

# Composants métalliques fléchis

## Assemblages

par **Koffi Aho VERCELLINO**

Ingénieur de l'École Centrale de Lyon

Ingénieur Civil du Génie Maritime

Chef du Service Structure Offshore de Bouygues-Offshore

<b>1. Modes d'assemblages.....</b>		C 2 554 - 2
<b>2. Boulons précontraints .....</b>	—	2
2.1 Définition.....	—	2
2.2 Boulons soumis à un effort de cisaillement.....	—	3
2.3 Boulons soumis à un effort de traction .....	—	3
2.4 Boulons soumis à de la traction et à du cisaillement combinés .....	—	3
<b>3. Assemblages poutre-poutre.....</b>	—	3
3.1 Assemblages entre poutres orthogonales .....	—	3
3.1.1 Assemblages par double cornière .....	—	3
3.1.2 Assemblages par plat d'extrémité flexible .....	—	5
3.2 Assemblages entre poutres de même direction .....	—	6
3.2.1 Assemblages de raboutage par couvre-joints boulonnés .....	—	6
3.2.2 Autres types de liaison entre poutres de même direction .....	—	7
<b>4. Assemblages poutre-poteau .....</b>	—	8
4.1 Assemblages articulés .....	—	8
4.2 Assemblages rigides .....	—	8
<b>5. Assemblages poteau-fondation .....</b>	—	9
5.1 Pieds de poteaux articulés ou semi-articulés.....	—	10
5.2 Pieds de poteaux encastrés .....	—	12
<b>Pour en savoir plus.....</b>		Doc. C 2 556

**Pour en savoir plus.....** Doc. C 2 556

**A**près avoir présenté les composants métalliques dans leur conception et leur dimensionnement [C 2 550] et étudié les composants métalliques tendus et comprimés [C 2 551], nous nous intéressons ici aux composants métalliques fléchis qui représentent les éléments les plus répandus en construction métallique, avec :

- [C 2 552] « Description et schématisation » ;
- [C 2 553] « États limites et critères de dimensionnement » ;
- [C 2 554] « Assemblages » ;
- [C 2 555] « Conception » ;
- [Doc. C 2 556] « Pour en savoir plus ».

Pour réaliser une ossature métallique, les composants élémentaires — poutres, poteaux, barres — doivent être reliés entre eux par des dispositifs particuliers appelés **assemblages**. Les assemblages sont définis en fonction du mode de liaison retenu — par soudure ou par boulons — de la géométrie des pièces à attacher, et des efforts à transmettre d'une pièce à l'autre. Dans cet article, nous rappelons les principales règles à respecter pour chacun des deux modes de liaison dans le cadre du formalisme de l'EC 3-DAN. Puis, nous présentons les dispositions constructives et les procédures de dimensionnement des assemblages les plus courants ou les plus typiques.

## 1. Modes d'assemblages

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Les deux principaux modes d'exécution des assemblages, déjà introduits en [C 2 551, § 1.3], sont :

- les assemblages soudés ;
- les assemblages boulonnés.

Pour les **assemblages soudés**, les dispositions constructives à respecter et pour les soudures d'angle une règle simplifiée de dimensionnement largement suffisante lors de la phase de conception sont fournies en [C 2 551, § 1.3.1]. Pendant les phases d'études de détail ou d'exécution, les épaisseurs de cordon peuvent être optimisées en ayant recours à la méthode plus précise et moins conservative exposée à l'annexe M de l'EC 3-DAN.

La résistance des soudures à pénétration partielle est vérifiée avec les mêmes règles que pour les soudures d'angle en prenant pour épaisseur de la gorge  $a$ , la profondeur nominale de la préparation de la soudure moins 2 mm ; ce critère est illustré sur la figure 1 pour les cas usuels rencontrés.

En général, les soudures à pleine pénétration ne font pas l'objet d'une vérification particulière car on suppose toujours, et on prend en conséquence les dispositions nécessaires, que l'électrode de soudure ou le métal d'apport dispose des caractéristiques mécaniques au moins égales à celles du métal de base des composants à assembler.

Sont assimilées à des soudures à pleine pénétration les soudures du type de la figure 2 où la pénétration partielle est renforcée par des soudures d'angle. Une telle disposition peut être rendue nécessaire pour faciliter la fabrication où réduire le risque de décollement lamellaire.

Les différentes catégories d'**assemblages boulonnés** sont décrites en [C 2 551, tableau 3] et les critères et dispositions constructives à respecter lorsque l'on utilise des boulons travaillant en butée ou à la pression diamétrale sous un effort de cisaillement sont exposés en [C 2 551, § 1.3.2]. Le paragraphe 2 complète l'exposé par la présentation des boulons précontraints résistants au cisaillement par frottement.

La conception et le dimensionnement d'un assemblage réel résultent de l'application des principes élémentaires évoqués à propos des deux modes d'exécution des assemblages. Cette application est effectuée pour les principaux types d'assemblages de poutres dans les paragraphes 3, 4 et 5. Il ne s'agit pas, bien entendu, de couvrir l'infinie variété des attaches possibles mais de présenter les plus typiques ou les plus courantes. Les dispositions constructives ainsi que les procédures de dimensionnement qui y sont développées doivent être utilisées en ayant toujours le souci de la standardisation afin de réduire autant que faire se peut les temps de conception, vérification, dessin, approvisionnement, fabrication et montage.

## 2. Boulons précontraints

### 2.1 Définition

Les boulons dits HR précontraints ou à serrage contrôlé permettent de réaliser des liaisons où les forces de frottement développées entre les surfaces à assembler s'opposent à l'effort de

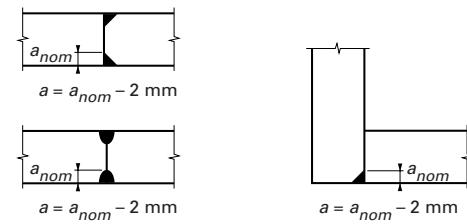


Figure 1 – Soudure en bout à pénétration partielle

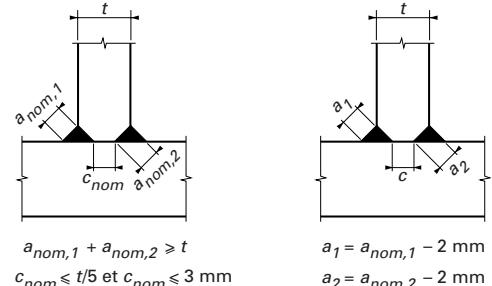


Figure 2 – Soudures en bout dans un assemblage en T

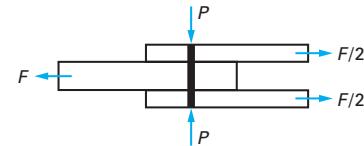


Figure 3 – Principe des assemblages boulonnés résistant au cisaillement par frottement

cisaillement appliqués. Les forces de frottement sont obtenues en appliquant un effort de serrage qui comprime les éléments à assembler comme illustré sur la figure 3.

Pour ces types d'assemblages, seuls les boulons de classe 8,8 et 10,9 (cf. [C 2 551, tableau 5]) sont autorisés d'où leur dénomination de HR (haute résistance). La raison de ce choix tient :

- au fait que le niveau des forces de frottement est proportionnel à l'effort de précontrainte dans chaque boulon ;
- et à la nécessité de limiter le nombre de boulons utilisés par assemblage.

Le choix des assemblages à boulons HR précontraints s'impose en général lorsque l'on veut réaliser entre composants des liaisons rigides car de par son principe de fonctionnement, il n'y a pas de glissement possible du boulon et donc pas de déformation locale permise. Ils sont également utilisés pour les assemblages soumis à des sollicitations répétées comme c'est le cas des assemblages de ponts-rails métalliques sous passage des trains.

## 2.2 Boulons soumis à un effort de cisaillement

Ce sont les assemblages des catégories B et C (cf. [C 2 551, tableau 3]) et les critères correspondants s'appliquent. La résistance de calcul à la pression diamétrale  $F_{b,Rd}$  est obtenue en appliquant la formule donnée en [C 2 551, tableau 4] pour les boulons précontraints.

La résistance de calcul au glissement  $F_{s,Rd}$  par boulon est obtenue par la formule :

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{Ms}} F_{p,Cd} \quad (1)$$

avec  $F_{p,Cd}$  précontrainte de calcul,  
 $\mu$  coefficient de frottement, fonction de la classe de traitement de surface, donné par le tableau 1,  
 $n$  nombre d'interfaces de frottement,  
 $k_s$  coefficient fonction des dimensions des trous et donné par le tableau 2,  
 $\gamma_{Ms}$  coefficient partiel de sécurité ; les valeurs recommandées à utiliser sont :  
 $\gamma_{Ms,ult} = 1,10$  pour les résistances au glissement à l'ELU (état limite ultime)  
 $\gamma_{Ms,ser} = 1,20$  pour les résistances au glissement à l'ELS (état limite de service)

La précontrainte  $F_{p,Cd}$  doit être prise égale à :

$$F_{p,Cd} = 0,7 f_{ub} A_s \quad (2)$$

avec  $f_{ub}$  résistance à la traction du boulon donnée en [C 2 551, tableau 5],  
 $A_s$  aire de la section filetée du boulon donnée en [C 2 551, tableau 6].

## 2.3 Boulons soumis à un effort de traction

Ce sont les assemblages des catégories E (cf. [C 2 551, tableau 3]). Pour des platines raides, la résistance de calcul en traction par boulon  $F_{t,Rd}$  est obtenue par la formule :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (3)$$

avec  $\gamma_{Mb}$  coefficient partiel de sécurité pris égal à 1,5.

Pour des platines moins raides, il faut tenir compte de l'effet levier et évaluer la résistance de calcul suivant la procédure exposée en [C 2 551, formules (20) et (21) et figures 24 et 25].

## 2.4 Boulons soumis à de la traction et à du cisaillement combinés

La vérification vis-à-vis de la traction utilise les dispositions du paragraphe 2.3. En revanche, la résistance au glissement est affectée de manière défavorable par la présence de l'effort de traction. Elle doit être en conséquence calculée par les relations suivantes :

Catégorie B  $F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M,ser}} (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Sd,ser}) \quad (4)$

Catégorie C  $F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{Ms,ult}} (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Sd}) \quad (5)$

Tableau 1 – Coefficient de frottement

Classe	Caractéristiques	$\mu$
A	Surfaces décapées par grenaillage ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqûres de corrosion Surfaces décapées par grenaillage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium Surfaces décapées par grenaillage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garantissant un coefficient de frottement qui ne soit pas inférieur à 0,5	0,50
B	Surfaces décapées par grenaillage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 µm	0,40
C	Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes	0,30
D	Surfaces non traitées	0,20

Tableau 2 – Coefficient  $k_s$  de résistance au glissement

Types de trou	$k_s$
Trous avec tolérances nominales normales données en [C 2 551, § 1.3.2.2]	1,0
Trous surdimensionnés dont les tolérances ne doivent pas dépasser : — 3 mm pour les boulons M12 — 4 mm pour les boulons M14 à M22 — 6 mm pour les boulons M24 et — 8 mm pour les boulons M27 et au-delà où $d$ est le diamètre du boulon, en mm	0,85
Trous oblongs courts dont les tolérances ne doivent pas dépasser : — $(d+1)$ mm par $(d+4)$ mm pour les boulons M12 et M14 — $(d+2)$ mm par $(d+6)$ mm pour les boulons M16 à M22 — $(d+2)$ mm par $(d+8)$ mm pour les boulons M24 — $(d+3)$ mm par $(d+10)$ mm pour les boulons M27 et au-delà	0,7
Trous oblongs longs dont les tolérances ne doivent pas dépasser : — $(d+1)$ mm par $2,5 d$ pour les boulons M12 et M14 — $(d+2)$ mm par $2,5 d$ pour les boulons M16 à M24 — $(d+3)$ mm par $2,5 d$ pour les boulons M27 et au-delà	0,7

## 3. Assemblages poutre-poutre

### 3.1 Assemblages entre poutres orthogonales

#### 3.1.1 Assemblages par double cornière

Ils sont de loin les plus répandus, notamment en France, pour assembler les solives ou les poutres secondaires de plancher sur les poutres principales. La figure 4 illustre quelques configurations possibles.

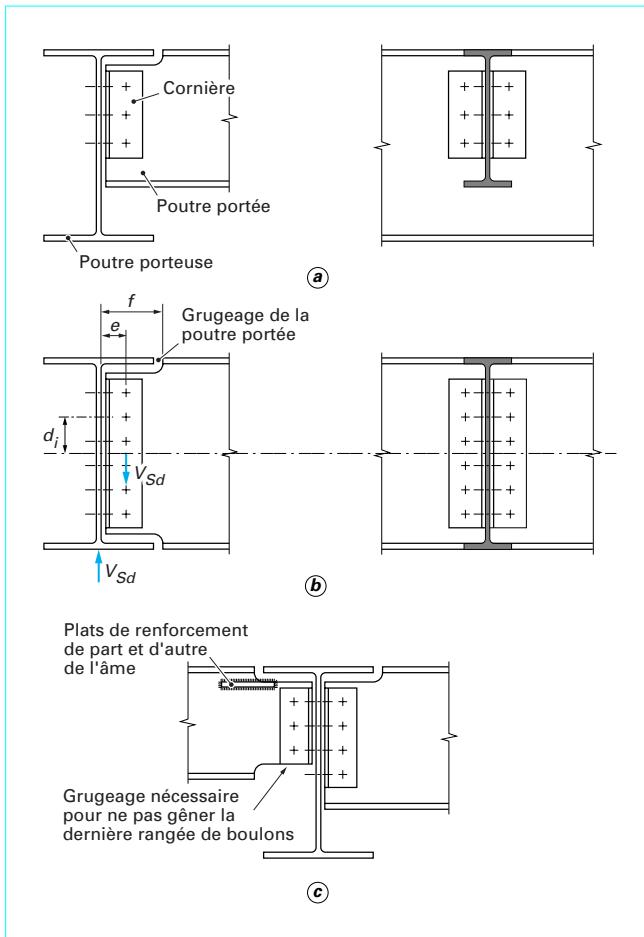


Figure 4 – Exemples d'assemblages poutre-poutre par cornières

Les boulons utilisés sont des boulons ordinaires non précontraints (catégorie A) autorisant un certain glissement. Ce fait ainsi que la souplesse intrinsèque des cornières confèrent à la poutre supportée une certaine latitude pour tourner. C'est la raison pour laquelle ce type d'assemblage est considéré comme une articulation et par conséquent ne transmet pas de moment fléchissant. Le seul effort global transmis est l'effort tranchant  $V_{Sd}$  correspondant à la réaction de la poutre supportée sur la poutre support.

La figure 5 définit les dispositions constructives à respecter. La résistance adéquate de l'attache est obtenue en procédant aux différentes vérifications décrites ci-après.

### Côté poutre portée

#### a – Vérification des boulons

Ces boulons doivent reprendre l'effort tranchant  $V_{Sd}$  ainsi que le moment local d'excentrement  $M_e = V_{Sd} e$ . L'effort maximal résultant  $F_{r,Sd}$  repris par chaque boulon est donné par la relation :

$$F_{r,Sd} = \sqrt{F_{v,Sd}^2 + F_{h,Sd}^2} \quad (6)$$

dans laquelle :

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n}$$

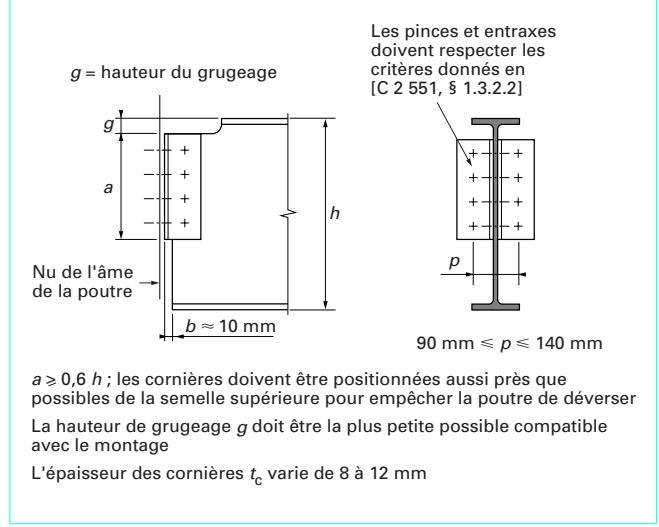


Figure 5 – Dispositions constructives d'attaches par cornières

avec  $n$  nombre de rangées de boulons,

$$F_{h,Sd} = \frac{(V_{Sd}e)}{I_p} d_{max}$$

avec

$$I_p = \sum_{i=1}^m d_i^2$$

où  $d_i$  est la distance du boulon  $i$  à l'axe neutre du groupe de boulons de l'attache et  $d_{max}$  la distance du boulon le plus éloigné de l'axe neutre.

Pour  $n = 2$  ou  $3$ ,

$$F_{h,Sd} = \frac{V_{Sd}e}{d}$$

avec  $d$  distance séparant les rangées extrêmes de boulons.

Comme les boulons travaillent au double cisaillement, l'effort maximal résultant doit vérifier :

$$F_{r,Sd} \leq 2F_{v,Rd} \quad (7)$$

$F_{v,Rd}$  est donné en [C 2 551, tableau 4].

#### b – Vérification des cornières

*Pression diamétrale*, il faut vérifier :

$$F_{r,Sd}/2 \leq F_{b,Rd} \quad (8)$$

$F_{b,Rd}$  est donné en [C 2 551, tableau 4].

*Cisaillement*, il faut vérifier :

$$V_{Sd}/2 \leq V_{pl,Rd} = A_{w,eff} (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} \quad (9)$$

avec  $A_{w,eff} = A_w$  (aire de cisaillement de la section brute) si

$$A_{w,net} \geq \frac{f_y \gamma_{M2}}{f_u \gamma_{M0}} A_w,$$

$$A_{w,eff} = \frac{f_u \gamma_{M0}}{f_y \gamma_{M2}} A_{w,net} \quad \text{si } A_{w,net} < \frac{f_y \gamma_{M2}}{f_u \gamma_{M0}} A_w$$

$A_{w,net}$  étant l'aire de cisaillement de la section nette, déduction faite des trous.

### c – Vérification de la poutre portée

Pression diamétrale, il faut vérifier :

$$V_{Sd} \leq F_{b,Rd} \quad (10)$$

$F_{b,Rd}$  est donné en [C 2 551, tableau 4], calculé bien entendu avec les caractéristiques cette fois-ci de l'âme de la poutre.

Cisaillement, il faut vérifier :

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd} \quad (11)$$

avec  $V_{pl,Rd}$  défini comme pour les cornières mais à déterminer avec les caractéristiques propres de l'âme de la poutre.

*Cisaillement de bloc* : la rupture par cisaillement de bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne de trous de fixation délimitant le bloc en zone tendue accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée de trous délimitant ce bloc en zone cisaillée. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée sur les exemples de la figure 6. Il faut vérifier :

$$V_{Sd} \leq V_{eff,Rd} \quad (12)$$

$V_{eff,Rd}$  est à calculer en utilisant les indications appropriées de la figure 6.

Vérification de la section grugée la plus sollicitée : il faut vérifier la résistance de la section vis-à-vis du moment d'excentrement :

$$M_{Sd} \leq M_{v,Rd} \quad (13)$$

$M_{v,Rd}$  est donné en [C 2 553, formule (27)] et  $M_{Sd} = V_{Sd} f$ .

Si  $M_{v,Rd}$  s'avère insuffisant, il faut renforcer la zone grugée comme suggéré sur la figure 4c.

■ Côté poutre porteuse : il n'y a que l'effort tranchant  $V_{Sd}$  à reprendre.

### d – Vérification de la pression diamétrale dans la poutre support

Il faut vérifier que :

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{2n} \leq F_{b,Rd} \quad (14)$$

$F_{b,Rd}$  est donné en [C 2 551, tableau 4], calculé bien entendu avec les caractéristiques cette fois-ci de l'âme de la poutre porteuse.

Dans le cas où la poutre porteuse reçoit plus d'une poutre comme c'est le cas sur la figure 4c, il faut vérifier l'âme de la poutre à la pression diamétrale et au cisaillement avec la somme des réactions des deux poutres.

## 3.1.2 Assemblages par plat d'extrémité flexible

L'assemblage est obtenu en soudant sur la poutre portée un plat flexible sur une partie de la hauteur de l'âme comme illustré sur la figure 7. Afin de conserver à l'attache sa souplesse et la considérer comme une articulation, il faut que l'épaisseur du plat d'extrémité ne dépasse pas 10 mm et que les dispositions constructives de la figure 7 soient respectées. Les boulons sont des boulons ordinaires de catégorie A.

Ce type d'assemblage est très utilisé en Grande-Bretagne ou aux États-Unis. Ses principaux avantages comprennent :

- la suppression du moment local d'excentrement ;
- une plus grande facilité de montage.

En contrepartie, les poutres doivent être coupées à longueur avec des tolérances très strictes afin d'obtenir des longueurs précises et un équerrage parfait aux extrémités.

Une résistance adéquate de l'attache requiert les vérifications qui suivent.

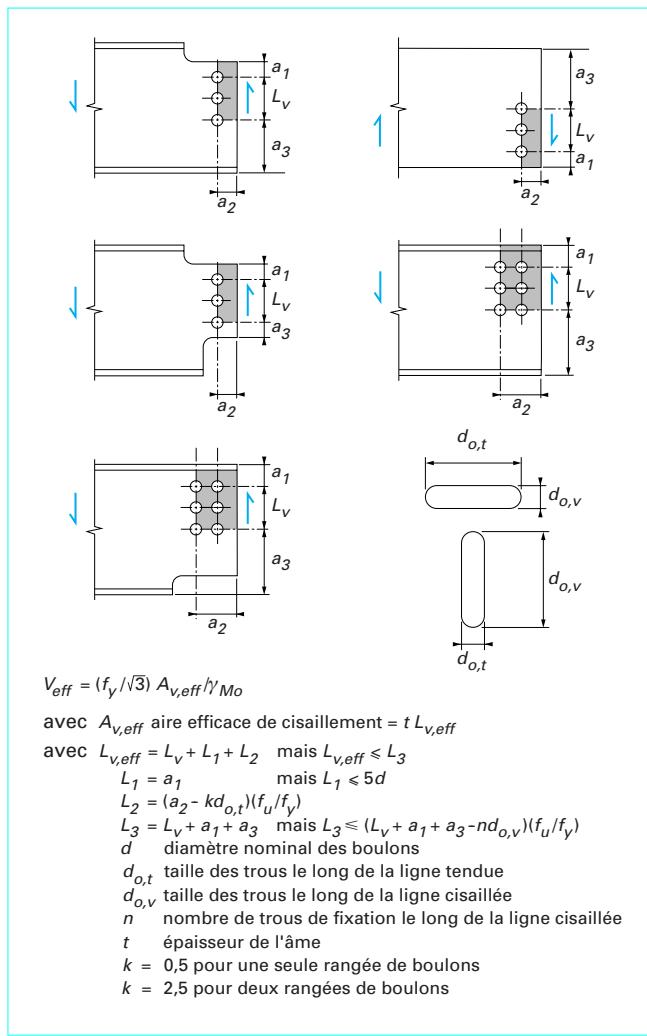


Figure 6 – Détermination de la résistance efficace au cisaillement de bloc

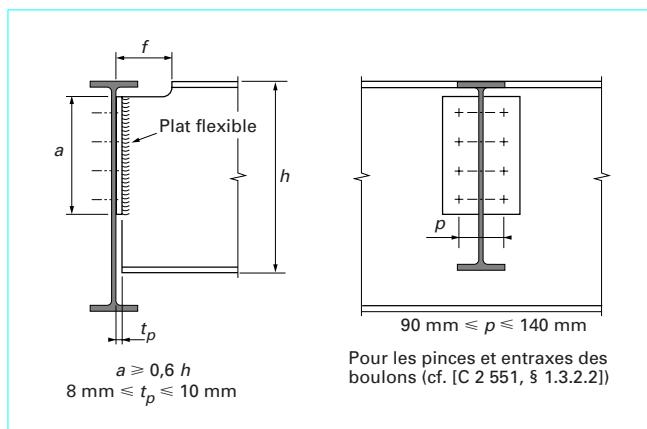


Figure 7 – Assemblage par plat flexible d'extrémité

**a – Soudures d'attache du plat sur l'âme de la poutre portée**

Il faut vérifier :

$$V_{Sd} \leq F_{w,Rd} \quad (15)$$

 $F_{w,Rd}$  est donné en [C 2 551, relations (15) et (16)].**b – Boulons**

Il faut vérifier :

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n} \leq F_{v,Rd} \quad (16)$$

 $F_{v,Rd}$  est donné en [C 2 551, tableau 4] et  $n$  est le nombre total de boulons.**c – Plat d'extrémité**

Pression diamétrale, il faut vérifier :

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd} \quad (17)$$

 $F_{b,Rd}$  est donné en [C 2 551, tableau 4], calculé bien entendu avec les caractéristiques du plat.

Cisaillement, il faut vérifier :

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd} \quad (18)$$

avec  $V_{pl,Rd}$  défini comme pour les cornières mais à déterminer avec les caractéristiques propres du plat.**d – Poutre portée**

Cisaillement, il faut vérifier :

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd} = t_w h f_y / \gamma_M 0 \sqrt{3} \quad (19)$$

avec  $h$  hauteur du plat d'extrémité.

Vérification de la section grugée la plus sollicitée.

Il faut vérifier la résistance de la section vis-à-vis du moment d'excentrement :

$$M_{Sd} = V_{Sd} f \leq M_{v,Rd} \quad (20)$$

 $M_{v,Rd}$  est donné en [C 2 553, formule (27)].Si  $M_{v,Rd}$  s'avère insuffisant, il faut renforcer la zone grugée comme suggéré sur la figure 4c.**e – Poutre porteuse**

La vérification de l'âme à la pression diamétrale n'est nécessaire que si l'épaisseur de l'âme est plus faible que celle du plat d'extrémité ou si la poutre reçoit deux poutres sur son âme.

## 3.2 Assemblages entre poutres de même direction

### 3.2.1 Assemblages de raboutage par couvre-joints boulonnés

La figure 8 illustre quelques cas usuels de ce type d'assemblage. Ce sont des assemblages rigides qui transmettent tous les efforts d'un composant à l'autre. L'avantage de la solution avec deux couvre-joints (figure 8b) sur chaque semelle est qu'elle fait travailler les boulons au double cisaillement donc permet d'en utiliser moins. Par ailleurs, tous les efforts transmis sont parfaitement centrés.

Les boulons à utiliser peuvent être des boulons ordinaires (catégorie A) ou des boulons HR précontraints (catégorie B ou C). La disposition des boulons doit respecter les recommandations de l'EC 3-DAN sur les pinces et les entraxes rappelées en [C 2 551, § 1.3.2.2]. Un jeu de 5 à 10 mm doit être ménagé entre les deux poutres pour faciliter leur montage.

Un dimensionnement adéquat de l'attache est obtenu en suivant la procédure de vérification décrite ci-après.

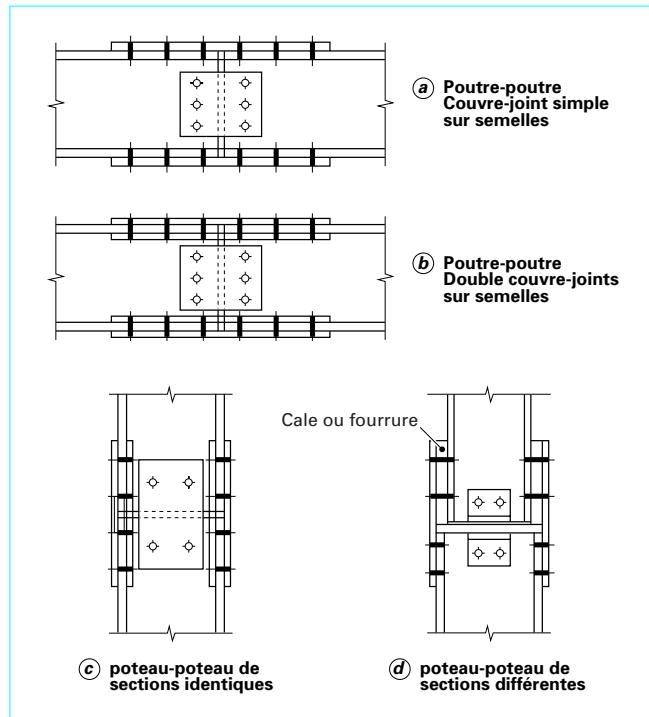


Figure 8 – Assemblage de raboutage par couvre-joints

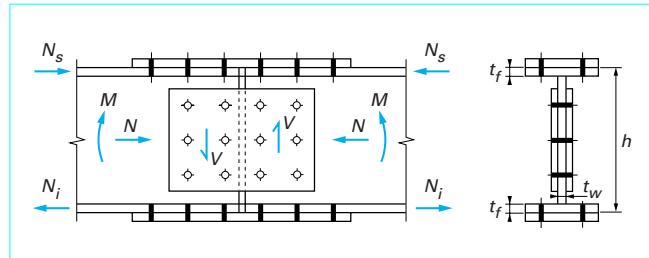


Figure 9 – Reprise de l'effort normal et du moment fléchissant par les semelles

**a – Répartition des efforts globaux entre semelles et âme**

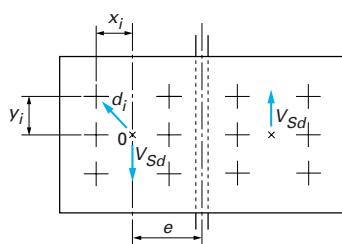
Pour des sections doublement symétriques à attacher, on considère en général que le moment fléchissant et l'effort normal sont repris par les semelles uniquement et que l'effort tranchant n'est repris que par l'âme. Les efforts normaux résultant dans les semelles sont donnés par les relations suivantes (figure 9) :

$$\text{semelle supérieure : } N_s = \frac{M}{(h - t_f)} + \frac{N}{2} \quad (21)$$

$$\text{semelle inférieure : } N_i = \frac{M}{(h - t_f)} - \frac{N}{2} \quad (22)$$

où  $N$  est compté positivement pour une compression et  $M$  positif lorsque les fibres de la semelle supérieure sont en compression.

Dans les cas où la participation de l'âme à la reprise du moment fléchissant et de l'effort normal ne peut être négligée, il faut avoir recours à une méthode plus précise en répartissant le moment



Les boulons doivent reprendre au minimum l'effort tranchant  $V_{Sd}$  et le moment local  $M_V = V_{Sd} e$

**Figure 10 – Répartition des efforts dans les boulons d'âme**

entre semelles et âme *au prorata* des inerties des différentes parties et l'effort normal *au prorata* des sections.

#### b – Vérification des semelles et des couvre-joints

Les semelles étant soit purement tendues, soit purement comprimées, les règles de vérification de ces composants développées dans l'article [C 2 551] s'appliquent. Pour la semelle tendue, il faut vérifier la résistance de la section brute et la résistance de la section nette. Pour la semelle comprimée, on ne vérifie que la section brute.

#### c – Vérification des boulons de semelles

Il faut vérifier :

- la résistance au cisaillement du boulon ;
- la pression diamétrale dans la semelle et le (ou les) couvre-joint(s).

#### d – Répartition des efforts locaux dans les boulons d'âme

La configuration géométrique de la liaison des âmes engendre des moments locaux qu'il faut prendre en compte et répartir sur les boulons en fonction de leur distance au centre de rotation et du moment d'inertie polaire de l'ensemble des boulons. L'effort résultant maxi  $F_{r,Sd}$  dans un boulon d'âme est obtenu comme suit (figure 10) :

- calcul de l'effort de cisaillement vertical par boulon :

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n}$$

où  $n$  nombre de boulons de chaque côté des couvre-joints ;

- calcul du moment local  $M_V$  dû à l'excentrement de  $V_{Sd}$  par rapport à l'axe des couvre-joints :

$$M_V = V_{Sd} e$$

Au cas où l'on fait participer l'âme à la résistance au moment fléchissant, il ne faut pas oublier d'ajouter à  $M_V$  donné par la formule ci-avant la part de moment fléchissant repris par l'âme :

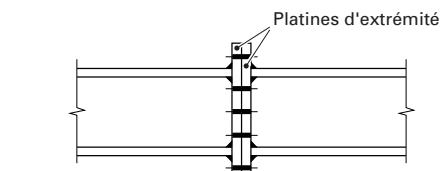
- calcul de l'inertie polaire de l'ensemble des boulons de chaque côté des couvre-joints :

$$I_p = \sum_{i=1}^n d_i^2 = \sum_{i=1}^n x_i^2 + y_i^2$$

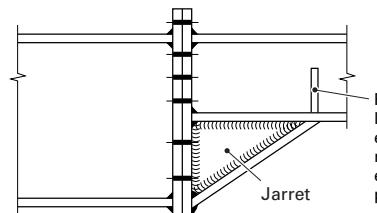
- calcul de l'effort de cisaillement horizontal par boulon :

$$F_{h,Sd} = \frac{M_V Y_{ext}}{I_p}$$

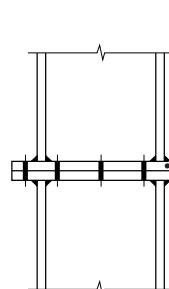
Dans le cas où l'on fait participer l'âme à la résistance de l'effort normal, il ne faut pas oublier de rajouter à l'effort de cisaillement ci-avant la part d'effort normal repris par l'âme répartie uniformément sur tous les boulons.



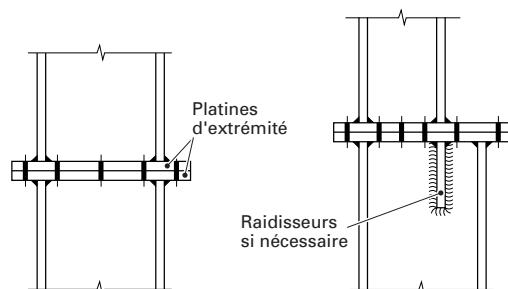
(a) poutres de même hauteur



(b) poutres de hauteurs différentes



(c) poteaux de même hauteur



(d) poteaux de hauteurs différentes

**Figure 11 – Exemples de rabotage de poutres ou poteaux par platine d'extrémité**

— calcul de l'effort de cisaillement maximal résultant sur un boulon :

$$F_{r,Sd} = \sqrt{F_{v,Sd}^2 + F_{h,Sd}^2}$$

#### e – Vérification des boulons d'âme

Il faut vérifier :

- la résistance au cisaillement du boulon ;
- la pression diamétrale dans la semelle et les couvre-joints.

#### f – Vérification de l'âme

Il faut vérifier la résistance au cisaillement de bloc.

#### g – Vérification des couvre-joints d'âme

Il faut vérifier :

- la résistance au cisaillement ;
- la résistance au moment fléchissant local  $M_V$ .

### 3.2.2 Autres types de liaison entre poutres de même direction

#### A – Assemblages de continuité par platine d'extrémité

Le rabotage de deux poutres ou poteaux peut être également réalisé avec des platines d'extrémité comme sur les exemples de la figure 11. Pour des moments significatifs à transmettre, la platine doit déborder suffisamment des semelles de façon à permettre le logement des boulons extérieurs.

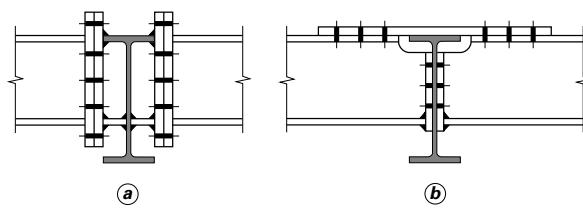


Figure 12 – Exemples de continuité de poutres à travers une poutre perpendiculaire

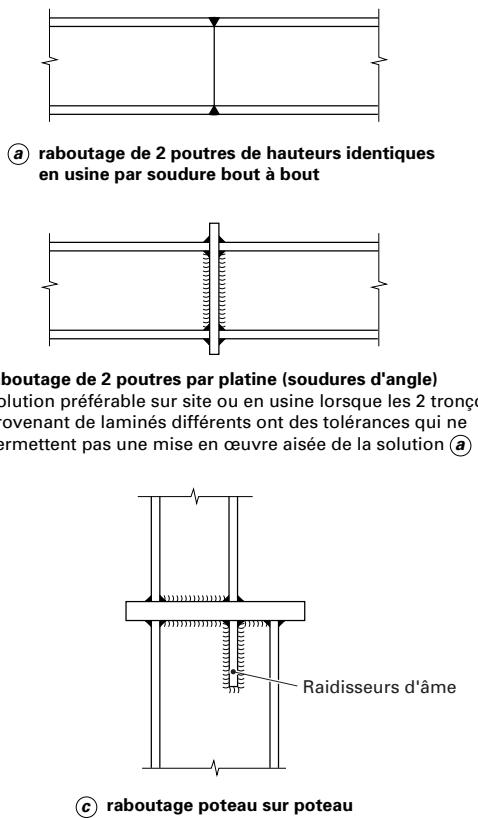


Figure 13 – Exemples de rabotage de poutres ou poteaux par soudage

L'utilisation des platines d'extrémité s'impose généralement pour les poteaux de bâtiments industriels très lourds (figures 11c et d) où les poteaux sont soumis à des efforts de compression importants ou lorsque les deux tronçons de poteau ont des hauteurs de section très différentes. Les surfaces de contact des platines de poteau sont souvent usinées pour assurer un contact parfait et les boulons utilisés sont des boulons HR précontraints.

Ce type d'attache se calcule aisément à partir des indications fournies au paragraphe 4.2 pour les attaches poutre-poteau.

### B – Assemblages boulonnés de continuité à travers une poutre perpendiculaire

La figure 12 donne deux solutions possibles permettant d'assurer la continuité d'une poutre au passage d'une poutre perpendiculaire. La vérification de ces attaches peut être conduite comme suggérée pour les assemblages de continuité par platine d'extrémité.

### C – Assemblages soudés

Tous les types d'attaches présentés ci-avant ont des équivalents soudés. La figure 13 donne quelques exemples. Les vérifications de ces attaches ne présentent aucune difficulté particulière.

## 4. Assemblages poutre-poteau

### 4.1 Assemblages articulés

L'assemblage des poutres sur les poteaux avec les mêmes dispositifs que ceux décrits au paragraphe 3.1 (doubles cornières ou plats flexibles d'extrémité) permet d'obtenir des articulations. La figure 14 illustre quelques solutions ou configurations possibles. Les vérifications à conduire sont identiques à celles exposées au paragraphe 3.1.

### 4.2 Assemblages rigides

Quelques exemples d'assemblage poutre-poteau pouvant être qualifiés de rigides sont illustrés sur la figure 15 ; ils permettent de décrire le comportement de ce type d'assemblage et la fonction de chacun des éléments constitutifs.

Nous supposons pour la suite que le moment transmis par la poutre est un moment qui met la semelle supérieure en traction au niveau du poteau ; c'est le cas lorsque la poutre est soumise à des charges de type gravitaire. Dans les cas exceptionnels ou les moments peuvent s'inverser, on veillera à adopter les dispositions adéquates pour faire face à ces situations en fonction des critères développés ci-après.

On peut considérer que le moment appliqué  $M$  se traduit par un effort de traction dans la semelle supérieure et un effort de compression dans la semelle inférieure (figure 15d) et que :

$$N_t = -N_c = \frac{M}{d}$$

Chacun de ces efforts induit une zone critique à laquelle il faut assurer une résistance suffisante (figure 15a). À ces deux zones critiques intuitives, s'ajoute une troisième zone critique qui est le panneau d'âme de poteau soumis à un couple d'efforts tranchants horizontaux équilibrant le moment appliqué dans l'âme du poteau (figure 15e) :

$$V = \frac{M}{d}$$

Les exigences de résistance pour les différentes zones sont décrites ici pour le cas le plus complexe des assemblages boulonnés. Elles s'appliquent bien entendu aussi aux assemblages soudés lorsqu'elles ont un sens.

#### Zone tendue

Les critères à considérer portent sur :

- a – la ruine des boulons ;
- b – la ruine des soudures de la poutre (semelle + partie de l'âme tendue) sur la platine d'extrémité ;

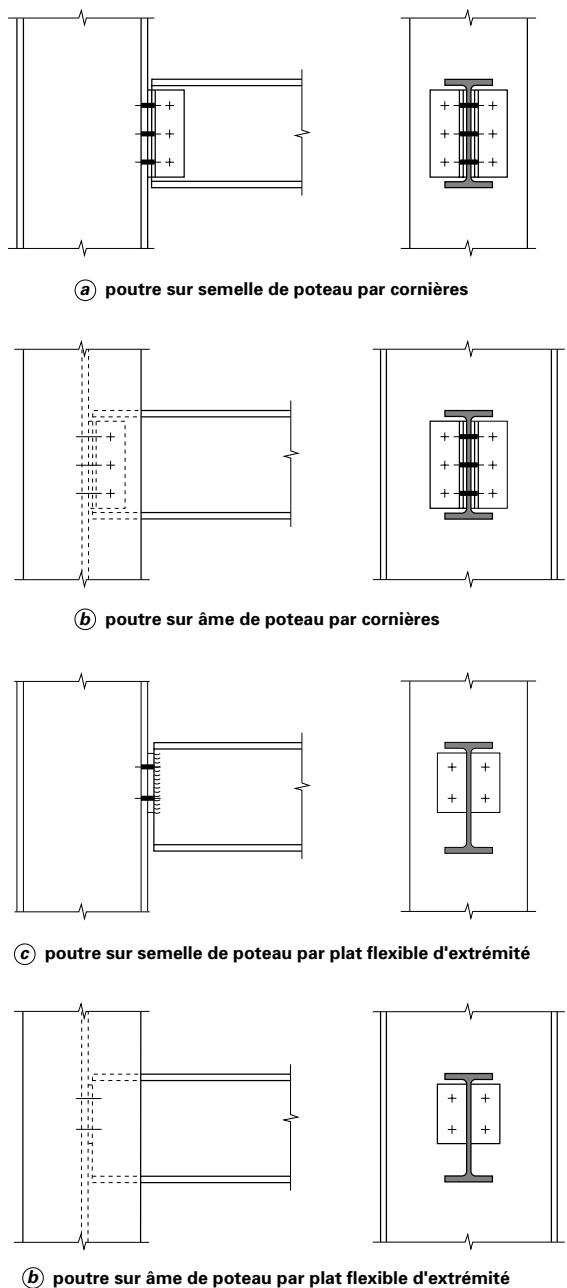


Figure 14 – Exemples d'assemblages articulés poutre sur poteau

- c – la plastification de la platine d'extrémité sous l'effet de la flexion locale créée par les efforts dans les boulons ;
- d – la plastification de la partie tendue de l'âme de la poutre ;
- e – la plastification de la semelle du poteau ;
- f – la plastification de l'âme du poteau.

C'est souvent au niveau des poteaux que la situation est souvent la plus critique car leur choix initial est effectué sans tenir compte des problèmes particuliers des attaches. Pour atteindre sur la semelle et l'âme du poteau une résistance suffisante, il s'avère nécessaire de prévoir des **raidisseurs dans l'âme du poteau** soudés sur la semelle. Si le poteau n'est pas sollicité par une poutre sur l'autre semelle, ce raidisseur peut très bien être limité à mi-hauteur (figure 15b) ou sur la hauteur nécessaire pour transmettre à l'âme l'effort de traction.

#### ■ Zone comprimée

Les critères à considérer portent sur :

- g – l'écrasement de l'âme du poteau ;
- h – le voilement de l'âme du poteau ;

qui correspondent aux phénomènes décrits en [C 2 553, § 6.1].

Une résistance insuffisante de l'âme nécessite le recours à des raidisseurs soudés sur la semelle et l'âme (figures 15b et 15e). Les raidisseurs peuvent être limités à mi-hauteur (figure 15b) s'il n'y a pas de poutre qui arrive sur la semelle opposée du poteau.

#### ■ Zone de cisaillement horizontal

Il s'agit essentiellement de la ruine par cisaillement du panneau d'âme du poteau. En cas de résistance insuffisante du panneau, les solutions de renforcement consistent à introduire :

- soit des raidisseurs inclinés (figure 15c) ;
- soit une ou deux doublures d'âme (figure 16).

Une doublure d'âme d'épaisseur au moins égale à l'épaisseur de l'âme du poteau augmente de 50 % la résistance au cisaillement du panneau d'âme et la résistance à la traction de l'âme dans la zone tendue.

Dans toute la mesure du possible, il faut limiter l'utilisation des raidisseurs à l'intérieur des poteaux car ils renchérissent significativement les coûts de fabrication et peuvent interférer avec des poutres venant s'attacher sur les âmes des poteaux. On peut y arriver :

- en tenant compte des exigences de résistance des assemblages lors du choix des profils devant servir de poteaux ;
- en munissant la poutre de jarret (figure 15f) permettant d'augmenter le bras de levier et de réduire le niveau des efforts de traction, compression et cisaillement.

L'annexe J de l'EC 3-DAN fournit des procédures très élaborées permettant de tirer le meilleur parti de ces assemblages. Ces procédures, parfaitement adaptées à une mise en œuvre par ordinateur, sont extrêmement fastidieuses pour une approche manuelle indispensable lorsque l'on conçoit un ouvrage. La norme française NF P-22-460 demeure d'actualité pour concevoir rapidement un assemblage poutre-poteau par platine boulonnée.

## 5. Assemblages poteau-fondation

Ces assemblages, généralement désignés par les termes de « **pieds de poteaux** » ont pour fonction essentielle de transmettre aux fondations toutes les charges verticales et horizontales exercées sur le bâtiment. Par ailleurs, selon la rigidité que le concepteur leur donne, ces assemblages participent à la stabilité et à la souplesse de l'ensemble de l'ouvrage. Les pieds de poteaux se répartissent ainsi en deux grandes familles :

- les pieds de poteaux articulés ou semi-articulés ;
- les pieds de poteaux encastrés.

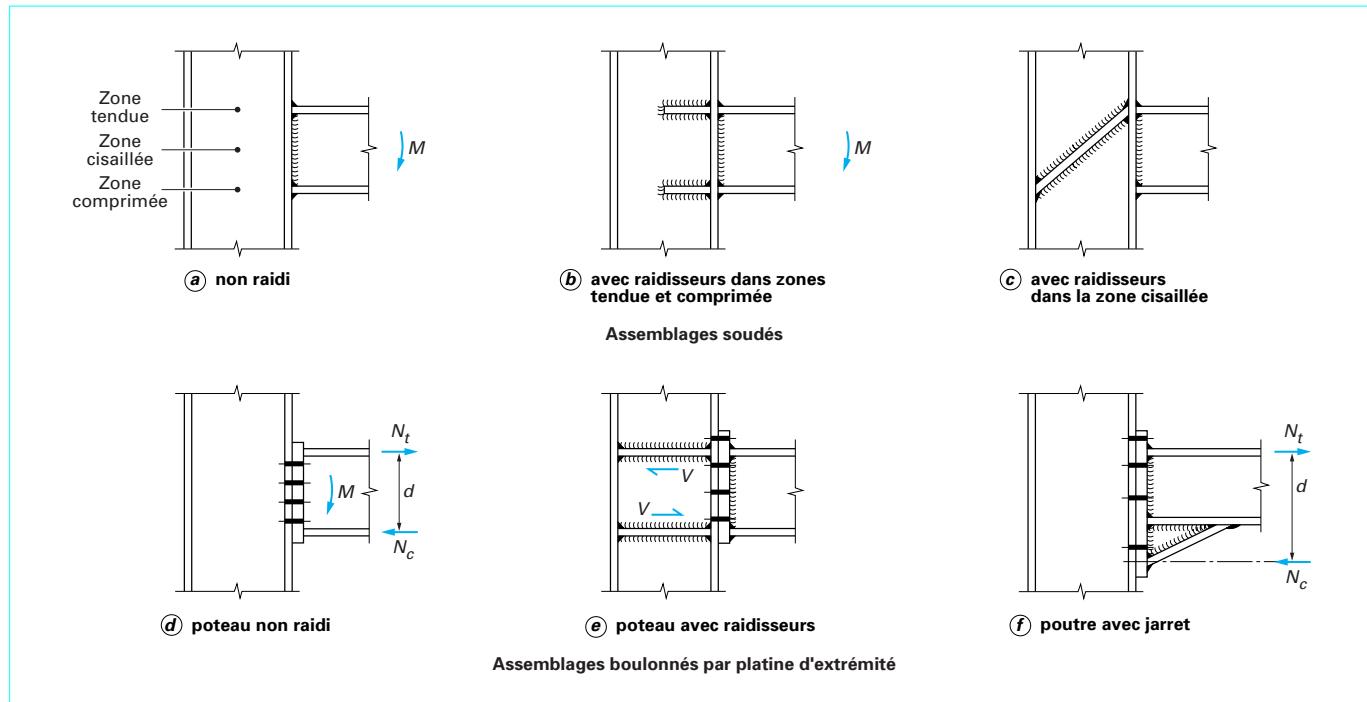


Figure 15 – Exemples d’assemblages rigides poutre sur poteau

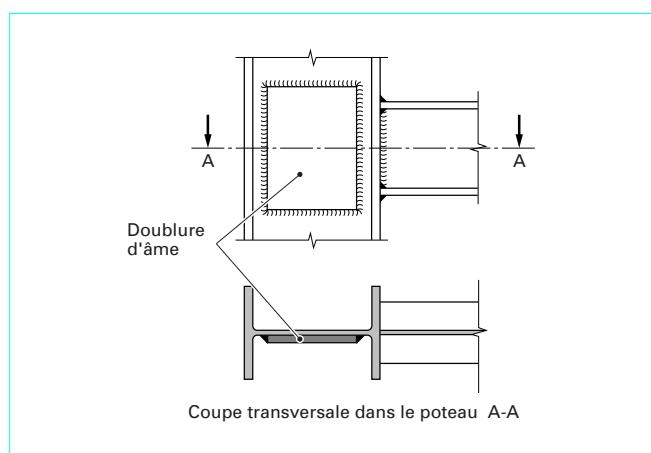


Figure 16 – Doublure d'âme de poteau

## 5.1 Pieds de poteaux articulés ou semi-articulés

Par définition, les pieds de poteaux articulés ne transmettent pas de moment fléchissant ; les rotations du poteau au niveau de la fondation sont normalement libres de se développer. Cette propriété permet de réaliser des assemblages relativement moins complexes et par conséquent d’obtenir des coûts plus faibles de mise en œuvre sur les poteaux et la fondation. En contrepartie, le poteau articulé en pied ne peut assurer seul la stabilité de la palée où il se trouve ; dans un bâtiment industriel, cette fonction est

assurée dans le sens longitudinal (long-pan) par des barres de contreventement et dans le sens transversal (pignon) par l’encastrement de la ferme du portique sur la tête du poteau.

La figure 17 illustre quelques exemples de pieds de poteaux articulés. La solution la plus répandue est celle de la figure 17a, utilisée pour des bâtiments ou des supports de lignes de tuyauterie (piperacks) où les poteaux sont des sections en double té dont la hauteur n’excède pas 500 mm au niveau de la fondation. En pratique, la possibilité pour le poteau de tourner librement dépend des dimensions de la platine d’extrémité ; plus elles seront importantes, plus on s’éloignera de l’articulation parfaite d’où la désignation souvent rencontrée de semi-articulation pour ce type de pied de poteau.

Pour des poteaux de bâtiments industriels lourds dont les sections ont des dimensions importantes, la nécessité de réaliser des articulations conduit aux dispositifs spéciaux des figures 17b à 17d. Le dispositif sur grain (figure 17b) est bien adapté aux poteaux soumis uniquement à de la compression. Pour les cas où le poteau est soumis autant à de la traction qu’à de la compression, la solution avec axe de rotule (figure 17c) peut être retenue.

La solution avec appareils d’appui à élastomères (figure 17d) permet de réaliser des articulations tout en répartissant les efforts verticaux sur des surfaces assez grandes pour que les pressions sur le béton soient admissibles. Les appuis à élastomères sont constitués de couches successives de néoprène frettées entre deux plaques d’acier. La rotation autorisée est d’autant plus grande que l’emplacement des feuilles est important. Les appuis à élastomères sont aussi bien adaptés à la réalisation d’appuis glissants vis-à-vis des déplacements horizontaux : il suffit d’aménager une plaque de teflon entre la platine d’extrémité et l’appui néoprène. En cas d’effort de traction éventuel, on peut munir l’appui de griffes anti-soulèvement.

L’EC 3-DAN (annexe L) ne traite que très partiellement le calcul et la conception des pieds de poteaux articulés. Aussi, la référence

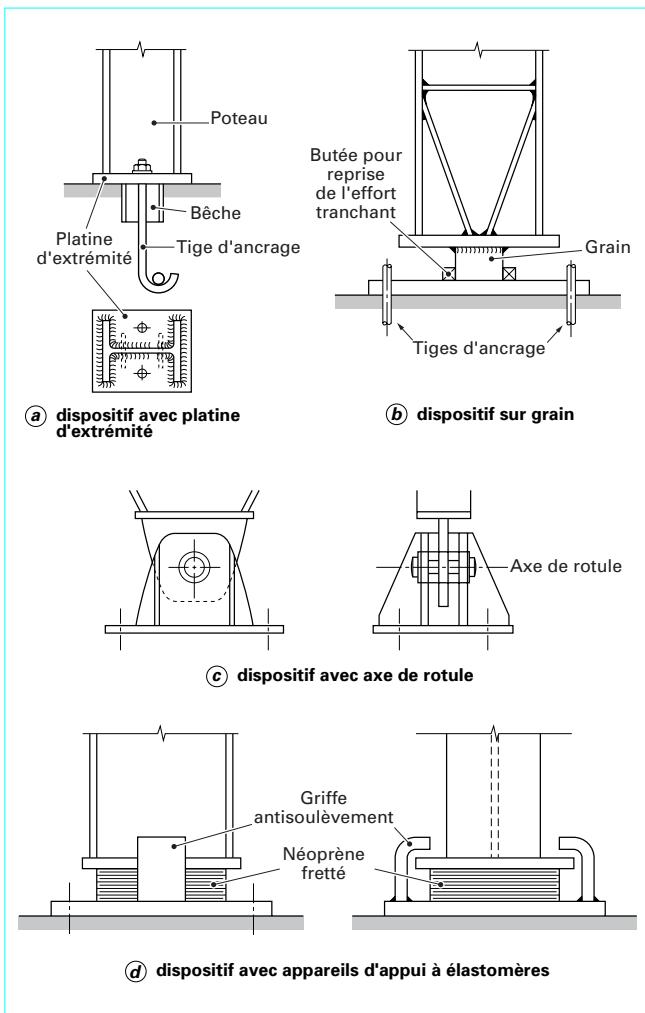


Figure 17 – Exemples de pieds de poteaux articulés

à utiliser en la matière demeure l'ouvrage de Yvon Lescouarc'h [7]. Les dispositions constructives et les méthodes de calcul y sont exposées en détail mais nous rappelons ici brièvement les principaux problèmes à résoudre. Ces problèmes sont fonction des composants ou des efforts à transmettre et de la capacité de la section en pied de poteau à tourner librement.

#### Conditions nécessaires pour réaliser une articulation

Y. Lescouarc'h recommande de s'assurer que (figure 18a) :

— soit  $h_p \leq 30 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} & \text{— soit } \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} < h_p \leq 60 \text{ cm} \\ \theta_L h_p \leq 3 \text{ mm} \\ N h_c \theta_L < 1500 \text{ N} \cdot \text{m} \end{array} \right. \end{aligned}$$

#### Platine d'extrémité

La fonction première de la platine d'extrémité (figure 17a) est de répartir sur le béton de la fondation la charge verticale de

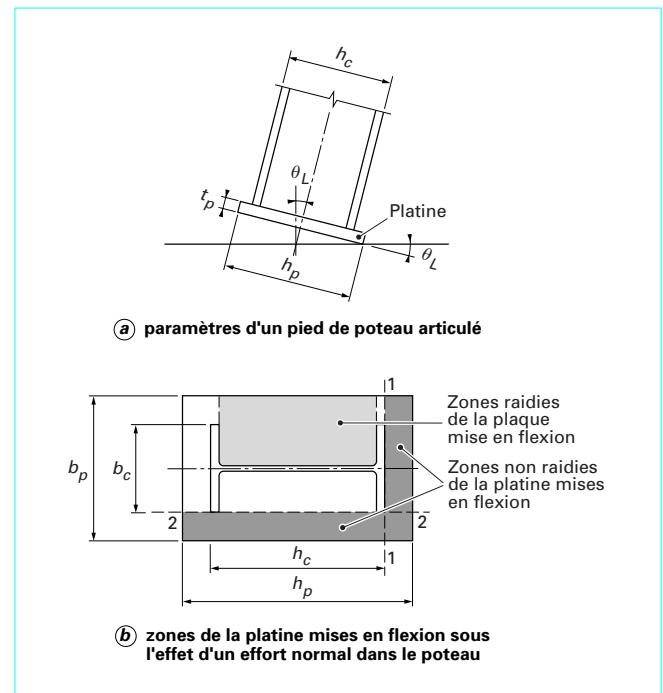


Figure 18 – Schématisation de pieds de poteau articulé avec platine

compression  $N$ . Ses dimensions  $b_p$  et  $h_p$  sont choisies de façon à ce que la pression moyenne  $p = N/b_p h_p$  sur le béton soit admissible.

La plaque étant raidie par le poteau, il en résulte une déformation non uniforme et donc une mise en flexion de la plaque sous effort normal en compression comme en traction (figure 18b). Les critères adéquats sur les contraintes admissibles en flexion permettent de déterminer l'épaisseur de la platine  $t_p$ .

#### Soudure du poteau sur la platine d'extrémité

Les soudures sont en général des soudures d'angle dont l'épaisseur de gorge  $a$  doit être telle que les soudures puissent reproduire la capacité de résistance à la traction de la section complète du poteau. À défaut de calculs plus précis, on peut prendre  $a = 0,7 t$  où  $t$  est l'épaisseur de la tôle à souder.

#### Tiges d'ancre

Les tiges d'ancre servent uniquement à reprendre les efforts verticaux de traction. Leur dimensionnement (diamètre et longueur de la tige) dépend :

- de la résistance à la traction de la section résistante de la tige ;
- des caractéristiques d'adhérence et de résistance du béton.

#### Bêche

Il est possible de compter sur le frottement de la platine d'extrémité sur l'embase en béton pour transmettre les efforts horizontaux. Ainsi, si pour toutes les combinaisons d'actions possibles :

- $N$  est toujours un effort de compression ;
- les efforts tranchants  $V_y$  ou  $V_z \leq 0,3N$  ;

il n'y a pas lieu de prévoir de bêche (figure 17a). Dans le cas contraire, il faut une bêche et celle-ci doit être dimensionnée pour transmettre l'intégralité des efforts horizontaux, la transmission mixte intégrant frottement et bêche n'étant pas autorisée.

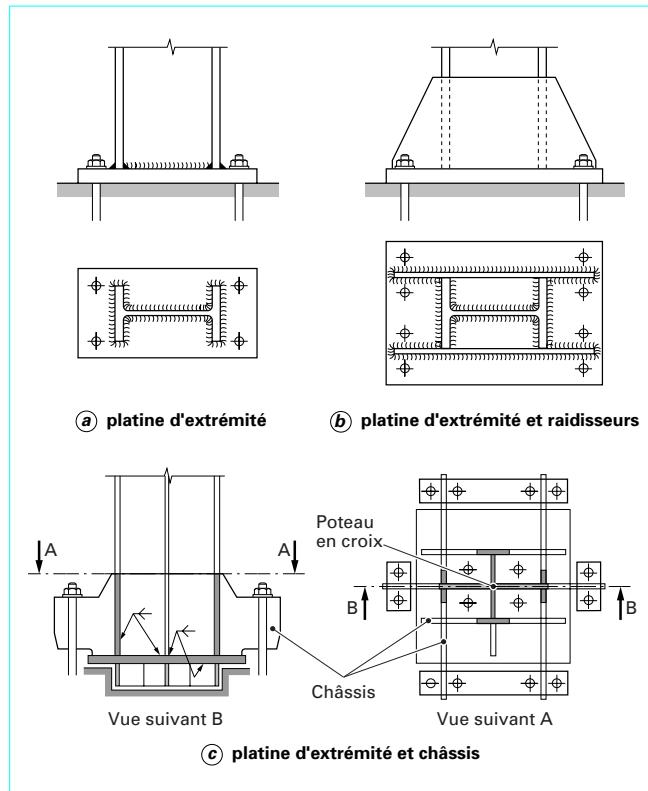


Figure 19 – Exemples de pieds de poteaux encastrés

## 5.2 Pieds de poteaux encastrés

L'encastrement des pieds de poteaux est rendu nécessaire dans l'une ou l'autre des situations suivantes :

— les poteaux doivent assurer seuls la stabilité verticale de l'ouvrage ;

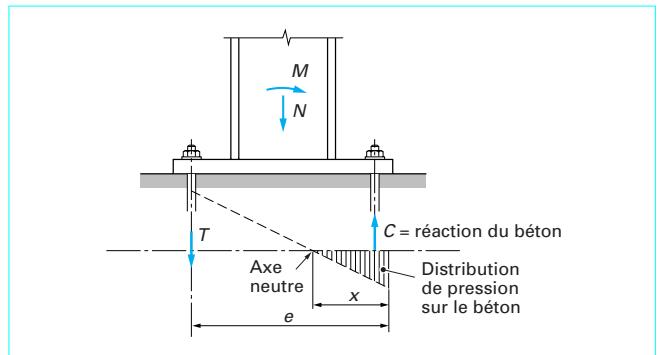


Figure 20 – Schéma d'équilibre des efforts dans un pied de poteau encastré

— des critères de déformations horizontales très sévères sont imposés aux bâtiments industriels comportant des chemins de roulement de ponts roulants lourds ;

— les dimensions de la platine d'extrémité sont trop grandes pour pouvoir réaliser des articulations et l'on ne souhaite pas recourir à des dispositifs spéciaux (rotules, appareils d'appui à élastomères) estimés trop coûteux.

La figure 19 illustre quelques exemples de pieds de poteaux encastrés. On retrouve dans les pieds de poteaux encastrés les mêmes composants que pour les pieds de poteaux articulés sauf que la géométrie, la fabrication et la mise en œuvre sont beaucoup plus complexes.

La transmission des moments fléchissants s'effectue suivant le schéma de la figure 20 : le moment est équilibré par un couple constitué d'un effort de compression sur le béton et d'un effort de traction dans les tiges. Plus les moments sont importants, plus il faut augmenter le bras de levier afin que les contraintes dans les tiges et sur le béton demeurent admissibles. Comme par ailleurs, la section acier-béton doit rester plane, il faut que le pied de poteau soit très raide, ce qui nécessite le recours à de nombreux raidisseurs.

Pour la conception et le dimensionnement de ce type d'assemblage, il convient de s'appuyer sur le deuxième ouvrage de Yvon Lescouarc'h sur les pieds de poteaux [8].