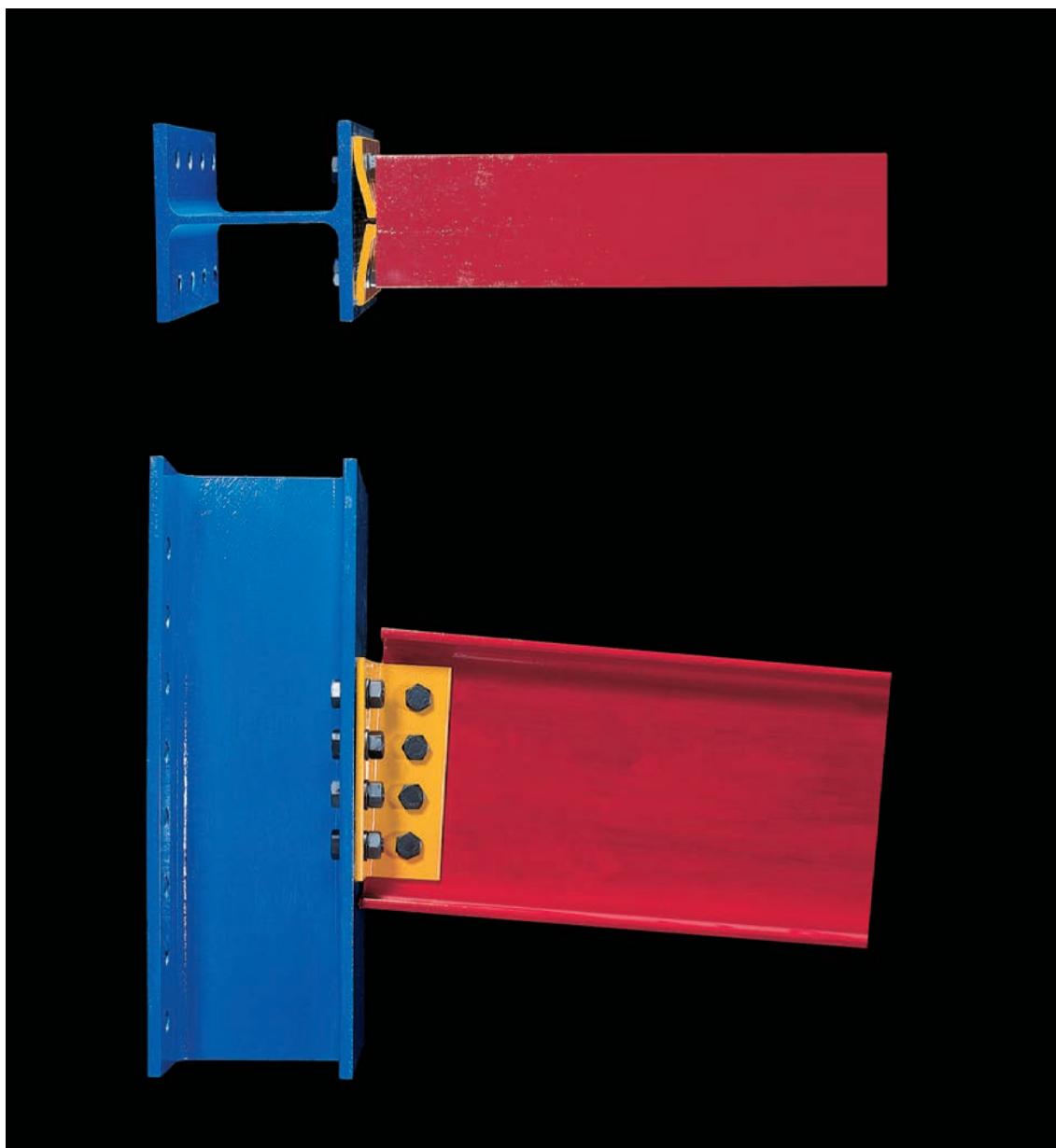


Extrait de l'ouvrage Construction Métallique: notions fondamentales et méthodes de dimensionnement. Manfred A. Hirt, Rolf Bez et Alain Nussbaumer. Traité de Génie Civil vol. 10, Presses polytechniques et universitaires romandes, 2015. Reproduit avec autorisation de l'éditeur. Tous droits réservés.

## 9 Assemblages



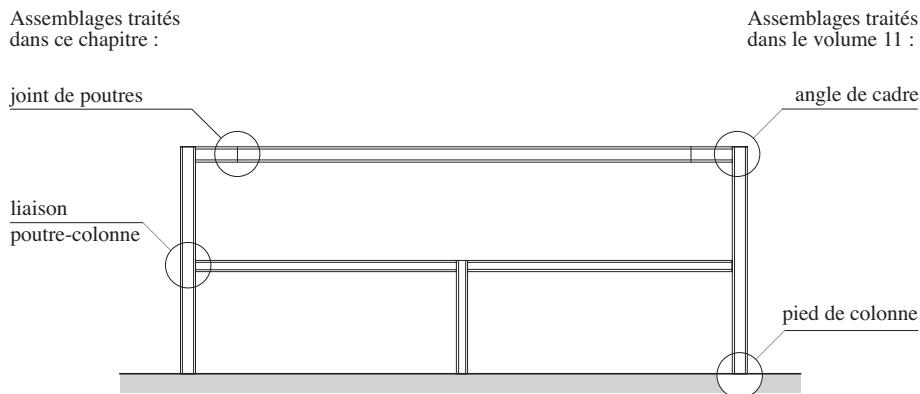
*Liaison poutre-colonne, halle d'essai des structures SGC-EPFL (photo Alain Herzog, Lausanne)*

## 9.1 Introduction

Les deux chapitres précédents ont traité des moyens d'assemblage couramment utilisés dans la construction métallique, à savoir la soudure (chap. 7) et les boulons (chap. 8). Le but du présent chapitre est de mettre en évidence la modélisation et le dimensionnement de quelques assemblages réalisés à l'aide de soudures et/ou de boulons. L'influence des éléments suivants y est notamment examinée :

- type d'efforts transmis: effort tranchant  $V$ , moment de flexion  $M$  ou interaction d'efforts;
- modèle d'assemblage utilisé: rigide, semi-rigide ou articulé;
- moyen d'assemblage utilisé: uniquement des soudures, à la fois des soudures et des boulons ou uniquement des boulons.

Parmi les nombreux types d'assemblages existant dans la pratique, ce chapitre se limite à l'étude des joints de poutres et des liaisons poutre-colonne (fig. 9.1); leur modélisation nécessite une démarche qui présente l'avantage d'être aisément applicable à d'autres types d'assemblages. Les assemblages propres aux halles et aux bâtiments (angle de cadre, pied de colonne, attaches panne-traverse, solive-sommier, sommier-colonne, joints de colonne, etc.), ainsi que les assemblages semi-rigides sont abordés dans le TGC volume 11.



**Fig. 9.1** Assemblages traités dans ce chapitre ou dans le volume 11.

Comme les objectifs de ce chapitre peuvent être particulièrement bien atteints en examinant les assemblages selon le type d'efforts qu'ils transmettent, ce chapitre est structuré de la façon suivante :

- Section 9.2. Rappel des principes de dimensionnement applicables aux assemblages.
- Section 9.3. Etude des assemblages transmettant un effort tranchant.
- Section 9.4. Etude des assemblages transmettant un moment de flexion.
- Section 9.5. Etude des assemblages transmettant une interaction d'efforts.
- Section 9.6. Illustration du contenu des sections 9.2 à 9.5 par trois exemples numériques.

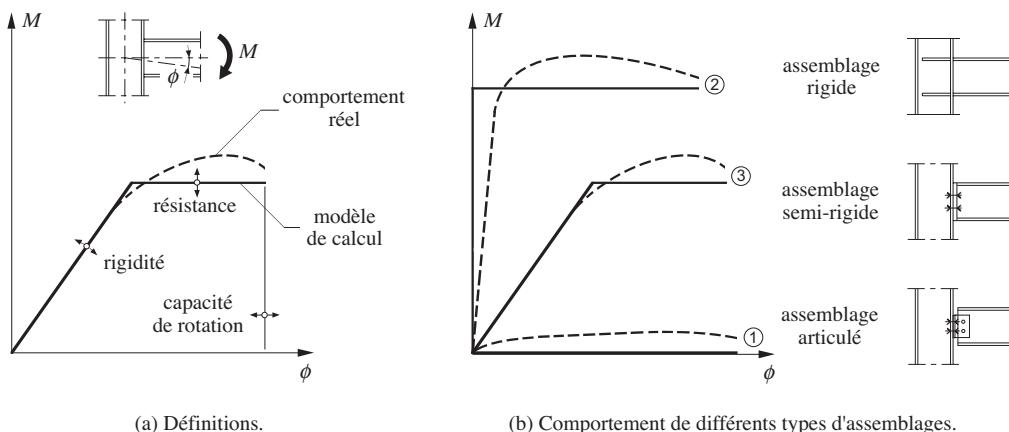
## 9.2 Principes de dimensionnement

On se référera aux sections 7.2 et 8.2 pour les principes de dimensionnement à appliquer aux moyens d'assemblage utilisés. En ce qui concerne les principes de dimensionnement des assemblages

eux-mêmes, il est nécessaire de relever l'importance et l'interdépendance de certaines de leurs caractéristiques, à savoir:

- leur rigidité,
- leur résistance,
- leur capacité de rotation.

Ces différentes caractéristiques, définies graphiquement à la figure 9.2(a), influencent directement le comportement des assemblages. Ceci est illustré schématiquement à la figure 9.2(b) avec les relations moment de flexion-rotation de trois types d'assemblages fléchis constituant une liaison poutre-colonne.



**Fig. 9.2** Relations moment de flexion-rotation.

### 9.2.1 Rigidité

La courbe ① de la figure 9.2(b) concerne le cas d'un assemblage ne transmettant qu'un effort tranchant: il s'agit d'un *assemblage articulé* qui ne présente pas de rigidité à la flexion. La courbe ② correspond quant à elle à un assemblage capable de transmettre un certain moment de flexion déjà pour une faible rotation: on parle alors d'*assemblage rigide* à cause de la rigidité à la flexion qu'il présente. Il faut cependant préciser que la transmission d'un certain moment de flexion est aussi possible avec des assemblages moins rigides que celui correspondant à la courbe ②: on parle alors d'*assemblages semi-rigides*, dont le comportement illustré par la courbe ③ montre qu'une grande rotation est nécessaire pour atteindre le moment de flexion à transmettre.

La rigidité des assemblages a bien évidemment une influence sur la déformabilité d'une structure, et par conséquent sur la vérification de son aptitude au service. Les assemblages doivent donc posséder une rigidité comparable à celle admise dans le calcul de la structure: il est donc particulièrement important que la modélisation des assemblages corresponde à leur comportement réel. On relèvera que cette rigidité est influencée par les déformations des éléments minces comme les ailes des profilés ou les plaques frontales, les jeux des boulons ainsi que par les effets de levier.

Comme cela a déjà été dit à la section 9.1, les assemblages semi-rigides sont traités dans le TGC volume 11. Dans la suite de ce chapitre, nous admettrons que nous avons des assemblages rigides (modèle de calcul de la courbe ②) représentant un encastrement parfait des éléments assemblés pour

transmettre un moment de flexion, et des assemblages parfaitement articulés (modèle de calcul de la courbe ①) pour transmettre un effort tranchant.

### 9.2.2 Résistance

Il est particulièrement important que les assemblages dont la fonction est de relier les différents éléments d'une structure aient une résistance suffisante. Dans le cas de l'utilisation de la méthode de calcul PP (§ 2.5.3), la résistance des assemblages doit être au moins égale à celle des éléments assemblés, afin qu'ils n'entraînent pas la *redistribution des efforts* intérieurs dans la structure. Pour les autres méthodes de calcul (EP, EE et EER), pour lesquelles aucune redistribution des efforts n'est nécessaire, on dimensionne les assemblages pour qu'ils transmettent les efforts intérieurs calculés; leur résistance peut donc être inférieure à celle des éléments assemblés. Lorsqu'une structure est dimensionnée pour la situation de risque séisme, il faudra veiller à ce que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non dans les colonnes afin d'éviter des problèmes de stabilité d'ensemble (*soft storeys*), exception faite pour le dernier étage.

Les principes de dimensionnement utilisés en général pour les structures métalliques sont faits pour éviter que les assemblages ne soient la cause première de la ruine. C'est précisément dans ce but que le facteur de résistance  $\gamma_{M2}$ , déjà introduit dans les paragraphes 2.7.3, 7.2.1 et 8.2.1, est utilisé pour la vérification de la sécurité structurale des moyens d'assemblage.

Il faut encore relever qu'un assemblage fléchi, qu'il soit rigide ou semi-rigide, doit présenter une certaine résistance à la flexion. Il est donc important de soigner sa conception pour éviter qu'une rupture prématuée d'un élément de l'assemblage (soudure, boulon, raidisseurs, etc.), due par exemple à une mauvaise redistribution des efforts, ne permette pas d'atteindre la résistance prévue.

### 9.2.3 Capacité de rotation

Il faut également relever l'importance de la capacité de rotation d'un assemblage. Les remarques suivantes s'imposent donc à ce sujet:

- Une grande capacité de rotation est nécessaire en cas de calcul plastique des efforts intérieurs (méthode de calcul PP), car la *redistribution des efforts* dans une structure se fait grâce aux rotations dans les rotules plastiques qui permettent de soulager certaines parties de la structure au détriment d'autres. La résistance ultime du mécanisme ne peut donc être atteinte que si les rotules plastiques permettent une rotation suffisante, tout en restant capables de transmettre le moment plastique pour lequel elles ont été dimensionnées.
- Une certaine capacité de rotation est également nécessaire afin de pouvoir atteindre le moment plastique dans l'assemblage dimensionné avec la méthode de calcul EP; elle est cependant plus faible que celle nécessaire pour un calcul PP. Relevons encore que les capacités de rotation nécessaires pour les calcul EP et PP ne sont pas compatibles avec des assemblages où la section nette est déterminante, étant donné les importantes concentrations de contraintes et l'impossibilité d'une redistribution des efforts dans une telle section. De ce fait, l'utilisation des méthodes de calcul EP ou PP n'est pas autorisée dans les zones où la section nette en traction est déterminante.
- Les assemblages articulés doivent être à même de supporter les rotations prévues par le comportement général de la structure.

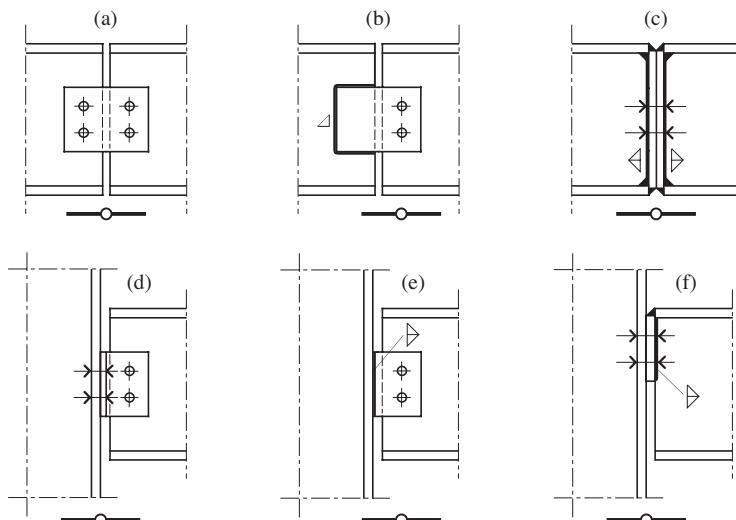
## 9.3 Transmission d'un effort tranchant

### 9.3.1 Conception et modélisation

On peut envisager différents types d'assemblages transmettant uniquement un effort tranchant. La figure 9.3 montre trois exemples de joints de poutres ainsi que trois exemples de liaisons poutre-colonne pouvant être considérés comme des articulations. Pour chacun de ces assemblages, la *position théorique de l'articulation* est indiquée: elle se trouve toujours au droit de la section de l'assemblage qui subit la plus grande rotation lors de sa mise en charge. Précisons encore que pour transmettre uniquement un effort tranchant, des assemblages entièrement soudés sont à éviter, car leur rigidité peut leur faire transmettre des moments de flexion indésirables.

Les exemples d'assemblages présentés à la figure 9.3 appellent les commentaires suivants:

- Fig. 9.3(a). Joint de poutre avec deux couvre-joints d'âme boulonnés. Cet assemblage entièrement boulonné présente l'avantage d'être très simple et de pouvoir être facilement réalisé sur chantier. Pour ce joint, on admet que la position de l'articulation se situe entre les deux poutres.
- Fig. 9.3(b). Joint de poutre avec un seul couvre-joint (pour une question de montage). L'avantage de cet assemblage soudé et boulonné, par rapport au précédent, est qu'il permet de diminuer le nombre d'opérations à effectuer sur le chantier ainsi que le nombre de pièces à assembler. Pour ce joint, on admet que l'articulation se situe au droit des boulons; ceci s'explique par le fait que les soudures sont beaucoup plus rigides que les boulons, au droit desquels la rotation de l'assemblage est possible. Une des conséquences de cet emplacement est de ne pas créer dans les boulons des forces additionnelles dues à l'excentricité de l'effort tranchant par rapport aux boulons (§ 9.3.2).
- Fig. 9.3(c). Joint de poutre avec deux plaques frontales soudées et boulonnées. Ce type d'assemblage peut être utilisé lorsqu'il y a, en plus de l'effort tranchant, un effort normal relativement important à transmettre. Ce joint de poutre possède également une plus grande rigidité selon



**Fig. 9.3** Exemples de joints de poutres et de liaisons poutre-colonne transmettant essentiellement un effort tranchant.

l'axe faible que les autres exemples de joints de poutre. Pour diminuer sa rigidité (selon l'axe fort ou l'axe faible), il est possible de placer entre les deux plaques frontales une fourrure réduisant la surface de contact des plaques frontales. La position de l'articulation se situe entre les deux plaques frontales.

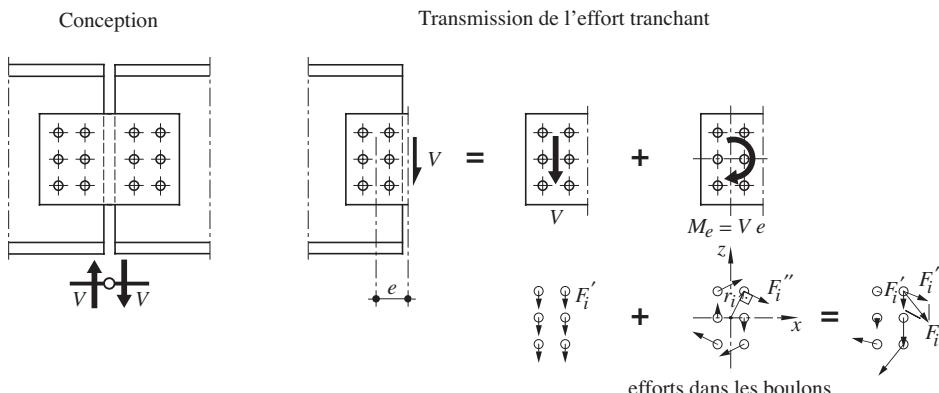
- Fig. 9.3(d). Liaison poutre-colonne entièrement boulonnée, réalisée à l'aide de deux cornières. Comme dans le cas du joint de poutre tout boulonné de la figure 9.3(a), cet assemblage est simple et peut être facilement réalisé sur chantier. On admet que l'articulation se situe entre la colonne et les cornières, l'assemblage étant très déformable à cet endroit (voir illustration du titre de ce chapitre).
- Fig. 9.3(e). Liaison poutre-colonne soudée et boulonnée présentant les mêmes particularités que le joint de poutre de la figure 9.3(b). A l'instar de celui-ci, la position de l'articulation est admise au droit des boulons.
- Fig. 9.3(f). Liaison poutre-colonne soudée et boulonnée utilisant une plaque frontale, comme le joint de poutre représenté à la figure 9.3(c). Dans ce cas-ci, la position de l'articulation sera prise entre la plaque frontale et la colonne.

Précisons encore que la réalisation de *trous oblongs* permet parfois de faciliter la mise en place des différents éléments composant ces assemblages, cas échéant par la compensation des *tolérances de fabrication ou de montage*. Il faudra cependant veiller, dans ce cas, à bien identifier la position théorique de l'articulation, qui ne correspond plus forcément à celle indiquée sur la figure 9.3.

### 9.3.2 Couvre-joint d'âme boulonné

La figure 9.4 présente la conception d'un joint de poutre avec un ou deux couvre-joints boulonnés, de même que le mode de transmission de l'effort tranchant. On y voit notamment que l'effort tranchant est transmis d'une poutre à l'autre par cisaillement du ou des couvre-joint(s).

Si l'on effectue un calcul élastique des forces en admettant que le centre de rotation d'un demi couvre-joint correspond au centre de gravité du groupe de boulons, chaque boulon est sollicité non seulement par une force de cisaillement  $F'_i$  due à l'effort tranchant  $V$ , mais également par une force  $F''_i$  due à



**Fig. 9.4** Joint de poutre par couvre-joint(s) d'âme entièrement boulonné(s).

l'excentricité de  $V$  par rapport aux centres de gravité des groupes de boulons. On décompose cet ensemble de forces en une composante verticale et une composante horizontale:

$$\text{composante horizontale} \quad F_{xi} = F''_{xi} = \frac{M_e \cdot z_i}{\sum_{i=1}^n (x_i^2 + z_i^2)} \quad (9.1)$$

$$\text{composante verticale} \quad F_{zi} = F'_i + F''_{zi} = \frac{V}{n} + \frac{M_e \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n (x_i^2 + z_i^2)} \quad (9.2)$$

$n$  : nombre de boulons

$M_e$  : moment d'excentricité ( $M_e = V e$ )

$x_i$  et  $z_i$  : composante horizontale et verticale de la distance  $r_i$  entre le centre de gravité du groupe de boulons et le  $i^{\text{ème}}$  boulon

L'effort transmis par chaque boulon est alors égal à la résultante des deux composantes:

$$F_i = \sqrt{F_{xi}^2 + F_{zi}^2} \quad (9.3)$$

La vérification de l'assemblage se fait par conséquent par le contrôle des quatre conditions suivantes:

- Cisaillement des boulons:

Il est nécessaire de connaître l'effort de cisaillement repris par *une section* du boulon le plus sollicité. Sa valeur de calcul  $F_{v,Ed}$  vaut, selon le nombre de sections cisaillées par boulons (qui correspond en fait au nombre de couvre-joints):

$$\text{une section cisaillée:} \quad F_{v,Ed} = \max(F_{i,Ed}) \quad (9.4a)$$

$$\text{deux sections cisaillées:} \quad F_{v,Ed} = \frac{1}{2} \max(F_{i,Ed}) \quad (9.4b)$$

$F_{i,Ed}$  : valeur de calcul de l'effort repris par le boulon le plus sollicité

Ce qui permet de faire la vérification du cisaillement des boulons avec la relation suivante:

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} = \frac{F_v}{\gamma_{M2}} \quad (9.5)$$

$F_{v,Rd}$  : valeur de calcul de la résistance au cisaillement *d'une section* de boulon

- Pression latérale dans le(s) couvre-joint(s) et dans l'âme des profilés:

$$F_{i,Ed} \leq F_{b,Rd} = \frac{F_b}{\gamma_{M2}} \quad (9.6)$$

$F_{b,Rd}$  : valeur de calcul de la résistance à la pression latérale dans le(s) couvre-joint(s) ou dans l'âme des profilés

- Effort tranchant dans la section brute du (des) couvre-joint(s):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \frac{\tau_y A}{\gamma_{M1}} \quad (9.7a)$$

$\tau_y$  : contrainte limite élastique de cisaillement ( $\tau_y = f_y/\sqrt{3}$ )  
 $A$  : section brute du ou des couvre-joint(s)

- Effort tranchant dans la section affaiblie :

$$\text{Défaillance par cisaillement } V_{Ed} \leq V_{eff,Rd} = \frac{0.9 f_u}{\gamma_{M2}\sqrt{3}} A_{v,net} \quad (9.7b)$$

Et, suivant le cas, défaillance par effet combiné de cisaillement et d'arrachement:

$$V_{Ed} \leq V_{eff,Rd} = \frac{0.9 f_u A_{t,net} + \tau_y A_{v,brut}}{\gamma_{M2}} \quad (9.7c)$$

$f_u$  : résistance à la traction du profilé  
 $\tau_y$  : contrainte limite élastique ( $\tau_y = f_y/\sqrt{3}$ )  
 $A_{v,net}$  : section nette de cisaillement du profilé  
 $A_{t,net}$  : section nette d'arrachement  
 $A_{v,brut}$  : section brute de cisaillement du profilé

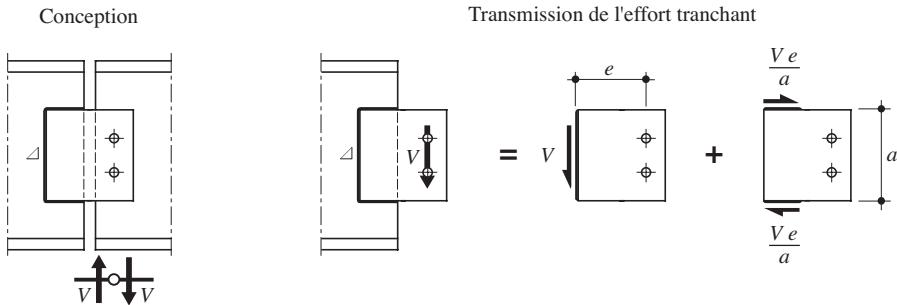
Notons que ces vérifications (9.7b et c) sont principalement déterminantes pour des plaques (couvre-joint, gousset, etc.) ou pour des cornières, ou lorsque le profilé a été découpé au niveau de l'assemblage.

Le calcul de l'effort de cisaillement dans les boulons, présenté ci-dessus, est basé sur une analyse élastique. Cette dernière repose sur plusieurs hypothèses simplificatrices, en particulier en ce qui concerne le centre de rotation de chaque moitié de l'assemblage, que l'on admet confondu avec le centre de gravité du groupe de boulons; cela entraîne une incompatibilité entre les forces et les déformations des boulons en cisaillement. Une telle analyse élastique offre toutefois l'avantage d'être simple à utiliser et d'être conservatrice. Certains auteurs préconisent cependant l'emploi d'une analyse dite à l'état limite ultime, qui prend en compte la position variable du centre instantané de rotation des boulons, déterminée à l'aide de la relation cisaillement-déformation transversale du boulon. Cette méthode itérative relativement complexe, présentée entre autre dans [9.1], n'est pas développée ici.

L'Eurocode 3, partie 1-8 (§ 3.12) propose deux méthodes pour le dimensionnement d'un assemblage dans lequel survient un moment. La répartition de ce moment peut se faire de façon linéaire, c'est-à-dire proportionnellement à la distance du centre de rotation du groupe de boulons ou de façon plastique. Finalement toute répartition raisonnable des efforts peut être envisagée, à condition qu'elle satisfasse les conditions adoptées dans le calcul des efforts intérieurs.

### 9.3.3 Couvre-joint d'âme soudé et boulonné

La figure 9.5 représente en détail le joint de poutre de la figure 9.3(b) réalisé par un couvre-joint d'âme soudé d'un côté et boulonné de l'autre, pour lequel on peut admettre que la rotule se situe au droit



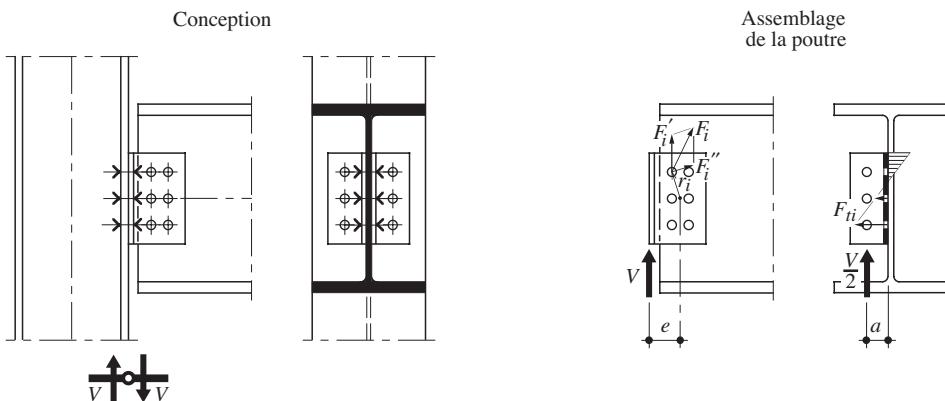
**Fig. 9.5** Joint de poutre par couvre-joint d'âme boulonné et soudé.

des boulons. Ces derniers sont donc uniquement sollicités par les forces de cisaillement dues à l'effort tranchant (pas d'excentricité). Le couvre-joint devra par contre être vérifié en tenant compte du moment supplémentaire dû à l'excentricité de l'effort tranchant  $V$ .

Pour le dimensionnement des soudures, on peut par exemple procéder de la manière suivante: on admet que la soudure verticale reprend l'effort tranchant  $V$  et que les deux soudures horizontales reprennent le moment dû à l'excentricité de  $V$ . Les soudures horizontales sont dans ce cas à dimensionner pour reprendre un couple de forces valant chacune  $Ve/a$ .

#### 9.3.4 Attache par cornières

La liaison poutre-colonne réalisée à l'aide de cornières (fig. 9.3(d)) mérite une attention particulière concernant la transmission des efforts. Examinons pour cela l'assemblage de la figure 9.6, où la force  $V$  doit être transmise de la poutre à la colonne. En admettant que l'articulation de l'assemblage se trouve au droit de la face extérieure de l'aile de la colonne, il existe une excentricité  $e$  de la force  $V$  par rapport au centre de gravité des boulons de l'âme de la poutre: cette excentricité crée un moment  $M_e = Ve$ . On se retrouve donc dans le cas du couvre-joint boulonné du joint de poutre examiné au paragraphe 9.3.2,



**Fig. 9.6** Transmission des efforts dans une liaison poutre-colonne réalisée à l'aide de deux cornières boulonnées.

pour lequel les boulons situés sur l'âme de la poutre sont sollicités à la fois par les forces  $F'_i$  (due à l'effort tranchant) et  $F''_i$  (due à l'excentricité de  $V$ ), forces que l'on peut décomposer en composantes horizontale et verticale.

Il convient de remarquer qu'il faut encore tenir compte du moment d'excentricité ( $V/2$ )  $a$  dû à la position excentrée des boulons assemblant les cornières sur la colonne: si cela crée un effort de compression par contact dont il n'est pas nécessaire de tenir compte, cela produit également une force de traction  $F_t$  sur certains boulons. L'influence de cette force de traction est souvent faible, mais elle ne peut pas toujours être négligée, notamment lorsque le nombre de boulons constituant l'attache est faible (sect. 9.6, exemple 9.1).

Les boulons situés sur l'aile de la colonne ne reprennent quant à eux que la force de cisaillement  $V$ , dans la mesure où ils sont situés au droit de l'articulation de l'assemblage.

Lors de la vérification de l'assemblage, on contrôlera également la résistance des cornières sous l'effet de l'effort tranchant et du moment d'excentricité dans le plan de l'aile de la colonne: l'exemple 9.1 de la section 9.6 montre de quelle façon un tel contrôle pourrait être fait. Mentionnons que les tables SZS C9.1 [9.2] contiennent de nombreux tableaux donnant les dimensions et la résistance de liaisons poutre-colonne par doubles cornières, conçues de façon à ce que la résistance des cornières (cisaillement, flexion, pression latérale) ne soit pas déterminante.

Dans le cas d'un assemblage avec gousset soudé sur la colonne et boulonné sur la poutre (fig. 9.3(e)), la position de l'articulation est différente. Comme elle se situe au droit des boulons, il n'y a pas d'excentricité  $e$  pour les boulons, mais la soudure du gousset sur la colonne doit être vérifiée pour reprendre l'effort tranchant ainsi que le moment d'excentricité créé par celui-ci.

L'exemple 9.1 de la section 9.6 présente en détail la vérification d'une liaison poutre-colonne réalisée à l'aide de cornières boulonnées sur la colonne et boulonnées ou soudées sur la poutre.

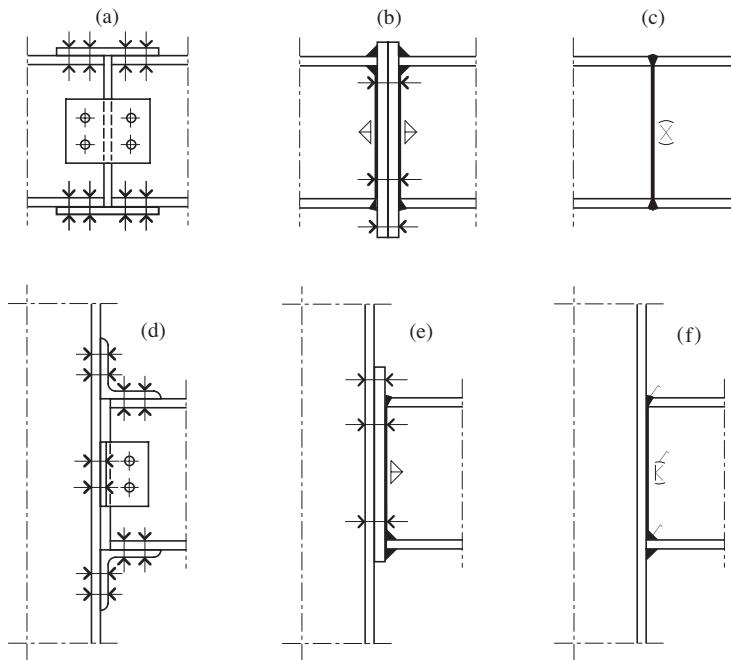
## 9.4 Transmission d'un moment de flexion

### 9.4.1 Conception et modélisation

La section 9.4 traite uniquement la transmission d'un moment de flexion. Une telle approche a été choisie pour des raisons didactiques; en effet, un moment de flexion est presque toujours accompagné d'un effort tranchant, mais il nous a semblé utile de bien séparer les raisonnements à faire pour transmettre ces deux types d'efforts. La transmission d'une interaction d'efforts est d'ailleurs examinée à la section 9.5. La figure 9.7 montre trois exemples de joints de poutres ainsi que trois liaisons poutre-colonne pouvant transmettre un moment de flexion.

Les exemples d'assemblages présentés à la figure 9.7 appellent les commentaires suivants:

- Fig. 9.7(a). Joint de poutre transmettant le moment de flexion à l'aide des couvre-joints d'ailes et d'âme boulonnés. Cet assemblage simple et réalisable sur chantier présente cependant le désavantage de nécessiter l'emploi de beaucoup de pièces, tout en étant plus long à mettre en place que l'assemblage présenté à la figure 9.7(b).
- Fig. 9.7(b). Joint de poutre avec deux plaques frontales soudées et boulonnées, prévu pour transmettre un moment de flexion positif. La soudure des plaques frontales est réalisée en atelier, ce qui permet de réduire au maximum le temps de montage sur chantier.
- Fig. 9.7(c). Joint de poutre entièrement soudé, conçu pour être en général réalisé en atelier. Les soudures entre les ailes nécessitent en effet que l'on puisse retourner la poutre.



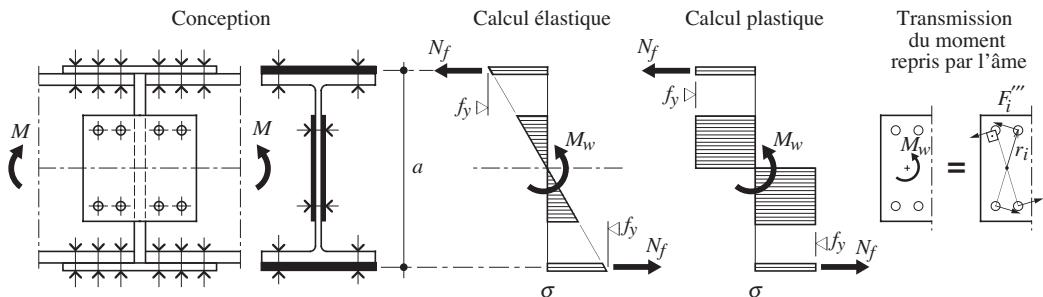
**Fig. 9.7** Exemples de joints de poutres et de liaisons poutre-colonne transmettant essentiellement un moment de flexion.

- Fig. 9.7(d). Liaison poutre-colonne dont le principal avantage est celui de pouvoir être montée entièrement sur chantier sans aucune soudure. Le nombre important de pièces lui font souvent préférer l'assemblage décrit à la figure 9.7(e).
- Fig. 9.7(e). Liaison poutre-colonne soudée et boulonnée, conçue pour transmettre un moment négatif. Comme pour le joint de poutre correspondant (fig. 9.7(b)), la soudure de la plaque frontale est effectuée en atelier afin de permettre un montage très rapide.
- Fig. 9.7(f). Liaison poutre-colonne conçue pour transmettre un moment négatif. Elle correspond au joint de poutre de la figure 9.7(c), mais avec des soudures réalisées sur chantier nécessitant une préparation de chanfreins différente.

Il faut encore relever que les assemblages illustrés à la figure 9.7 ne permettent pas tous une compensation aisée des *tolérances de fabrication ou de montage*. Ils ne devront donc être choisis que si ce critère n'est pas déterminant.

#### 9.4.2 Couvre-joints boulonnés

La figure 9.8 présente le cas particulier d'un joint de poutre entièrement boulonné semblable à celui de la figure 9.7(a). On peut envisager pour ce type d'assemblage deux méthodes de calcul différentes pour la répartition du moment de flexion sur les couvre-joints d'ailes et d'âme: un calcul élastique ou un calcul plastique. Pour chacune de ces méthodes, l'équilibre suivant doit toujours être respecté:



**Fig. 9.8** Transmission du moment de flexion dans un joint de poutre réalisé avec des couvre-joints boulonnés.

$$M = M_w + M_f \quad (9.8)$$

$M$  : moment total à transmettre

$M_w$  : moment transmis par les couvre-joints d'âme

$M_f$  : moment transmis par les couvre-joints d'ailes

### Calcul élastique

On admet que le moment  $M$  se répartit entre l'âme ( $M_w$ ) et les ailes ( $M_f$ ) selon la théorie d'élasticité, à savoir avec des contraintes dans les couvre-joints proportionnelles à la distance de l'axe neutre (fig. 9.8). On a ainsi:

$$M_w = \frac{I_{CJw}}{I_{CJ}} M \quad (9.9)$$

$I_{CJw}$  : inertie des couvre-joints d'âme

$I_{CJ}$  : inertie de l'ensemble des couvre-joints

Les couvre-joints d'ailes sont donc sollicités par un moment  $M_f$ , ce qui produit un effort normal  $N_f = M_f/a$ , où  $a$  correspond à la distance entre les centres de gravité des couvre-joints d'ailes. Ils doivent être dimensionnés de façon analogue aux assemblages cisaiillés (chap. 8, exemple 8.3). Les boulons des couvre-joints d'âme sont quant à eux sollicités par des forces  $F_i'''$  analogues aux forces  $F_i''$  déterminées pour le couvre-joint d'âme boulonné (§ 9.3.2), mais avec le moment d'excentricité  $M_e$  remplacé par le moment  $M_w$  repris par les couvre-joints d'âme:

$$F_i''' = \frac{M_w r_i}{\sum_{i=1}^n r_i^2} \quad (9.10)$$

### Calcul plastique

- Avec participation de l'âme

Le moment  $M$  se répartit entre l'âme ( $M_w$ ) et les ailes ( $M_f$ ) conformément à une plastification complète des couvre-joints (fig. 9.8). La méthode de dimensionnement des boulons est la même que celle

utilisée pour le calcul élastique (l'équilibre donné par (9.8) doit toujours être satisfait), mais avec une valeur du moment  $M_w$  repris par l'âme donnée par:

$$M_w = \frac{W_{pl,CJw}}{W_{pl,CJ}} M \quad (9.11)$$

$W_{pl,CJw}$  : module plastique des couvre-joints d'âme  
 $W_{pl,CJ}$  : module plastique de l'ensemble des couvre-joints

- Avec participation des ailes uniquement

En négligeant la participation des couvre-joints d'âme, on admet que le moment de flexion est entièrement repris par les ailes: on a ainsi  $M_f = M$ . La vérification des couvre-joints d'aile et de leurs boulons se fait comme pour un assemblage cisaillé (chap. 8, exemple 8.3), avec  $N_f = M/a$ , alors que les couvre-joints d'âme ainsi que leurs boulons ne servent qu'à la reprise de l'effort tranchant, de la même manière que les assemblages décrits à la section 9.3.

#### 9.4.3 Plaques frontales

Un joint de poutre transmettant un moment de flexion peut se faire à l'aide d'une plaque frontale non débordante ou débordante (fig. 9.9). La transmission du moment de flexion peut se modéliser en admettant une force de compression  $F_c$  transmise directement par contact, et des efforts de traction  $F_t$  sur les boulons les plus proches de l'aile tendue (les autres boulons sont réservés à la transmission d'un éventuel effort tranchant).

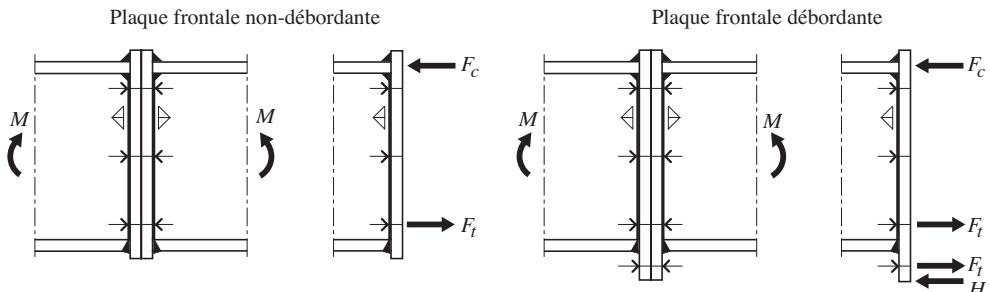


Fig. 9.9 Joints de poutres avec plaque frontale non débordante ou débordante.

Dans le cas de la plaque frontale débordante avec des boulons de précontraints, il convient de tenir compte de l'éventuelle force de levier  $H$  (§ 8.7.6). Pour le type de détail illustré à la figure 9.9, les tables SZS C9.1 [9.2] suggèrent une valeur de la force  $H$  égale à environ 30 % de la résistance à la traction des boulons situés dans la zone débordante de la plaque frontale. Les boulons doivent être dimensionnés en traction selon les indications du paragraphe 8.4.3.

L'exemple 9.2 de la section 9.6 présente en détail la vérification d'une liaison poutre-colonne avec plaque frontale débordante.

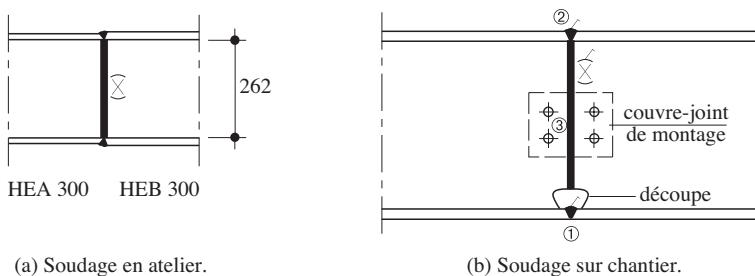
#### 9.4.4 Liaison entièrement soudée

Les joints soudés ne peuvent pas toujours être réalisés en atelier, par exemple pour des raisons de transport. La figure 9.10 montre un joint de poutre réalisé en atelier et un joint de poutre effectué lors du montage sur chantier.

Dans le cas du *soudage en atelier* (fig. 9.10(a)), les profilés sont assemblés au moyen de soudures bout à bout en V ou en V double selon l'épaisseur des éléments à assembler. Si l'on a un changement de section, on se rappellera (§ 3.2.3) qu'en utilisant des profilés à larges ailes de séries différentes, mais de même numéro, la distance entre les faces intérieures des ailes est identique (par exemple pour les profilés HEA 300, HEB 300 et HEM 300, on a  $h - 2 t_f = 262$  mm).

En cas de *soudage sur chantier* (fig. 9.10(b)), il est nécessaire de découper l'âme afin de pouvoir souder les ailes en position normale (en atelier, cette découpe n'est pas nécessaire, car le profilé peut être tourné pour être placé dans n'importe quelle position). Afin de limiter les *contraintes résiduelles* dues au retrait des soudures, on adopte la séquence de soudage suivante: ① et ② soudage des ailes (un couvre-joint provisoire permet de maintenir en place les profilés lors de cette opération), ③ soudage de l'âme (après avoir enlevé le couvre-joint de montage).

Les soudures de ces joints sont généralement des soudures complètement pénétrées et ne nécessitent pas de dimensionnement. Il faut cependant relever que la classe de qualité des soudures doit être définie en vue de fixer les exigences de qualité (§ 7.2.4).



**Fig. 9.10** Joints de poutres soudées.

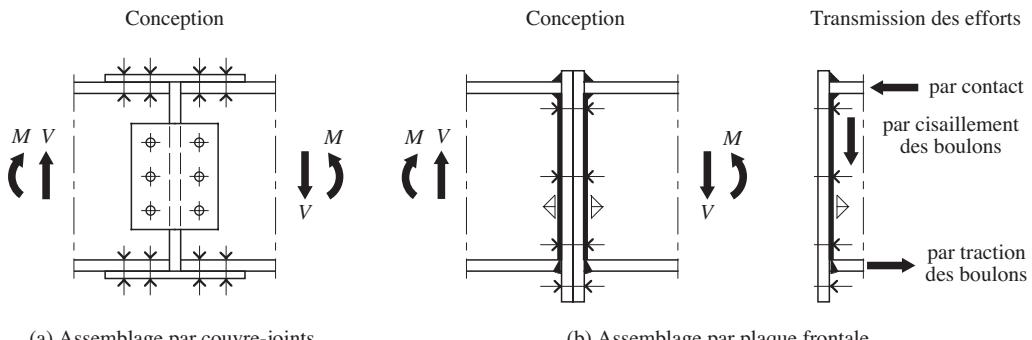
#### 9.5 Interaction d'efforts

Ce paragraphe a pour but de mettre en évidence certaines particularités des joints de poutres et des liaisons poutre-colonne devant transmettre simultanément un moment de flexion et un effort tranchant. Dans certains cas, il peut également y avoir une interaction avec un effort normal, auquel cas les sollicitations provenant de cet effort normal seraient à ajouter à celles dues aux autres efforts.

##### 9.5.1 Joint de poutre

La figure 9.11 présente deux exemples de joints de poutres boulonnés prévus pour transmettre à la fois un moment de flexion  $M$  et un effort tranchant  $V$ .

Le dimensionnement des boulons et des couvre-joints de l'assemblage de la figure 9.11(a) se fait de la même manière que celui des assemblages des figures 9.4 et 9.8, sauf que le couvre-joint d'âme



**Fig. 9.11** Joints de poutres boulonnés transmettant à la fois un moment de flexion et un effort tranchant.

reprend également, en plus de l'éventuel moment de flexion  $M_w$ , un effort tranchant  $V$ . Les boulons des couvre-joints d'âme sont donc sollicités simultanément par les forces  $F'_i$ ,  $F''_i$  et  $F'''_i$  décrites dans les paragraphes 9.3.2 et 9.4.2. Pour le dimensionnement de ce type de joint de poutre, il est plus simple de considérer, dans la mesure du possible, que les couvre-joints d'ailes reprennent la flexion à eux seuls et que les couvre-joints d'âme reprennent uniquement l'effort tranchant. Cette méthode correspond au calcul plastique avec participation, à la flexion, des ailes uniquement (§ 9.4.2). L'exemple 9.3 de la section 9.6 présente en détail la vérification d'un tel joint de poutre.

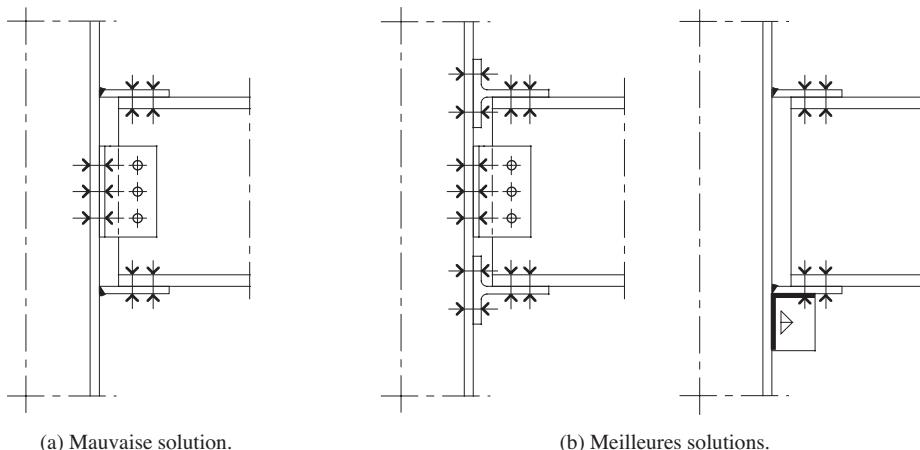
Dans le cas du joint de poutre avec plaque frontale (fig. 9.11(b)), il est possible de modéliser la transmission des efforts sur la base d'un raisonnement plastique en réservant certains boulons pour transmettre l'effort tranchant par cisaillement. Les autres boulons servent quant à eux à la reprise du moment de flexion, qui peut être décomposé, conformément à ce qui a été présenté au paragraphe 9.4.3, en un couple de forces se transmettant respectivement par contact et par traction des boulons.

### 9.5.2 Liaison poutre-colonne

Les liaisons poutre-colonne transmettent en général une interaction d'effort. Il est donc particulièrement important de créer des assemblages homogènes: c'est ainsi qu'une transmission des forces, réalisée à la fois avec des soudures et des boulons, n'est pas toujours une bonne solution. La figure 9.12(a) montre un exemple d'assemblage à éviter: l'effort tranchant risquerait de passer dans les soudures, celles-ci étant beaucoup plus rigides que l'assemblage boulonné de l'âme. Deux meilleures solutions sont présentées à la figure 9.12(b): un assemblage entièrement boulonné, ainsi qu'un assemblage soudé et boulonné pour lequel les soudures sur la colonne sont exécutées en atelier, pour permettre d'assembler la poutre sur le chantier à l'aide de boulons. Cette dernière variante présente par ailleurs l'avantage d'éviter tout glissement vertical de l'assemblage.

Il faut encore préciser que les assemblages illustrés à la figure 9.12 ne permettent pas une compensation aisée des *tolérances de fabrication ou de montage*. Une façon d'améliorer ceci serait de prévoir, déjà dès leur conception, la mise en place, lors du montage de l'assemblage, de fourrures entre la poutre et les éléments d'attache horizontaux.

L'Eurocode 3, partie 1-8 (§ 6.1) donne une méthode complète de calcul de la liaison poutre-colonne, comprenant en outre les courbes moment-rotation, la capacité de rotation, la rigidité en rotation ainsi qu'une classification des assemblages selon les rigidités des éléments et leur résistance.



**Fig. 9.12** Exemples de liaisons poutre-colonne transmettant à la fois un moment de flexion et un effort tranchant.

## 9.6 Exemples numériques

Cette section contient trois exemples numériques illustrant les notions relatives à la modélisation et à la vérification des assemblages étudiés dans ce chapitre:

- Exemple 9.1. Liaison poutre-colonne avec doubles cornières transmettant un effort tranchant.
- Exemple 9.2. Liaison poutre-colonne avec plaque frontale transmettant un moment de flexion et un effort tranchant.
- Exemple 9.3. Joint de poutre avec couvre-joints transmettant un moment de flexion et un effort tranchant.

Dans ces exemples, les valeurs numériques relatives à la résistance des soudures (sections de contact ou de gorge) et des boulons (cisaillement, traction, pression latérale, glissement) ont été tirées des tableaux 7.18, 8.32, 8.33 et 8.34, afin d'en démontrer l'application.

### Exemple 9.1 Liaison poutre-poteau avec double cornière

Soit l'assemblage en acier S 235 entre une poutre (IPE 270) et un poteau (HEB 160) réalisé à l'aide de doubles cornières (LNP 90 · 60 · 6) représenté à la figure 9.13. Il doit permettre de transmettre un effort tranchant  $V$  dont la valeur de calcul vaut  $V_{Ed} = 45 \text{ kN}$ .

Vérifier les différents éléments de cet assemblage pour les deux cas suivants:

- les cornières sont fixées sur l'âme de la poutre à l'aide de boulons M16 en acier 4.6,
- les cornières sont fixées sur l'âme de la poutre par un cordon de soudure d'épaisseur  $a = 4 \text{ mm}$ .

Dans le cas de ces deux assemblages, on peut admettre que l'articulation se situe au droit de l'aile du poteau, comme indiqué à la figure 9.3(d).

#### Cornières boulonnées

Selon le modèle de transmission des efforts représenté à la figure 9.14, on constate que les boulons de la colonne et de la poutre doivent reprendre la force de cisaillement  $V_{Ed}$ , tandis que les boulons de la poutre

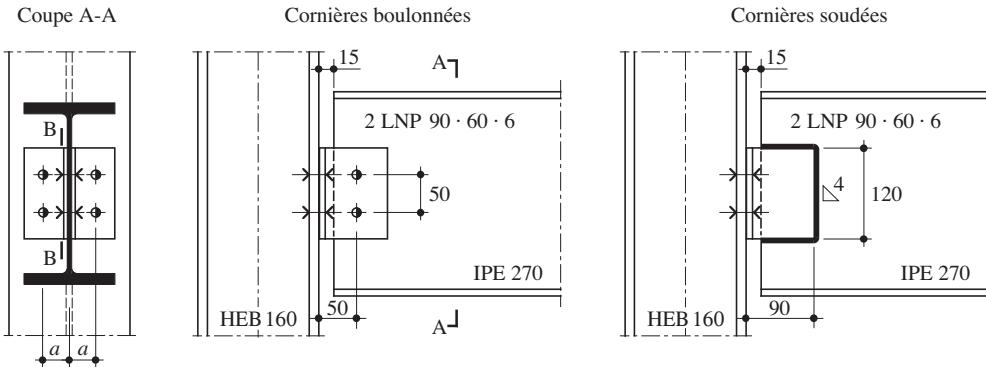


Fig. 9.13 Liaison poutre-poteau avec double cornière.

reprennent en plus les moments dus aux excentricités  $e$  (dans le plan de l'âme de la poutre) et  $a$  (dans le plan de l'aile de la colonne).

- Vérification des boulons au cisaillement

Comme ce sont les boulons de la poutre qui sont les plus sollicités, on peut se contenter de vérifier ceux-ci. La valeur de calcul de la force de cisaillement  $F_{v,Ed}$  agissant sur la section de l'un de ces boulons est égale à la somme vectorielle des deux forces suivantes:

$$F_{v,Ed}' = \frac{V_{Ed} / 2}{2} = \frac{45 \text{ kN}/2}{2} = 11.3 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed}'' = \frac{(V_{Ed} / 2)e}{p_1} = \frac{(45 \text{ kN} / 2) \cdot 50 \text{ mm}}{50 \text{ mm}} = 22.5 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \sqrt{(F_{v,Ed}')^2 + (F_{v,Ed}'')^2} = \sqrt{(11.3 \text{ kN})^2 + (22.5 \text{ kN})^2} = 25.2 \text{ kN}$$

Pour le cas d'un assemblage avec deux boulons d'âme comme celui examiné ici, on peut de façon raisonnable estimer que le bras de levier de la force de traction  $F_t$  due à l'excentricité  $a$  (fig. 9.6) est égal à l'entraxe vertical des boulons  $p_1$ . La valeur de calcul de cette force de traction vaut ainsi:

$$F_{t,Ed} = \frac{(V_{Ed} / 2)a}{p_1} = \frac{(45 \text{ kN} / 2) \cdot 39 \text{ mm}}{50 \text{ mm}} = 17.6 \text{ kN}$$

Pour des boulons M16 en acier 4.6, les résistances au cisaillement et à la traction d'une section simple valent respectivement:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \frac{f_{ub} A}{\gamma M 2} = 0.6 \cdot \frac{400 \text{ N/mm}^2 \cdot 201 \text{ mm}^2}{1.25} = 38.6 \cdot 10^3 \text{ N} = 38.6 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \frac{f_{ub} A_s}{\gamma M 2} = 0.9 \cdot \frac{400 \text{ N/mm}^2 \cdot 157 \text{ mm}^2}{1.25} = 45.2 \cdot 10^3 \text{ N} = 45.2 \text{ kN}$$

La vérification d'un boulon sollicité par une interaction traction-cisaillement se fait avec:

$$\left( \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 + \left( \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \right)^2 = \left( \frac{25.2 \text{ kN}}{38.6 \text{ kN}} \right)^2 + \left( \frac{17.6 \text{ kN}}{45.2 \text{ kN}} \right)^2 = 0.58 \leq 1.0$$

- Vérification de la cornière pour l'interaction flexion-cisaillement  
La vérification se fait au droit de la section B-B. Les contraintes tangentielles sollicitant chaque cornière valent:

$$\tau = \frac{V_{Ed}/2}{A} = \frac{V_{Ed}/2}{th} = \frac{45 \cdot 10^3 \text{ N}/2}{6 \text{ mm} \cdot 120 \text{ mm}} = 31.3 \text{ N/mm}^2$$

Selon (4.92) et (4.93), la limite d'élasticité réduite  $f_{yr}$  et le moment plastique réduit  $M_{y,pl,V}$  valent:

$$f_{yr} = \sqrt{f_y^2 \pm 3\tau^2} = \sqrt{(235 \text{ N/mm}^2)^2 \pm 3(31.3 \text{ N/mm}^2)^2} = 229 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,pl,V} = f_{yr} \frac{th^2}{4} = 229 \text{ N/mm}^2 \frac{6 \text{ mm} \cdot (120 \text{ mm})^2}{4} = 4.9 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 4.9 \text{ kNm}$$

En négligeant l'influence du congé de raccordement, on peut vérifier que les dimensions de la cornière sont largement suffisantes:

$$M_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{2} (w_3 - t) = \frac{45 \text{ kN}}{2} (35 \text{ mm} - 6 \text{ mm}) = 0.65 \text{ kNm} \leq \frac{M_{y,pl,V}}{\gamma_{M1}} = \frac{4.9 \text{ kNm}}{1.05} = 4.7 \text{ kNm}$$

- Vérification des sections affaiblies dans les cornières  
Chacune des quatre sections affaiblies des deux cornières est sollicitée par:

$$\frac{V_{Ed}}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ kN}$$

Il faut donc vérifier qu'il ne se développe une défaillance par cisaillement dans la section nette. La résistance qu'offre chacune des sections affaiblies se calcule selon (9.7b):

$$V_{eff,Rd} = \frac{0.9f_u}{\gamma_{M2}\sqrt{3}} A_{v,net} = \frac{0.9 \cdot 360}{1.25\sqrt{3}} 504 = 75.4 \text{ kN}$$

avec  $A_{v,net} = (120 - 2 \cdot 18) 6 = 504 \text{ mm}^2$

On peut ensuite vérifier que l'aire nette des sections affaiblies est suffisante:

$$\frac{V_{Ed}}{2} = 22.5 \text{ kN} \leq V_{eff,Rd} = 75.4 \text{ kN}$$

- Vérification de l'âme à la pression latérale

L'épaisseur de l'âme de la poutre (6.6 mm) est déterminante dans le cas de la vérification de la résistance à la pression latérale (l'épaisseur de chacune des deux cornières étant de 6 mm). Avec la résistance ultime à la pression latérale  $F_{b,Rd}$  (on néglige de ce fait l'inclinaison de la force de cisaillement  $F_{v,Ed}$ ), on peut vérifier si l'épaisseur de l'âme de la poutre est suffisante:

$$F_{b,Rd} = 0.85 \frac{e_1}{d_0} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} d t$$

$$F_{b,Rd} = 0.85 \cdot \frac{35 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} \cdot \frac{360 \text{ N/mm}^2}{1.25} \cdot 16 \text{ mm} \cdot 6.6 \text{ mm} = 50.3 \cdot 10^3 \text{ N} = 50.3 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 2 F_{v,Ed} = 2 \cdot 25.2 \text{ kN} = 50.4 \text{ kN} \geq F_{b,Rd} = 50.3 \text{ kN}$$

La vérification n'est pas strictement satisfaita, mais on peut toutefois admettre que l'âme de la poutre est juste suffisante pour résister à la pression latérale.

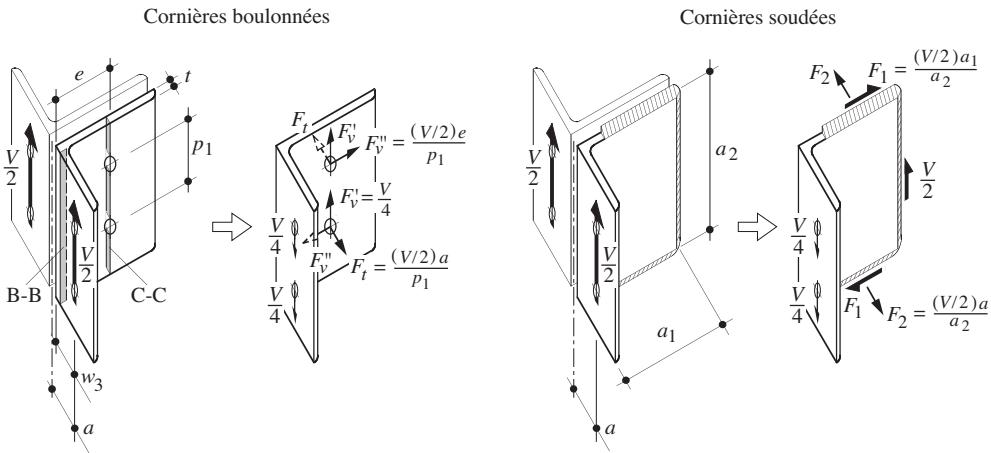


Fig. 9.14 Transmission des efforts.

### Cornières soudées

Selon le modèle de transmission des efforts représenté à la figure 9.14, on admettra que le cordon de soudure vertical reprend l'effort tranchant  $V_{Ed}$  et que les cordons de soudure horizontaux reprennent les moments dus aux excentricités  $a_1$  (dans le plan de l'âme de la poutre) et  $a$  (dans le plan de l'aile de la colonne).

- Dispositions constructives

Dans le cas présent, l'épaisseur minimale du cordon est de  $a_{min} = 4 \text{ mm}$  (§ 7.3.6). Quant à l'épaisseur maximale, elle est obtenue avec (7.2) à partir de l'épaisseur des cornières, qui est déterminante dans ce cas:

$$a_{max} = 0.7 t_{min} = 0.7 \cdot 6.0 \text{ mm} = 4.2 \text{ mm}$$

Un cordon d'angle d'épaisseur  $a = 4 \text{ mm}$  satisfait donc les dispositions constructives à respecter.

- Cordon d'angle vertical

Etant donné que les cornières et la poutre sont en acier S 235, la résistance  $F_{s,Rd}$  d'un des deux cordons d'angle vertical de 4 mm d'épaisseur est déterminée par la résistance de la section de contact, et l'on peut vérifier qu'un tel cordon d'angle est largement suffisant:

$$F_{s,Rd} = s_{min} \cdot \Delta L \cdot \frac{0.8 \cdot f_y}{\gamma M 2} = 4 \text{ mm} \cdot \sqrt{2} \cdot 120 \text{ mm} \cdot \frac{0.8 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{1.25} = 102 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$1/2V_{Ed} = 45/2 \text{ kN} = 22.5 \text{ kN} \leq F_{s,Rd} = 102 \text{ kN}$$

- Cordons d'angle horizontaux

Les forces sollicitant chacun des cordons d'angle horizontaux valent, dans le plan de l'âme de la poutre (excentricité  $a_1$ ) et perpendiculairement à ce plan (excentricité  $a$ ):

$$F_1 = \frac{(V_{Ed}/2)a_1}{a_2} = \frac{(45 \text{ kN}/2) \cdot 90 \text{ mm}}{120 \text{ mm}} = 16.9 \text{ kN}$$

$$F_2 = \frac{(V_{Ed}/2)a}{a_2} = \frac{(45 \text{ kN}/2) \cdot 39 \text{ mm}}{120 \text{ mm}} = 7.3 \text{ kN}$$

Selon les indications du paragraphe 7.4.3, valables pour les cas de sollicitations composées des cordons d'angle, la résultante sollicitant un cordon d'angle horizontal vaut:

$$F_{Ed} = \sqrt{F_1^2 + F_2^2} = \sqrt{(16.9 \text{ kN})^2 + (7.3 \text{ kN})^2} = 18.4 \text{ kN}$$

Avec la résistance  $F_{s,Rd}$  d'un cordon d'angle d'épaisseur  $a = 4 \text{ mm}$  et de longueur  $l = 75 \text{ mm}$  obtenue de façon analogue à celle utilisée pour le cordon vertical, on peut vérifier que les cordons d'angle horizontaux sont largement suffisants dans ce cas :

$$F_{s,Rd} = s_{min} \cdot \Delta L \cdot \frac{0.8 f_y}{\gamma M 2} = 4 \text{ mm} \cdot \sqrt{2} \cdot 75 \text{ mm} \cdot \frac{0.8 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{1.25} = 63.8 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_{Ed} = 18.4 \text{ kN} \leq F_{s,Rd} = 63.8 \text{ kN}$$

### Exemple 9.2 Liaison poutre-poteau avec plaque frontale

Soit l'assemblage en acier S 235 entre une poutre (IPE 330) et un poteau (HEM 240), réalisé à l'aide d'une plaque frontale débordante, représenté à la figure 9.15. Les boulons précontraints utilisés sont des boulons M 20 en acier 10.9. Le poteau, qui fait partie de l'assemblage, est admis infiniment rigide.

Vérifier les différents éléments de cet assemblage pour des efforts à transmettre dont les valeurs de dimensionnement valent respectivement  $M_{Ed} = 160 \text{ kNm}$  et  $V_{Ed} = 280 \text{ kN}$ .

### Transmission des efforts

On modélisera cet assemblage en admettant que le moment de flexion est décomposé en un couple de forces agissant dans les ailes de la poutre (pas de participation de l'âme de la poutre). L'effort de traction  $F_t$  est transmis par la soudure de l'aile supérieure de la poutre dans la plaque frontale, puis dans la colonne par les quatre boulons supérieurs de l'assemblage. L'effort de compression  $F_c$  est quant à lui transmis directement par contact au niveau de l'aile inférieure de la poutre.

L'effort tranchant  $V$  passe par la soudure de l'âme de la poutre dans la plaque frontale. On admet ensuite qu'il est repris par les deux boulons inférieurs de l'assemblage, qui doivent être, pour des raisons pratiques, de même type que les boulons supérieurs.

On vérifiera tout d'abord les soudures entre la poutre et la plaque frontale, et on procédera ensuite à la vérification des boulons qui reprennent la traction au niveau de l'aile supérieure, puis ceux qui reprennent l'effort tranchant, puis finalement la plaque frontale.

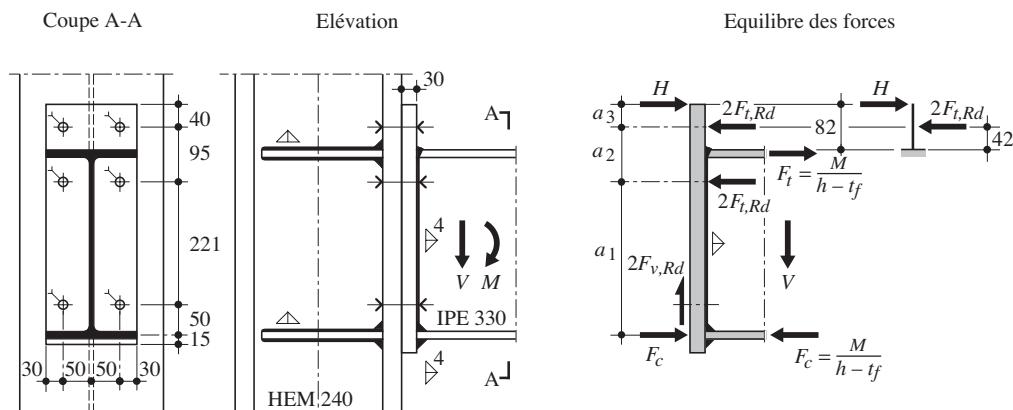


Fig. 9.15 Liaison poutre-poteau avec plaque frontale.

### Soudures

- Soudure sur l'aile tendue

Il est recommandé d'exécuter une soudure en V complètement pénétrée du fait des importants efforts de traction au niveau de l'aile tendue. On peut s'en convaincre en déterminant l'épaisseur du cordon d'angle qui serait nécessaire. L'effort normal à transmettre par les ailes correspond à:

$$N_{Ed} = F_t = M_{Ed}/(h - t_f) = 160 \cdot 10^6 \text{ Nmm}/318.5 \text{ mm} = 502 \cdot 10^3 \text{ N} = 502 \text{ kN}$$

Avec la formule de la résistance de la section de contact (section déterminante pour un assemblage en acier S 235), on peut vérifier que la résistance  $F_{s,Rd}$  d'un cordon d'angle de 8 mm d'épaisseur et de  $2 \cdot 160$  mm de longueur est suffisante:

$$F_{s,Rd} = s_{min} \Delta L \frac{0.8 f_y}{\gamma M 2} = 8 \text{ mm} \cdot \sqrt{2} \cdot 2 \cdot 160 \text{ mm} \cdot \frac{0.8 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{1.25} = 544 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$N_{Ed} = F_t = 502 \text{ kN} \leq F_{s,Rd} = 544 \text{ kN}$$

Une telle épaisseur n'est cependant pas possible, car l'épaisseur du cordon d'angle ne doit pas excéder, selon (7.3),  $a_{max} = 0.5 t_{min} = 0.5 \cdot 11.5 \text{ mm} \cong 6 \text{ mm}$ . Une soudure complètement pénétrée est ainsi nécessaire.

- Soudure sur l'aile comprimée

Comme l'effort de compression est transmis par contact, une épaisseur minimale de 4 mm du cordon d'angle est suffisante.

- Soudure sur l'âme

Les dispositions constructives (§ 7.3.6) imposent un cordon d'angle de 4 mm d'épaisseur, afin de ne pas brûler l'âme et un préchauffage à cause de l'épaisseur de 30 mm de la plaque frontale. Comme l'effort de cisaillement à transmettre vaut  $V_{Ed} = 280 \text{ kN}$ , on peut vérifier, avec la résistance  $F_{s,Rd}$  de la section de contact (section déterminante pour un assemblage en acier S 235), qu'un tel cordon d'angle est largement suffisant:

$$F_{s,Rd} = s_{min} \Delta L \frac{0.8 f_y}{\gamma M 2} = 4 \text{ mm} \cdot \sqrt{2} \cdot 2 \cdot 270 \text{ mm} \cdot \frac{0.8 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{1.25} = 459 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$V_{Ed} = 280 \text{ kN} \leq F_{s,Rd} = 459 \text{ kN}$$

### Boulons sollicités en traction

En admettant la présence d'une force de levier  $H$ , la résistance des boulons est suffisante si l'inégalité suivante est satisfaite (équilibre par rapport à l'axe de l'aile comprimée):

$$M_{Ed} \leq (2 F_{t,Rd} a_1 + 2 F_{t,Rd} (a_1 + a_2) - H (a_1 + a_2 + a_3))$$

$2 F_{t,Rd}$  : résultante de traction dans les boulons, donnée par la résistance à la traction  $F_{t,Rd}$  des boulons  
 $H$  : force de levier agissant à l'état de ruine à l'extrémité supérieure de la plaque, provenant de la

déformation de la plaque (§ 8.7.6), admise ici égale à  $H = 0.30 \cdot 2 F_{t,Rd}$  (§ 9.4.3)

La vérification montre que quatre boulons M 20 en acier 10.9 précontraints sont suffisants:

$$F_{t,Rd} = 0.9 \frac{f_{ub} A_s}{\gamma M 2} = 0.9 \cdot \frac{1000 \text{ N/mm}^2 \cdot 245 \text{ mm}^2}{1.25} = 176 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$160 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \leq (2 \cdot 176 \cdot 10^3 \text{ N} (268 \text{ mm} + 363 \text{ mm} - 0.3 \cdot 403 \text{ mm})) = 179.6 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

### Boulons sollicités en cisaillement

- Vérification au cisaillement

La résistance au cisaillement d'un boulon M 20 en acier 10.9 est la suivante:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \frac{f_{ub} A}{\gamma M 2} = 0.6 \cdot \frac{1000 \text{ N/mm}^2 \cdot 314 \text{ mm}^2}{1.25} = 150.7 \cdot 10^3 \text{ N} = 150.7 \text{ kN}$$

On peut ainsi vérifier que les deux boulons prévus pour reprendre l'effort tranchant  $V$  sont suffisants:

$$V_{Ed} = 280 \text{ kN} \leq 2 F_{v,Rd} = 2 \cdot 150.7 \text{ kN} = 301.4 \text{ kN}$$

- Vérification à la pression latérale

La pince à prendre en compte correspond à la pince maximale. Avec la valeur de la pression latérale maximale  $F_{b,Rd}$  sur la plaque frontale d'épaisseur 30 mm, on peut vérifier que la résistance à la pression latérale est également satisfaite:

$$F_{b,Rd} = 2.4 \frac{f_u}{\gamma_M 2} d t = 2.4 \cdot \frac{360 \text{ N/mm}^2}{1.25} \cdot 20 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} = 414.7 \cdot 10^3 \text{ N} = 414.7 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 280 \text{ kN} \leq 2 F_{b,Rd} = 2 \cdot 414.7 \text{ kN} = 829.4 \text{ kN}$$

### Plaque frontale

Les boulons sont arrangés de telle sorte que les valeurs usuelles des pinces (tab. 8.10) sont respectées.

La vérification de la plaque frontale peut se faire avec le modèle illustré à la figure 9.15, où l'on admet que la partie débordante de la plaque frontale est encastrée au niveau de la face extérieure de l'aile supérieure de la poutre (les tables Szs C9.1 utilisent un même modèle mais avec une position de l'encastrement légèrement différente).

Si l'on désire exclure la ruine de l'assemblage par flexion de la plaque frontale, celle-ci doit pouvoir être sollicitée par chaque boulon par une force correspondant à sa résistance à la traction  $F_{t,Rd}$ . En comparant la sollicitation de la plaque frontale à sa résistance à la flexion, on doit vérifier la relation suivante:

$$M_{Ed} = 2 F_{t,Rd} \cdot 42 \text{ mm} - H \cdot 82 \text{ mm} \leq M_{Rd}$$

Si l'on admet (§ 9.4.3) que la force de levier  $H = 0.30 \cdot 2 F_{t,Rd}$ , la sollicitation de la plaque frontale vaut:

$$2 F_{t,Rd} \cdot 42 \text{ mm} - H \cdot 82 \text{ mm} = 2 \cdot 176 \text{ kN} \cdot 0.042 \text{ m} - 0.3 \cdot 2 \cdot 176 \text{ kN} \cdot 0.082 \text{ m} = 6.13 \text{ kNm}$$

tandis que son moment résistant plastique vaut, avec une épaisseur  $t_1 = 30 \text{ mm}$  et une largeur  $b = 160 \text{ mm}$ :

$$M_{pl,Rd} = \frac{b t_1^2}{4} \frac{f_y}{\gamma_M 1} = \frac{160 \text{ mm} \cdot (30 \text{ mm})^2}{4} \frac{235 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 8.1 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 8.1 \text{ kNm}$$

Remarquons que les tables Szs C9.1 déterminent cette résistance à la flexion avec une contrainte égale à  $0.8 f_u$  au lieu de  $f_y$ .

La comparaison entre la sollicitation de la plaque frontale et sa résistance à la flexion montre que son épaisseur de 30 mm est suffisante:

$$M_{Ed} = 6.13 \text{ kNm} \leq M_{pl,Rd} = 8.1 \text{ kNm}$$

On remarque que les facteurs de résistance sont présents des deux côtés de l'inégalité. Cela provient du fait que ce qui est appelé ici sollicitation n'est pas due à une action, mais dépend d'une résistance (en l'occurrence la résistance à la traction  $F_{t,Rd}$  des boulons).

### Exemple 9.3 Joint de poutre avec couvre-joints

Soit le joint de poutre boulonné en acier S 235 réalisé à l'aide de couvre-joints d'âme et d'ailes (boulons M 20 en acier 4.6) défini à la figure 9.16. Il doit transmettre entre les deux poutres HEA 400 un moment de flexion  $M$  et un effort tranchant  $V$ .

Vérifier cet assemblage afin de garantir la transmission de ces efforts dont les valeurs de calcul valent respectivement  $M_{Ed} = 250 \text{ kNm}$  et  $V_{Ed} = 200 \text{ kN}$ .

### Transmission des efforts

On effectuera un calcul plastique de l'assemblage en admettant que le moment de flexion est entièrement transmis dans les ailes du profilé. La valeur de calcul de la force  $F$  due à la décomposition du moment de flexion est donnée par:

$$F_{Ed} = M_{Ed}/(h - t_f) = 250 \cdot 10^6 \text{ Nmm}/371 \text{ mm} = 674 \cdot 10^3 \text{ N} = 674 \text{ kN}$$

On admettra que l'effort tranchant est repris quant à lui uniquement par l'âme du profilé.

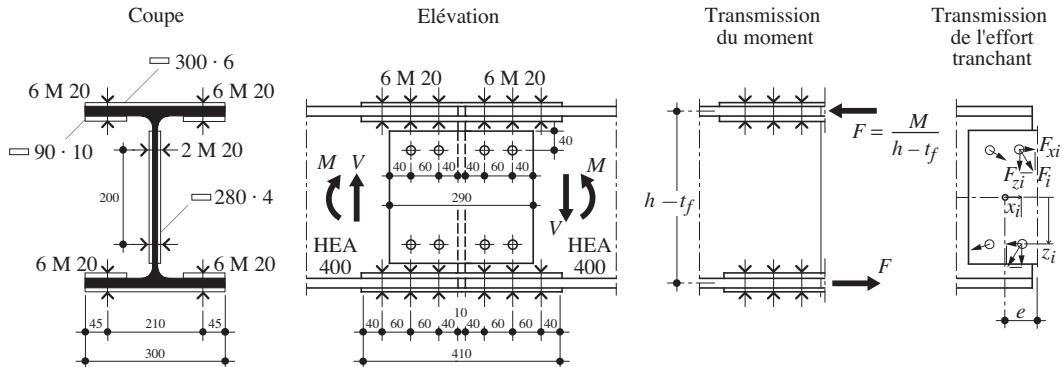


Fig. 9.16 Joint de poutre avec couvre-joints.

On vérifiera tout d'abord que ce modèle de calcul est réaliste en contrôlant si l'assemblage des ailes est suffisant (boulons et couvre-joints, ces derniers étant déterminants par rapport aux ailes de la poutre). On vérifiera ensuite les couvre-joints et les boulons d'âme.

### Boulons d'aile

L'effort dans chaque aile étant transmis par trois couvre-joints (un à l'extérieur du profilé, deux à l'intérieur), chaque boulon est cisaillé dans deux sections. Etant donné que le couvre-joint extérieur a une surface égale à celle des deux couvre-joints intérieurs, les deux sections cisaillées de chaque boulon sont sollicitées de la même manière. Au cas où cette égalité de surface n'était pas satisfaite, une modélisation adéquate devrait alors être faite.

Sachant que la résistance d'une section cisaillée d'un boulon M 20 en acier 4.6 vaut:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \frac{f_{ub} A}{\gamma M 2} = 0.6 \cdot \frac{400 \text{ N/mm}^2 \cdot 314 \text{ mm}^2}{1.25} = 60.3 \cdot 10^3 \text{ N} = 60.3 \text{ kN}$$

on peut vérifier que les boulons d'aile sont suffisants (en raisonnant par rapport aux 12 sections cisaillées):

$$\frac{F_{Ed}}{12} = \frac{674 \text{ kN}}{12} = 56.2 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 60.3 \text{ kN}$$

### Couvre-joint d'aile

- Dispositions de construction

La largeur des couvre-joints est limitée par les dimensions du profilé, soit  $b = 300 \text{ mm}$  pour le couvre-joint extérieur. Quant à la largeur des couvre-joints intérieurs, elle est limitée par l'épaisseur de l'âme et par les congés de raccordement, d'où une largeur maximale de 117 mm; une largeur de 90 mm est donc possible. Etant donné que les pinces et écartements des boulons correspondent aux valeurs usuelles (tab. 8.10), les dispositions constructives sont respectées.

- Vérification de la pression latérale

La résistance à la pression latérale  $F_{b,Rd}$  des couvre-joints extérieurs d'aile (de plus faible épaisseur que les couvre-joints intérieurs) vaut, par boulon et par surface de contact:

$$F_{b,Rd} = 0.85 \frac{e_1}{d_0} \frac{f_u}{\gamma M 2} d t$$

$$F_{b,Rd} = 0.85 \cdot \frac{40 \text{ mm}}{22 \text{ mm}} \cdot \frac{360 \text{ N/mm}^2}{1.25} \cdot 20 \text{ mm} \cdot 6 \text{ mm} = 53.4 \cdot 10^3 \text{ N} = 53.4 \text{ kN}$$

La vérification de la résistance à la pression latérale impose une épaisseur des couvre-joints extérieurs plus importante:

$$\frac{F_{Ed}}{12} = \frac{674 \text{ kN}}{12} = 56.2 \text{ kN} > F_{b,Rd} = 53.4 \text{ kN}$$

Une nouvelle vérification de la résistance à la pression latérale est effectuée avec une épaisseur des couvre-joints de 8 mm:

$$F_{b,Rd} = 0.85 \cdot \frac{40 \text{ mm}}{22 \text{ mm}} \cdot \frac{360 \text{ N/mm}^2}{1.25} \cdot 20 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm} = 71.2 \cdot 10^3 \text{ N} = 71.2 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{Ed}}{12} = \frac{674 \text{ kN}}{12} = 56.2 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = 71.2 \text{ kN}$$

- Vérification de la section brute: (avec couvre-joint extérieur de 8 mm)

La section brute ainsi que la résistance correspondante de l'ensemble des couvre-joints d'aile valent respectivement (8.11):

$$A = 300 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm} + 2 \cdot 90 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm} = 4200 \text{ mm}^2$$

$$F_{Rd} = f_y A / \gamma_{M1} = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 4200 \text{ mm}^2 / 1.05 = 940 \cdot 10^3 \text{ N} = 940 \text{ kN}$$

On constate que la section brute des couvre-joints d'aile est suffisante:

$$F_{Ed} = 674 \text{ kN} \leq F_{Rd} = 940 \text{ kN}$$

- Vérification de la section affaiblie: (avec couvre-joint extérieur de 8 mm)

Une démarche semblable permet de s'assurer que la section nette en traction est également suffisante (8.12a):

$$A_{t,net} = 4200 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 22 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm} - 2 \cdot 22 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm} = 3408 \text{ mm}^2$$

$$F_{net,Rd} = \frac{0.9 f_u}{\gamma_{M2}} A_{t,net} = \frac{0.9 \cdot 360 \text{ N/mm}^2}{1.25} 3408 \text{ mm}^2 = 883 \cdot 10^3 \text{ N} = 883 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 674 \text{ kN} \leq F_{net,Rd} = 883 \text{ kN}$$

Les dimensions des couvre-joints d'aile satisfont ainsi les exigences liées aux dispositions constructives et à la résistance.

### Boulons d'âme

- Dispositions constructives:

La géométrie de l'assemblage est donnée par des considérations pratiques sur les dimensions de la poutre et la disposition des boulons. Pour des raisons d'uniformité, ces boulons sont identiques à ceux qui sont utilisés pour l'assemblage des ailes. Ils sont également cisaillés en deux sections. Comme auparavant, il est nécessaire de s'assurer que les dispositions constructives sont respectées.

La hauteur maximale des couvre-joints d'âme est donnée par la hauteur de l'âme entre les congés de raccordement, soit  $h_1 = 298 \text{ mm}$ . Une hauteur de couvre-joints  $h = 280 \text{ mm}$  satisfait donc ce critère.

La largeur du couvre-joint correspond aux valeurs usuelles des pinces et des écartements des boulons.

Dans le cas présent elle vaut en effet:  $2(40 \text{ mm} + 60 \text{ mm} + 40 \text{ mm}) + 10 \text{ mm} = 290 \text{ mm}$ .

- Détermination du moment d'excentricité:

L'excentricité de  $V$  par rapport au centre de gravité du groupe de boulons crée un moment d'excentricité  $M_e$  dont la valeur de calcul vaut:

$$M_{e,Ed} = V_{Ed} e, \text{ avec } e = (60 \text{ mm}/2) + 40 \text{ mm} + (10 \text{ mm}/2) = 75 \text{ mm}$$

$$M_{e,Ed} = 200 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 75 \text{ mm} = 15 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 15 \text{ kNm}$$

- Sollicitations des boulons

Chaque boulon est sollicité par les forces dues à l'effort tranchant  $V$  et au moment d'excentricité  $M_e$ .

Les valeurs de calcul des composantes définies par (9.1) et (9.2) valent respectivement:

Composante horizontale:

$$F_{xi} = \frac{M_{e,Ed} \cdot z_i}{\Sigma(x_i^2 + z_i^2)} = \frac{15 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 100 \text{ mm}}{43600 \text{ mm}^2} = 34400 \text{ N} = 34.4 \text{ kN}$$

$$\text{avec } \Sigma(x_i^2 + z_i^2) = 4(30^2 + 100^2) = 43\,600 \text{ mm}^2$$

Composante verticale:

$$F_{zi} = \frac{M_{e,Ed} \cdot x_i}{\Sigma(x_i^2 + z_i^2)} + \frac{V_{Ed}}{n} = \frac{15 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 30 \text{ mm}}{43\,600 \text{ mm}^2} + \frac{200 \cdot 10^3 \text{ N}}{4} = 60\,300 \text{ N}$$

$$= 60.3 \text{ kN}$$

La résultante permet d'obtenir l'effort pour le boulon le plus sollicité, ce qui donne numériquement:

$$\max(F_i) = \sqrt{F_{xi}^2 + F_{zi}^2} = \sqrt{34.4^2 + 60.3^2} = 69.4 \text{ kN}$$

Avec deux sections cisaillées par boulon, la vérification de la résistance des boulons montre qu'ils sont suffisants:

$$F_{Ed} = \max(F_i)/2 = 69.4 \text{ kN}/2 = 34.7 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 60.3 \text{ kN}$$

### Couvre-joints d'âme

Etant donné que l'épaisseur de l'âme de la poutre est supérieure à l'épaisseur cumulée des deux couvre-joints, c'est la résistance de ces derniers qui est déterminante. Il faut donc les vérifier au cisaillement (section brute) et à la pression latérale.

- Cisaillement de la section brute d'un couvre-joint

Avec la contrainte limite élastique de cisaillement  $\tau_y = f_y/\sqrt{3} = 135 \text{ N/mm}^2$  et l'aire d'un couvre-joint  $A = 280 \text{ mm} \cdot 4 \text{ mm} = 1120 \text{ mm}^2$ , on a:

$$V_{Ed,1} = V_{Ed}/2 = 200 \text{ kN}/2 = 100 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \frac{V_R}{\gamma_{M1}} = \frac{\tau_y A}{\gamma_{M1}} = \frac{135 \text{ N/mm}^2 \cdot 1120 \text{ mm}^2}{1.05} = 144 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$= 144 \text{ kN}$$

- Cisaillement de la section nette d'un couvre-joint

Sans faire de calculs, nous observons que dans le cas de cet assemblage, les deux boulons par rangée ne sont pas assez nombreux et importants pour que la section nette sollicitée en cisaillement soit déterminante.

- Pression latérale

La valeur de calcul de la résistance à la pression latérale  $F_{b,Rd}$  vaut pour un couvre-joint d'une épaisseur de 4 mm, par boulon et par surface de contact:

$$F_{b,Rd} = 0.85 \frac{e_1}{d_0} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} d t$$

$$F_{b,Rd} = 0.85 \cdot \frac{40 \text{ mm}}{22 \text{ mm}} \cdot \frac{360 \text{ N/mm}^2}{1.25} \cdot 20 \text{ mm} \cdot 4 \text{ mm} = 35.6 \cdot 10^3 \text{ N} = 35.6 \text{ kN}$$

On peut vérifier que l'épaisseur des couvre-joints d'âme est suffisante:

$$F_{Ed} = \max(F_i)/2 = 69.4 \text{ kN}/2 = 34.7 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = 35.6 \text{ kN}$$

Les dimensions des couvre-joints d'âme indiquées à la figure 9.16 satisfont ainsi les exigences liées aux dispositions constructives et à la résistance.

## Références

- [9.1] BEAULIEU, PICARD, TREMBLAY, GRONDIN, MASSICOTTE, *Calcul des charpentes d'acier*, tome I, Institut canadien de la construction en acier, Willowdale, 2003.  
[9.2] Szs C9.1, *La construction métallique*, Szs Centre suisse de la construction métallique, Zurich, 1983.