est également le même pour des bâtiments classiques où les appuis intérieurs des planchers sont constitués par des éléments tendus rameant les charges de plancher sur les fermes principales ; ces éléments sont parfois appelés **pendarts**.

Les éléments tendus inclinés ou horizontaux sont appelés **tirants** lorsqu'ils servent d'appuis à des poutres ou des planchers de bâtiment en porte-à-faux (figure 7) ou à reprendre la composante horizontale de la poussée de l'arc dans un bow-string (figure 5) ou dans une ferme en treillis à deux pentes (figure 8). Les armatures d'une poutre armée ou sous-tendue (figure 9) sont également appelées tirants.

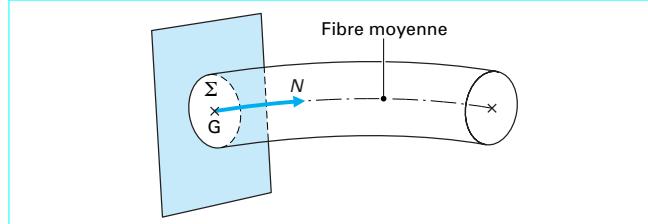


Figure 1 – Section courante  $\Sigma$  et partie du composant située à droite de la section

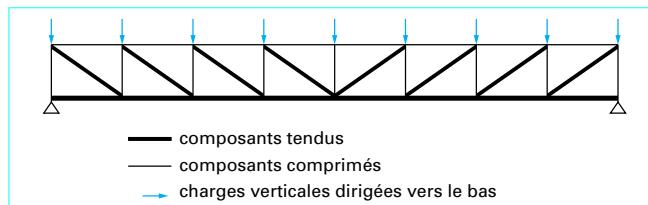


Figure 2 – Poutre à treillis en N

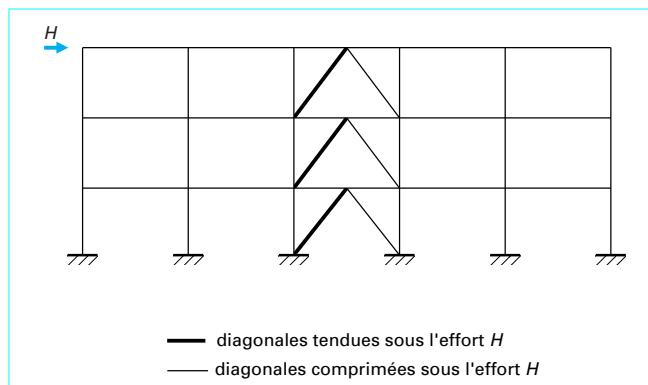


Figure 3 – Contreventement vertical d'un long-pan de bâtiment industriel

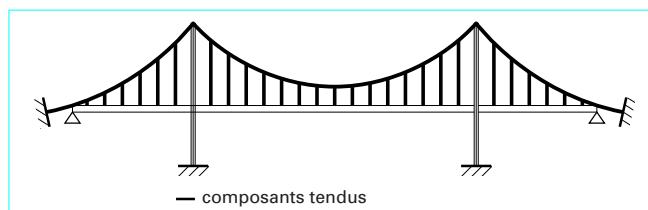


Figure 4 – Pont suspendu

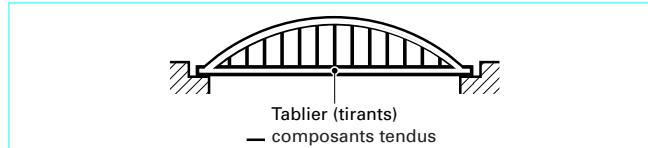


Figure 5 – Pont bow-string

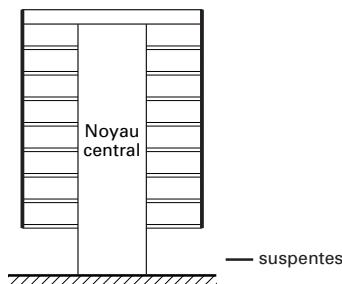


Figure 6 – Immeuble à planchers suspendus

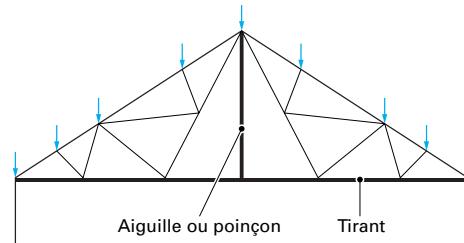


Figure 10 – Ferme polonceau

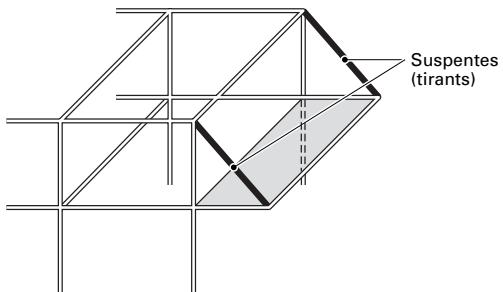


Figure 7 – Planchers en porte-à-faux repris par des suspentes

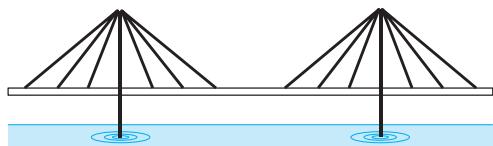


Figure 11 – Pont à haubans

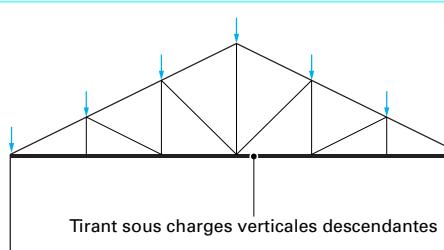


Figure 8 – Ferme en treillis à deux pentes

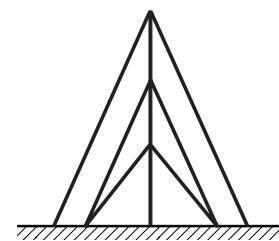


Figure 12 – Mât haubané

## 1.2 Comportement et dimensionnement

### 1.2.1 Modes de ruine

La ruine ou la défaillance d'un élément tendu peut avoir lieu dans la zone courante ou dans la zone d'assemblage.

La défaillance dans la zone courante est due aux allongements excessifs résultant de la plastification des sections. En effet, en faisant croître progressivement l'effort de traction appliqué à l'élément, les contraintes dans les sections courantes atteignent la limite élastique et les sections se mettent à plastifier. Dans le domaine plastique, les déformations des fibres augmentent de façon de plus en plus significative pour un accroissement donné de l'effort appliqué (figure 13). L'allongement de l'élément devient rapidement incompatible avec la géométrie de l'élément ou de la fonction de l'ouvrage.

Les phénomènes pouvant concourir à une défaillance dans les zones d'assemblages comprennent :

- pour les assemblages boulonnés, la rupture des **sections comportant les trous de boulons**. La résistance à la rupture des sections dans la zone d'assemblage doit être évaluée à partir de l'aire de la section nette la plus petite, obtenue généralement en déduisant l'aire des trous de l'aire de la section courante. La plastification complète de la section nette n'est pas considérée comme un seuil

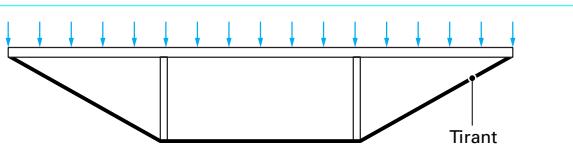
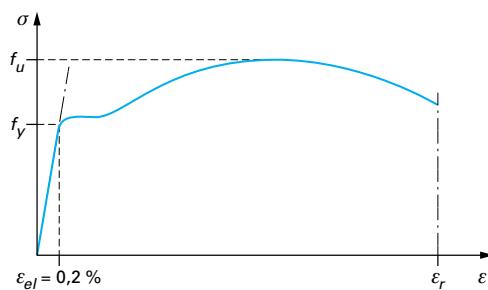


Figure 9 – Poutre armée ou sous-tendue

La figure 10 illustre une ferme polonceau dont le montant central est en traction pour un chargement de type gravitaire appliqué à la ferme : ce montant central est parfois appelé **poinçon** ou **aiguille**.

Les **haubans** ou **câbles** métalliques sont des éléments tendus particuliers qui ne fonctionnent qu'à la traction. Ils sont utilisés comme éléments porteurs dans les ponts suspendus (figure 4), éléments de suspension de ponts à haubans (figure 11) ou comme éléments de stabilisation aux efforts latéraux des structures élancées comme les mâts ou pylônes (figure 12).



$\varepsilon_r$  allongement à la rupture > 20 % pour les aciers de construction  
 $\varepsilon_{el}$  allongement à la limite élastique  
 $f_y$  limite élastique  
 $f_u$  limite de résistance en traction

Figure 13 – Diagramme contrainte  $\sigma$  – déformation  $\varepsilon$  de l'éprouvette de traction

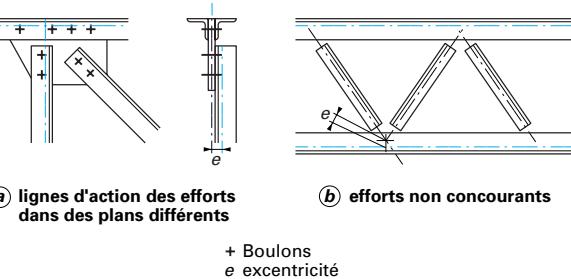


Figure 14 – Exemples d'excentrements d'efforts au niveau des assemblages

de ruine car l'on suppose que la zone de sections réduites par les trous est relativement petite pour affecter l'allongement global de l'élément. Typiquement, seule la rupture de la section est à vérifier si la longueur de la zone d'assemblage est inférieure ou égale à la plus grande dimension transversale de l'élément ; les assemblages courants remplissent cette condition. L'état de contraintes dans les sections nettes dépend des concentrations de contrainte autour des trous et de l'existence de contraintes résiduelles. Dans le cas usuel des bâtiments non soumis à des efforts de fatigue (sollicitations cycliques en grand nombre), on considère que la ductilité du matériau est suffisante pour que ces paramètres n'affectent pas le calcul de la limite à la rupture des sections nettes ;

— les **excentricités** dans la transmission des efforts au niveau des assemblages comme celle indiquées sur la figure 14 qui induisent des moments secondaires pouvant entraîner la ruine d'une attache si ces moments sont importants et n'ont pas été pris en compte lors du calcul des assemblages. La meilleure façon d'éviter ce problème est de concevoir des attaches sans excentricité ou avec des excentricités réduites au minimum. Dans les cas où les excentricités ne peuvent être évitées, il faut tenir compte des moments secondaires dans les calculs des assemblages ;

— dans les zones d'assemblage, il n'est pas toujours possible d'attacher toute la **section de l'élément tendu** comme c'est le cas des cornières attachées par une seule aile (figures 14 a et 15). Il en résulte une modification de la répartition des contraintes normales dans la section du fait du « trainage de cisaillement ». La solution est d'en tenir compte dans les calculs des assemblages ou d'adopter des dispositions qui en minimisent l'impact.

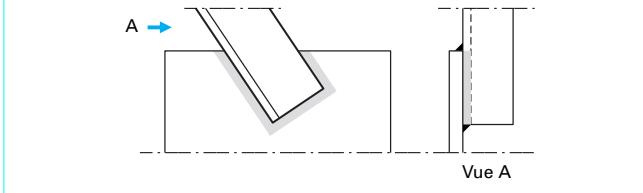


Figure 15 – Cornière attachée par soudure (zone grisée) sur un gousset

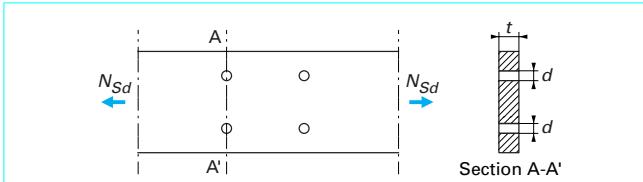


Figure 16 – Trous disposés en rangées perpendiculaires à l'effort

## 1.2.2 Critères de dimensionnement

Les critères de dimensionnement de l'EC3-DAN concernent naturellement la prévention des modes de ruine qui viennent d'être évoqués.

Suivant la clause 5.4.3 de l'EC3-DAN, la valeur de calcul de l'effort de traction  $N_{Sd}$  dans l'élément doit vérifier :

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \text{Min} [N_{pl}; N_u; N_{net}] \quad (4)$$

■  $N_{pl}$  est la résistance plastique de calcul de la section brute ou section courante :

$$N_{pl} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (5)$$

avec  $A$  aire de la section brute,  
 $f_y$  limite élastique du matériau,  
 $\gamma_{M0}$  coefficient partiel de sécurité de matériau,  
 $\gamma_{M0} = 1,0$  si l'acier utilisé bénéficie de la marque NF acier,  $\gamma_{M0} = 1,1$  sinon

$N_{Sd} \leq N_{pl}$  garantit contre le risque de déformations excessives.

■  $N_u$  est la résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixation :

$$N_u = \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6)$$

avec  $f_u$  limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée,  
 $\gamma_{M2}$  coefficient partiel de sécurité à appliquer dans les sections nettes,  $\gamma_{M2} = 1,25$ ,  
 $A_{net}$  aire de la section nette au droit des trous de fixation.

Dans le cas général où les trous sont disposés par rangées perpendiculaires à la direction de l'effort de traction (figure 16), l'aire nette est égale à l'aire brute diminuée des aires prises par les trous :

$$A_{net} = A - ndt \quad (7)$$

avec  $n$  nombre de trous dans la section considérée,  
 $d$  diamètre des trous,  
 $t$  épaisseur de la tôle.

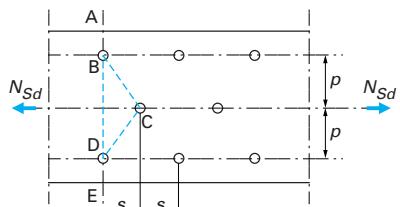


Figure 17 – Trous disposés en quinconcé

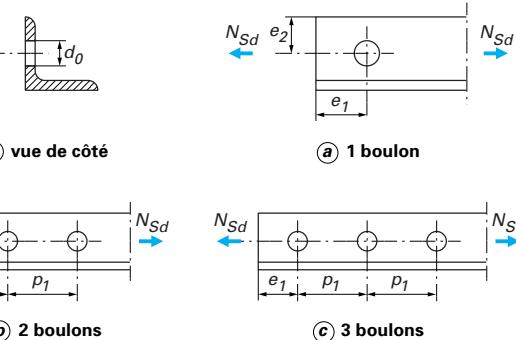


Figure 18 – Assemblage de cornières par boulons

Dans le cas où les trous sont disposés en quinconcé comme sur la figure 17, il faut envisager différentes lignes de rupture, calculer pour chaque ligne de rupture l'aire de la section nette correspondante et retenir la valeur la plus petite pour les calculs de résistance. Pour une ligne de rupture brisée quelconque, la section nette est évaluée par la relation :

$$A_{net} = A - ndt + \frac{s^2}{4p} t \quad (8)$$

avec  $s$  et  $p$  définis sur la figure 17.

■  $N_{net}$  est requis pour les assemblages boulonnés devant résister au glissement à l'état limite ultime (assemblages de catégorie C suivant la classification de l'EC3-DAN, § 6.5.3.1).

$$N_{net} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (9)$$

### 1.2.3 Cas des cornières

Les effets de « traînage de cisaillement » et d'excentricités dans les attaches usuelles de cornières assemblées par une seule aile sont prises en compte de la manière suivante.

L'effort de calcul demeure uniquement l'effort de traction  $N_{sd}$  : il n'y a pas de calcul de moment secondaire.

En revanche, la résistance  $N_{u,Rd}$  est modifiée comme suit (figure 18) :

— pour une attache avec un seul boulon,

$$N_{u,Rd} = \frac{2(e_2 - 0,5d_0)tf_u}{\gamma_{M2}} \quad (10)$$

— pour une attache avec deux boulons,

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (11)$$

— pour une attache avec trois boulons ou plus,

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (12)$$

où  $\beta_2$  et  $\beta_3$  sont des coefficients minorateurs donnés dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe  $p_1$  des trous. Une interpolation linéaire est à effectuer pour des valeurs intermédiaires de  $p_1$ .

Tableau 1 – Coefficients minorateurs  $\beta_2$  et  $\beta_3$ 

Entraxe $p_1$	$\leq 2,5d_0$	$\geq 5,0d_0$
(2 boulons) $\beta_2$	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) $\beta_3$	0,5	0,7

Pour les autres sections assemblées par des parties en consoles comme les T ou les U, une approche similaire à celle définie pour les cornières peut être utilisée.

Dans le cas des structures pouvant être soumise au séisme ou aux explosions, un comportement ductile des éléments peut être requis, ce qui exclut toute rupture d'assemblage avant plastification de la section courante de l'élément. Il convient alors de s'assurer que :

$$N_u \geq N_{pl} \Leftrightarrow 0,9 \frac{A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow 0,9 \frac{A_{net}}{A} \frac{\gamma_{M2} f_y}{\gamma_{M0} f_u} \geq 1 \quad (13)$$

### 1.3 Assemblages

L'assemblage idéal d'un élément tendu doit être de type articulé, c'est-à-dire qu'il doit être conçu de façon à ne pas développer des moments significatifs susceptibles d'affecter défavorablement les différents composants qui y convergent. Ces moments indésirables, encore appelés moments secondaires, proviennent :

- d'une part des rigidités à la flexion non nulles de l'attache et des barres qui y convergent ;
- d'autre part, des divers excentrements possibles des efforts au niveau de l'attache (plans moyens des différentes barres non confondus, efforts non épurés, etc.).

Une estimation des moments secondaires dus à la rigidité en flexion des barres peut être obtenue directement par l'analyse globale de la structure en supposant que les barres sont encastrées les unes sur les autres au niveau de l'attache. Si l'hypothèse d'enca斯特ment ne pose aucun problème avec les outils informatiques, il est en revanche plus délicat à utiliser avec les approches manuelles nécessaires pour effectuer un prédimensionnement. C'est ainsi que pour le calcul manuel des treillis ou des systèmes de contreventement utilisant des profils ouverts, on continuera à faire l'hypothèse d'articulation et on considérera que les moments secondaires dus à la rigidité en flexion sont négligeables si les rigidités des barres  $I/\ell$  ( $I$  étant l'inertie la plus faible de la section et  $\ell$  la longueur de la barre) ne dépassent pas  $0,30 \text{ cm}^3$  [2], sinon on tiendra compte de ces moments en majorant de 10 % les efforts principaux dans les

barres comme suggéré dans le fascicule 61 titre V du décret du 4 juillet 1972.

Les moments secondaires développés aux nœuds des treillis constitués de tubes ne sont pas négligeables et ne peuvent être traités par la méthode forfaitaire indiquée ci-avant. Une analyse appropriée avec un outil informatique s'impose. Les différents efforts obtenus doivent être utilisés pour vérifier la résistance des nœuds conformément à l'annexe KK de l'EC3-DAN.

De façon générale, on limite les moments secondaires provenant de la rigidité à la flexion des barres en réduisant au maximum la zone d'attache.

Hormis les cas des cornières attachées par une seule aile et dont les résistances peuvent être déterminées de façon forfaitaire par les relations (10), (11) et (12), les moments secondaires dus aux excéntricités divers doivent être évalués localement sur le dessin de l'attache et pris en considération dans la vérification de l'assemblage.

Les moments secondaires résultants doivent être répartis dans les différentes barres de l'assemblage au prorata des rigidités des barres ( $I/\ell$ ).

Deux modes d'exécution sont principalement utilisés aujourd'hui pour réaliser les assemblages : l'assemblage par boulons et le soudage.

Les assemblages réalisés en atelier sont presque toujours soudés. Sur site, lors du montage, le soudage est parfois utilisé mais il impose de :

- disposer de soudeurs qualifiés ;
- de mettre en place des plates-formes à différentes hauteurs de façon à permettre l'exécution correcte des soudures et les contrôles correspondants ;
- de protéger la réalisation des soudures contre les intempéries ;
- de préchauffer certains aciers, nécessaire pour des aciers de type S 355 ;
- de disposer d'une source d'énergie pour le préchauffage et les soudures.

Les assemblages boulonnés sont préférés au montage parce que l'exécution est plus rapide et ne nécessite pas un personnel qualifié. En contrepartie, il faut savoir que les structures boulonnées sont plus lourdes que les structures équivalentes soudées ; ce poids supplémentaire est de l'ordre de 10 % et correspond aux platines, éclisses et raidisseurs qu'il faut rajouter pour réaliser des attaches conformes aux règles de l'art.

### 1.3.1 Assemblages soudés

#### 1.3.1.1 Définitions

Les composants tendus sont en général assemblés par des soudures d'angle. On rappelle qu'une soudure d'angle réunit deux surfaces faisant entre elles un angle dièdre ; l'assemblage est dit **en T** lorsque les directions des épaisseurs des pièces assemblées sont perpendiculaires (figure 19 a) et à **clin** lorsque ces épaisseurs sont parallèles (figure 19 b).

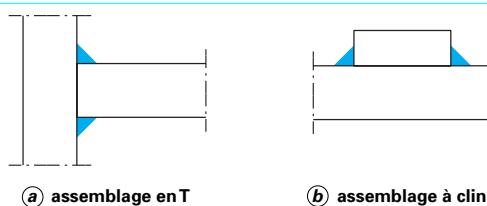


Figure 19 – Type de soudure d'angle

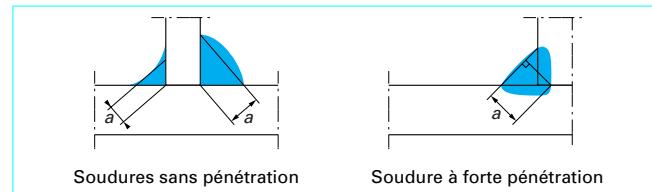


Figure 20 – Définition de la gorge  $a$  d'une soudure d'angle

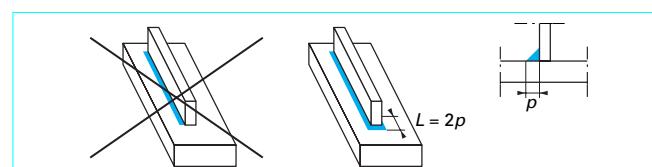


Figure 21 – Retours d'extrémité des soudures d'angle

Une soudure d'angle est caractérisée par l'épaisseur utile ou **gorge  $a$**  et la **longueur utile du cordon  $L$** . La gorge  $a$  est égale à la hauteur mesurée à partir de la racine du plus grand triangle inscrit entre les faces à souder et la surface de la soudure (figure 20).

Sans précaution particulière aux extrémités du cordon, la longueur utile est égale à la longueur totale diminuée de deux fois la gorge  $a$  pour tenir compte des zones d'amorçage et des cratères d'extrémité. Il n'y a pas lieu d'appliquer cette réduction de  $2a$  si les soudures contournent les extrémités sans interruption en gardant leur dimension sur une longueur égale à deux fois le pied de cordon comme indiqué sur la figure 21.

#### 1.3.1.2 Dispositions constructives

Une soudure d'angle n'est apte à transmettre des efforts que si l'angle dièdre est compris entre  $60^\circ$  et  $120^\circ$ .

Les soudures d'angle peuvent être continues ou discontinues mais les soudures d'angle discontinues sont à proscrire pour des constructions en ambiance corrosive comme les ouvrages en mer, les usines chimiques, etc.

La gorge d'une soudure d'angle ne doit pas être inférieure à 3 mm.

#### 1.3.1.3 Critères

Une soudure d'angle a une résistance suffisante si en tout point, la relation suivante est vérifiée :

$$F_{w,Sd} \leq F_{w,Rd} \quad (14)$$

avec  $F_{w,Sd}$  résultante des efforts de calcul par unité de longueur de soudure,

$F_{w,Rd}$  résistance de calcul par unité de longueur de soudure.

$$F_{w,Rd} = f_{vw \cdot d} a \quad (15)$$

avec  $a$  gorge du cordon de soudure,  
 $f_{vw \cdot d}$  résistance de calcul de la soudure au cisaillement, donnée par l'expression :

$$f_{vw \cdot d} = \beta_{Lw} \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{Mw}} \quad (16)$$

avec  $f_u$  valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des parties assemblées,  
 $\beta_w$  facteur de corrélation dépendant de  $f_u$ .

**Tableau 2 – Caractéristiques pour le calcul de la résistance d'une soudure d'angle au cisaillement**

Nuance d'acier	Résistance ultime en traction $f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	Facteur de corrélation $\beta_w$	Coefficient partiel de sécurité sur la résistance des assemblages soudés $\gamma_{Mw}$
S235 (Fe 360)	360	0,8	1,25
S275 (Fe 430)	430	0,85	1,30
S355 (Fe 510)	510	0,9	1,35

**Tableau 3 – Catégories d'assemblages boulonnés**

Catégorie	Critère	Remarques
Assemblages travaillant au cisaillement		
A Assemblages travaillant à la pression diamétrale	$F_{v, Sd} \leq F_{v, Rd}$ $F_{v, Sd} \leq F_{b, Rd}$	Précontrainte non requise Toutes les classes de 4.6 à 10.9
B Assemblages résistant au glissement à l'état limite de service	$F_{v, Sd, ser} \leq F_{s, Rd, ser}$ $F_{v, Sd} \leq F_{v, Rd}$ $F_{v, Sd} \leq F_{b, Rd}$	Boulons HR précontraints Pas de glissement à l'état limite de service
C Assemblages résistant au glissement à l'état limite ultime	$F_{v, Sd} \leq F_{s, Rd}$ $F_{v, Sd} \leq F_{b, Rd}$	Boulons HR précontraints Pas de glissement à l'état limite ultime
Assemblages travaillant à la traction		
D Assemblages par boulons non précontraints	$F_{t, Sd} \leq F_{t, Rd}$	Précontrainte non requise Toutes les classes de 4.6 à 10.9
E Assemblages par boulons précontraints	$F_{t, Sd} \leq F_{t, Rd}$	Boulons HR précontraints
<p>Notations :</p> <p><math>F_{v, Sd, ser}</math> effort de cisaillement de calcul exercé par boulon à l'état limite de service  <math>F_{v, Sd}</math> effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite ultime  <math>F_{v, Rd}</math> résistance de calcul au cisaillement par boulon  <math>F_{b, Rd}</math> résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon  <math>F_{v, Rd, ser}</math> résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite de service  <math>F_{s, Rd}</math> résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite ultime  <math>F_{t, Sd}</math> effort de traction de calcul par boulon à l'état limite ultime  <math>F_{t, Rd}</math> résistance de calcul en traction par boulon</p>		

Le tableau 2 donne les valeurs de  $\beta_w$ ,  $f_u$  et  $\gamma_{Mw}$  pour les aciers usuels.

Pour les soudures à clin de longueur utile  $L_j$  supérieure à 150a,  $\beta_{Lw}$  est donnée par l'expression :

$$\beta_{Lw} = 1,2 - 0,2 \frac{L_j}{150a} \quad (17)$$

Pour tous les autres cas  $\beta_{Lw}$  est égal à 1.

### 1.3.2 Assemblages boulonnés

#### 1.3.2.1 Catégories d'assemblages et critères

L'EC3-DAN distingue cinq catégories d'assemblages boulonnés suivant :

- le mode de fonctionnement : par boulons précontraints résistant au cisaillement par frottement ou par boulons résistant au cisaillement par pression diamétrale ;
- le type d'effort à transmettre : cisaillement ou traction.

Le tableau 3 récapitule les principales caractéristiques ainsi que les critères de résistance correspondant à chacune des catégories.

N'importe laquelle des cinq catégories peut être utilisée pour réaliser un assemblage d'éléments tendus. Nous n'examinerons cependant en détail ici que les assemblages de la catégorie A et D utilisant des boulons non précontraints. Les assemblages avec boulons précontraints sont abordés dans l'article sur les composants fléchis [C 2 552]. Les résistances de calcul des boulons pour les assemblages des catégories A et D sont définies dans le tableau 4. Les résistances à la traction  $f_{ub}$  des différentes classes de boulons sont données dans le tableau 5. Le tableau 6 donne, pour les diamètres des boulons usuels, les valeurs des aires des sections filetée  $A_S$  et brute A.

Les boulons soumis simultanément à des efforts de cisaillement et de traction doivent satisfaire à la fois les critères des catégories A et D du tableau 3 ainsi que la condition supplémentaire suivante :

$$\frac{F_{v, Sd}}{F_{v, Rd}} + \frac{F_{t, Sd}}{1,4F_{t, Rd}} \leq 1 \quad (18)$$

**Tableau 4 – Résistance de calcul des boulons non précontraints**

Résistance au cisaillement par plan de cisaillement

- si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon
  - pour les classes 4.6, 5.6, 6.6 et 8.8

$$F_{v, Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_S}{\gamma_{Mb1}}$$

- pour les classes 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9

$$F_{v, Rd} = \frac{0,5 f_{ub} A_S}{\gamma_{Mb1}}$$

- si le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon

$$F_{v, Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A}{\gamma_{Mb1}}$$

Résistance à la pression diamétrale

$$F_{b, Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{Mb1}}$$

où  $\alpha$  est la plus petite des valeurs suivantes :

$$\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1,0$$

Résistance en traction

$$F_{t, Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_S}{\gamma_{Mb2}}$$

Notations

 $A$  aire de la section brute du boulon $A_S$  aire de la section filetée du boulon $d$  diamètre du boulon $d_0$  diamètre du trou $\gamma_{Mb1}$  coefficient partiel de sécurité pour la résistance au cisaillement = 1,25 $\gamma_{Mb2}$  coefficient partiel de sécurité pour la résistance en traction  
= 1,50**Tableau 5 – Valeurs de la limite d'élasticité  $f_{yb}$  et de la résistance à la traction  $f_{ub}$  des boulons**

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ ..... (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}$ ..... (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	600	800	1 000

**Tableau 6 – Aires des sections filetées et non filetées des boulons**

Diamètre du boulon ..... (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	36
Aire section non filetée $A$ ..... (mm <sup>2</sup> )	50,3	78,5	113,1	154,0	201,0	254,0	314,0	380,0	452,0	573,0	707,0	1 018
Aire section filetée $A_S$ ..... (mm <sup>2</sup> )	36,6	58,0	84,3	115,0	157,0	192,0	245,0	303,0	353,0	469,0	561,0	817,0

La résistance au cisaillement  $F_{v, Rd}$  doit être minorée par un coefficient  $\beta_{Lf}$  si la distance  $L_j$  entre les centres des éléments d'attache situés aux extrémités, mesurée dans la direction de transmission des efforts (figure 22) est supérieure à 15  $d$ ,  $d$  étant le diamètre nominal des boulons.

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d} \quad (19)$$

avec  $0,75 \leq \beta_{Lf} \leq 1,0$ 

Dans les cas où l'effort de traction est transmis à travers un assemblage constitué de semelles flexibles comme sur la figure 23, les déformations de celle-ci créent un effort additionnel  $Q$  appelé force de levier qui vient s'ajouter à l'effort nominal dans les boulons. L'effet levier est négligeable pour des platines épaisses ou des platines munies de raidisseurs. Dans le cas général, la capacité des assemblages en T prenant en compte l'effet levier peut être évaluée suivant le paragraphe 3.3 de l'annexe J de l'EC3-DAN. Les caractéristiques de ce type d'assemblage étant définies sur la figure 24, la

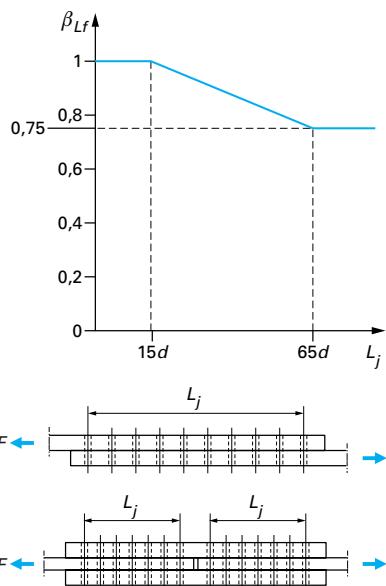


Figure 22 – Coefficient minorateur pour assemblages longs

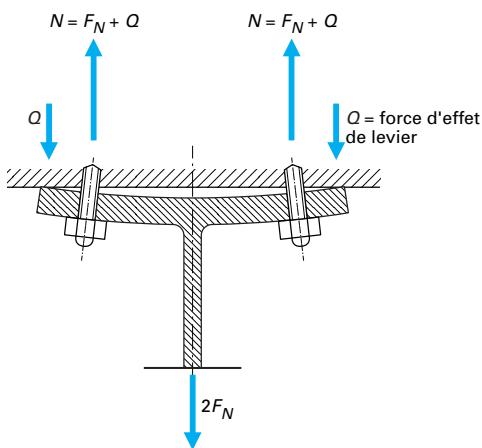


Figure 23 – Effet levier

résistance de calcul  $N_{t,Rd}$  est donnée par la plus petite des valeurs correspondant aux trois modes de ruine indiquées sur la figure 25 :

$$N_{t,Rd} = \text{Min} \left( \frac{4M_{pl,Rd}}{m}, \frac{2M_{pl,Rd} + n \sum B_{t,Rd}}{m+n}, \sum B_{t,Rd} \right) \quad (20)$$

avec

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25\ell t_f^2 f_y}{\gamma_{M0}} \quad (21)$$

$B_{t,Rd}$  résistance de calcul à la traction d'un boulon unique ( $F_{t,Rd}$  tableau 4),  $n = \inf(e_{min}, 1,5 m)$ ,  $e_{min}$ ,  $m$  et  $\ell$  étant définis sur la figure 24.

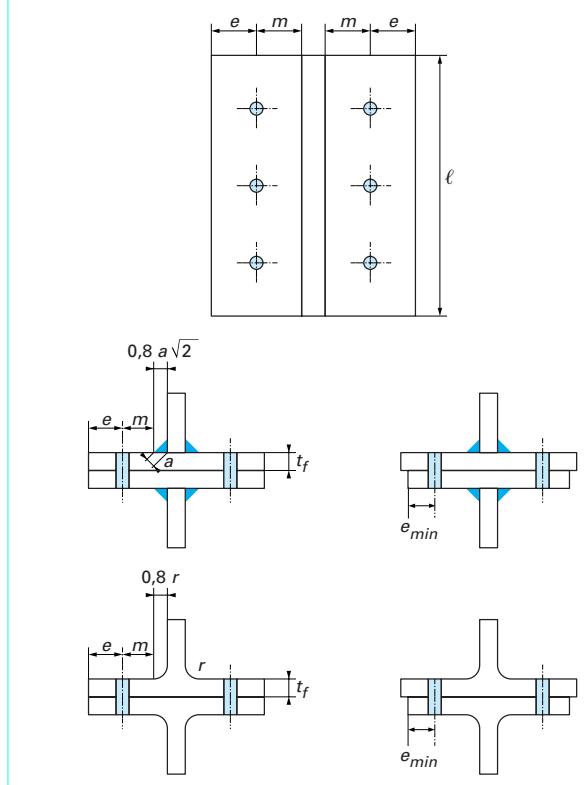


Figure 24 – Dimensions d'un tronçon d'assemblage en T

### 1.3.2.2 Dispositions constructives

Dans un assemblage boulonné quelconque, les trous de boulons sont positionnés par les pinces  $e_1$  et les entre-axes  $p_1$  comme illustré sur la figure 26. On rappelle qu'une pince désigne la distance entre le centre d'un trou de fixation et le bord de la pièce. La pince est dite longitudinale lorsque la distance est mesurée dans la direction de l'effort et transversale si la distance est mesurée dans la direction perpendiculaire. L'entraxe est la distance entre trous de fixation adjacents dans la direction considérée.

Les valeurs à donner aux pinces  $e_1$  et  $e_2$  et aux entraxes  $p_1$  et  $p_2$  doivent être comprises entre des valeurs minimales qui ont pour but de prévenir l'assemblage contre le risque de déchirure des tôles assemblées et des valeurs maximales qui permettent d'éviter la corrosion ou le voilement local.

En règle générale, les trous de fixation d'un assemblage doivent vérifier :

$$1,5d_0 \leq e_1 \leq \inf(12t, 150 \text{ mm})$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \inf(12t, 150 \text{ mm})$$

$$3d_0 \leq p_1 \leq \inf(14t, 200 \text{ mm})$$

avec  $d_0$  diamètre du trou,  
 $t$  épaisseur du plat le plus mince située sur l'extérieur.

Les trous normalisés pour les boulons des catégories A et D doivent être réalisés avec les tolérances suivantes :

- 1 mm pour les boulons M12 et M14 ;
- 2 mm pour les boulons M16 à M24 ;
- 3 mm pour les boulons M27 et au-delà.

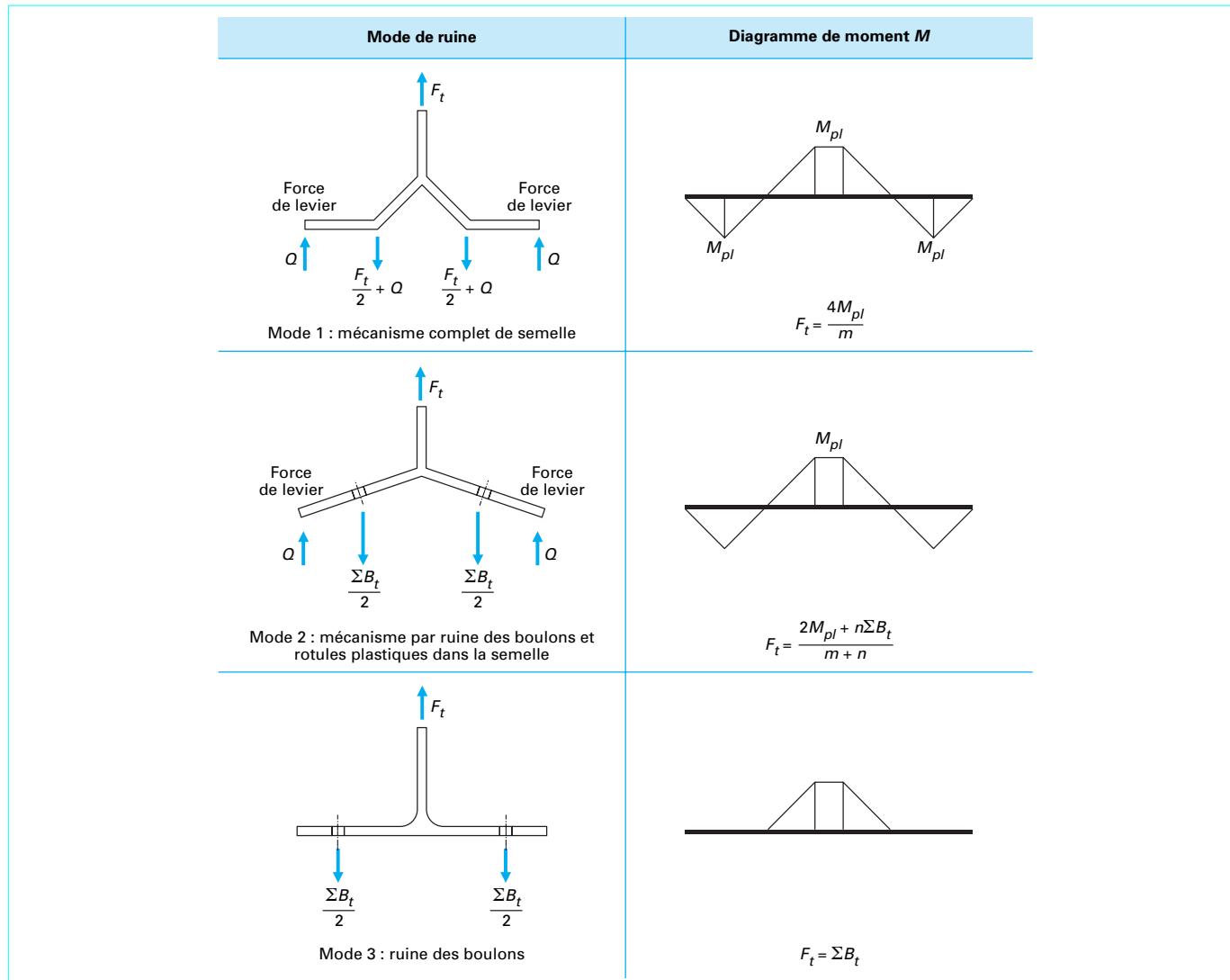


Figure 25 – Modes de ruine de la semelle d'un tronçon d'assemblage en T

### 1.3.3 Attaches de suspentes

À titre d'illustration des principales recommandations des précédents paragraphes, considérons l'attache d'une suspente de plancher sous une ferme.

Le plancher et les charges d'exploitation qu'il reçoit sont tels que l'effort de calcul dans la suspente considérée vaut :

$$N_{Sd} = 250 \text{ kN}$$

La suspente est supposée réalisée avec deux UPN 80 ( $A = 1100 \text{ mm}^2$ ) en acier NF S 235 ( $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ). Le dessin de la figure 27 montre le principe retenu pour attacher la suspente ; celle-ci est soudée sur un élément intermédiaire qui est un demi H, boulonné sous la semelle de la membrure inférieure de la ferme.

Avant tout dimensionnement des différents éléments de l'attache, il faut s'assurer que la section courante de la suspente peut trans-

mettre l'effort appliqué. On vérifie suivant les relations (4) et (5) que :

$$N_{Sd} = 250 \text{ kN} < N_{pl} = 2 \times 1100 \times 235 = 517 \text{ kN}$$

#### 1.3.3.1 Soudures des cornières sur le demi H

Les UPN sont attachés au demi H par quatre cordons d'angle latéraux ayant chacun une longueur  $\ell$  et une gorge  $a = 5 \text{ mm}$ . Les relations (15) et (16) permettent de déduire la résistance de calcul par unité de longueur de soudure  $F_{w,Rd}$ .

D'après le tableau 2,  $f_u = 36 \text{ daN/mm}^2$  ;  $\beta_w = 0,8$  ;  $\gamma_{Mw} = 1,25$ .

En supposant que  $L_j < 150a$ , ce que l'on peut vérifier a posteriori, on a,  $\beta_{L,w} = 1$ .

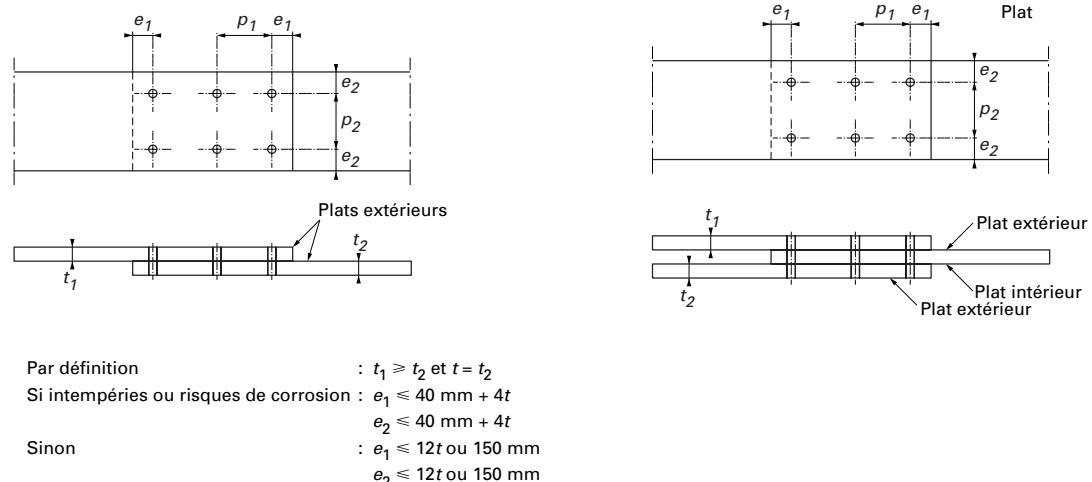


Figure 26 – Positionnement des trous pour boulons

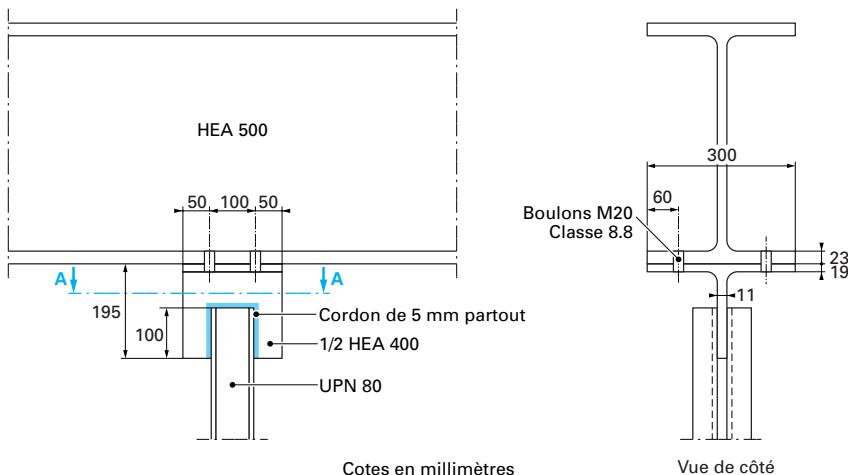


Figure 27 – Attache de suspente d'un petit plancher sous une poutre

On en déduit :

$$F_{w,Rd} = a \beta_{Lw} \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{Mw}} = 1,039 \text{ kN/mm}$$

La longueur  $\ell$  de cordon juste nécessaire pour transmettre l'effort de calcul est obtenue à partir de la relation (14) :

$$4\ell \geq \frac{N_{Sd}}{F_{w,Rd}} = \frac{250}{1,039} = 240 \text{ mm}$$

Au niveau d'un prédimensionnement, il convient de se donner une certaine marge pour pouvoir reprendre des efforts plus importants si le projet venait à évoluer. Une règle simple peut consister à attacher la capacité de la résistance à la traction de la suspente soit  $N_{pl} = 517 \text{ kN}$ . Avec la même résistance de calcul que précédemment, on en déduit :  $\ell \geq 124 \text{ mm}$ . On retiendra une longueur intermédiaire de 100 mm de façon à ne pas gêner la mise en place des boulons.

Les cordons latéraux de 5 mm sont complétés par des cordons frontaux de 5 mm de gorge afin d'assurer l'étanchéité. Ces deux cordons frontaux constituent une réserve de résistance supplémentaire non prise en compte dans le dimensionnement.

### 1.3.3.2 Choix du demi H et vérifications

Un compromis économique entre l'épaisseur de semelle requise pour limiter l'effet levier et la hauteur nécessaire pour attacher les UPN et mettre en place les boulons est donné par un demi HEA 400 en acier NF S 235 ( $\gamma_{M0} = 1,0$ ).

Vérification de la section A-A (figure 27) à la traction :

$$N_{pl}(\text{section A-A}) = \gamma_{M0} A f_y = 1 \times (200 \times 11) \times 23,5 = 51\,700 \text{ daN} > N_{Sd} = 25\,000 \text{ daN}$$

**Vérification de l'assemblage boulonné :**

La semelle du demi HEA 400 est attachée sous la ferme par quatre boulons de 20 mm de diamètre nominal ( $A_S = 245 \text{ mm}^2$ , cf. tableau 6) et de classe 8.8 ( $f_{ub} = 800 \text{ MPa} = 80 \text{ daN/mm}^2$ , cf. tableau 5). La capacité de l'assemblage boulonné est obtenue par la relation (20).

D'après les définitions de la figure 24, les paramètres géométriques  $t_f$ ,  $m$  et  $n$  valent dans notre cas :  $t_f = 19 \text{ mm}$  ;  $e_{min} = 60 \text{ mm} = n$  ;  $m = 150 - \frac{11}{2} - 0,8 \times 27 - 60 = 62,9 \text{ mm}$  ;  $\ell = 200 \text{ mm}$ .

On en déduit :

$$\sum B_{t, Rd} = 4F_{t, Rd} = 4 \times \frac{0,9f_{ub}A_S}{\gamma_{Mb2}} = \frac{4 \times 0,9 \times 80 \times 245}{1,5} = 47\ 040 \text{ daN}$$

$$\frac{4M_{pl, Rd}}{m} = \frac{4 \times 0,25t_f^2\ell f_y}{\gamma_{M0}m} = \frac{4 \times 0,25 \times 19^2 \times 200 \times 23,5}{1,0 \times 62,9} = 26\ 975 \text{ daN}$$

$$\frac{2M_{pl, Rd} + n\sum B_{t, Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 0,25 \times 19^2 \times 200 \times 23,5 + 60 \times 47\ 040}{62,9 + 60} = 29\ 868 \text{ daN}$$

donc :

$$N_{t, Rd} = 26\ 975 \text{ daN} > N_{Sd} = 25\ 000 \text{ daN}$$

Dans l'exemple retenu, on constate que le mode de ruine dimensionnant est celui du mécanisme de la semelle induit par l'effet levier (mode 1 de la figure 25). Cet effet levier est négligeable lorsque le dimensionnement de l'attache boulonnée est gouverné par la rupture des boulons, ce qui peut être obtenu en augmentant l'épaisseur de la semelle de façon à ce que :

$$\frac{2M_{pl, Rd} + n\sum B_{t, Rd}}{m+n} \geq \sum B_{t, Rd} \Rightarrow M_{pl, Rd} \geq \frac{m}{2} \sum B_{t, Rd} \quad (22)$$

Pour l'exemple traité ici, en considérant que seule l'épaisseur de la semelle varie, la condition (22) donne  $t_f \geq 35 \text{ mm}$ .

En résumé, pour l'assemblage considéré, l'effet levier est négligeable dès que la plus petite épaisseur des semelles de l'assemblage est égale à au moins 35 mm.

## 1.4 Conception

La conception d'un élément consiste à choisir la section la plus appropriée, compte tenu des critères de résistance d'une part et des critères d'ordre économique et technologique d'autre part.

**Critères de résistance**

À partir d'une estimation de l'effort de calcul de l'élément  $N_t$ , l'aire de la section brute  $A$  de l'élément doit permettre de vérifier les critères de résistance énumérés au paragraphe 1.2.  $A$  doit vérifier les relations suivantes :

$$A \geq \frac{\gamma_{M0}N_t}{f_y}$$

et

$$\text{Min } A_{net} \geq \frac{\gamma_{M2}N_t}{0,9f_u}$$

**Critères d'ordre économique et technologique**

Ils comprennent :

- l'approvisionnement des matières : certaines sections sont plus chères que d'autres et elles ne sont pas toutes faciles à trouver ;
- le montage : structure soudée ou boulonnée ;
- la plus ou moins grande facilité à réaliser des attaches : plus l'attache est simple, plus elle est facile à calculer, à fabriquer et à monter ;
- la minimisation du coût de maintenance : certaines sections sont plus faciles que d'autres à entretenir.

### 1.4.1 Avantages et inconvénients des différents types de section

Les sections les plus fréquemment utilisées sont représentées sur la figure 28.

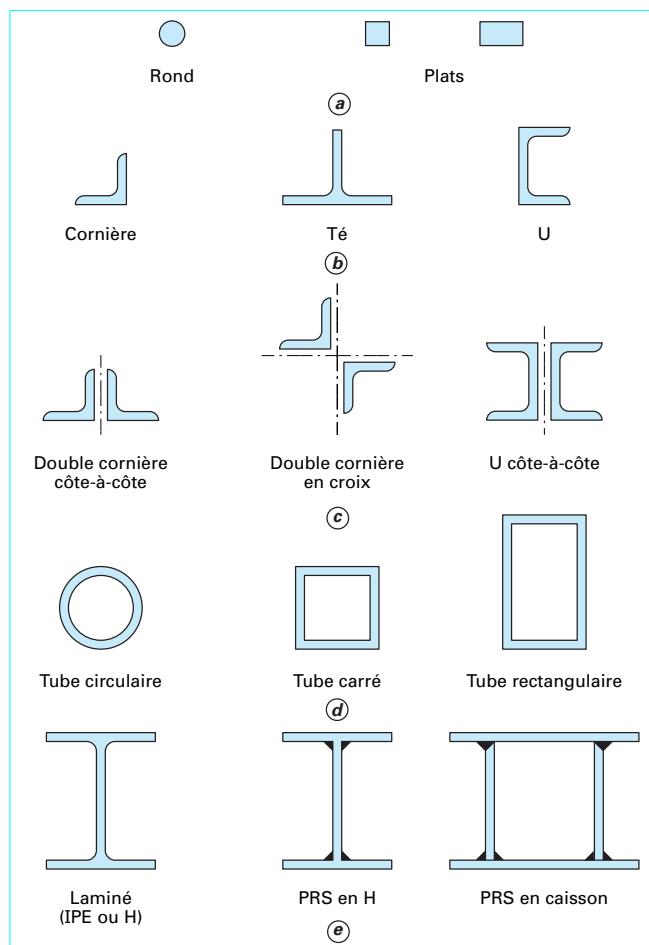


Figure 28 – Sections usuelles pour composants tendus

Le **rond plein** (figure 28 a) est la section la plus simple mais il présente plusieurs inconvénients :

- il se déforme facilement sous son poids propre, ce qui nécessite des précautions au transport et lors du montage ;
- les attaches ne sont pas simples à réaliser et nécessitent en général le filetage des extrémités ; des raccordements avec manchons et embouts filetés sont parfois indispensables car il n'est pas toujours possible d'obtenir des forges les longueurs adéquates ;
- il vibre très facilement sous l'effet d'un vent modéré (instabilité par tourbillons de Von Karman).

Le rond plein est utilisé essentiellement aujourd'hui dans les bâtiments comme tirants d'ancrage, liernes, suspentes ou tirants dans certains ouvrages du fait de sa finesse esthétique. Rappelons que les liernes servent en général d'appuis vis-à-vis de la flexion transversale des pannes ou des lisses de bardage.

Les **plats** présentent le même inconvénient de flexibilité que le rond plein mais ils sont plus faciles à attacher. Les plats peuvent être utilisés comme barres de contreventement, de suspentes ou de tirants lorsque les efforts en jeu ne sont pas très importants, par exemple pour servir d'appuis ou stabiliser un petit plancher.

Les **cornières**, les **Té** ou les **U** (figure 28 b) sont des profilés dont les attaches sont très faciles à réaliser. Ils sont en général utilisés dans des treillis légers comme par exemple les poutres au vent horizontales sur les longs-pans de bâtiment industriel : les profilés en **Té** comme membrures, les **U** ou les **cornières** comme montants et diagonales. Leur inconvénient principal est que par construction, les efforts attachés sont excentrés et créent des moments secondaires dans l'attache dont il faut tenir compte.

Les situations où les efforts appliqués sont beaucoup plus importants, comme sur les fermes en treillis des bâtiments industriels lourds abritant des ponts roulants, nécessitent le recours aux **sections jumelées** de la figure 28 c. Ces sections permettent de réaliser des attaches symétriques et donc d'éliminer une source d'excentricité tout en continuant à bénéficier de la facilité de réalisation des attaches. Il convient de prévoir des plats de liaison intermédiaires permettant de réduire la flexibilité des composants lors de leur manutention et de répartir les efforts de façon aussi uniforme que possible sur les différents composants.

L'application de peinture sur les profilés composés lors des travaux d'entretien n'est pas toujours aisée. Pour les cas où les problèmes de corrosion sont critiques et où les coûts de maintenance doivent être optimisés, on retiendra les **profils fermés de section circulaire ou rectangulaire** (figure 28 d). Leur utilisation doit néanmoins tenir compte :

- du fait que les attaches sont en général moins faciles à réaliser ;
- du coût plus élevé des matières ; par rapport aux profils ouverts, le prix unitaire varie du simple au double.

Les tubes de section circulaire sont utilisés pour les plates-formes offshore à la fois pour leur efficacité vis-à-vis de la corrosion et pour leur moindre écran relatif aux effets de la houle. Les tubes sont également utilisés pour tous les ouvrages où la qualité esthétique est recherchée.

Il convient de mentionner que l'utilisation des tubes autorise des liaisons directes entre les éléments sans adjonction de gousset. L'annexe KK de l'EC3-DAN définit les dispositions constructives à adopter et donne les formules permettant de calculer les résistances des différents types de jonctions entre profils fermés qu'ils soient circulaires ou rectangulaires.

Les tubes utilisés en construction métallique sont obtenus par étirage dans les forges ou par roulage et soudage des tôles chez un fabricant.

Outre les profils fermés, les laminés à larges ailes H ou à ailes plus petites IPE (figure 28 e) peuvent être utilisés à la place des profils jumelés car ils sont aussi plus faciles à manutentionner et à protéger contre la corrosion tout en permettant une transmission symétrique des efforts.

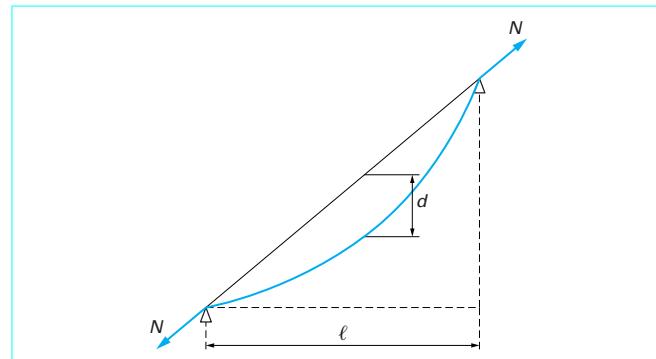


Figure 29 – Caractéristiques géométriques d'un câble

Pour les treillis très lourds comme ceux des ponts-routes ou ponts-rails, il sera fait appel à des poutres reconstituées soudées (PRS) pour atteindre la section optimale souhaitée. Ces sections peuvent être, suivant les besoins, des profils fermés ou caissons ou des profils ouverts en H.

#### 1.4.2 Structures à câbles

Les câbles sont utilisés lorsqu'il faut transmettre des efforts de traction très importants à travers les sections les plus réduites possibles. Les câbles sont constitués de fils d'acier à très haute résistance avec des limites à la rupture variant entre 1 600 MPa et 1 900 MPa, et des modules d'élasticité qui varie selon la technologie de fabrication du câble (tableau 7). On pourra se reporter à l'article (cf. [C 2 580], ref. [6]) pour plus de détails sur les différentes technologies existantes.

Tableau 7 – Module d'élasticité efficace et coefficient minorateur de résistance des câbles

Type de câble	Module d'élasticité efficace sous chargement $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta_c$
fils à haute résistance soit isolés, soit en câbles à fils parallèles	200 000	1
câbles clos	170 000	1
câbles hélicoïdaux d'un pas de toronnage d'au moins dix fois le diamètre du câble	150 000	0,95
câbles torsadés	< 120 000	0,9

Les câbles présentent la particularité de n'avoir pratiquement aucune rigidité à la flexion ou à la compression, ce qui exige qu'ils soient toujours tendus pour remplir leur fonction dans une structure.

Un câble n'est droit que s'il est vertical. Incliné, il prend la forme connue de la chaînette (figure 29). Tout accroissement de la tension dans le câble se traduit par :

- un allongement élastique linéaire classique [relation (2)] ;
- un allongement géométrique non linéaire résultant de la réduction de la flèche  $d$ .

L'analyse des structures comportant des câbles exige en toute rigueur le recours à des calculs non linéaires ou au second ordre. Toutefois, dans la majorité des cas, une utilisation judicieuse des analyses linéaires classiques suffit à obtenir des résultats précis.

En pratique, pour les analyses élastiques au premier ordre, le câble est modélisé comme une barre confondue avec la corde du câble et dont le module d'Young correspond au module tangent ou module d'élasticité efficace  $E$  du câble.  $E$  est donné par l'expression suivante :

$$E = \frac{E_0}{1 + \frac{\rho^2 \ell^2 E_0}{12 \sigma^3}} \quad (23)$$

avec  $\rho$  densité efficace du câble, c'est-à-dire le poids brut par unité de longueur (y compris la protection du câble, etc.) divisé par la section transversale nette d'acier,  $A_{net}$ ,  
 $\ell$  portée horizontale du câble,  
 $\sigma$  contrainte de traction dans le câble, sous l'effet du chargement considéré,  
 $E_0$  module d'élasticité de l'acier du câble.

Pour les calculs préliminaires, les valeurs de  $E$  données dans le tableau 7 peuvent être utilisées.

$E$  dépend de  $\sigma$  mais en pratique, dans le domaine d'utilisation habituel,  $E$  varie assez peu avec  $\sigma$  et peut par conséquent être supposé constant. L'Eurocode 3-partie 2 considère notamment que les résultats de l'analyse linéaire au premier ordre avec un module tangent constant sont satisfaisants si la variation de  $E$  est inférieure à 5 % lorsque le module est évalué successivement avec les charges minimale et maximale dans le câble à l'état limite de service.

Par ailleurs, une analyse linéaire d'une structure à câbles nécessite un réglage ; des calculs itératifs doivent être menés afin que tous les éléments câbles soient tendus dans toutes les situations et que la géométrie finale calculée de la structure coïncide avec celle qui est projetée.

L'analyse d'une structure à câble doit également prendre en compte les effets de précharge du câble. Dans une analyse au premier ordre, le précharge ou la prétenion est introduite sous la forme d'un raccourcissement  $\Delta\varepsilon$  de la barre équivalente à travers un chargement thermique fictif. En rappelant que la relation qui lie le raccourcissement de la barre et la variation uniforme de la température  $\Delta T$  imposée à la barre est :

$$\Delta\varepsilon = \alpha \Delta T$$

avec  $\alpha$  le coefficient d'expansion thermique du câble, et en tenant compte des relations (2) et (3) la variation de température  $\Delta T$  est liée au précharge  $N$  par la relation :

$$\Delta T = \frac{N}{\alpha E A_{net}} \quad (24)$$

Les câbles sont à choisir dans les catalogues des fournisseurs qui donnent toutes les informations permettant d'effectuer le dimensionnement. Les sections nettes sont notamment données dans les catalogues suivant le diamètre et la technologie.

En section courante, suivant l'Eurocode 3-partie 2 l'effort de calcul maximal  $N_{sd}$  résultant des combinaisons d'états limites ultimes doit vérifier :

$$N_{sd} \leq N_{ult} = \beta_c \frac{A_{net} f_u}{\gamma_M} \quad (25)$$

avec  $A_{net}$  section transversale résistante nette d'acier,

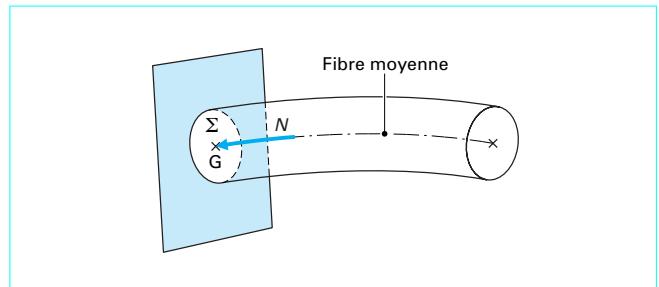


Figure 30 – Section courante  $\Sigma$  soumise à un effort de compression

$f_u$	résistance caractéristique des fils constituant le câble, prise égale à la valeur nominale spécifiée de la contrainte de rupture,
$\beta_c$	coefficient minorateur qui rend compte des contraintes existantes entre les fils du câble, donné dans le tableau 7,
$\gamma_M$	coefficient partiel de sécurité, pris égal à 1,8.

Enfin, un grand soin doit être apporté à la conception des attaches ou ancrages des haubans. En effet, ces ancrages constituent des maillons faibles du fait des efforts de flexion et de frottement entre les fils ou torons qui tendent à réduire la capacité de résistance du câble. Par ailleurs, ce sont des zones sujettes à de la corrosion. On se reportera à l'Eurocode 3-partie 2 pour une revue détaillée et exhaustive des règles à observer.

## 2. Composants comprimés

### 2.1 Définitions et domaine d'utilisation

Un composant est dit comprimé ou en compression pure lorsque ses extrémités sont soumises à des efforts qui imposent un rétrécissement uniforme à toutes ses fibres. Dans une section quelconque, la résultante des efforts se réduit à un effort normal appliqué au centre de gravité de la section et dirigé vers l'intérieur de l'élément (figure 30).

Les relations (1), (2) et (3) s'appliquent également aux composants comprimés en considérant  $N$  comme l'**effort de compression**.

Les composants comprimés ont cette particularité qu'au-delà d'un certain niveau de l'effort de compression, des instabilités géométriques apparaissent. Ces instabilités de forme qui affectent les parois de la section ou de l'élément dans son ensemble vont restreindre le domaine de validité des relations (1), (2) et (3) et par conséquent limiter l'efficacité de la matière utilisée.

Differents constituants fondamentaux des ossatures métalliques sont des composants comprimés : les **poteaux de bâtiment**, les **membrures comprimées de treillis** (figure 2), certaines **diagonales des systèmes de contreventement** (figure 3), les **arcs de pont bow-string** (figure 5). Des appellations spécifiques désignent parfois certains composants comprimés : **bracon**, **jambe de force** ou **contre-fiche** pour une barre inclinée servant d'appui à une poutre (figure 31), **chandelle**, **étai** ou **béquille** pour des poteaux secondaires généralement articulés à leurs deux extrémités (figure 32).

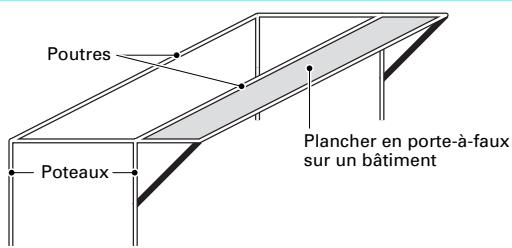


Figure 31 – Bracon ou contrefiche

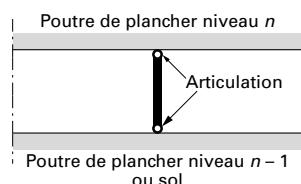


Figure 32 – Poteau secondaire, étai, béquille ou chandelle

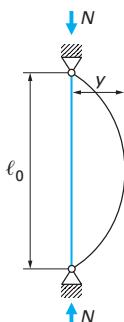


Figure 33 – Modèle d'Euler

## 2.2 Comportement et dimensionnement

Les modes de ruine d'un composant comprimé comprennent :

- la plastification complète de la section courante ;
- le voilement local des parois de la section ;
- le flambement du composant.

La plastification complète de la section courante entraîne des déformations importantes pour tout effort supérieur au seuil de plastification. C'est un mode de ruine que l'on peut rencontrer sur des pièces très courtes ou massives. Dans la plupart des cas, les composants comprimés atteignent leurs seuils d'instabilité par voilement local ou flambement d'ensemble avant le seuil de plastification.

### 2.2.1 Flambement

Le flambement est le mode de ruine prépondérant et le plus dangereux des composants comprimés. Il se traduit par une déformation de flexion brutale du composant à partir d'un niveau donné de l'effort de compression.

Le cas le plus simple de flambement est celui du poteau articulé à ses deux extrémités et soumis à un effort de compression pure (figure 33). Le poteau est supposé parfaitement droit à l'état initial. Le caractère stable ou instable du poteau se manifeste lorsque l'on applique au poteau une petite perturbation sous la forme d'un petit déplacement transversal  $y$ . L'équilibre est stable lorsque le poteau revient à sa position initiale dès que l'on supprime la perturbation. Le flambement se produit lorsque, en augmentant  $N$ , on atteint un niveau de l'effort où le poteau ne revient pas à son état initial après la suppression de la perturbation ; l'équilibre est devenu instable, rendant le poteau impropre à sa fonction.

Euler a été le premier au XVIII<sup>e</sup> siècle à formaliser le problème du flambement et à déterminer la valeur frontière de  $N$  qui sépare les deux régimes de comportement du poteau. Cette valeur frontière théorique de l'effort de compression est appelée charge critique d'Euler.

La charge critique d'Euler pour un composant comprimé, articulé aux deux extrémités (figure 33) est donnée par l'expression :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\ell_0^2} \quad (26)$$

avec  $E$  module d'Young,  
 $I$  moment d'inertie de la section de l'élément pour le plan de flambement considéré,  
 $\ell_0$  longueur de l'élément.

De façon plus générale, pour des conditions aux limites quelconques, on démontre que la charge critique d'Euler s'écrit :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K\ell_0)^2} \quad (27)$$

où  $K$  est un coefficient permettant de définir une longueur de flambement équivalente à celle d'une poutre simplement appuyée. On pose habituellement :

$$\ell = K\ell_0 \quad (28)$$

avec  $\ell$  longueur de flambement de la barre,  
 $\ell_0$  longueur réelle de la barre.

Les essais effectués sur des profilés réels montrent que le flambement se produit toujours pour des charges inférieures à la charge critique d'Euler. Ce résultat s'explique par la présence d'imperfections géométriques et de contraintes résiduelles résultant du processus de fabrication et de montage. La théorie d'Euler a cependant le mérite de mettre en évidence le paramètre géométrique essentiel du phénomène : l'élançement  $\lambda$  ou l'élançement réduit  $\bar{\lambda}$ . En effet, la contrainte critique d'Euler déduite de la relation (27) fait apparaître  $\lambda$ . Si  $A$  est l'aire de la section du poteau, la contrainte critique d'Euler s'écrit :

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{\ell^2} \frac{I}{A} = \frac{\pi^2 E}{\ell^2} i^2 = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (29)$$

avec  $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$  rayon de giration de la section pour le plan de flambement considéré,  
 $\lambda = \frac{\ell}{i}$  élançement de l'élément.

Afin de comparer les résultats des différents essais, on rend la relation (29) sans dimension en introduisant une valeur particulière de  $\lambda$ ,  $\lambda_1$ , qui donne une contrainte critique d'Euler égale à la limite élastique :

$$f_y = \frac{\pi^2 E}{\lambda_1^2} \quad (30)$$

En divisant membre à membre la relation (29) par la relation (30), on obtient :

$$\chi = \frac{\sigma_{cr}}{f_y} = \frac{\frac{\pi^2 E}{\lambda^2}}{\frac{\pi^2 E}{\bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{\bar{\lambda}^2} \quad (31)$$

$\chi = \frac{\sigma_{cr}}{f_y}$  désigne la contrainte critique d'Euler réduite et  $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$

l'élançement réduit du composant dans le plan de flambement considéré. Les résultats des essais effectués sur les éléments comprimés sont alors représentés sous forme de courbes dans le plan  $(\bar{\lambda}, \chi)$ .

Les nombreux essais réalisés sous l'égide du CECM (Convention européenne de la construction métallique) ont été rassemblés par l'Eurocode 3 sous la forme de quatre courbes différentes a, b, c et d (figure 30). Ces courbes montrent très clairement que la contrainte critique d'Euler rend assez bien compte de la réalité pour des élançements réduits supérieurs à 1,6. En dessous de cette valeur, dans le domaine d'utilisation courant des profils, la contrainte critique réelle est nettement plus faible qu'elle donnée par Euler.

La résistance caractéristique d'un profilé à l'état limite ultime de flambement est complètement définie par le coefficient de réduction  $\chi$  à appliquer à la limite élastique. Conformément à l'EC3-DAN,  $\chi$  est déterminé comme suit :

— le tableau 8 permet de choisir la courbe de flambement appropriée ;

— le tableau 9 donne la valeur du facteur d'imperfection  $\alpha$  correspondant à la courbe de flambement retenue ;

— l'expression analytique des courbes de flambement de la figure 34 permet alors de calculer le coefficient de réduction  $\chi$  :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (32)$$

avec :

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (33)$$

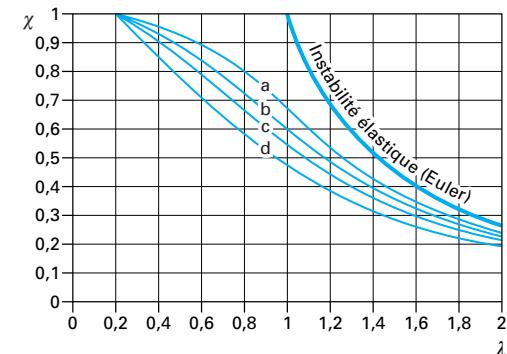


Figure 34 – Coefficient de réduction  $\chi$  en fonction de l'élançement réduit  $\bar{\lambda}$

Tableau 8 – Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de section	Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
Sections en I laminées			
Section en I laminée simple (profilé I)	$h/b > 1,2$ : $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	a b
Section en I laminée double (profilé IPE)	$h/b \leq 1,2$ : $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b c d
Section en I soudées			
Section en I soudée simple (profilé I)	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b c
Section en I soudée double (profilé IPE)	$t_f > 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	c d

Tableau 8 – Choix de la courbe de flambement correspondant à une section (suite)

Type de section	Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
Sections creuses	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid en utilisant $f_{yb}$ (1)	quel qu'il soit	b
	formées à froid en utilisant $f_{ya}$ (1)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	$y - y$ $z - z$	c
Sections en U, L, T et sections pleines		quel qu'il soit	c

(1) définis au § 5.5.1.4 et figure 5.5.2 de l'EC3-DAN

Tableau 9 – Facteurs d'imperfection

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection $\alpha$	0,21	0,34	0,49	0,76

La section d'un profilé ayant deux plans de flambement possibles,  $\chi$  doit être déterminé pour chacun des deux plans et la valeur la plus faible des deux sera retenue pour le dimensionnement de l'élément.

Nous utilisons dans le texte indifféremment les notions d'**axe de flambement** et de **plan de flambement**. Il convient de préciser que l'axe de flambement tel qu'il apparaît dans le tableau 8 désigne l'axe autour duquel fléchit le composant lors du flambement alors que le plan de flambement correspond au plan dans lequel le composant se déforme ; l'axe de flambement est orthogonal au plan de flambement.

## 2.2.2 Voilement local

Le voilement local des parois d'une section est un phénomène d'instabilité géométrique analogue dans son principe à celui du flambement : à partir d'un certain niveau de contrainte, une paroi de la section fléchit brutalement. À la différence du flambement, cette instabilité n'affecte qu'une petite partie de l'élément comme le montre la figure 35. Le phénomène est gouverné par le rapport largeur sur épaisseur de la paroi  $b/t$  tel que défini en [C 2 550, tableaux 13, 14, 15, 16 et 17], les imperfections initiales, les contraintes résiduelles d'élaboration ou de fabrication des profilés, la limite élastique et les conditions aux limites de la paroi.

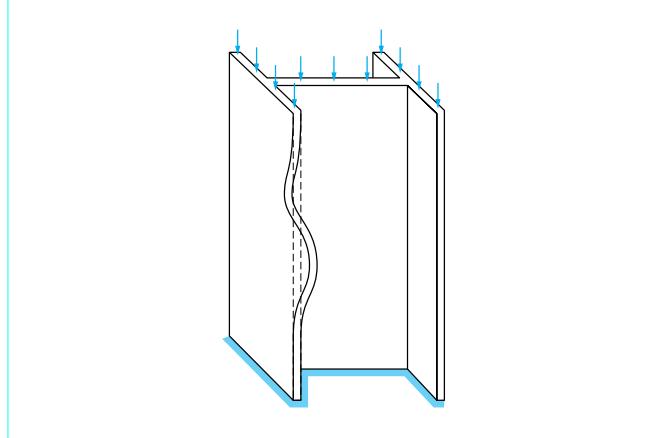


Figure 35 – Voilement local de semelle

En pratique, suivant les conditions citées en [C 2 550, tableaux 13, 14, 15, 16 et 17], il n'y a risque de voilement local que pour les sections de classe 4. De façon générale, les sections choisies pour les composants comprimés seront de classes 1, 2 ou 3 afin d'éliminer tout risque de voilement local. Dans le cas où des considérations d'optimisation conduisent à utiliser des sections de classe 4, il faut utiliser dans les calculs de vérification de la section, la section efficace du profilé telle que définie par le paragraphe 5.3.5 de l'EC3-DAN.

### 2.2.3 Critères de dimensionnement

Pour dimensionner un élément comprimé, il faut faire le choix d'une section et des conditions aux limites de l'élément, déterminer la valeur de calcul de l'effort de compression  $N_{Sd}$  et vérifier que :

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (34)$$

La résistance de calcul d'un composant comprimé  $N_{Rd}$  dépend de l'élancement réduit et de la classe de la section retenue. Selon l'EC3-DAN quatre cas peuvent se présenter.

#### Cas 1 : $\bar{\lambda} \leq 0,2$ et section transversale de classe 1 ou 2 ou 3

Il n'y a ni risque de flambement, ni risque de voilement local. Toute la capacité de résistance élastique de la section peut être utilisée. La résistance de calcul de la section est donnée par le seuil de plastification :

$$N_{Rd} = N_{pl} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (35)$$

avec  $A$  aire de la section brute,  
 $f_y$  limite élastique du matériau,  
 $\gamma_{M0}$  coefficient partiel de sécurité du matériau,  
 $\gamma_{M0} = 1,0$  si l'acier utilisé bénéficie de la marque NF (Norme française) acier sinon  $\gamma_{M0} = 1,1$ .

#### Cas 2 : $\bar{\lambda} \leq 0,2$ et section transversale de classe 4

Il n'y a pas de risque de flambement simple mais risque de voilement local. Il en résulte que :

$$N_{Rd} = \frac{A_{eff}f_y}{\gamma_{M1}} \quad (36)$$

avec  $A_{eff}$  aire efficace de la section déterminée selon le paragraphe 5.3.5 de l'EC3-DAN,  
 $f_y$  limite élastique du matériau,  
 $\gamma_{M1}$  coefficient partiel de sécurité de résistance des sections de classe 4,  $\gamma_{M1} = 1,1$ .

#### Cas 3 : $\bar{\lambda} > 0,2$ et section transversale de classe 1 ou 2 ou 3

Il n'y a pas de risque de voilement local mais risque de flambement simple. La résistance de calcul de la section est alors donnée par la relation :

$$N_{Rd} = \chi \frac{Af_y}{\gamma_{M1}} \quad (37)$$

avec  $\chi$  coefficient de réduction défini par la relation (32),

$\gamma_{M1}$  coefficient partiel de sécurité de résistance des éléments aux instabilités,  $\gamma_{M1} = 1,1$ .

#### Cas 4 : $\bar{\lambda} > 0,2$ et section transversale de classe 4

Il y a à la fois risque de voilement local et risque de flambement simple et :

$$N_{Rd} = \chi \frac{A_{eff}f_y}{\gamma_{M1}} \quad (38)$$

avec  $\chi$  coefficient de réduction défini par la relation (32),

$\gamma_{M1}$  coefficient partiel de sécurité de résistance des éléments aux instabilités,  $\gamma_{M1} = 1,1$ .

Il convient de noter qu'il n'y a pas lieu de déduire les trous de fixation dans les composants comprimés sauf si ces trous sont des trous surdimensionnés (diamètres supérieurs aux diamètres normaux définis au § 1.3.2.2) ou des trous oblongs. On suppose ainsi implicitement que les boulons remplissent les trous normaux des éléments en compression.

### 2.2.4 Détermination pratique de la longueur de flambement

La détermination de la longueur de flambement du composant constitue l'étape la plus délicate de son dimensionnement. La longueur de flambement d'un composant dépend des conditions de déplacements et de rotations à ses deux extrémités. Les différentes conditions aux limites possibles se répartissent en deux catégories suivant que les deux noeuds de l'élément sont bloqués en translation ou pas.

#### 2.2.4.1 Cas des modes d'instabilité à noeuds fixes ou non déplaçables

Les deux noeuds de l'élément sont bloqués en translation mais les conditions de rotation peuvent être quelconques. La longueur de flambement  $\ell$  du composant est toujours inférieure ou égale à sa longueur d'épure  $\ell_0$  :  $\ell \leq \ell_0$ . Les cas a, b et c du tableau 10 illustrent quelques modes d'instabilité à noeuds fixes.

Tableau 10 – Valeurs de  $K$  pour le calcul de la longueur de flambement

Mode propre fondamental de flambement rotation et translation fixes						
rotation libre et translation fixe						
rotation fixe et translation libre						
rotation et translation libres						
Valeurs théoriques	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	$\geq 2$
Valeurs de calcul pour conditions d'appuis approchées	0,65	0,8	1,0	1,2	2,1	(cf. § 2.2.4.3)

D'après la relation (28)  $K \leq 1/\ell$  et par conséquent  $K$  seront d'autant plus petits que les raideurs en rotation aux extrémités seront élevées. Pour les situations d'instabilité à noeuds fixes, prendre la longueur d'épure  $\ell_0$  pour la longueur de flambement est toujours une hypothèse conservative.

Les valeurs données dans le tableau 10 peuvent être utilisées pour les conditions extrêmes de raideur en rotation des noeuds :

- raideur nulle pour une articulation (cas *b* et *c* du tableau 10) ;
- raideur infinie pour un encastrement (cas *a* et *b* du tableau 10).

Les résultats des modes d'instabilité à noeuds fixes s'appliquent :

- aux poteaux d'ossatures contreventées dans tous les cas ;
- aux poteaux d'ossatures non contreventées mais faisant l'objet d'une analyse globale au second ordre.

En effet, dans ce dernier cas, les effets du second ordre liés aux déplacements relatifs des noeuds sont pris en compte dans l'analyse globale. La résistance du composant est alors vérifiée en ne considérant que la déformée locale de l'élément supposé articulé à ses deux extrémités et maintenu latéralement.

#### 2.2.4.2 Cas des modes d'instabilité à noeuds déplaçables

On considère que les modes d'instabilité sont à noeuds déplaçables, lorsqu'il y a un déplacement relatif entre les deux extrémités de l'élément et que les efforts de calcul de l'élément proviennent d'une analyse globale au premier ordre.

La longueur de flambement dans ce cas est toujours supérieure ou égale à la longueur d'épure :  $\ell \geq \ell_0 \Rightarrow K \geq 1$ .

Les cas *d*, *e* et *f* du tableau 10 illustrent quelques situations d'instabilité à noeuds déplaçables. Les valeurs de  $K$  à utiliser sont celles recommandées pour le calcul car les conditions parfaites d'articulation ou d'encastrement ne sont pas réalisées en pratique.

#### 2.2.4.3 Cas des poteaux d'ossatures de bâtiment

La méthode décrite dans l'annexe E de l'EC3-DAN permet une détermination plus précise de la longueur de flambement pour les poteaux d'ossatures de bâtiment car elle permet de tenir compte de la raideur réelle en rotation des noeuds. La procédure est la suivante :

— un élément de poteau, situé entre deux niveaux du bâtiment, est schématisé comme sur la figure 36 ;

- à chaque noeud, est défini un facteur de distribution  $\eta$  :

• au noeud 1

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad (39)$$

• au noeud 2

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \quad (40)$$

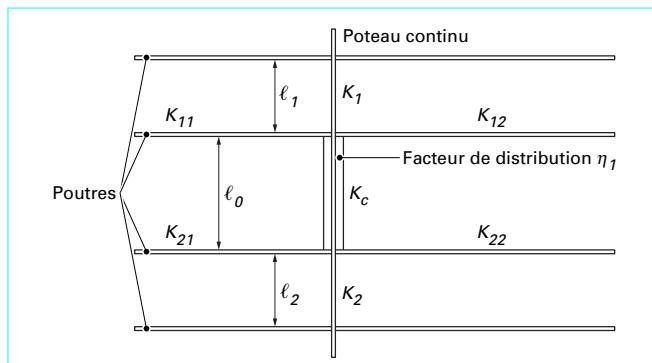


Figure 36 – Schématisation des tronçons de poteau continu

avec  $K_c$

$$K_1 = \frac{I_1}{\ell_1} \text{ et } K_2 = \frac{I_2}{\ell_2} \quad \text{rigidités des tronçons de poteau adjacents,}$$

$K_{ij}$

rigidité du tronçon de poteau considéré  $= I/\ell_0$ ,  $I$  étant le moment d'inertie correspondant au plan de flambement considéré,

rigidités effectives des poutres ; ces rigidités peuvent être déterminées à partir du tableau 11 lorsque les poutres ne sont pas soumises à des efforts axiaux et que les poutres restent élastiques sous les moments de calcul.

Les facteurs de rigidité  $\eta_1$  et  $\eta_2$  sont ensuite utilisés pour déterminer  $K$  le coefficient de longueur de flambement par :

- la figure 37 si le mode d'instabilité est à modes fixes,
- la figure 38 si le mode d'instabilité est à modes déplaçables.

Alternativement,  $K$  peut être déterminé par les formules empiriques suivantes :

- mode d'instabilité à noeuds fixes

$$K = \frac{\ell}{\ell_0} = 0,5 + 0,14(\eta_1 + \eta_2) + 0,055(\eta_1 + \eta_2)^2 \quad (41)$$

- mode d'instabilité à noeuds déplaçables

$$K = \frac{\ell}{\ell_0} = \left[ \frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,60\eta_1\eta_2} \right]^{0,5} \quad (42)$$

Tableau 11 – Rigidité effective d'une poutre

Condition de maintien en rotation à l'extrémité opposé de la poutre	Rigidité effective $K_{ij}$ de la poutre $I_b$ et $L_b$ sont respectivement l'inertie et la longueur de la poutre
Encastrée	$1,0 I_b/L_b$
Articulée	$0,75 I_b/L_b$
Rotation égale à celle de l'extrémité adjacente (double courbure)	$1,5 I_b/L_b$
Rotation égale et opposée à celle de l'extrémité adjacente (simple courbure)	$0,5 I_b/L_b$
Cas général : rotation $\theta_a$ à l'extrémité adjacente et $\theta_b$ à l'extrémité opposée	$(1,0 + 0,5 \theta_b/\theta_a) I_b/L_b$

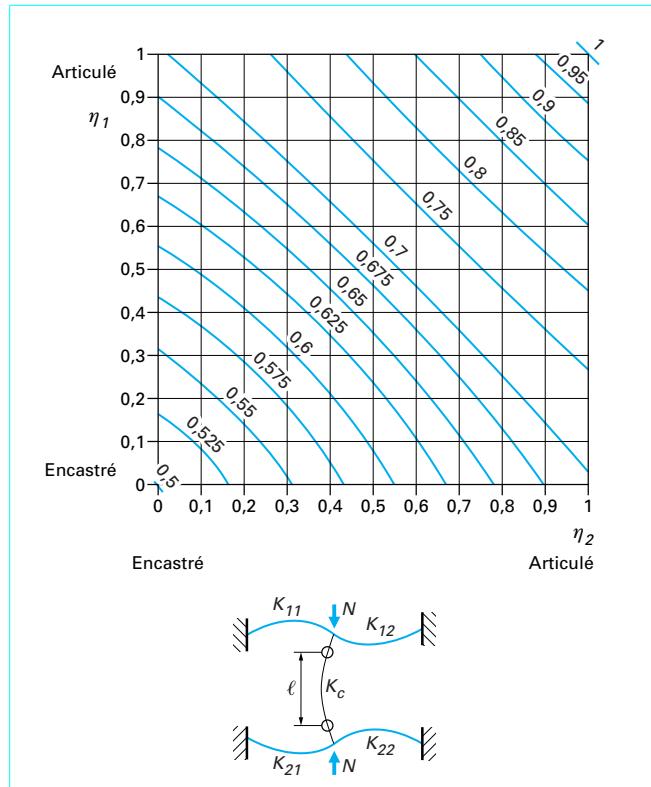


Figure 37 – Valeurs de  $K = \ell/\ell_0$  d'un poteau dans un mode de flambement à nœuds fixes

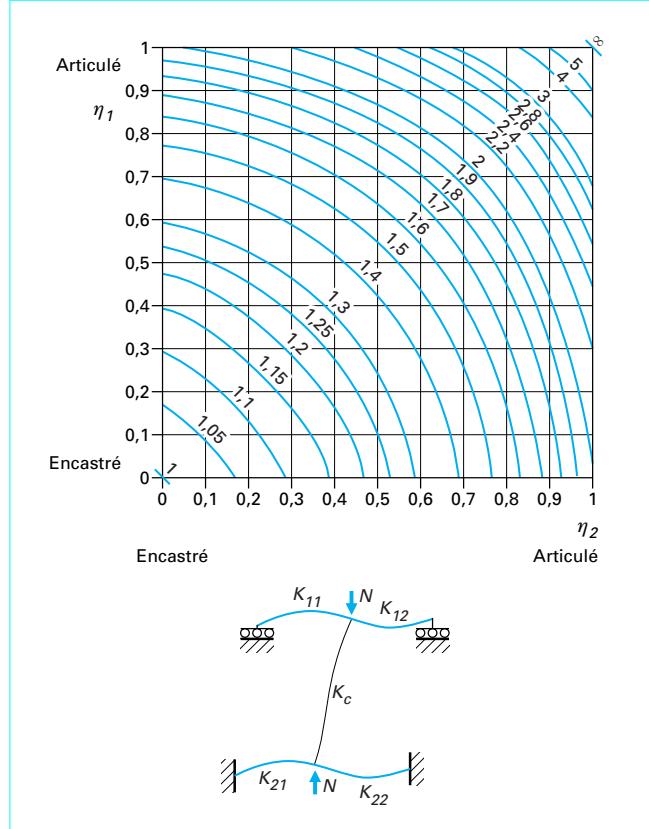


Figure 38 – Valeurs de  $K = \ell/\ell_0$  pour un poteau dans un mode de flambement à nœuds déplaçables

## 2.3 Conception

### 2.3.1 Procédure de conception

La procédure générale de conception d'un élément comprimé comprend les étapes suivantes :

- 1 – choisir la section la plus appropriée en fonction des critères économiques et technologiques ainsi que de la nuance d'acier correspondante ;
- 2 – déterminer la classe de la section en fonction des critères de [C 2 550, tableaux 13, 14, 15, 16 et 17] ;
- 3 – déterminer la longueur de flambement  $\ell$  pour chacun des deux plans potentiels de flambement et en déduire l'élancement réduit maximal  $\bar{\lambda}$  ;
- 4 – sélectionner la courbe de flambement appropriée en fonction des indications du tableau 8 ;
- 5 – calculer le coefficient de réduction  $\chi$  et en déduire  $N_{R0}$  suivant l'un des quatre cas du paragraphe 1.2.3 ;
- 6 – l'élément est convenablement dimensionné si la relation (34) est vérifiée. Dans le cas contraire, il faut choisir une section plus résistante et reprendre les calculs à l'étape 2. Il convient toutefois d'examiner si des appuis intermédiaires permettant de réduire la longueur de flambement comme illustré sur la figure 39 ne représentent pas un choix plus avantageux que celui d'une section plus résistante. Les éléments servant d'appuis intermédiaires sont appelés barres de contre-flambement ; elles sont en général dimensionnées en compression avec un effort égal à 2 % de l'effort normal de calcul dans la barre de contreventement principale ;
- 7 – procéder à la vérification des assemblages de l'élément une fois celui-ci convenablement dimensionné.

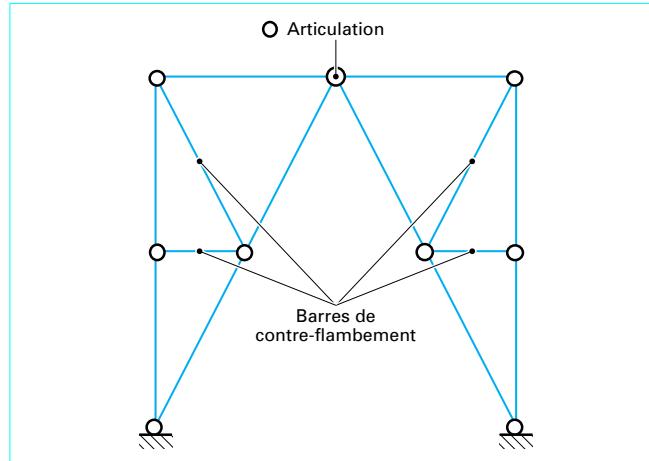


Figure 39 – Barres de contre-flambement

### 2.3.2 Avantages et inconvénients des différents types de section

Les critères économiques et technologiques à prendre à considération sont les mêmes que ceux énumérés au paragraphe 1.4 pour les composants tendus. Les sections habituellement utilisées pour les composants comprimés sont représentées sur la figure 40.

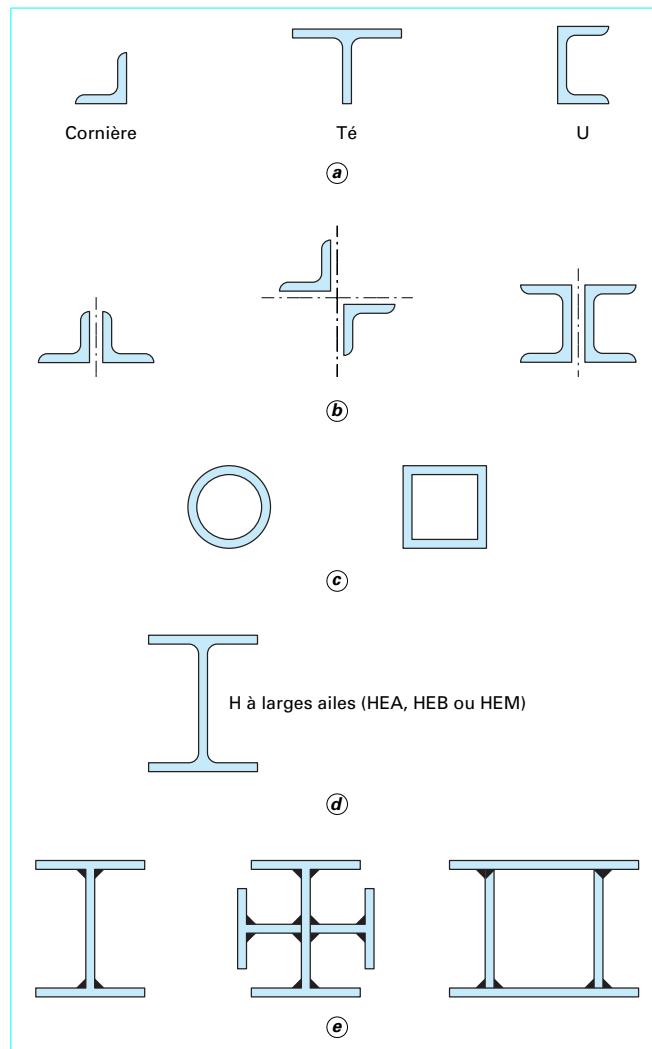


Figure 40 – Sections usuelles pour composants comprimés

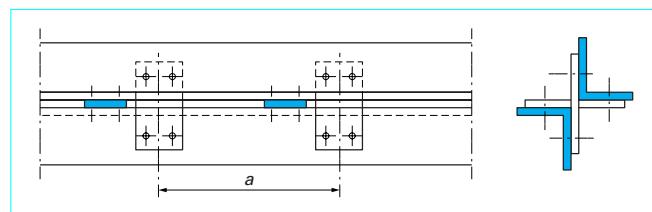


Figure 41 – Cornières jumelées montées en ailes de moulin (en croix)

Les **cornières simples** sont utilisées comme barres de contreventement pour des treillis très légers. Elles sont faciles à attacher mais la vérification des assemblages doit tenir compte des moments secondaires dus à l'excentrement des efforts.

La solution avec **double cornières** dans les différentes configurations de la figure 40 b permet de réduire significativement ces moments secondaires. Des éléments de liaison doivent être disposés le long de la barre à section composée de manière à solidariser

les deux cornières. Par exemple, les composants constitués de cornières disposées en ailes de moulin ou en croix (figure 41) peuvent être vérifiés comme un composant de section homogène si la longueur de flambement est la même dans les deux directions et si l'espacement  $a$  des paires de barrettes de liaison est inférieur ou égal à  $70 i_{min}$ ,  $i_{min}$  étant le rayon de giration minimal de la cornière. Pour les autres dispositions de cornières, on pourra s'appuyer sur la règle empirique de R. Delesque qui considère que les cornières sont solidaires si l'écartement maximal des liaisons est inférieur ou égal à  $50 i_{min}$ .

Les doubles cornières jumelées côté à côté ou les Té peuvent être utilisées comme membrure en compression des treillis légers.

Les tubes à **section circulaire ou carrée** (figure 40 c) sont particulièrement efficaces car ils présentent la même résistance élevée au flambement dans les deux directions de flexion. Par ailleurs, les tubes sont faciles à entretenir, offrent une moindre résistance au vent et présentent des qualités esthétiques indéniables. Les attaches des tubes sont en contrepartie plus coûteuses à réaliser car plus complexes. Les extrémités doivent être fermées pour assurer l'étanchéité vis-à-vis de la corrosion. Outre les usages déjà mentionnés au paragraphe 1.4.1, les tubes sont utilisés le plus souvent comme diagonales de contreventement vertical et horizontal de bâtiments lourds (cas par exemple des bâtiments supports de chaudière dans les centrales thermiques au charbon).

Les **sections à ailes larges en H** (type HEA ou HEB – figure 40 d) sont bien adaptées aux poteaux ou aux constituants de treillis lourds comme ceux des ponts-rails ou des ponts-routes.

Les poteaux de bâtiments très lourds nécessitent parfois le recours à des **poutres reconstituées soudées** (PRS – figure 40 e) afin d'optimiser la répartition de l'acier. Ces PRS peuvent être des sections ouvertes en H ou en croix lorsqu'il est nécessaire d'avoir des résistances équivalentes dans les deux plans de flambement. Pour des sections de grandes dimensions ( $> 600$  mm), les sections fermées ou en caisson sont plus économiques à fabriquer que les sections en croix. En effet, à résistance au flambement identique, le caisson nécessite un peu moins de matière et est plus facile à fabriquer que la section en croix beaucoup plus déformable lors du processus de fabrication et nécessitant un dispositif soigné pour éviter les déformations. Le choix entre section fermée et section en croix doit également prendre en compte le fait qu'il est beaucoup plus facile de venir attacher d'autres composants sur une section ouverte en croix.

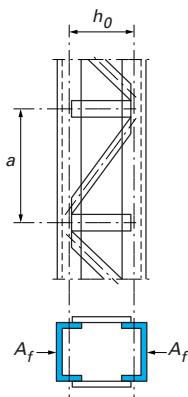
Outre les composants laminés et les PRS, les poteaux peuvent être réalisés avec des profils composés soit à treillis (figure 42), soit à traverses de liaison (figure 43). L'avantage principal des profils composés est leur très grande légèreté par rapport à un profil équivalent à âme pleine. La dépense en matière est optimale mais en contrepartie les coûts de fabrication sont très élevés du fait de nombreux assemblages à réaliser. Tous les constituants des profils composés doivent être vérifiés : on se reportera au paragraphe 5.9 de l'EC3-DAN pour un exposé exhaustif. Les poteaux de certaines halles industrielles lourdes (sidérurgie par exemple), des pylônes électriques, des grues à tour sont réalisés avec des profils composés.

### 2.3.3 Applications

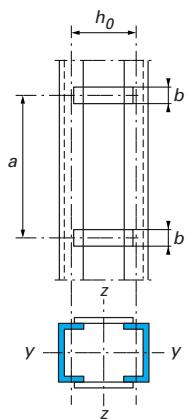
■ **Exemple 1** : soit le bracon de la figure 44 à dimensionner. Le bracon sert d'appui à une plate-forme située à l'extérieur des poteaux du bâtiment.

La réaction verticale totale de calcul à reprendre par le bracon est  $R = 140$  kN. Il résulte de la géométrie que l'effort dans le bracon vaut :

$$N_{Sd} = \frac{R}{\cos 45^\circ} = \sqrt{2}R = 198 \text{ kN}$$



**Figure 42 – Section composée à treillis**



**Figure 43 – Section composée à traverses de liaison**

Le bâtiment étant situé dans un milieu très corrosif, le bracón sera réalisé avec un tube. Plus particulièrement, il est retenu un tube laminé à chaud de 101,6 mm de diamètre extérieur et de 5 mm d'épaisseur en acier S 235. Les caractéristiques de la section sont par conséquent :

$$A = 1517 \text{ mm}^2$$

$$i = 34,2 \text{ mm}$$

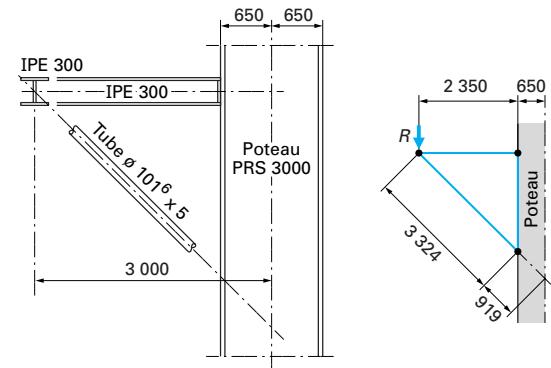
$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

Suivant les indications de [C 2 550, tableau 17],

$$\varepsilon = 1 \text{ et } \frac{d}{t} = \frac{101,6}{5} = 20,32 \leqslant 50\varepsilon^2 = 50 : \text{la section est de classe 1.}$$

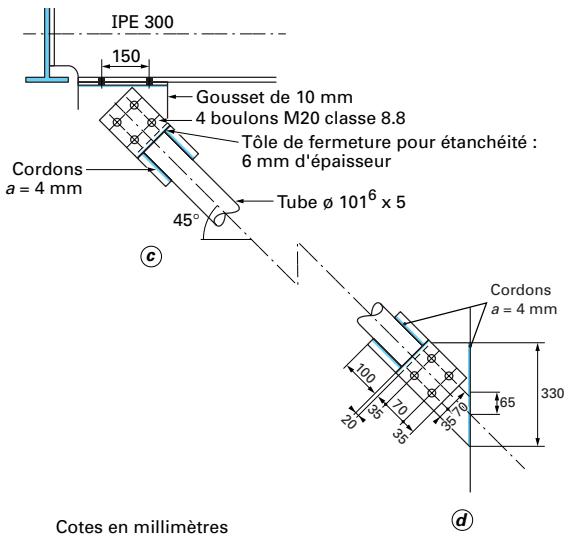
La longueur de flambement peut être prise égale à la longueur réelle du bracon conformément à la schématisation de la figure **44 b.**

$$\ell = 3\ 324 \text{ mm} \Rightarrow \lambda = \frac{3\ 324}{34,2} = 97,2$$



a

**b**



**Figure 44 – Bracon d'appui d'une plate-forme et attaches**

D'après la relation (30),

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210 \ 000}{235}} = 93,9 \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{97,2}{93,9} = 1,035$$

D'après le tableau 8, la courbe de flambement à utiliser est la courbe a.

Le tableau **9** donne  $\alpha = 0,21$ .

La relation (33) donne  $\phi = 1,123$ .

Par la relation (32) on déduit  $\gamma = 0,641$ .

Le composant étant de classe 1 et l'élancement réduit  $\bar{\lambda} > 0,2$ , il relève du cas 3 du paragraphe 2.2.3. On en déduit :

$$N_{Rd} = \chi \frac{Af_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,64 \times 1 \ 517 \times 235}{1 \ 000 \times 1,1} = 207,7 \text{ kN} > N_{Sd} = 198 \text{ kN}$$

Le dimensionnement du bracon est correct.

■ **Exemple 2** : soit un des poteaux intérieurs du bâtiment de [C 2 550, figure 1]. La figure 45 schématise les conditions aux limites : dans le plan  $xz$  qui est le plan du portique, le poteau flambe

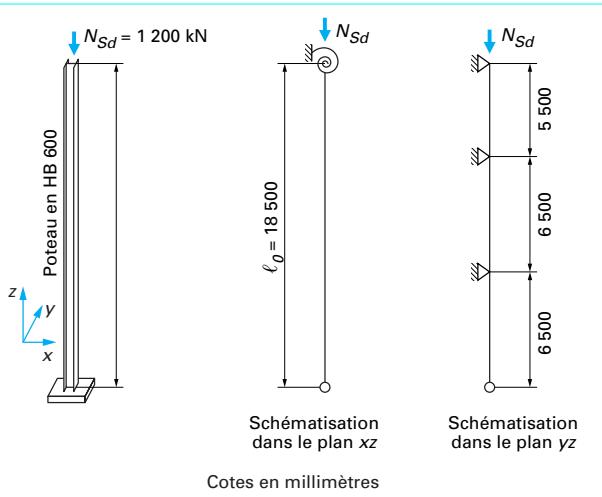


Figure 45 – Schématisation pour prédimensionnement d'un poteau

dans un mode d'instabilité à nœuds déplaçables avec une articulation en pied et un encastrement élastique en tête. Dans le plan yz, le poteau flambe dans un mode à nœuds fixes du fait de la présence de barres de contreventement dans cette direction.

Le poteau est soumis à un effort de compression pure :  $N_{Sd} = 1 200$  kN.

Le profil retenu est un laminé HEB 600 en acier S 235 dont les caractéristiques de la section sont :

$$\begin{aligned} A &= 270 \text{ cm}^2 & I_{b0} &= 107 200 \text{ cm}^4 \\ I_y &= 171 000 \text{ cm}^4; & i_y &= 25,17 \text{ cm} \\ I_x &= 13 530 \text{ cm}^4; & i_x &= 7,08 \text{ cm} \\ f_y &= 225 \text{ N/mm}^2 \text{ (cf. norme NF EN 10025)} \end{aligned}$$

Suivant les indications de [C 2 550, tableaux 13 et 15],  $\varepsilon = 1$  :

— âme comprimée avec  $\frac{d}{t_w} = \frac{486}{15,5} = 31,4 \leq 33\varepsilon = 33$  donc c'est une âme de classe 1 ;

— semelle en console avec  $\frac{c}{t_f} = \frac{150}{30} = 5 \leq 10\varepsilon = 10$  donc c'est une semelle de classe 1.

La section retenue est donc de classe 1. Il convient de noter que les catalogues de profils laminés donnent maintenant directement la classe de la section suivant les critères de l'EC3-DAN.

#### • Flambement dans le plan xz

La longueur de flambement dans ce plan est déterminée par la méthode exposée au paragraphe 2.2.4.3 pour les modes d'instabilité à nœuds déplaçables.

En pied, le poteau est articulé donc  $\eta_2 = 1$ .

En tête, le poteau est encastré élastiquement sur la poutre donc :

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{12}}$$

$$K_c = \frac{I_y}{l_0} = \frac{171 000}{1 850} = 92,43$$

Le tableau 11 donne pour une poutre à double courbure :

$$K_{12} = 1,5 \frac{I_{b0}}{\ell_{b0}}$$

La poutre étant un HEB 500 d'une portée de 14 m, on en déduit :

$$K_{12} = 1,5 \frac{107 200}{1 400} = 114,86$$

donc

$$\eta_1 = \frac{92,3}{92,3 + 114,86} = 0,446$$

Les abaques de la figure 38 ou la formule (42) donne :

$$K = \frac{\ell}{l_0} = 2,436 \Rightarrow \ell = 2,436 \times 18,5 = 45,06 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_y = \frac{\ell}{i_y} = \frac{4 506}{25,17} = 179 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{179}{93,9} = 1,907$$

D'après le tableau 8, on a  $\frac{h}{b} = 2 > 1,2$  et  $t_f = 30 < 40$  mm donc :

— la courbe de flambement à utiliser est la courbe a ;

— le tableau 9 donne  $\alpha = 0,21$  ;

— la relation (33) donne  $\phi = 2,498$ .

Par la relation (32) on déduit :  $\chi = 0,243$ .

Le composant étant de classe 1 et l'élancement réduit  $\bar{\lambda} > 0,2$ , il relève du cas 3 du paragraphe 2.2.3. On en déduit :

$$N_{Rd,y} = \chi \frac{Af_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,243 \times 27 000 \times 225}{1 000 \times 1,1} = 1 342 \text{ kN} > N_{Sd} = 1 200 \text{ kN}$$

#### • Flambement dans le plan yz

Le bâtiment étant contreventé dans ce plan le poteau est tenu en translation à différents niveaux. La plus grande longueur entre appuis  $l_0$  est 6,5 m. Le mode de flambement étant à nœuds fixes, on peut de façon conservatrice prendre pour longueur de flambement, la longueur  $l_0$ .

$$\Rightarrow \lambda_x = \frac{\ell}{i_x} = \frac{650}{7,08} = 91,8 \Rightarrow \bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_1} = \frac{91,8}{93,9} = 0,978$$

D'après le tableau 8, on a  $\frac{h}{b} = 2 > 1,2$  et  $t_f = 30 < 40$  mm donc :

— la courbe de flambement à utiliser est la courbe b ;

— le tableau 9 donne  $\alpha = 0,34$  ;

— la relation (33) donne  $\phi = 1,111$ .

Par la relation (32), on déduit  $\chi = 0,611$ .

Le composant étant de classe 1 et l'élancement réduit  $\bar{\lambda} > 0,2$ , il relève du cas 3 du paragraphe 2.2.3. On en déduit :

$$N_{Rd,x} = \chi \frac{Af_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,611 \times 27 000 \times 225}{1 000 \times 1,1} = 3 374 \text{ kN} > N_{Sd} = 1 200 \text{ kN}$$

Le mode de flambement critique est celui du plan xz car il donne la résistance de calcul la plus faible.

Le dimensionnement est toutefois correct.

■ **Exemple 3.** Soit la diagonale D de la poutre à treillis en N soumis aux charges de calcul suivant la figure 46 a.

La longueur de la diagonale entre points d'épure est :

$$l_0 = \sqrt{3^2 + 2^2} = 3,6 \text{ m.}$$

L'effort tranchant maximal dans le panneau contenant la diagonale D est :  $T = 50 \times \frac{3}{2} = 75 \text{ kN}$ .

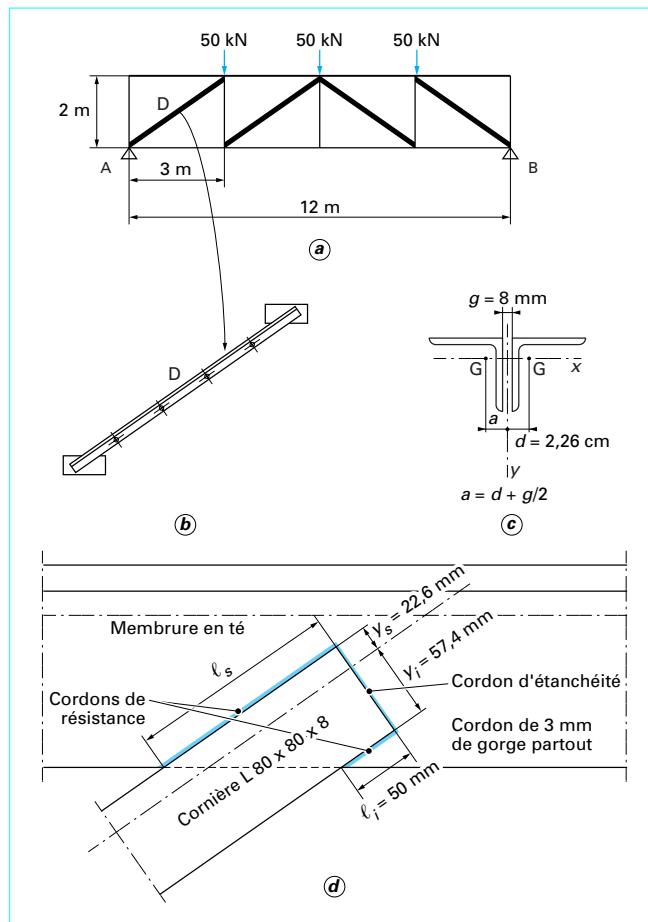


Figure 46 – Diagonale d'une poutre treillis en N et ses attaches

L'effort de compression maximal dans la diagonale est obtenu en écrivant l'équilibre des efforts au nœud A donc  $N_{Sd} = 75 \times \frac{3,6}{2} = 135 \text{ N}$ .

La section retenue est constituée de deux cornières de  $80 \times 80 \times 8$  en acier S 275, espacées de 8 mm et reliées entre elles par quatre boulons (figure 46 b).

Les caractéristiques de la section composée sont calculées comme suit à partir des caractéristiques d'une cornière relevées dans une table ( $A_c = 12,27 \text{ cm}^2$ ;  $I_{cx} = I_{cy} = 72,25 \text{ cm}^4$ ;  $d = 2,26 \text{ cm}$ ;  $a = 2,66 \text{ cm}$ ):

$$\begin{aligned} A &= 2 \times 12,27 = 24,54 \text{ cm}^2 \\ I_y &= 2 A_c a^2 + 2 I_{cy} = 318,1 \text{ cm}^4; i_y = 3,6 \text{ cm} \\ I_x &= 2 I_{cx} = 144,5 \text{ cm}^4; i_x = 2,43 \text{ cm} \\ f_y &= 275 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Les critères de [C 2 550, tableau 17] donnent :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924; \frac{h+b}{2t} = \frac{160}{16} = 10 < 11,5\varepsilon = 10,6$$

donc la section est de classe 3.

#### • Flambement dans le plan perpendiculaire au plan moyen de la poutre

Conformément aux indications du paragraphe 5.8 de l'EC3-DAN, la longueur de flambement  $\ell_y$  est prise égale à la longueur entre points d'épure  $\ell_0$ .

$$\Rightarrow \lambda_y = \frac{\ell}{i_y} = \frac{360}{3,6} = 100 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_x}{\lambda_1} = \frac{100}{86,82} = 1,152$$

D'après le tableau 8 :

- la courbe de flambement à utiliser est la courbe c ;
- le tableau 9 donne  $\alpha = 0,49$  ;
- la relation (33) donne  $\phi = 1,397$ .

Par la relation (32) on déduit  $\chi = 0,457$ .

Le composant étant de classe 3 et l'élançement réduit  $\bar{\lambda} > 0,2$ , il relève du cas 3 du paragraphe 2.2.3. On en déduit :

$$N_{Rd,y} = \chi \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,457 \times 2454 \times 275}{1000 \times 1,1} = 280 \text{ kN} > N_{Sd} = 135 \text{ kN}$$

#### • Flambement dans le plan moyen de la poutre

Suivant les dispositions du paragraphe 5.8 de l'EC3-DAN, la longueur de flambement  $\ell_x$  peut être prise égale à 0,9 fois la longueur entre points d'épure  $\ell_0$  si le degré de fixation des cornières sur les membrures est suffisant ; nous supposerons que cette situation est réalisée ici.

$$\Rightarrow \lambda_x = \frac{\ell}{i_x} = \frac{0,9 \times 360}{2,43} = 133 \Rightarrow \bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_1} = \frac{133}{86,82} = 1,536$$

D'après le tableau 8 :

- la courbe de flambement à utiliser est la courbe c ;
- le tableau 9 donne  $\alpha = 0,49$  ;
- la relation (33) donne  $\phi = 2,007$ .

Par la relation (32), on déduit  $\chi = 0,303$ .

Le composant étant de classe 3 et l'élançement réduit  $\bar{\lambda} > 0,2$ , il relève du cas 3 du paragraphe 2.2.3. On en déduit :

$$N_{Rd,x} = \chi \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,303 \times 2454 \times 275}{1000 \times 1,1} = 186 \text{ kN} > N_{Sd} = 135 \text{ kN}$$

Le dimensionnement est correct.

## 2.4 Assemblages

À l'exception de la vérification de la section nette, toutes les règles énoncées au paragraphe 1.3 s'appliquent également aux assemblages de composants comprimés. Les deux exemples traité ci-après permettent d'illustrer quelques solutions d'attachments et les vérifications requises.

■ **Exemple 4 :** les figures 44 c et 44 d décrivent la conception retenue pour les attaches du bracon de l'exemple 1. Nous nous intéressons ici à la vérification de l'assemblage de la figure 44 d ; le bracon est muni à son extrémité d'un plat boulonné sur un gousset lui-même soudé sur la semelle du poteau.

#### • Vérification des soudures de liaison entre le tube et le plat d'extrémité

La liaison est assurée par quatre cordons d'angle ayant chacun 100 mm de long et 4 mm de gorge.

La résultante des efforts de calcul par unité de longueur de soudure est :

$$F_{w, Sd} = \frac{N_{Sd}}{4\ell} = \frac{198\ 000}{4 \times 100} = 495 \text{ N/mm}$$

Les relations (15) et (16) donnent la résistance de calcul par unité de longueur du cordon de 4 mm :

$$F_{w, Rd} = \beta_{Lw} \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{Mw}} a = 1 \times \frac{360/\sqrt{3}}{0,8 \times 1,25} \times 4 = 831 \text{ N/mm} > F_{w, Sd}$$

en utilisant les valeurs du tableau 2 pour l'acier S 235.

#### • Vérification de la paroi du tube au cisaillement

La valeur de calcul de l'effort tranchant total dans les sections cisaillées est  $V_{Sd} = N_{Sd} = 198 \text{ kN}$ .

La valeur de calcul de la résistance au cisaillement  $V_{pl, Rd}$  est donnée par la relation :

$$V_{pl, Rd} = A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 4 \times 100 \times 5 \times \frac{235/\sqrt{3}}{1,0 \times 1\ 000} = 271 \text{ kN} > V_{Sd}$$

#### • Vérification des boulons

La liaison boulonnée est réalisée avec quatre boulons M20 de classe 8.8 non précontraints et travaillant au cisaillement simple ; l'attache appartient à la catégorie A du tableau 3. On en déduit les résultats suivants :

— effort de cisaillement sur un boulon :

$$F_{v, Sd} = \frac{N_{Sd}}{4} = \frac{198\ 000}{4} = 49,5 \text{ kN}$$

— résistance au cisaillement d'un boulon :

$$F_{v, Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 94 \text{ kN} > F_{v, Sd}$$

en utilisant les informations des tableaux 4, 5 et 6

— résistance à la pression diamétrale : d'après le paragraphe 1.3.2.2, le diamètre d'un trou normal  $d_0$  pour un boulon M20 est 22 mm

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; 1\right) = 0,530$$

donc

$$F_{b, Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \times 0,530 \times 360 \times 20 \times 10}{1,25} = 76 \text{ kN} > F_{v, Sd}$$

#### • Vérification de la soudure du gousset sur la semelle du poteau

Le gousset est attaché à la semelle du poteau par deux cordons de 4 mm de gorge ; la longueur par cordon est 330 mm. L'excentricité entre le point d'application de l'effort et l'axe neutre des cordons se traduit par un moment secondaire dont il faut tenir compte dans l'évaluation des contraintes dans les soudures. Les différentes contraintes dans les soudures peuvent être calculées comme suit :

— contrainte de cisaillement parallèle au cordon :

$$f_v = \frac{140\ 000}{2 \times 330 \times 4} = 53 \text{ N/mm}^2$$

— contrainte normale au cordon :

$$f_a = \frac{140\ 000}{2 \times 330 \times 4} + \frac{140\ 000 \times 65 \times 165}{23\ 958\ 000} = 116 \text{ N/mm}^2$$

— contrainte résultante dans les soudures :

$$f_{w, Sd} = \sqrt{f_v^2 + f_a^2} = 128 \text{ N/mm}^2$$

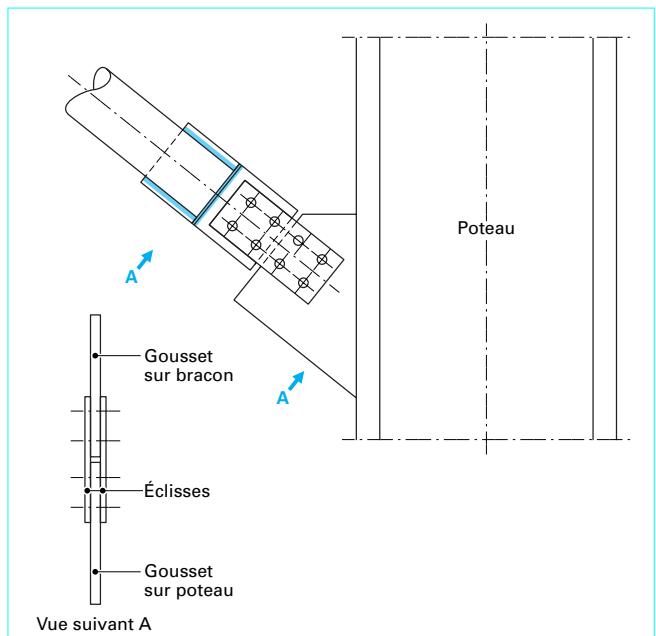


Figure 47 – Attache de bracon par double cisaillement avec écisses

— résistance de calcul des soudures :

$$f_{w, Rd} = \beta_{Lw} \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{Mw}} = 1 \times \frac{360/\sqrt{3}}{0,8 \times 1,25} = 208 \text{ N/mm}^2 > f_{w, Sd}$$

La vérification qui précède est conservative car elle ne considère pas que la résistance de calcul pour les contraintes normales est plus importante que la résistance de calcul au cisaillement. Pour des soudures plus importantes qu'il convient d'optimiser, le vérificateur aura tout intérêt à utiliser la méthode plus précise de l'annexe M de l'EC3-DAN.

#### • Remarques sur l'excentricité entre les goussets d'attache

Dans les vérifications précédentes, nous n'avons pas tenu compte de l'incidence de l'excentricité entre les goussets d'attache pour les raisons suivantes :

— les goussets sont relativement courts et bien encastrés donc il n'y a pas de risque de flambement ou de voilement ;

— le seul mode de ruine possible est la déformation plastique excessive et dans ce mode, la déformation plastique aura tendance à aligner les lignes d'action des efforts donc à réduire l'excentricité.

Si les approximations précédentes ont été validées par l'expérience, il convient toutefois de considérer que les dispositions de l'attache de la figure 44 d représentent un cas limite à ne pas dépasser. Pour des efforts plus importants à transmettre, une solution sans excentricité entre goussets comme celle de la figure 47 est préférable ; le gousset attaché sur le poteau, étant de plus grandes dimensions, sa stabilité vis-à-vis du flambement ou du voilement doit être vérifiée.

■ **Exemple 5 :** soient les attaches de la diagonale D de l'exemple 3 sur les membrures du treillis. La figure 46 d définit une solution d'attache par soudure.

Les cordons latéraux sont forcément dissymétriques puisque la ligne d'action de l'effort à transmettre est située à des distances différentes des deux cordons. Pour le montrer, il suffit d'écrire l'équilibre des moments statiques de chaque cordon.

—  $y_s$  et  $y_i$  désignent les distances respectivement des cordons supérieur et inférieur à la ligne d'action de l'effort ;

—  $\ell_s$  et  $\ell_i$  désignent les longueurs respectivement des cordons supérieur et inférieur et  $a$  la gorge, identique pour les deux cordons.

L'équilibre des moments statiques s'écrit :

$$a\ell_s y_s = a\ell_i y_i \Rightarrow \frac{\ell_s}{\ell_i} = \frac{y_i}{y_s}$$

$$\text{Pour la diagonale D, } \frac{\ell_s}{\ell_i} = \frac{y_i}{y_s} = \frac{57,4}{22,6} = 2,54$$

L'effort est entièrement transmis à travers les quatre cordons latéraux et l'on doit avoir :

$$N_{Sd} \leq 2a\ell_s f_{w\cdot d} + 2a\ell_i f_{w\cdot d} = 2a f_{w\cdot d}(\ell_s + \ell_i) = 7,08 a f_{w\cdot d} \ell_i$$

donc

$$a \geq \frac{N_{Sd}}{7,08 f_{w\cdot d} \ell_i}$$

$$N_{Sd} = 135 \text{ kN} ;$$

$$f_{w\cdot d} = \beta_{Lw} \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{Mw}} = 1 \times \frac{430 / \sqrt{3}}{0,85 \times 1,30} = 224 \text{ N/mm}^2 \text{ m pour un acier S 275 (tableau 2).}$$

En prenant  $\ell_i = 50 \text{ mm}$ , la gorge minimale du cordon de soudure doit être de :

$$a \geq \frac{N_{Sd}}{7,08 f_{w\cdot d} \ell_i} = \frac{135 \text{ 000}}{7,08 \times 224 \times 50} = 1,7 \text{ mm}$$

Les cordons doivent être réalisés avec une gorge de 3 mm qui est le minimum exigé par les dispositions constructives.

$\ell_s = 2,54 \ell_i = 127 \text{ mm}$ . Pratiquement, on réalisera un cordon supérieur d'au moins 125 mm de long et on complétera par des cordons frontaux pour assurer l'étanchéité des assemblages.