

La présente norme remplace la norme SN ENV 1993-1-1:1992

Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen

Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints

## Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-8: Calcul des assemblages

La norme européenne EN 1993-1-8:2005, complétée par l'avant-propos national, a le statut d'une norme suisse.

En suisse la présente EN est de la compétence du groupe suisse CEN/TC 250 «Eurocodes structuraux».

Numéro de référence:  
SN EN 1993-1-8:2005 F

Valable dès: 01.12.2005

Éditeur:  
Société suisse des ingénieurs  
et des architectes  
Case postale, CH-8039 Zurich

## Avant-propos national

### 1. Généralités

La norme EN 1993-1-8:2005 a, en tant que SN EN 1993-1-8:2005, le statut de norme suisse sous la désignation SIA 263.008.

### 2. Compétences

La présente norme appartient au domaine de compétence du CEN/TC 250 «Eurocodes structuraux».

Les travaux ont été accompagnés au niveau national par la Commission des normes de structure (CNS) de la Société suisse des ingénieurs et des architectes.

### 3. Historique

Après l'établissement d'une première génération d'Eurocodes dans les années quatre-vingt, le CEN a été chargé en 1989 d'élaborer des prénormes européennes (ENV). La prénorme européenne ENV 1993-1-1:1992 achevée en 1993 a été revue par un groupe de projet CEN et adoptée en date du 16.04.2004 en tant que norme européenne EN 1993-1-8:2005.

Dans le cadre d'un accord entre les pays de l'Union Européenne (UE) et de l'Association Européenne de Libre Échange (AELE), la Suisse s'est engagée à réduire les entraves techniques aux échanges commerciaux par l'adoption de Normes Européennes harmonisées (EN).

### 4. Corrélations avec d'autres documents

La norme fait partie d'une série de normes traitant des actions et des calculs de dimensionnement, dont l'application n'a de sens que si elle a lieu globalement.

### 5. Dispositions de mise en vigueur et de remplacement

La norme SN EN 1993-1-8:2005 entre en vigueur le 01.12.2005.  
Elle remplace la prénorme SN ENV 1993-1-1:1992.

### 6. Paramètres déterminés au niveau national (NPD)

Les Eurocodes sont complétés dans chaque pays membre par une annexe nationale mentionnant des paramètres déterminés au niveau national (NPD). De cette manière, il est tenu compte, entre autres, des particularités géographiques et climatiques spécifiques à chaque pays, des degrés de sécurité et des dispositions au niveau national.

La Suisse renonce, jusqu'à nouvel ordre à fixer des paramètres nationaux car les normes sur les structures porteuses SIA 206 à SIA 267 correspondent à une mise en pratique adéquate des Eurocodes pour les conditions suisses.

Lors de l'utilisation des Eurocodes en Suisse, les paramètres nationaux sont à fixer en relation avec le projet entre le maître de l'ouvrage et le mandataire et à documenter dans la convention d'utilisation.

Décembre 2005

Version Française

## Eurocode 3: Calcul des structures en acier - Partie 1-8: Calcul des assemblages

Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten  
- Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen

Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints

La présente Norme européenne a été adoptée par le CEN le 16 avril 2004.

Les membres du CEN sont tenus de se soumettre au Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, qui définit les conditions dans lesquelles doit être attribué, sans modification, le statut de norme nationale à la Norme européenne. Les listes mises à jour et les références bibliographiques relatives à ces normes nationales peuvent être obtenues auprès du Centre de Gestion ou auprès des membres du CEN.

La présente Norme européenne existe en trois versions officielles (allemand, anglais, français). Une version dans une autre langue faite par traduction sous la responsabilité d'un membre du CEN dans sa langue nationale et notifiée au Centre de Gestion, a le même statut que les versions officielles.

Les membres du CEN sont les organismes nationaux de normalisation des pays suivants: Allemagne, Autriche, Belgique, Chypre, Danemark, Espagne, Estonie, Finlande, France, Grèce, Hongrie, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Lettonie, Lituanie, Malte, Norvège, Pays-Bas, Pologne, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Slovaquie, Slovénie, Suède et Suisse.



COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION  
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG  
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION

Centre de Gestion: rue de Stassart, 36 B-1050 Bruxelles

# Sommaire

Page

Avant-propos.....	5
<b>1 Introduction .....</b>	<b>9</b>
1.1 <b>Objet .....</b>	<b>9</b>
1.2 <b>Références normatives .....</b>	<b>9</b>
1.2.1 <b>Normes de Référence, Groupe 1 : Aciers de construction soudables.....</b>	<b>9</b>
1.2.2 <b>Normes de Référence, Groupe 2 : Tolérances, dimensions et conditions techniques de livraison .....</b>	<b>9</b>
1.2.3 <b>Normes de Référence, Groupe 3 : Profils creux pour la construction .....</b>	<b>10</b>
1.2.4 <b>Normes de Référence, Groupe 4 : Boulons, écrous et rondelles .....</b>	<b>10</b>
1.2.5 <b>Normes de Référence, Groupe 5 : Produits d'apport de soudage et soudage .....</b>	<b>11</b>
1.2.6 <b>Normes de Référence, Groupe 6 : Rivets .....</b>	<b>11</b>
1.2.7 <b>Normes de Référence, Groupe 7 : Exécution des structures en acier .....</b>	<b>11</b>
1.3 <b>Distinction entre principes et règles d'application .....</b>	<b>11</b>
1.4 <b>Termes et définitions.....</b>	<b>12</b>
1.5 <b>Symboles .....</b>	<b>14</b>
<b>2 Bases de calcul .....</b>	<b>21</b>
2.1 <b>Hypothèses.....</b>	<b>21</b>
2.2 <b>Exigences générales .....</b>	<b>21</b>
2.3 <b>Sollicitations.....</b>	<b>21</b>
2.4 <b>Résistance des assemblages .....</b>	<b>22</b>
2.5 <b>Hypothèses de calcul .....</b>	<b>22</b>
2.6 <b>Assemblages sollicités en cisaillement soumis à des chocs, à des vibrations et/ou à des charges alternées .....</b>	<b>22</b>
2.7 <b>Excentricité au niveau des intersections .....</b>	<b>23</b>
<b>3 Attaches par boulons, rivets ou axes d'articulation .....</b>	<b>23</b>
3.1 <b>Boulons, vis, écrous et rondelles .....</b>	<b>23</b>
3.1.1 <b>Généralités .....</b>	<b>23</b>
3.1.2 <b>Boulons précontraints .....</b>	<b>24</b>
3.2 <b>Rivets .....</b>	<b>24</b>
3.3 <b>Boulons d'ancrage.....</b>	<b>24</b>
3.4 <b>Catégories d'attaches boulonnées .....</b>	<b>24</b>
3.4.1 <b>Attaches en cisaillement.....</b>	<b>24</b>
3.4.2 <b>Attaches tendues .....</b>	<b>25</b>
3.5 <b>Positionnement des trous de boulons et de rivets .....</b>	<b>26</b>
3.6 <b>Résistance individuelle de calcul des fixations .....</b>	<b>29</b>
3.6.1 <b>Boulons et rivets.....</b>	<b>29</b>
3.6.2 <b>Boulons injectés .....</b>	<b>32</b>
3.7 <b>Groupe de fixations .....</b>	<b>33</b>
3.8 <b>Assemblages longs .....</b>	<b>34</b>
3.9 <b>Attaches résistant au glissement comportant des boulons précontraints de classe 8.8 ou 10.9 .....</b>	<b>34</b>
3.9.1 <b>Résistance au glissement.....</b>	<b>34</b>
3.9.2 <b>Traction et cisaillement combinés .....</b>	<b>35</b>
3.9.3 <b>Attaches hybrides.....</b>	<b>36</b>
3.10 <b>Déductions pour les trous de fixations .....</b>	<b>36</b>
3.10.1 <b>Généralités .....</b>	<b>36</b>
3.10.2 <b>Calcul du cisaillement de bloc .....</b>	<b>36</b>
3.10.3 <b>Cornières tendues attachées par une aile et autres barres tendues attachées de façon non symétrique .....</b>	<b>37</b>
3.10.4 <b>Patte d'attache .....</b>	<b>38</b>

3.11	Effet de levier .....	39
3.12	Distribution des efforts entre fixations à l'état limite ultime.....	39
3.13	Attaches par axes d'articulation .....	39
3.13.1	Généralités .....	39
3.13.2	Calcul des axes d'articulation.....	40
4	Attaches soudées.....	42
4.1	Généralités .....	42
4.2	Produits d'apport de soudage .....	43
4.3	Géométrie et dimensions .....	43
4.3.1	Type de soudure.....	43
4.3.2	Soudures d'angle .....	43
4.3.3	Soudures en entaille .....	44
4.3.4	Soudures bout à bout .....	44
4.3.5	Soudures en bouchon.....	45
4.3.6	Soudures sur bords tombés .....	46
4.4	Soudures avec fourrures .....	46
4.5	Résistance de calcul d'une soudure d'angle .....	46
4.5.1	Longueur des soudures.....	46
4.5.2	Gorge utile.....	46
4.5.3	Résistance des soudures d'angles .....	47
4.6	Résistance de calcul des soudures en entaille.....	49
4.7	Résistance de calcul des soudures bout à bout.....	49
4.7.1	Soudures bout à bout à pleine pénétration .....	49
4.7.2	Soudures bout à bout à pénétration partielle.....	49
4.7.3	Assemblages bout à bout en T .....	50
4.8	Résistance de calcul des soudures en bouchon .....	50
4.9	Distribution des forces .....	50
4.10	Attaches sur des semelles non raidies.....	51
4.11	Assemblages longs.....	53
4.12	Cordons d'angle uniques ou soudures bout à bout d'un seul côté à pénétration partielle soumis à une charge excentrée.....	53
4.13	Cornières attachées par une seule aile.....	54
4.14	Soudage dans les zones formées à froid.....	54
5	Analyse, classification et modélisation .....	55
5.1	Analyse globale .....	55
5.1.1	Généralités .....	55
5.1.2	Analyse globale élastique .....	56
5.1.3	Analyse globale rigide-plastique .....	57
5.1.4	Analyse globale élasto-plastique.....	57
5.1.5	Analyse globale des poutres à treillis .....	58
5.2	Classification des assemblages .....	59
5.2.1	Généralités .....	59
5.2.2	Classification par rigidité .....	60
5.2.3	Classification par résistance.....	62
5.3	Modélisation des assemblages poutre-poteau .....	63
6	Assemblages structuraux de sections en H ou I .....	66
6.1	Généralités .....	66
6.1.1	Bases .....	66
6.1.2	Propriétés structurales .....	66
6.1.3	Composants de base d'un assemblage .....	68
6.2	Résistance de calcul .....	70
6.2.1	Sollicitations .....	70
6.2.2	Efforts tranchants.....	71
6.2.3	Moments fléchissants.....	72
6.2.4	Tronçon en T équivalent tendu .....	73
6.2.5	Tronçon en T équivalent comprimé.....	77
6.2.6	Résistance des composants de base.....	78
6.2.7	Moment résistant de calcul des assemblages poutre-poteau et de continuité .....	96

6.2.8	Résistance des pieds de poteaux par plaque d'assise.....	101
6.3	Rigidité en rotation .....	104
6.3.1	Modèle de base .....	104
6.3.2	Coefficients de rigidité pour les composants d'assemblages de base .....	107
6.3.3	Assemblages par platines d'about comportant plus d'une rangée de boulons tendus .....	110
6.3.4	Pieds de poteaux .....	112
6.4	Capacité de rotation .....	113
6.4.1	Généralités .....	113
6.4.2	Assemblages boulonnés .....	113
6.4.3	Assemblages soudés .....	114
7	Assemblages de profils creux.....	114
7.1	Généralités .....	114
7.1.1	Objet.....	114
7.1.2	Domaine d'application .....	115
7.2	Calcul .....	116
7.2.1	Généralités .....	116
7.2.2	Modes de ruine pour les assemblages de profils creux.....	117
7.3	Soudures .....	121
7.3.1	Résistance de calcul .....	121
7.4	Noeuds soudés d'éléments en CHS .....	121
7.4.1	Généralités .....	121
7.4.2	Noeuds plans .....	122
7.4.3	Noeuds multiplanaires .....	128
7.5	Noeuds soudés avec barres de treillis en CHS ou RHS et membrures en RHS .....	130
7.5.1	Généralités .....	130
7.5.2	Noeuds plans .....	130
7.5.3	Noeuds multiplanaires .....	142
7.6	Noeuds soudés avec barres de treillis en CHS ou RHS ET membrures en profils en I ou H ....	143
7.7	Noeuds soudés avec barres de treillis en CHS ou RHS et membrures en profils en U .....	146

## Avant-propos

Le présent document (EN 1993-1-8:2005) a été élaboré par le Comité Technique CEN/TC 250 "Eurocodes structuraux", dont le secrétariat est tenu par BSI.

Cette Norme européenne devra recevoir le statut de norme nationale, soit par publication d'un texte identique, soit par entérinement, au plus tard en novembre 2005, et toutes les normes nationales en contradiction devront être retirées au plus tard en mars 2010.

L'attention est appelée sur le fait que certains des éléments du présent document peuvent faire l'objet de droits de propriété intellectuelle ou de droits analogues. Le CEN et/ou le CENELEC ne saurait [sauraient] être tenu[s] pour responsable[s] de ne pas avoir identifié de tels droits de propriété et averti de leur existence

Le présent document remplace l'ENV 1993-1-1:1992.

Selon le Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, les instituts de normalisation nationaux des pays suivants sont tenus de mettre cette Norme européenne en application : Allemagne, Autriche, Belgique, Chypre, Danemark, Espagne, Estonie, Finlande, France, Grèce, Hongrie, Irlande, Islande, Italie, Lettonie, Lituanie, Luxembourg, Malte, Norvège, Pays-Bas, Pologne, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Slovaquie, Slovénie, Suède et Suisse.

Ce texte remplace partiellement l'ENV 1993-1-1.

### Historique du programme des Eurocodes

En 1975, la Commission des Communautés Européennes arrêta un programme d'actions dans le domaine de la construction, sur la base de l'Article 95 du Traité. L'objectif de ce programme était la levée des obstacles aux échanges commerciaux et l'harmonisation des spécifications techniques.

Dans le cadre de ce programme d'action, la Commission prit l'initiative d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées pour le calcul des ouvrages de construction. Ces règles, dans un premier stade, serviraient d'alternative aux règles nationales en vigueur dans les États Membres et, à terme, les remplaceraient.

Pendant quinze ans, la Commission, avec l'aide d'un Comité Directeur comportant des Représentants des États Membres, pilota le développement du programme des Eurocodes, ce qui conduisit au cours des années 80 à la première génération de codes européens.

En 1989, la Commission et les États Membres de l'Union Européenne (UE) et de l'Association Européenne de Libre Échange (AELE) décidèrent, sur la base d'un accord <sup>1)</sup> entre la Commission et le CEN, de transférer au CEN par une série de Mandats l'élaboration et la publication des Eurocodes, afin de leur conférer par la suite un statut de Normes Européennes (EN). Ceci établit *de facto* un lien entre les Eurocodes et les dispositions de toutes les Directives du Conseil et/ou Décisions de la Commission concernant les normes européennes (par exemple la Directive du Conseil 89/106/CEE sur les Produits de Construction – DPC – et les Directives du Conseil 93/37/CEE, 92/50/CEE et 89/440/CEE sur les marchés publics de travaux et services ainsi que les Directives équivalentes de l'AELE destinées à la mise en place du marché intérieur).

---

1) Accord entre la Commission des Communautés Européennes et le Comité Européen de Normalisation (CEN) concernant le travail sur les EUROCODES pour le calcul des ouvrages de bâtiments et de génie civil (BC/CEN/03/89).

## EN 1993-1-8:2005 (F)

Le programme des Eurocodes Structuraux comprend les normes suivantes, chacune étant en général constituée d'un certain nombre de parties :

EN 1990, *Eurocode 0 : Bases de calcul des structures*

EN 1991, *Eurocode 1 : Actions sur les structures*

EN 1992, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton*

EN 1993, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier*

EN 1994, *Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton*

EN 1995, *Eurocode 5 : Calcul des structures en bois*

EN 1996, *Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie*

EN 1997, *Eurocode 7 : Calcul géotechnique*

EN 1998, *Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes*

EN 1999, *Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium*

Les normes Eurocodes reconnaissent la responsabilité des autorités de réglementaires dans chaque État Membre et ont sauvegardé le droit de celles-ci de déterminer, au niveau national, des valeurs relatives aux questions réglementaires de sécurité, là où ces valeurs continuent à différer d'un État à un autre.

### **Statut et domaine d'application des Eurocodes**

Les États Membres de l'UE et de l'AELE reconnaissent que les Eurocodes servent de documents de référence pour les usages suivants :

- comme moyen de prouver la conformité des bâtiments et des ouvrages de génie civil aux exigences essentielles de la Directive 89/106/CEE du Conseil, en particulier à l'Exigence Essentielle N° 1 – Stabilité et Résistance Mécanique – et à l'Exigence Essentielle N° 2 – Sécurité en cas d'incendie ;
- comme base de spécification des contrats pour les travaux de construction et les services techniques associés ;
- comme cadre d'établissement de spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction (EN et ATE).

Les Eurocodes, dans la mesure où les ouvrages eux-mêmes sont concernés par eux, ont un lien direct avec les Documents Interprétatifs <sup>2)</sup> auxquels il est fait référence dans l'Article 12 de la DPC, bien qu'ils soient de nature différente de celle des normes de produits harmonisées <sup>3)</sup>. En conséquence, les aspects techniques des travaux effectués pour les Eurocodes nécessitent d'être pris en considération par les Comités Techniques du CEN et/ou les Groupes de Travail de l'EOTA travaillant sur les normes de produits en vue d'obtenir une complète compatibilité de ces spécifications techniques avec les Eurocodes.

Les normes Eurocodes fournissent des règles de conception structurale communes d'usage quotidien pour le calcul des structures entières et de produits composants, de nature tant traditionnelle ou innovatrice. Les formes de construction ou les conceptions inhabituelles ne sont pas spécifiquement couvertes, et il appartiendra en ces cas au concepteur de se procurer des bases spécialisées supplémentaires.

### **Normes Nationales transposant les Eurocodes**

Les Normes Nationales transposant les Eurocodes comprendront la totalité du texte des Eurocodes (toutes annexes incluses), tel que publié par le CEN ; ce texte peut être précédé d'une page nationale de titres et d'un Avant-Propos National, et peut être suivi d'une Annexe Nationale.

L'Annexe Nationale ne peut seulement contenir que des informations sur les paramètres laissés en attente dans l'Eurocode pour choix national, sous la désignation de Paramètres Déterminés au niveau National, à utiliser pour les projets de bâtiments et ouvrages de génie civil à construits dans le pays concerné ; il s'agit :

- de valeurs de coefficients partiels et/ou classes lorsque des alternatives sont données dans l'Eurocode ;
- de valeurs à utiliser lorsque seul un symbole est donné dans l'Eurocode ;
- de données géographiques et climatiques spécifiques à l'État Membre, par ex. carte d'enneigement ;
- de la procédure à utiliser lorsque des procédures alternatives sont données dans l'Eurocode ;
- de références à des informations complémentaires non contradictoires destinées à assister l'utilisateur pour l'application de l'Eurocode ;

Il peut aussi contenir :

- des décisions sur l'usage des annexes informatives ;
- des références à des informations complémentaires non contradictoires pour aider l'utilisateur à appliquer l'Eurocode.

---

2) Conformément à l'Article 3.3 de la DPC, les exigences essentielles (EE) doivent recevoir une forme concrète dans les documents interprétatifs (DI) pour assurer les liens nécessaires entre les exigences essentielles et les mandats pour les Normes européennes (EN) harmonisées, les ATE et les guides pour ces ATE.

3) Conformément à l'Article 12 de la DPC les documents interprétatifs doivent :

- a) donner une forme concrète aux exigences essentielles (EE) en harmonisant la terminologie et les bases techniques, et en indiquant des classes ou niveaux pour chaque exigence si nécessaire ;
- b) indiquer des méthodes de corrélation de ces classes ou niveaux d'exigence avec les spécifications techniques, par exemple des méthodes de calcul et d'essais, des règles techniques pour le calcul de projets, etc. ;
- c) servir de référence pour l'établissement de normes et directives harmonisées pour des agréments techniques européens (ATE).

**Liens entre les Eurocodes et les spécifications techniques harmonisées (EN et ATE) pour les produits**

La cohérence est nécessaire entre les spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction et les règles techniques pour les ouvrages <sup>4)</sup>. En outre, toute information accompagnant le Marquage CE des produits de construction, se référant aux Eurocodes, doit clairement faire apparaître quels Paramètres Déterminés au niveau National ont été pris en compte.

**Annexe Nationale pour l'EN 1993-1-8**

La présente norme donne des procédures, valeurs et recommandations alternatives pour des classes avec des notes indiquant les cas où des choix nationaux peuvent être opérés. Par conséquent, il convient que la Norme Nationale transposant l'EN 1993-1-8 comporte une Annexe Nationale comprenant tous les Paramètres Déterminés au niveau National à utiliser pour le calcul des structures en acier devant être construites dans le pays concerné.

Le choix national est autorisé dans les articles suivants de l'EN 1993-1-8 :

- 1.2 (Groupe 6 : Rivets)
- 2.2(2)
- 3.1.1(3)
- 3.4.2(1)
- 5.2.1(2)
- 6.2.7.2(9)

---

4) Voir l'Article 3.3 et l'Article 12 de la DPC, ainsi que les Articles 4.2, 4.3.1, 4.3.2 et 5.2 de l'DI 1.

## 1 Introduction

### 1.1 Objet

(1) Cette partie de l'EN 1993 donne des règles pour la conception et le calcul des assemblages soumis à un chargement statique prédominant et composés de d'acier de nuances S235, S275, S355 et S460.

### 1.2 Références normatives

Les documents de référence suivants sont indispensables pour l'application du présent document. Pour les références datées, seule l'édition citée s'applique. Pour les références non datées, la dernière édition du document de référence s'applique (y compris les éventuels amendements).

#### 1.2.1 Normes de Référence, Groupe 1 : Aciers de construction soudables

EN 10025-1, *Produits laminés à chaud en acier de construction — Partie 1 : Conditions techniques générales de livraison.*

EN 10025-2, *Produits laminés à chaud en acier de construction — Partie 2 : Conditions techniques de livraison des aciers de construction non alliés.*

EN 10025-3, *Produits laminés à chaud en acier de construction — Partie 3 : Conditions techniques de livraison des aciers de construction soudables à grains fins à l'état normalisé/laminage normalisant.*

EN 10025-4, *Produits laminés à chaud en acier de construction — Partie 4 : Conditions techniques de livraison des aciers de construction soudables à grains fins obtenus par laminage thermomécanique.*

EN 10025-5, *Produits laminés à chaud en acier de construction — Partie 5 : Conditions techniques de livraison des aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique.*

EN 10025-6, *Produits laminés à chaud en acier de construction — Partie 6 : Conditions techniques de livraison des tôles et larges plats en aciers de construction à haute limite d'élasticité à l'état trempé et revenu.*

#### 1.2.2 Normes de Référence, Groupe 2 : Tolérances, dimensions et conditions techniques de livraison

EN 10029, *Tôles en acier laminées à chaud d'épaisseur égale ou supérieure à 3 mm — Tolérances sur les dimensions, la forme et la masse.*

EN 10034, *Profilés I et H en acier de construction — Tolérances de forme et dimensions.*

EN 10051, *Tôles, larges bandes et larges bandes refendues non revêtues, laminées à chaud en continu, en aciers alliés et non alliés — Tolérances sur les dimensions et la forme.*

EN 10055, *Fers T en acier à ailes égales et à coins arrondis laminés à chaud — Dimensions et tolérances sur la forme et les dimensions.*

EN 10056-1, *Cornières à ailes égales et inégales en acier de construction — Partie 1: Dimensions.*

EN 10056-2, *Cornières à ailes égales et inégales en acier de construction — Partie 2: Tolérances de formes et de dimensions.*

EN 10164, *Aciers de construction à caractéristiques de déformation améliorées dans le sens perpendiculaire à la surface du produit — Conditions techniques de livraisons.*

**1.2.3 Normes de Référence, Groupe 3 : Profils creux pour la construction**

EN 10219-1, *Profils creux pour la construction formés à froid en aciers de construction non alliés et à grains fins — Partie 1 : Conditions techniques de livraison.*

EN 10219-2, *Profils creux pour la construction formés à froid en aciers de construction non alliés et à grains fins — Partie 2 : Tolérances, dimensions et caractéristiques du profil.*

EN 10210-1, *Profils creux pour la construction finis à chaud en aciers de construction non alliés et à grains fins — Partie 1 : Conditions techniques de livraison.*

EN 10210-2, *Profils creux pour la construction formés à chaud en aciers de construction non alliés et à grains fins — Partie 2 : Tolérances, dimensions et caractéristiques du profil.*

**1.2.4 Normes de Référence, Groupe 4 : Boulons, écrous et rondelles**

EN 14399-1, *Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte — Partie 1 : Exigences générales.*

EN 14399-2, *Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte — Partie 2 : Essai d'aptitude à l'emploi pour la mise en précontrainte.*

EN 14399-3, *Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte — Partie 3 : Système HR — Boulons à tête hexagonale*

EN 14399-4, *Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte — Partie 4 : Système HV — Boulons à tête hexagonale*

EN 14399-5, *Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte — Partie 5 : Rondelles plates.*

EN 14399-6, *Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte — Partie 6 : Rondelles plates chanfreinées.*

EN ISO 898-1, *Caractéristiques mécaniques des éléments de fixation en acier au carbone et en acier allié — Partie 1 : Vis et goujons.*

EN 20898-2, *Caractéristiques mécaniques des éléments de fixation — Partie 2 : Ecrous avec charges d'épreuves spécifiées — Filetage à pas gros.*

EN ISO 2320, *Écrous hexagonaux autofreinés en acier — Caractéristiques mécaniques et performances.*

EN ISO 4014, *Vis à tête hexagonale partiellement filetées — Grades A et B.*

EN ISO 4016, *Vis à tête hexagonale partiellement filetées — Grade C.*

EN ISO 4017, *Vis à tête hexagonale entièrement filetées — Grades A et B.*

EN ISO 4018, *Vis à tête hexagonale entièrement filetées — Grade C.*

EN ISO 4032, *Ecrous hexagonaux, style 1 — Grades A et B.*

EN ISO 4033, *Ecrous hexagonaux, style 2 — Grades A et B.*

EN ISO 4034, *Ecrous hexagonaux — Grade C.*

EN ISO 7040, *Écrous hexagonaux autofreinés (à anneau non métallique), style 1 — Classes de qualité 5, 8 et 10.*

EN ISO 7042, *Écrous hexagonaux autofreinés tout métal, style 2 — Classes de qualité 5, 8, 10 et 12.*

EN ISO 7719, *Écrous hexagonaux autofreinés tout métal, style 1 — Classes de qualité 5, 8 et 10.*

ISO 286-2, *Système ISO de tolérance et ajustement — Partie 2: Tables des degrés de tolérances normalisés et des écarts limites des alésages et des arbres.*

ISO 1891, *Vis, écrous et accessoires — Terminologie et nomenclature — Edition trilingue.*

EN ISO 7089, *Rondelles plates — Série normale — Grade A.*

EN ISO 7090, *Rondelles plates, chanfreinées — Série normale — Grade A.*

EN ISO 7091, *Rondelles plates — Série normale — Grade C.*

EN ISO 10511, *Écrous hexagonaux bas autofreinés (à anneau non métallique).*

EN ISO 10512, *Écrous hexagonaux autofreinés (à anneau non métallique), style 1, à filetage métrique à pas fin — Classes de qualité 6, 8 et 10.*

EN ISO 10513, *Écrous hexagonaux autofreinés tout métal, style 2, à filetage métrique à pas fin — Classes de qualité 8, 10 et 12.*

### **1.2.5 Normes de Référence, Groupe 5 : Produits d'apport de soudage et soudage**

EN 12345, *Soudage — Liste multilingue des termes relatifs aux assemblages et aux joints soudés avec illustrations.*

EN ISO 14555, *Soudage — Soudage à l'arc des goujons sur les matériaux métalliques.*

EN ISO 13918, *Soudage — Goujons et bagues en céramique pour le soudage à l'arc des goujons.*

EN 288-3, *Spécification et homologation des modes opératoires de soudage pour les matériaux métalliques — Partie 3 : Essais de modes opératoires de soudage pour le soudage à l'arc des aciers.*

EN ISO 5817, *Soudage — Assemblages en acier, nickel, titane et leurs alliages soudés par fusion (soudage par faisceau exclu) — Niveaux de qualité par rapport aux défauts.*

### **1.2.6 Normes de Référence, Groupe 6 : Rivets**

NOTE Des informations peuvent être données dans l'Annexe Nationale.

### **1.2.7 Normes de Référence, Groupe 7 : Exécution des structures en acier**

EN 1090-2, *Exécution des structures en acier et en aluminium — Partie 2 : Exigences pour l'exécution des structures en acier.*

## **1.3 Distinction entre principes et règles d'application**

(1) Les règles données en 1.4 de l'EN 1990 s'appliquent.

## 1.4 Termes et définitions

(1) Les termes et définitions suivants s'appliquent :

### 1.4.1

#### **composant de base (d'un assemblage)**

partie d'un assemblage qui apporte une contribution identifiée à une ou plusieurs de ses propriétés structurales

### 1.4.2

#### **attache**

emplacement où deux ou plusieurs éléments se rencontrent. Pour les besoins du calcul, assemblage des composants de base nécessaires pour représenter le comportement lors du transfert des sollicitations par l'assemblage

### 1.4.3

#### **élément attaché**

tout élément qui est assemblé à un élément porteur ou autre support

### 1.4.4

#### **assemblage**

zone d'interconnection de deux barres ou plus. Pour les besoins du calcul, ensemble des composants de base qui permettent d'attacher des éléments de telle sorte que les sollicitations appropriées puissent être transmises entre eux. Un assemblage poutre-poteau est composé d'un panneau d'âme et soit d'une seule attache (configuration d'assemblage unilatérale) soit de deux attaches (configuration d'assemblage bilatérale), voir Figure 1.1 —

### 1.4.5

#### **configuration de l'assemblage**

type ou disposition d'un ou plusieurs assemblages dans une zone à l'intérieur de laquelle les axes de deux ou plusieurs éléments attachés se coupent, voir Figure 1.2 —

### 1.4.6

#### **capacité de rotation**

angle de rotation qu'un assemblage peut subir sans ruine pour un niveau donné de résistance

### 1.4.7

#### **rigidité en rotation**

moment nécessaire pour produire une rotation unitaire dans un assemblage

### 1.4.8

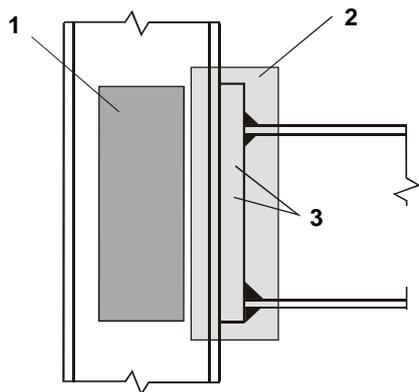
#### **propriétés structurales (d'un assemblage)**

résistance aux sollicitations s'exerçant dans les éléments assemblés, rigidité en rotation et capacité de rotation

### 1.4.9

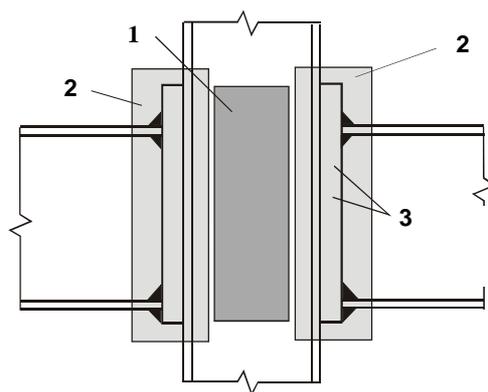
#### **assemblage plan**

dans une structure en treillis, un assemblage plan assemble des éléments qui sont situés dans un seul et même plan



Assemblage = panneau d'âme en cisaillement +  
attache

a) configuration unilatérale d'assemblage



Assemblage gauche = panneau d'âme en cisaillement +  
attache gauche

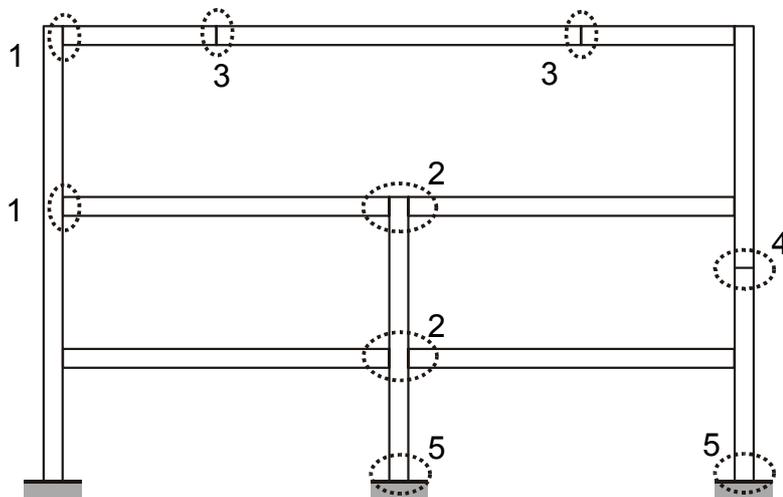
Assemblage droit = panneau d'âme en cisaillement +  
attache droite

b) configuration bilatérale d'assemblage

**Légende**

- 1 panneau d'âme en cisaillement
- 2 attache
- 3 composants (ex. boulons, platine d'about)

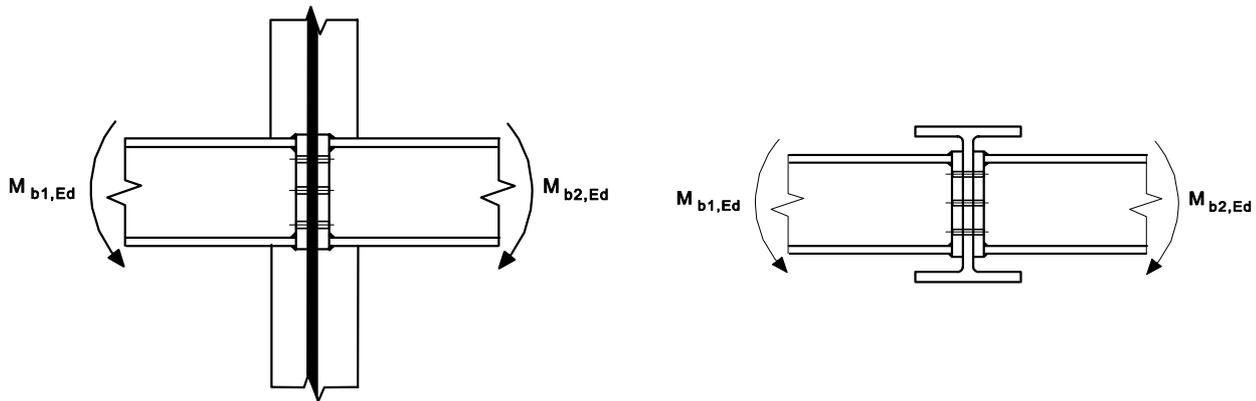
**Figure 1.1 — Parties d'une configuration d'assemblage poutre-poteau**



a) Configurations d'assemblage selon l'axe d'inertie maximale

**Légende**

- 1 configuration unilatérale d'assemblage poutre-poteau
- 2 configuration bilatérale d'assemblage poutre-poteau
- 3 assemblage de continuité de poutre
- 4 assemblage de continuité de poteau
- 5 pied de poteau



Configuration bilatérale d'assemblage poutre-poteau    Configuration bilatérale d'assemblage poutre-poutre

b) Configurations d'assemblage selon l'axe d'inertie minimale  
(à n'utiliser que pour des moments équilibrés  $M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$ )

**Figure 1.2 — Configurations d'assemblage**

## 1.5 Symboles

(1) Les symboles suivants sont utilisés dans la présente norme :

- $d$             diamètre nominal du boulon, diamètre de l'axe d'articulation ou diamètre de la fixation ;
- $d_0$             diamètre du trou pour un boulon, un rivet ou un axe d'articulation ;
- $d_{o,t}$           taille du trou pour la zone tendue, en général le diamètre du trou, mais, pour les trous oblongs perpendiculaires à la zone tendue, il convient d'utiliser la longueur de ces trous ;
- $d_{o,v}$           taille du trou pour la zone cisailée, en général le diamètre du trou, mais, pour les trous oblongs parallèles à la zone cisailée, il convient d'utiliser la longueur de ces trous ;
- $d_c$             hauteur libre de l'âme du poteau ;
- $d_m$             moyenne entre surangle et surplat de la tête de boulon ou de l'écrou, en prenant la plus petite ;
- $f_{H,Rd}$         valeur de calcul de la pression de Hertz ;
- $f_{ur}$             résistance ultime spécifiée du rivet à la traction ;
- $e_1$             pince longitudinale entre le centre d'un trou de fixation et le bord adjacent d'une pièce quelconque, mesurée dans la direction de l'effort transmis, voir Figure 3.1 ;
- $e_2$             pince transversale entre le centre d'un trou de fixation et le bord adjacent d'une pièce quelconque, perpendiculairement à la direction de l'effort transmis, voir Figure 3.1 ;
- $e_3$             distance entre l'axe d'un trou oblong et l'extrémité ou bord adjacent d'une pièce quelconque, voir Figure 3.1 ;
- $e_4$             distance entre le centre de l'arrondi d'extrémité d'un trou oblong et l'extrémité ou bord adjacent d'une pièce quelconque, voir Figure 3.1 ;

$l_{eff}$	longueur efficace d'une soudure d'angle ;
$n$	nombre de surfaces de frottement ou nombre de trous de fixation dans le plan de cisaillement ;
$p_1$	entraxe des fixations dans une rangée dans la direction de la transmission des efforts, voir Figure 3.1 ;
$p_{1,0}$	entraxe des fixations dans une rangée extérieure dans la direction de la transmission des efforts, voir Figure 3.1 ;
$p_{1,i}$	entraxe des fixations dans une rangée intérieure dans la direction de la transmission des efforts, voir Figure 3.1 ;
$p_2$	pince, mesurée perpendiculairement à la direction de la transmission des efforts, entre des rangées de fixations adjacentes, voir Figure 3.1 ;
$r$	numéro de rangée de boulons ;

NOTE Dans une attache boulonnée comportant plusieurs rangées de boulons tendus, les rangées de boulons sont numérotées en partant de la rangée de boulons la plus éloignée du centre de compression.

$s_s$	longueur d'appui rigide ;
$t_a$	épaisseur de la cornière-tasseau ;
$t_{fc}$	épaisseur de la semelle de poteau ;
$t_p$	épaisseur de la plaque située sous la tête ou l'écrou ;
$t_w$	épaisseur de l'âme ou de la cornière ;
$t_{wc}$	épaisseur de l'âme de poteau ;
$A$	aire de la section de tige lisse du boulon ;
$A_0$	aire du trou de rivet ;
$A_{vc}$	aire de cisaillement du poteau, voir l'EN 1993-1-1 ;
$A_s$	aire résistante du boulon ou de la tige d'ancrage ;
$A_{v,eff}$	aire de cisaillement efficace ;
$B_{p,Rd}$	résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête de boulon et de l'écrou ;
$E$	module d'élasticité ;
$F_{p,Cd}$	effort de précontrainte de calcul ;
$F_{t,Ed}$	effort de traction de calcul par boulon à l'état limite ultime ;
$F_{t,Rd}$	résistance de calcul à la traction par boulon ;
$F_{T,Rd}$	résistance à la traction d'une semelle de tronçon en T équivalent ;

- $F_{v,Rd}$  résistance de calcul au cisaillement par boulon ;
- $F_{b,Rd}$  résistance de calcul en pression diamétrale par boulon ;
- $F_{s,Rd,ser}$  résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite de service ;
- $F_{s,Rd}$  résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite ultime ;
- $F_{v,Ed,ser}$  effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite de service ;
- $F_{v,Ed}$  effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite ultime ;
- $M_{j,Rd}$  moment résistant de calcul d'un assemblage ;
- $S_j$  rigidité en rotation d'un assemblage ;
- $S_{j,ini}$  rigidité en rotation initiale d'un assemblage ;
- $V_{wp,Rd}$  résistance plastique en cisaillement d'un panneau d'âme de poteau ;
- $z$  bras de levier ;
- $\mu$  coefficient de frottement ;
- $\varnothing$  rotation d'un assemblage.

(2) Les abréviations courantes suivantes pour les profils creux sont utilisées en 7 :

CHS pour « profil creux circulaire » ;

RHS pour « profil creux rectangulaire », ce qui, ici, inclut les profils creux carrés.

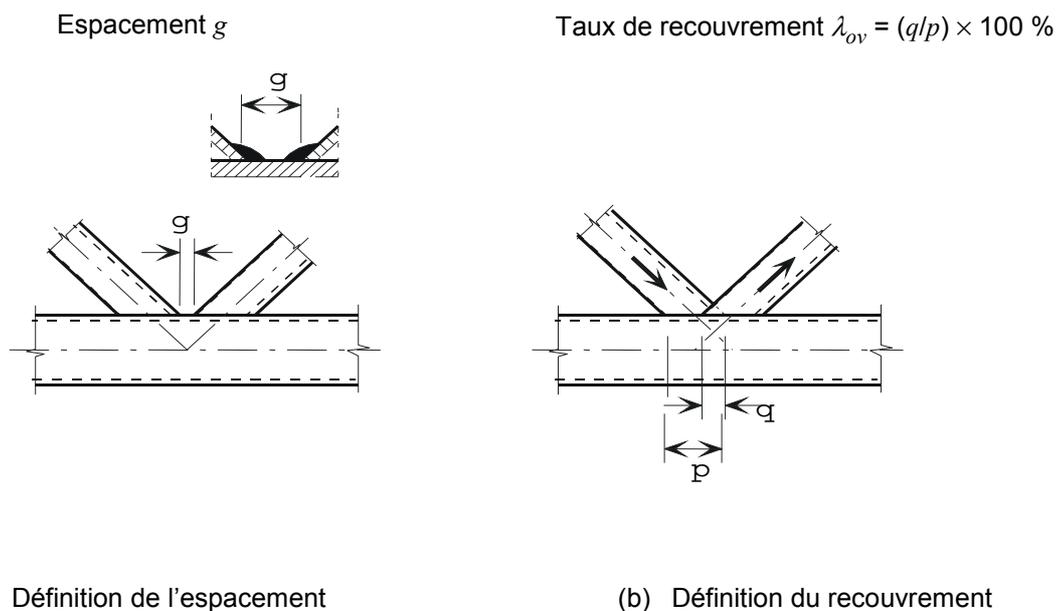


Figure 1.3 — Assemblages à espacement et à recouvrement

(3) Les symboles suivants sont utilisés dans la section 7 :

$A_i$	aire de section transversale de la barre $i$ ( $i = 0, 1, 2$ ou $3$ ) ;
$A_v$	aire de cisaillement de la membrure ;
$A_{v,eff}$	aire de cisaillement efficace de la membrure ;
$L$	longueur d'épure d'une barre ;
$M_{ip,i,Rd}$	valeur de calcul de la résistance de l'assemblage, vis-à-vis du moment fléchissant dans le plan exercé dans la barre $i$ ( $i = 0, 1, 2$ ou $3$ ) ;
$M_{ip,i,Ed}$	valeur de calcul du moment fléchissant dans le plan exercé dans la barre $i$ ( $i = 0, 1, 2$ ou $3$ ) ;
$M_{op,i,Rd}$	valeur de calcul de la résistance de l'assemblage, vis-à-vis du moment fléchissant hors du plan exercé dans la barre $i$ ( $i = 0, 1, 2$ ou $3$ ) ;
$M_{op,i,Ed}$	valeur de calcul du moment fléchissant hors du plan exercé dans la barre $i$ ( $i = 0, 1, 2$ ou $3$ ) ;
$N_{i,Rd}$	valeur de calcul de la résistance de l'assemblage, vis-à-vis de l'effort normal exercé dans la barre $i$ ( $i = 0, 1, 2$ ou $3$ ) ;
$N_{i,Ed}$	valeur de calcul de l'effort normal exercé dans la barre $i$ ( $i = 0, 1, 2$ ou $3$ ) ;
$W_{el,i}$	module de résistance élastique en flexion de la barre $i$ ( $i = 0, 1, 2$ ou $3$ ) ;
$W_{pl,i}$	module de résistance plastique en flexion de la barre $i$ ( $i = 0, 1, 2$ ou $3$ ) ;
$b_i$	largeur hors tout de la barre en RHS $i$ ( $i = 0, 1, 2$ ou $3$ ) perpendiculairement au plan ;
$b_{eff}$	largeur efficace de l'attache d'une barre de treillis sur une membrure ;
$b_{e,ov}$	largeur efficace de l'attache avec recouvrement d'une barre de treillis sur une autre ;
$b_{e,p}$	largeur efficace vis-à-vis du poinçonnement ;
$b_p$	largeur d'une plaque ;
$b_w$	largeur efficace de l'âme de la membrure ;
$d_i$	diamètre extérieur de la barre en CHS $i$ ( $i = 0, 1, 2$ ou $3$ ) ;
$d_w$	hauteur de l'âme d'une barre de membrure en profil en I ou en H ;
$e$	excentricité d'un assemblage ;
$f_b$	résistance au flambement de la paroi latérale de membrure ;
$f_{yi}$	limite d'élasticité de la barre $i$ ( $i = 0, 1, 2$ ou $3$ ) ;
$f_{y0}$	limite d'élasticité d'une barre de membrure ;

- $g$  espacement entre les barres de treillis dans un assemblage en K ou N (des valeurs négatives de  $g$  représentent un recouvrement  $q$ ) ; l'espacement  $g$  est mesuré entre les pieds des barres de treillis adjacentes longitudinalement et dans le plan de la face de la membrure sur laquelle ces barres s'attachent, voir Figure 1.3 (a) ;
- $h_i$  hauteur hors tout dans le plan de la section transversale de la barre  $i$  ( $i = 0, 1, 2$  ou  $3$ ) ;
- $k$  facteur défini dans le tableau approprié, avec l'indice  $g, m, n$  ou  $p$  ;
- $\ell$  longueur de flambement d'une barre ;
- $p$  longueur de la zone projetée de contact de la barre de treillis recouvrante sur la face de la membrure, en l'absence de la barre de treillis recouverte, voir Figure 1.3 (b) ;
- $q$  longueur de recouvrement, mesurée au niveau de la face de la membrure, entre les barres de treillis dans un assemblage en K ou N, voir Figure 1.3 (b) ;
- $r$  rayon du congé d'une section en I ou H, ou rayon d'arrondi d'une section creuse rectangulaire ;
- $t_f$  épaisseur de semelle d'une section en I ou H ;
- $t_i$  épaisseur de paroi de la barre  $i$  ( $i = 0, 1, 2$  ou  $3$ ) ;
- $t_p$  épaisseur d'une plaque ;
- $t_w$  épaisseur d'âme d'une section en I ou H ;
- $\alpha$  facteur défini dans le tableau approprié ;
- $\theta_i$  angle (aigu) inclus entre la barre de treillis  $i$  et la membrure ( $i = 1, 2$  ou  $3$ ) ;
- $\kappa$  facteur défini lors de son utilisation ;
- $\mu$  facteur défini dans le tableau approprié ;
- $\varphi$  angle entre les plans d'un assemblage multiplan.

(4) Les entiers utilisés en indices en 7 sont définis comme suit :

- $i$  entier utilisé en indice pour désigner une barre d'un assemblage,  $i = 0$  désigne une membrure et  $i = 1, 2$  ou  $3$  les barres de treillis. Dans les assemblages comportant deux barres de treillis,  $i = 1$  désigne normalement la barre comprimée et  $i = 2$  la barre tendue, voir Figure 1.4 (b). Pour une barre unique  $i = 1$  qu'elle soit comprimée ou tendue, voir Figure 1.4 (a).
- $i$  et  $j$  entiers utilisés en indice dans les assemblages à recouvrement,  $i$  pour désigner la barre de treillis recouvrante et  $j$  pour désigner la barre de treillis recouverte, voir Figure 1.4 (c).

(5) Les rapports de contraintes utilisés en 7 sont définis de la façon suivante :

- $n$  rapport  $(\sigma_{0,Ed}/f_{y0})/\gamma_{M5}$  (utilisé pour les membrures en RHS) ;
- $n_p$  rapport  $(\sigma_{p,Ed}/f_{y0})/\gamma_{M5}$  (utilisé pour les membrures en CHS) ;
- $\sigma_{0,Ed}$  contrainte maximale de compression exercée dans la membrure au niveau d'un assemblage ;

$\sigma_{p,Ed}$  valeur de  $\sigma_{0,Ed}$  en excluant la contrainte due aux composants horizontaux des forces exercées dans les barres de treillis au niveau de cet assemblage, voir Figure 1.4.

(6) Les rapports géométriques utilisés en 7 sont définis comme suit:

$\beta$  rapport de la largeur ou du diamètre moyen des barres de treillis à la largeur ou au diamètre de la membrure :

— pour les assemblages en T, Y et X :

$$\frac{d_1}{d_0} ; \frac{d_1}{b_0} \text{ ou } \frac{b_1}{b_0}$$

— pour les assemblages en K et N :

$$\frac{d_1 + d_2}{2 d_0} ; \frac{d_1 + d_2}{2 b_0} \text{ ou } \frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4 b_0}$$

— pour les assemblages en K :

$$\frac{d_1 + d_2 + d_3}{3 d_0} ; \frac{d_1 + d_2 + d_3}{3 b_0} \text{ ou } \frac{b_1 + b_2 + b_3 + h_1 + h_2 + h_3}{6 b_0}$$

$\beta_p$  rapport  $b_i/b_p$ ;

$\gamma$  rapport du diamètre ou de la largeur de la membrure à deux fois son épaisseur :

$$\frac{d_0}{2 t_0} ; \frac{b_0}{2 t_0} \text{ ou } \frac{b_0}{2 t_f}$$

$\eta$  rapport de la hauteur de barre de treillis au diamètre ou à la largeur de membrure :

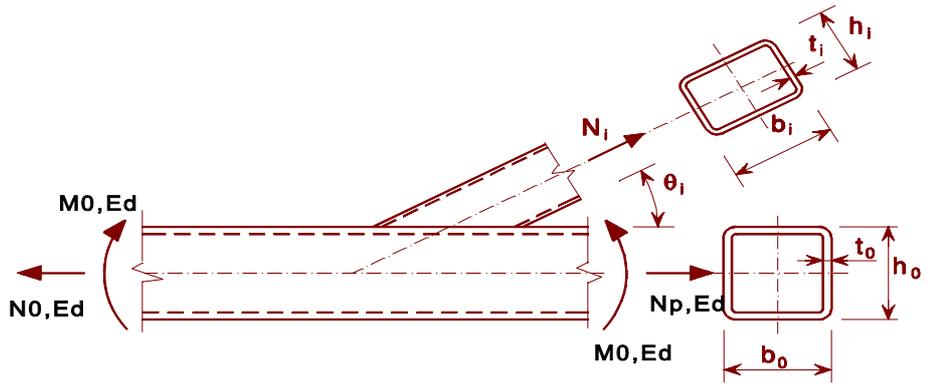
$$\frac{h_i}{d_0} \text{ ou } \frac{h_i}{b_0}$$

$\eta_p$  rapport  $h_i/b_p$ ;

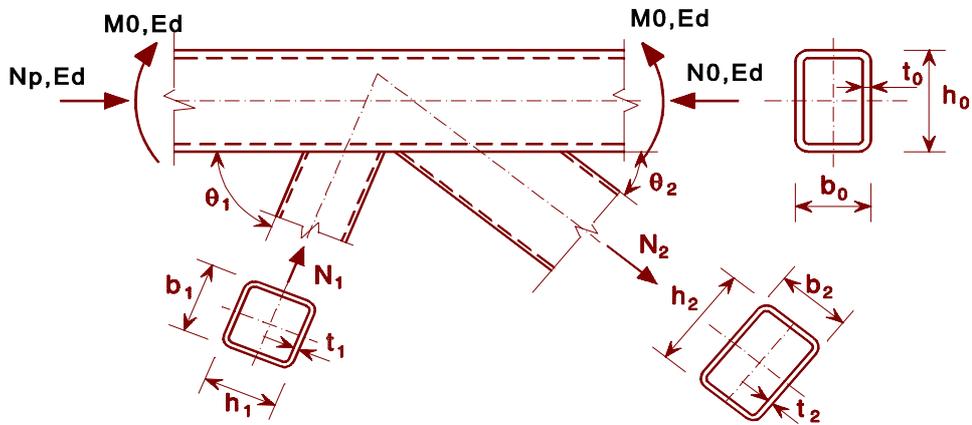
$\lambda_{ov}$  taux de recouvrement, exprimé sous forme de pourcentage ( $\lambda_{ov} = (q/p) \times 100$ ) comme indiqué dans la Figure 1.3 (b).

(7) D'autres symboles sont spécifiés lorsqu'ils sont utilisés.

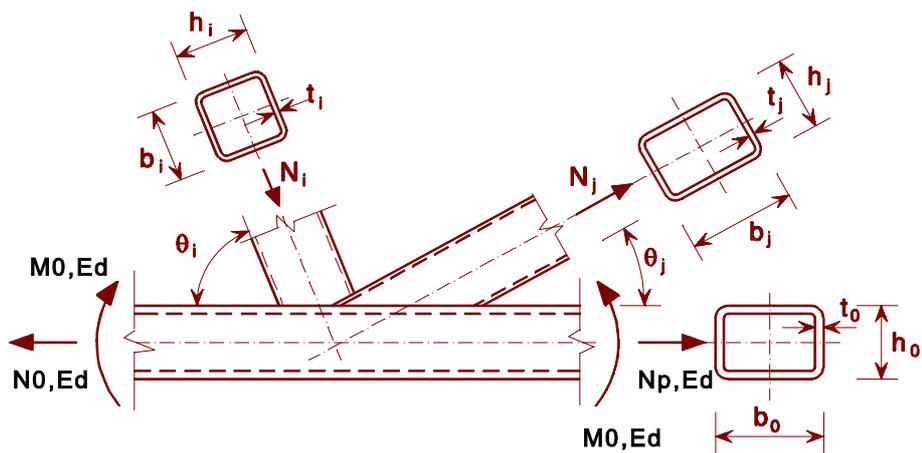
NOTE Les symboles pour les profils circulaires sont donnés dans le Tableau 7.2.



a) Assemblage comportant une barre de treillis unique



b) Assemblage à espacement comportant deux barres de treillis



c) Assemblage à recouvrement comportant deux barres de treillis

Figure 1.4 — Dimensions et autres paramètres au niveau des assemblages de poutre à treillis en profils creux

## 2 Bases de calcul

### 2.1 Hypothèses

(1) Les règles données dans cette partie de l'EN 1993 supposent que le niveau de qualité de construction est tel que spécifié dans les normes d'exécution données en 1.2 et que les matériaux et produits de construction utilisés sont ceux spécifiés dans l'EN 1993 ou dans les spécifications de matériaux et produits appropriés.

### 2.2 Exigences générales

(1) Il convient que tous les assemblages possèdent une résistance de calcul telle que la structure soit capable de satisfaire toutes les exigences fondamentales de calcul données dans la présente norme et dans l'EN 1993-1-1.

(2) Les coefficients partiels  $\gamma_M$  pour les assemblages sont donnés dans le Tableau 2.1.

**Tableau 2.1 — Coefficients partiels pour les assemblages**

Résistance des barres et sections transversales	$\gamma_{M0}$ , $\gamma_{M1}$ et $\gamma_{M2}$ voir l'EN 1993-1-1
Résistance des boulons	$\gamma_{M2}$
Résistance des rivets	
Résistance des axes d'articulation	
Résistance des soudures	
Résistance des plaques en pression diamétrale	
Résistance au glissement	$\gamma_{M3}$
— à l'état limite ultime (catégorie C)	
— à l'état limite de service (catégorie B)	$\gamma_{M3,ser}$
Résistance en pression diamétrale d'un boulon injecté	$\gamma_{M4}$
Résistance des assemblages dans une poutre à treillis en profils creux	$\gamma_{M5}$
Résistance des axes d'articulation à l'état limite de service	$\gamma_{M6,ser}$
Précontrainte des boulons à haute résistance	$\gamma_{M7}$
Résistance du béton	$\gamma_c$ voir l'EN 1992
NOTE Les valeurs numériques pour $\gamma_M$ peuvent être définies dans l'Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont les suivantes : $\gamma_{M2} = 1,25$ ; $\gamma_{M3} = 1,25$ et $\gamma_{M3,ser} = 1,1$ , $\gamma_{M4} = 1,0$ ; $\gamma_{M5} = 1,0$ ; $\gamma_{M6,ser} = 1,0$ ; $\gamma_{M7} = 1,1$ .	

(3) Il convient que les assemblages soumis à la fatigue satisfassent également les principes donnés dans l'EN 1993-1-9.

### 2.3 Sollicitations

(1) Il convient que les sollicitations appliquées aux assemblages à l'état limite ultime soient déterminées conformément aux principes donnés dans l'EN 1993-1-1.

## **2.4 Résistance des assemblages**

- (1) Il convient que la résistance d'un assemblage soit déterminée sur la base de la résistance individuelle de ses composants.
- (2) L'analyse linéaire élastique ou élasto-plastique peut être utilisée pour le calcul des assemblages.
- (3) Lorsque des fixations possédant des rigidités différentes sont utilisées pour reprendre un effort de cisaillement, il convient de dimensionner les fixations possédant la plus grande rigidité pour qu'elles reprennent l'effort de calcul. Une exception à cette règle est donnée en 3.9.3.

## **2.5 Hypothèses de calcul**

- (1) Il convient que les assemblages soient calculés sur la base d'une hypothèse réaliste de la répartition des sollicitations. Il convient d'utiliser les hypothèses suivantes pour déterminer la répartition des sollicitations :
  - a) les sollicitations considérées dans l'analyse sont en équilibre avec les sollicitations appliquées sur les assemblages,
  - b) chaque élément de l'assemblage est capable de résister aux sollicitations,
  - c) les déformations résultant de cette répartition n'excèdent pas la capacité de déformation des éléments de fixation ou des soudures et des différentes parties attachées,
  - d) il convient que la répartition supposée des sollicitations soit réaliste en ce qui concerne les rigidités relatives au sein de l'assemblage,
  - e) les déformations considérées dans un modèle de calcul quelconque fondé sur une analyse élasto-plastique sont basées sur des rotations de corps rigides et/ou des déformations dans le plan qui sont physiquement possibles, et
  - f) tout modèle utilisé est conforme à l'évaluation de résultats expérimentaux (voir l'EN 1990).
- (2) Les règles d'application données dans cette partie satisfont 2.5(1).

## **2.6 Assemblages sollicités en cisaillement soumis à des chocs, à des vibrations et/ou à des charges alternées**

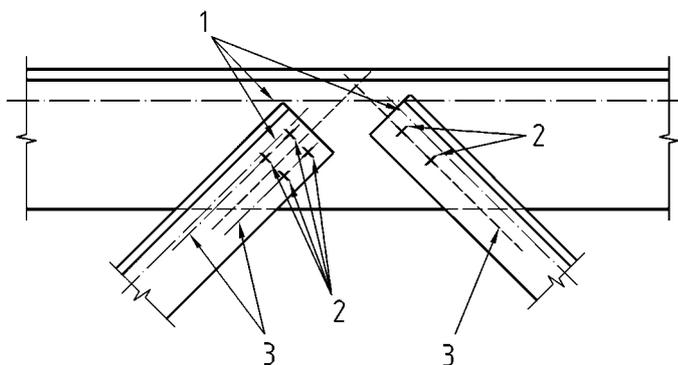
- (1) Lorsqu'un assemblage en cisaillement est soumis à des chocs ou à des vibrations significatives, il convient d'utiliser une des méthodes d'assemblage suivantes :
  - soudage,
  - boulons munis de dispositifs de blocage,
  - boulons précontraints,
  - boulons injectés,
  - autres types de boulons empêchant efficacement tout mouvement des pièces attachées,
  - rivets.
- (2) Lorsque le glissement n'est pas acceptable dans un assemblage (parce qu'il est soumis à un effort de cisaillement alterné ou pour toute autre raison), il convient d'utiliser des boulons précontraints dans une attache de Catégorie B ou C (voir 3.4), des boulons « plein trou » (voir 3.6.1), des rivets ou des soudures.
- (3) Pour les poutres au vent et les contreventements de stabilité ou de résistance (ou calibrés) au vent, il est possible d'utiliser des attaches boulonnées de Catégorie A (voir 3.4).

## 2.7 Excentricité au niveau des intersections

(1) Lorsqu'il existe une excentricité d'épure au niveau des intersections, il convient de calculer les assemblages et les barres pour les sollicitations qui en résultent, sauf pour certains types particuliers de structures pour lesquels il a été démontré que cela n'était pas nécessaire, voir 5.1.5.

(2) Dans le cas d'assemblages de cornières ou de profils en T attachés soit par une seule rangée de boulons ou par deux rangées de boulons, il convient de prendre en compte toute excentricité éventuelle comme indiqué en 2.7 (1). Il convient de déterminer les excentricités dans le plan et hors du plan en considérant les positions relatives de l'axe de la barre et de la ligne de trusquinage dans le plan de l'assemblage (voir Figure 2.1). Pour une cornière simple en traction attachée par boulonnage sur une aile la méthode simplifiée donnée en 3.10.3 peut être utilisée.

NOTE L'effet de l'excentricité sur les cornières utilisées comme éléments de triangulation comprimés est donné dans l'EN 1993-1-1, Annexe BB 1.2.



### Légende

- 1 axes neutres
- 2 fixations
- 3 lignes de trusquinage

Figure 2.1 — Lignes de trusquinage

## 3 Attaches par boulons, rivets ou axes d'articulation

### 3.1 Boulons, vis, écrous et rondelles

#### 3.1.1 Généralités

(1) Il convient que les vis, écrous et rondelles soient conformes aux exigences données en 1.2.4, Normes de Référence du Groupe 4.

(2) Les règles de la présente norme sont applicables pour les classes de boulons données dans le Tableau 3.1.

(3) La limite d'élasticité  $f_{yb}$  et la résistance ultime à la traction  $f_{ub}$  des boulons de classes 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.8, 8.8 et 10.9 sont données dans le Tableau 3.1. Il convient d'adopter ces valeurs comme valeurs caractéristiques dans les calculs de dimensionnement.

**Tableau 3.1 — Valeurs nominales de limite d'élasticité  $f_{yb}$  et de résistance ultime à la traction  $f_{ub}$  pour les boulons**

Classe de boulon	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	800	1 000
NOTE l'Annexe Nationale peut exclure certaines classes de boulons							

### 3.1.2 Boulons précontraints

(1) Seuls les boulons de classes 8.8 et 10.9 conformes aux exigences données en 1.2.4 Normes de Référence : Groupe 4 peuvent être utilisés comme boulons précontraints à haute résistance pour la construction lorsque le serrage contrôlé est réalisé conformément aux exigences données en 1.2.7, Normes de Référence : Groupe 7.

### 3.2 Rivets

(1) Il convient que les propriétés du matériau, les dimensions et tolérances des rivets en acier soient conformes aux exigences données en 1.2.6, Normes de Référence : Groupe 6.

### 3.3 Boulons d'ancrage

(1) Les matériaux suivants peuvent être utilisés pour les boulons d'ancrage :

- nuances d'acier conformes aux dispositions données en 1.2.1 Normes de Référence : Groupe 1 ;
- nuances d'acier conformes aux dispositions données en 1.2.4 Normes de Référence : Groupe 4 ;
- nuances d'acier utilisées pour les barres d'armature conformes à l'EN 10080,

sous réserve que la limite d'élasticité nominale n'excède pas 640 N/mm<sup>2</sup> lorsque les boulons d'ancrage doivent travailler en cisaillement, et n'excède pas 900 N/mm<sup>2</sup> dans les autres cas.

### 3.4 Catégories d'attaches boulonnées

#### 3.4.1 Attaches en cisaillement

(1) Il convient que la conception et le calcul des attaches boulonnées sollicitées au cisaillement soient réalisés conformément à l'une des catégories suivantes :

##### a) Catégorie A : Travaillant à la pression diamétrale

Dans cette catégorie, il convient d'utiliser des boulons de classes allant de 4.6 à 10.9 comprises. Il n'est exigé aucune précontrainte ni aucune disposition particulière pour les surfaces en contact. Il convient que l'effort de cisaillement de calcul à l'état limite ultime n'excède ni la résistance de calcul au cisaillement ni la résistance de calcul en pression diamétrale, déterminées conformément aux dispositions données en 3.6 et 3.7.

##### b) Catégorie B : Résistant au glissement à l'état limite de service

Dans cette catégorie, il convient d'utiliser des boulons en conformité avec 3.1.2 (1). Il convient qu'aucun glissement ne se produise à l'état limite de service. Il convient que l'effort de cisaillement de calcul à l'état limite de service n'excède pas la résistance de calcul au glissement, déterminée selon 3.9. Il convient que l'effort de cisaillement de calcul à l'état limite ultime n'excède ni la résistance de calcul au cisaillement déterminée selon 3.6, ni la résistance de calcul en pression diamétrale déterminée selon 3.6 et 3.7.

**c) Catégorie C : Résistant au glissement à l'état limite ultime**

Dans cette catégorie, il convient d'utiliser des boulons en conformité avec 3.1.2 (1). Il convient qu'aucun glissement ne se produise à l'état limite ultime. Il convient que l'effort de cisaillement de calcul à l'état limite ultime n'excède pas la résistance de calcul au glissement déterminée selon 3.9 ni la résistance de calcul en pression diamétrale déterminée selon 3.6 et 3.7. En outre, pour une attache tendue, il convient de vérifier la résistance plastique de calcul de la section nette au droit des trous de boulons  $N_{net,Rd}$  (voir 6.2 de l'EN 1993-1-1), à l'état limite ultime.

Les vérifications de calcul pour ces attaches sont résumées dans le Tableau 3.2.

**3.4.2 Attaches tendues**

(1) Il convient que la conception et le calcul des attaches boulonnées sollicitées en traction soient réalisés conformément à l'une des catégories suivantes :

**a) Catégorie D : par boulons non précontraints**

Dans cette catégorie, il convient d'utiliser des boulons de classes 4.6 à 10.9 comprises. Aucune précontrainte n'est exigée. Il convient de ne pas utiliser cette catégorie lorsque les attaches sont soumises à des variations fréquentes de la sollicitation en traction. Cependant, elle peut être utilisée pour les attaches calculées pour résister aux actions usuelles de vent.

**b) Catégorie E : par boulons précontraints à haute résistance**

Dans cette catégorie, il convient d'utiliser des boulons de classe 8.8 et 10.9 à serrage contrôlé conformément aux dispositions données en 1.2.7, Normes de Référence : Groupe 7.

Les vérifications de calcul pour ces attaches sont résumées dans le Tableau 3.2.

Tableau 3.2 — Catégories d’attaches boulonnées

Catégorie	Critères	Remarques
<b>Attaches en cisaillement</b>		
A Pression diamétrale	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Aucune précontrainte exigée. Toutes classes de 4.6 à 10.9.
B Résistant au glissement à l'ELS	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Boulons précontraints 8.8 ou 10.9 requis. Pour résistance au glissement à l'ELS, voir 3.9
C Résistant au glissement à l'ELU	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Boulons précontraints 8.8 ou 10.9 requis. Pour résistance au glissement à l'ELU, voir 3.9 $N_{net,Rd}$ voir 3.4.1(1)c)
<b>Attaches en traction</b>		
D Sans précontrainte	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Aucune précontrainte exigée. Toutes classes 4.6 à 10.9. $B_{p,Rd}$ voir Tableau 3.4.
E Avec précontrainte	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Boulons 8.8 ou 10.9 précontraints requis. $B_{p,Rd}$ voir Tableau 3.4.
Il convient que l'effort de traction de calcul $F_{t,Ed}$ comprenne toute force éventuelle résultant de l'effet de levier, voir 3.11. Il convient que les boulons soumis à la fois à un effort tranchant et à un effort de traction satisfassent les critères donnés dans le Tableau 3.4.		
NOTE Lorsque la précontrainte n'est pas explicitement utilisée dans le calcul pour les résistances au glissement, mais est exigée pour des raisons d'exécution ou en tant que mesure concernant la qualité (par ex. pour la durabilité), alors le niveau de précontrainte peut être fixé dans l'Annexe Nationale.		

### 3.5 Positionnement des trous de boulons et de rivets

(1) Les pinces longitudinales et transversales ainsi que les entraxes minimum et maximum pour les boulons et rivets sont donnés dans le Tableau 3.3.

(2) Pour les pinces longitudinales et transversales ainsi que les entraxes minimum et maximum pour les structures soumises à la fatigue, voir l'EN 1993-1-9.

Tableau 3.3 — Pincés longitudinales et transversales, entraxes minimum et maximum

Distances et entraxes voir Figure 3.1	Minimum	Maximum <sup>1) 2) 3)</sup>		
		Structures réalisées en aciers conformes à l'EN 10025 à l'exception des aciers conformes à l'EN 10025-5		Structures réalisées en aciers conformes à l'EN 10025-5
		Acier exposé aux intempéries ou autres influences corrosives	Acier non exposé aux intempéries ou autres influences corrosives	Acier utilisé sans protection
Pince longitudinale $e_1$	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Maximum de $8t$ ou 125 mm
Pince transversale $e_2$	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Maximum de $8t$ ou 125 mm
Distance $e_3$ pour les trous oblongs	$1,5d_0$ <sup>4)</sup>			
Distance $e_4$ pour les trous oblongs	$1,5d_0$ <sup>4)</sup>			
Entraxe $p_1$	$2,2d_0$	Minimum de $14t$ ou 200 mm	Minimum de $14t$ ou 200 mm	Minimum de $14t_{\min}$ ou 175 mm
Entraxe $p_{1,0}$		Minimum de $14t$ ou 200 mm		
Entraxe $p_{1,i}$		Minimum de $28t$ ou 400 mm		
Entraxe $p_2$ <sup>5)</sup>	$2,4d_0$	Minimum de $14t$ ou 200 mm	Minimum de $14t$ ou 200 mm	Minimum de $14t_{\min}$ ou 175 mm

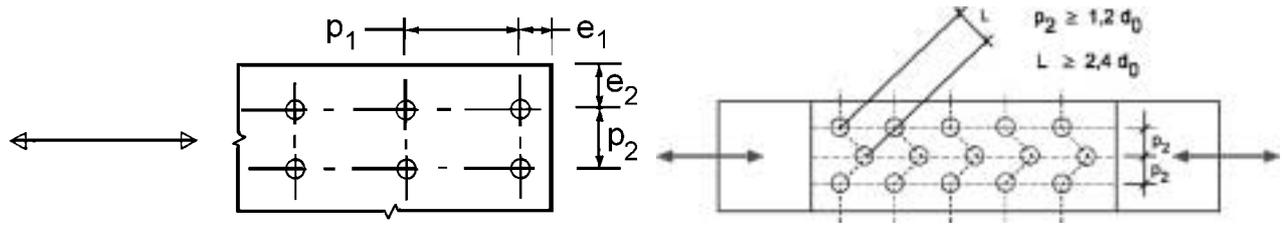
1) Il n'y a pas de valeurs maximales d'entraxe, de pincés longitudinale et transversale, sauf dans les cas suivants :  
— pour les barres comprimées afin d'éviter le voilement local et prévenir la corrosion dans les barres exposées et ;  
— pour les barres tendues exposées afin de prévenir la corrosion.

2) Il convient de calculer la résistance au voilement local de la plaque comprimée entre les fixations conformément à l'EN 1993-1-1 en utilisant  $0,6 p_i$  comme longueur de flambement. Il est inutile de vérifier le voilement local entre les fixations si  $p_1/t$  est inférieur à  $9\epsilon$ . Il convient que la pince transversale n'excède pas les exigences concernant le voilement local pour un élément en console dans les barres comprimées, voir l'EN 1993-1-1. La pince longitudinale n'est pas affectée par cette exigence.

3)  $t$  est l'épaisseur de la pièce attachée extérieure la plus mince.

4) Les limites dimensionnelles des trous oblongs sont données en 1.2, Normes de Référence : Groupe 7.

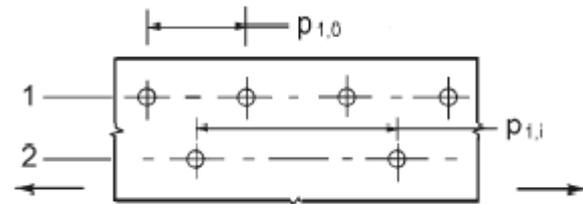
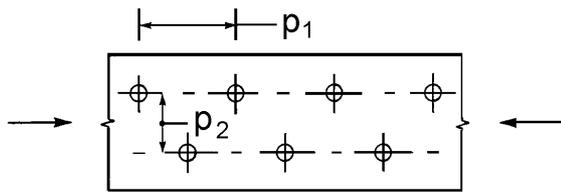
5) Pour les rangées de fixations en quinconce, un écartement minimum entre rangées  $p_2 = 1,2d_0$  peut être utilisé, à condition que la distance minimum,  $L$ , entre deux fixations quelconques soit supérieure ou égale à  $2,4d_0$ , voir Figure 3.1 (b).



Rangées de fixation en quinconce

a) Symboles pour les entraxes des fixations

b) Symboles pour disposition en quinconce



$p_1 \leq 14 t \text{ et } \leq 200 \text{ mm}$

$p_2 \leq 14 t \text{ et } \leq 200 \text{ mm}$

$p_{1,0} \leq 14 t \text{ et } \leq 200 \text{ mm}$

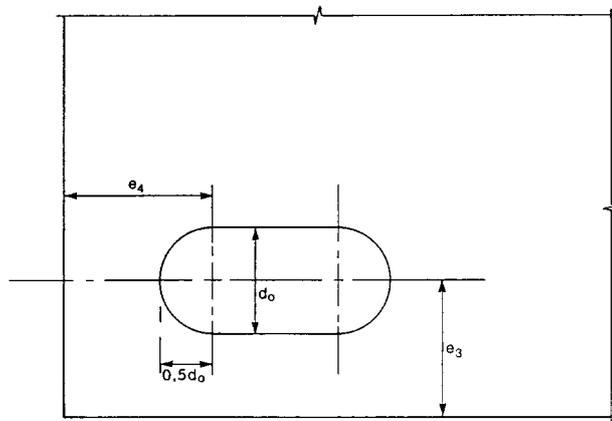
$p_{1,i} \leq 28 t \text{ et } \leq 400 \text{ mm}$

1 rangée extérieure

2 rangée intérieure

c) Écartement en quinconce – dans les barres comprimés

d) Écartement en quinconce – dans les barres tendues



e) Pincés longitudinale et transversale pour les trous oblongs

Figure 3.1 — Symboles pour les pincés transversale et longitudinale et pour l'espacement des fixations

### 3.6 Résistance individuelle de calcul des fixations

#### 3.6.1 Boulons et rivets

(1) La résistance individuelle de calcul pour une fixation sollicitée au cisaillement et/ou à la traction est donnée dans le Tableau 3.4.

(2) Pour les boulons précontraints conformes à 3.1.2(1), il convient de prendre la précontrainte de calcul,  $F_{p,Cd}$ , à utiliser dans les calculs, égale à :

$$F_{p,Cd} = 0,7 f_{ub} A_s / \gamma_{M7} \quad (3.1)$$

NOTE Lorsque la précontrainte n'est pas utilisée dans les calculs, voir la note du Tableau 3.2.

(3) Il convient de n'utiliser les résistances de calcul en traction et au cisaillement dans la partie filetée d'un boulon données dans le Tableau 3.4 que pour les boulons fabriqués conformément à 1.2.4, Normes de Référence : Groupe 4. Pour les boulons à filetages usinés, tels que les boulons d'ancrage ou les tirants fabriqués à partir de ronds en acier avec des filetages conformes à l'EN 1090, il convient d'utiliser les valeurs du Tableau 3.4. Pour les boulons à filetages usinés dont les filetages ne sont pas conformes à l'EN 1090, il convient de multiplier les valeurs appropriées du Tableau 3.4 par un facteur 0,85.

(4) Il convient de n'utiliser la résistance de calcul au cisaillement  $F_{v,Rd}$  donnée dans le Tableau 3.4 que lorsque les boulons sont utilisés dans des trous dont les jeux nominaux n'excèdent pas ceux des trous normaux tels que spécifiés en 1.2.7, Normes de Référence : Groupe 7.

(5) Des boulons M12 et M14 peuvent également être utilisés dans des trous avec un jeu de 2 mm à condition que la résistance de calcul du groupe de boulons basée sur la pression diamétrale soit égale ou supérieure à la résistance de calcul du groupe de boulon basée sur le cisaillement des boulons. En outre, pour les boulons de classes 4.8, 5.8, 6.8, 8.8 et 10.9 il convient de prendre la résistance au cisaillement de calcul  $F_{v,Rd}$  égale à 0,85 fois la valeur donnée dans le Tableau 3.4.

(6) La résistance des boulons pleins-trous peut être calculée de la même façon que celle des boulons utilisés dans des trous avec un jeu normal.

(7) Il convient d'exclure la partie filetée d'un boulon plein-trou du plan de cisaillement.

(8) Il convient que la longueur de la partie filetée d'un boulon plein-trou située vis-à-vis de la plaque sollicitée en pression diamétrale n'excède pas 1/3 de l'épaisseur de la plaque, voir Figure 3.2.

(9) Il convient que la tolérance pour les trous de boulons plein-trou soit conforme aux dispositions données en 1.2.7, Normes de Référence : Groupe 7.

(10) Dans les assemblages à simple recouvrement ne comportant qu'une seule rangée de boulons, voir Figure 3.3, il convient que les boulons soient munis de rondelles sous la tête et sous l'écrou. Il convient que la résistance en pression diamétrale  $F_{b,Rd}$  pour chaque boulon soit limitée à :

$$F_{b,Rd} \leq 1,5 f_u d t / \gamma_{M2} \quad (3.2)$$

NOTE Il convient de ne pas utiliser des assemblages à simple recouvrement avec un seul rivet.

(11) Dans le cas de boulons de classe 8.8 ou 10.9, il convient d'utiliser des rondelles trempées pour les assemblages à simple recouvrement ne comportant qu'un seul boulon ou une seule rangée de boulons.

(12) Lorsque des boulons ou des rivets fonctionnant en cisaillement et en pression diamétrale traversent une épaisseur totale de calage  $t_p$  supérieure à un tiers du diamètre nominal  $d$ , voir Figure 3.4, il convient de multiplier la résistance de calcul au cisaillement  $F_{v,Rd}$  obtenue comme spécifié dans le Tableau 3.4, par un coefficient réducteur  $\beta_p$  donné par :

$$\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p} \text{ mais } \beta_p \leq 1 \tag{3.3}$$

(13) Pour les attaches en double cisaillement munies de fourrures des deux côtés du joint, il convient de prendre  $t_p$  égal à l'épaisseur de la fourrure la plus épaisse.

(14) Il convient de concevoir les attaches rivées pour qu'elles transmettent les efforts essentiellement par cisaillement. En cas de traction, il convient que l'effort de traction de calcul  $F_{t,Ed}$  n'excède pas la résistance de calcul à la traction  $F_{t,Rd}$  donnée dans le Tableau 3.4.

(15) Pour l'acier de nuance S 235, la valeur « en état de pose » de  $f_{ur}$  peut être prise égale à 400 N/mm<sup>2</sup>.

(16) En règle générale, il convient que la longueur de serrage d'un rivet n'excède pas  $4,5d$  pour le rivetage au marteau et  $6,5d$  pour le rivetage pneumatique.

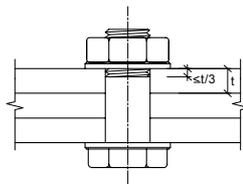


Figure 3.2 —Partie filetée de la tige située dans la zone de résistance en pression diamétrale pour les boulons pleins-trous

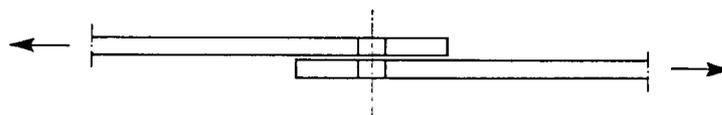


Figure 3.3 — Assemblage à simple recouvrement comportant une seule rangée de boulons

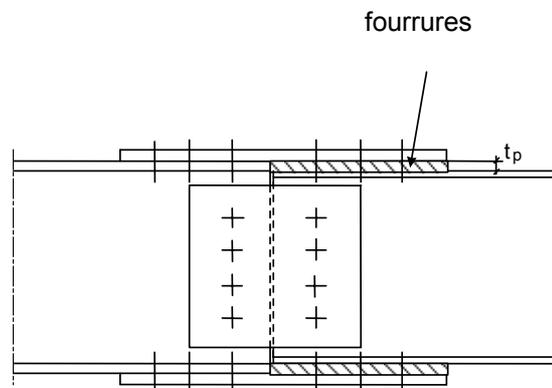


Figure 3.4 — Fixations traversant des fourrures

Tableau 3.4 — Résistance de calcul individuelle pour les fixations sollicitées au cisaillement et/ou à la traction

Mode de ruine	Boulons	Rivets
Résistance au cisaillement par plan de cisaillement	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>— lorsque le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon (<math>A</math> est l'aire de la section résistante en traction du boulon <math>A_s</math>): <ul style="list-style-type: none"> <li>— pour les classes 4.6, 5.6 et 8.8 : <math>\alpha_v = 0,6</math></li> <li>— pour les classes 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9 : <math>\alpha_v = 0,5</math></li> </ul> </li> <li>— lorsque le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon (<math>A</math> est l'aire de la section brute du boulon) : <math>\alpha_v = 0,6</math></li> </ul>	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Résistance en pression diamétrale <sup>1), 2), 3)</sup>	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$ <p>ou <math>\alpha_b</math> est la plus petite des valeurs de <math>\alpha_d</math>; <math>\frac{f_{ub}}{f_u}</math> ou 1,0;</p> <p>dans la direction des efforts :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— pour boulons de rive : <math>\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}</math> ; pour boulons intérieurs <math>\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}</math></li> </ul> <p>perpendiculairement à la direction des efforts :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— pour boulons de rive : <math>k_1</math> est la plus petite valeur de <math>(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7)</math> et 2,5</li> <li>— pour boulons intérieurs : <math>k_1</math> est la plus petite valeur de <math>(1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7)</math> et 2,5</li> </ul>	
Résistance à la traction <sup>2)</sup>	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>où <math>k_2 = 0,63</math> pour un boulon à tête fraisée, sinon <math>k_2 = 0,9</math>.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Résistance au poinçonnement	$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$	Vérification sans objet
Cisaillement et traction combinés	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	
<p>1) La résistance en pression diamétrale <math>F_{b,Rd}</math> pour les boulons utilisés</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— dans des trous surdimensionnés, est 0,8 fois la résistance en pression diamétrale des boulons utilisés dans des trous normaux.</li> <li>— dans des trous oblongs, lorsque l'axe longitudinal du trou oblong est perpendiculaire à la direction des efforts, est 0,6 fois la résistance en pression diamétrale des boulons utilisés dans des trous circulaires normaux.</li> </ul> <p>2) Pour les boulons à tête fraisée :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— il convient de calculer la résistance en pression diamétrale <math>F_{b,Rd}</math> avec une épaisseur de plaque <math>t</math> égale à l'épaisseur de la plaque attachée diminuée de la moitié de la profondeur de fraisage.</li> <li>— pour la détermination de la résistance à la traction <math>F_{t,Rd}</math> il convient que l'angle et la profondeur de fraisage soient conformes aux dispositions données en 1.2.4, Normes de Référence: Groupe 4, sinon il convient d'adapter la résistance à la traction <math>F_{t,Rd}</math> en conséquence.</li> </ul> <p>3) Lorsque la charge appliquée sur un boulon n'est pas parallèle au bord de la pièce, la résistance en pression diamétrale peut être vérifiée séparément pour les composants de l'effort appliqué au boulon parallèlement et perpendiculairement au bord.</p>		

### 3.6.2 Boulons injectés

#### 3.6.2.1 Généralités

(1) Des boulons injectés peuvent être utilisés comme alternative aux rivets et boulons ordinaires pour les attaches de catégories A, B et C selon 3.4.

(2) Des dispositions de fabrication et de montage pour les boulons injectés sont données en 1.2.7, Normes de Référence : Groupe 7.

#### 3.6.2.2 Résistance de calcul

(1) La méthode de calcul donnée en 3.6.2.2 (2) à 3.6.3.2.2 (6) peut être utilisée pour les boulons injectés de classe 8.8 ou 10.9. Il convient que les boulons soient conformes aux prescriptions données en 1.2.4, Normes de Référence : Groupe 4, mais voir 3.6.2.2 (3) lorsque des boulons précontraints sont utilisés.

(2) L'effort de cisaillement de calcul à l'état limite ultime de tout boulon d'attache de Catégorie A ne doit excéder ni la résistance de calcul au cisaillement du boulon obtenue selon 3.6 et 3.7, ni la résistance en pression diamétrale de la résine obtenue selon 3.6.2.2 (5).

(3) Il convient d'utiliser des boulons injectés précontraints à serrage contrôlé pour les attaches de catégories B et C, pour lesquels il convient d'utiliser des boulons conformes à 3.1.2 (1).

(4) Il convient que l'effort de cisaillement de calcul à l'état limite de service pour tout boulon pour une attache de catégorie B et l'effort de cisaillement de calcul à l'état limite ultime pour tout boulon pour une attache de catégorie C n'excède pas la résistance de calcul au glissement du boulon obtenue selon 3.9 à l'état limite concerné augmentée de la résistance de calcul en pression diamétrale de la résine obtenue selon 3.6.2.2 (5) à l'état limite concerné. En outre, il convient que l'effort de cisaillement de calcul à l'état limite ultime d'un boulon pour une attache de catégorie B ou C n'excède pas la résistance de calcul au cisaillement du boulon obtenue selon 3.6, ni la résistance en pression diamétrale des boulons, calculées selon 3.6 et 3.7.

(5) La résistance en pression diamétrale de la résine,  $F_{b,Rd,resin}$ , peut être déterminée au moyen de l'expression suivante :

$$F_{b,Rd,resin} = \frac{k_t k_s d t_{b,resin} \beta f_{b,resin}}{\gamma_{M4}} \quad (3.4)$$

où

- $F_{b,Rd,resin}$  résistance en pression diamétrale d'un boulon injecté ;
- $\beta$  coefficient dépendant du rapport d'épaisseur des plaques attachées tel qu'indiqué dans le Tableau 3.5 et la Figure 3.5 ;
- $f_{b,resin}$  résistance en pression diamétrale de la résine à déterminer conformément à 1.2, Normes de Référence : Groupe 7 ;
- $t_{b,resin}$  épaisseur efficace de résine en pression diamétrale, donnée dans le Tableau 3.5 ;
- $k_t$  1,0 pour l'état limite de service (long terme) ;  
1,2 pour l'état limite ultime ;
- $k_s$  pris égal à 1,0 pour les trous normaux ou  $(1,0 - 0,1 m)$ , pour les trous surdimensionnés ;
- $m$  différence (en mm) entre les dimensions de trous normaux et surdimensionnés. Dans le cas de trous oblongs courts tels que spécifiés en 1.2.7, Normes de Référence : Groupe 7,  $m = 0,5 \times$  (la différence (en mm) entre la longueur et la largeur du trou).

(6) Dans le calcul de la résistance en pression diamétrale d'un boulon dont la longueur de serrage dépasse  $3d$ , il convient de prendre une longueur  $\ell$  ne dépassant pas  $3d$  pour déterminer l'épaisseur efficace en pression diamétrale  $t_{b,resin}$  (voir Figure 3.6).

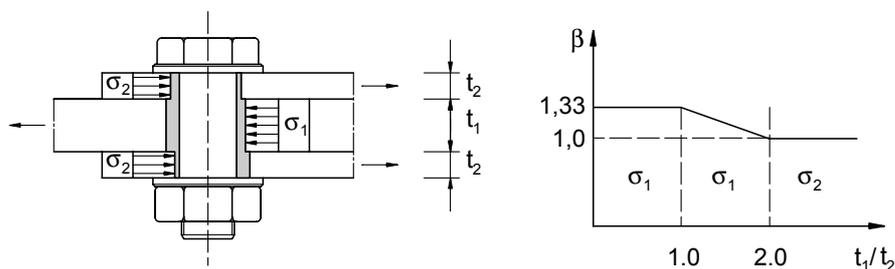


Figure 3.5 — Facteur  $\beta$  en fonction du rapport des épaisseurs des plaques assemblées

Tableau 3.5 — Valeurs de  $\beta$  et  $t_{b,resin}$

$t_1 / t_2$	$\beta$	$t_{b,resin}$
$\geq 2,0$	1,0	$2 t_2 \leq 1,5 d$
$1,0 < t_1 / t_2 < 2,0$	$1,66 - 0,33 (t_1 / t_2)$	$t_1 \leq 1,5 d$
$\leq 1,0$	1,33	$t_1 \leq 1,5 d$

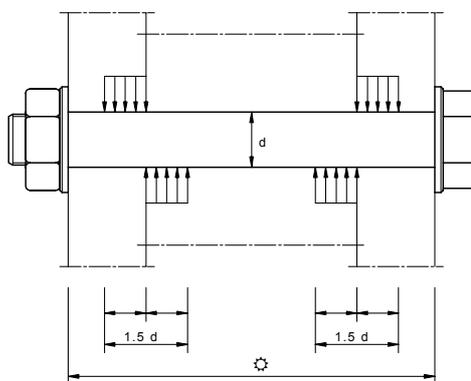


Figure 3.6 — Longueur efficace maximale pour les boulons injectés longs

### 3.7 Groupe de fixations

(1) La résistance d'un groupe de fixations peut être prise égale à la somme des résistances individuelles en pression diamétrale  $F_{b,Rd}$  des fixations, à condition que la résistance individuelle de calcul au cisaillement  $F_{v,Rd}$  de chaque fixation soit supérieure ou égale à la résistance de calcul en pression diamétrale  $F_{b,Rd}$ . Sinon, il convient de prendre la résistance d'un groupe de fixations égale au nombre de fixations multiplié par la résistance de calcul la plus faible des fixations considérées individuellement.

### 3.8 Assemblages longs

(1) Lorsque la distance  $L_j$  entre les axes des fixations extrêmes d'un assemblage, mesurée dans la direction des efforts (voir Figure 3.7), est supérieure à  $15d$ , il convient de réduire la résistance de calcul au cisaillement  $F_{v,Rd}$  de toutes les fixations, calculée conformément au Tableau 3.4, en la multipliant par un coefficient minorateur  $\beta_{L_f}$  donné par :

$$\beta_{L_f} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d} \quad (3.5)$$

mais  $\beta_{L_f} \leq 1,0$  et  $\beta_{L_f} \geq 0,75$

(2) La disposition donnée en 3.8 (1) ne s'applique pas lorsque la transmission de l'effort s'effectue de manière uniforme sur la longueur de l'assemblage, par ex. la transmission de l'effort de cisaillement entre l'âme d'une même section et la semelle.

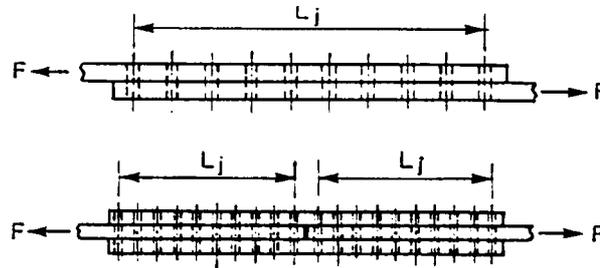


Figure 3.7 — Assemblages longs

### 3.9 Attaches résistant au glissement comportant des boulons précontraints de classe 8.8 ou 10.9

#### 3.9.1 Résistance au glissement

(1) Il convient de prendre la résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint de classe 8.8 ou 10.9 précontraint égale à :

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C} \quad (3.6)$$

où

$k_s$  est donné dans le Tableau 3.6 ;

$n$  nombre de surfaces de frottement ;

$\mu$  coefficient de frottement, obtenu par des essais spécifiques à la surface de frottement selon 1.2.7 Normes de Référence : Groupe 7, ou s'il y a lieu donné dans le Tableau 3.7.

(2) Pour les boulons précontraints de classes 8.8 et 10.9 conformes aux spécifications données en 1.2.4, Normes de Référence : Groupe 4, à serrage contrôlé conformément aux dispositions données en 1.2.7, Normes de Référence : Groupe 7, il convient de prendre l'effort de précontrainte  $F_{p,C}$  à utiliser dans l'expression (3.6) égal à la valeur suivante :

$$F_{p,C} = 0,7 f_{ub} A_s \quad (3.7)$$

Tableau 3.6 — Valeurs de  $k_s$ 

Description	$k_s$
Boulons utilisés dans des trous normaux.	1,0
Boulons utilisés soit dans des trous surdimensionnés soit dans des trous oblongs courts dont l'axe longitudinal est perpendiculaire à la direction des efforts.	0,85
Boulons utilisés dans des trous oblongs longs dont l'axe longitudinal est perpendiculaire à la direction des efforts.	0,7
Boulons utilisés dans des trous oblongs courts dont l'axe longitudinal est parallèle à la direction des efforts.	0,76
Boulons utilisés dans des trous oblongs longs dont l'axe longitudinal est parallèle à la direction des efforts.	0,63

Tableau 3.7 — Coefficient de frottement,  $\mu$ , pour les boulons précontraints

Classe de surfaces de frottement (voir 1.2.7, Normes de Référence : Groupe 7)	Coefficient de frottement $\mu$
A	0,5
B	0,4
C	0,3
D	0,2

NOTE 1 Les exigences concernant les essais et les contrôles sont données en 1.2.7, Normes de Référence : Groupe 7.

NOTE 2 Il convient que la classification de tout autre traitement de surface soit basée sur des échantillons représentatifs des surfaces mises en œuvre dans la structure en utilisant la procédure indiquée en 1.2.7, Normes de Référence : Groupe 7.

NOTE 3 Les définitions des classes de surface de frottement sont données en 1.2.7, Normes de Référence : Groupe 7.

NOTE 4 En présence de surfaces peintes, une perte éventuelle de précontrainte dans le temps peut se produire.

### 3.9.2 Traction et cisaillement combinés

(1) Si une attache résistant au glissement est soumise à un effort de traction  $F_{t,Ed}$  ou  $F_{t,Ed,ser}$  en sus de l'effort tranchant  $F_{v,Ed}$  ou  $F_{v,Ed,ser}$  tendant à entraîner le glissement, il convient de prendre la résistance au glissement par boulon égale à la valeur suivante :

$$\text{pour une attache de catégorie B : } F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed,ser})}{\gamma_{M3,ser}} \quad (3.1 a)$$

$$\text{pour une attache de catégorie C : } F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} \quad (3.8 b)$$

(2) Si, dans une attache résistant à la flexion, l'effort de contact du côté comprimé contrebalance l'effort de traction appliqué, aucune réduction de la résistance au glissement n'est exigée.

### 3.9.3 Attaches hybrides

(1) Par dérogation à 2.4 (3), les boulons précontraints de classes 8.8 et 10.9 utilisés dans des attaches calculées comme résistant au glissement à l'état limite ultime (Catégorie C en 3.4) peuvent être considérés comme reprenant la charge avec les soudures, à condition que le serrage final des boulons soit effectué après achèvement du soudage.

### 3.10 Déductions pour les trous de fixations

#### 3.10.1 Généralités

(1) Il convient de procéder aux déductions pour les trous dans la vérification des barres conformément à l'EN 1993-1-1.

#### 3.10.2 Calcul du cisaillement de bloc

(1) Le cisaillement de bloc consiste en une ruine par cisaillement au niveau de la rangée de boulons le long de la partie cisailée du contour du groupe de trous, accompagnée d'une rupture par traction le long de la file de trous de boulons sur la partie tendue du contour du groupe de boulons. La Figure 3.8 donne un exemple de cisaillement de bloc.

(2) Pour un groupe de boulons symétrique soumis à un chargement centré, la résistance de calcul au cisaillement de bloc,  $V_{eff,1,Rd}$  est donnée par :

$$V_{eff,1,Rd} = f_u A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) f_y A_{nv} / \gamma_{M0} \quad (3.9)$$

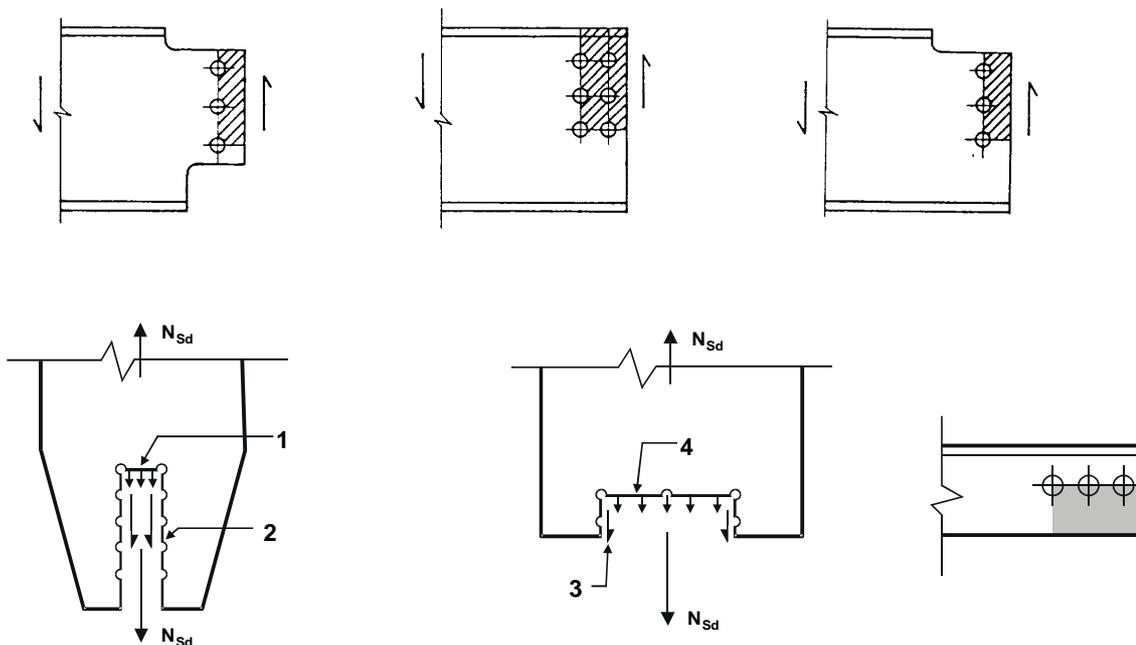
où

$A_{nt}$  aire nette soumise à la traction ;

$A_{nv}$  aire nette soumise au cisaillement.

(3) Pour un groupe de boulons soumis à un chargement excentré, la résistance de calcul au cisaillement de bloc  $V_{eff,2,Rd}$  est donnée par :

$$V_{eff,2,Rd} = 0,5 f_u A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) f_y A_{nv} / \gamma_{M0} \quad (3.10)$$



### Légende

- 1 effort de traction faible
- 2 effort tranchant fort
- 3 effort tranchant faible
- 4 effort de traction fort

Figure 3.8 — Cisaillement de bloc

### 3.10.3 Cornières tendues attachées par une aile et autres barres tendues attachées de façon non symétrique

(1) Il convient de prendre en compte l'excentricité dans les attaches, voir 2.7 (1), ainsi que les effets de l'espacement et des pinces des boulons, dans la détermination de la résistance de calcul :

- des barres asymétriques ;
- des barres symétriques attachées de façon asymétrique, telles les cornières attachées par une aile.

(2) Une cornière simple attachée par une seule rangée de boulons dans une aile, voir Figure 3.9, peut être traitée comme chargée concentriquement et la résistance ultime de calcul de la section nette peut être déterminée de la façon suivante :

$$\text{avec 1 boulon : } N_{u,Rd} = \frac{2,0(e_2 - 0,5d_0)t f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.11)$$

$$\text{avec 2 boulons : } N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.12)$$

$$\text{avec 3 boulons ou plus : } N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.13)$$

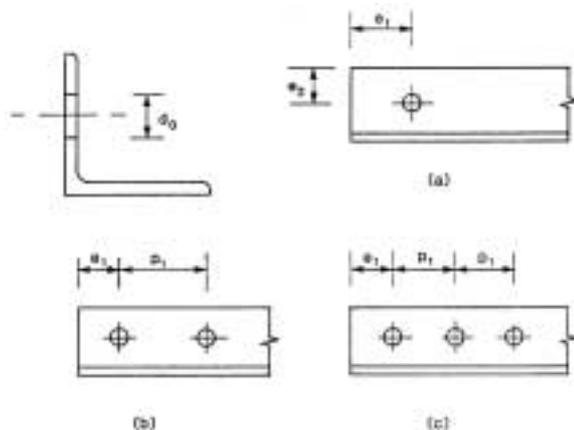
où

$\beta_2$  et  $\beta_3$  coefficients minorateurs dépendant de l'entraxe  $p_1$  comme indiqué dans le Tableau 3.8. Pour des valeurs intermédiaires de  $p_1$  la valeur de  $\beta$  peut être déterminée par interpolation linéaire ;

$A_{net}$  aire nette de la cornière. Pour une cornière à ailes inégales attachée par sa petite aile, il convient de prendre  $A_{net}$  égale à l'aire nette d'une cornière équivalente à ailes égales de mêmes dimensions que la petite aile.

Tableau 3.8 — Coefficients réducteurs  $\beta_2$  et  $\beta_3$

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



- (a) 1 boulon
- (b) 2 boulons
- (c) 3 boulons

Figure 3.9 — Cornières attachées par une aile

### 3.10.4 Patte d'attache

(1) La patte d'attache illustrée dans la Figure 3.10 attache des cornières et leurs fixations à un gousset ou à un autre support, et il convient qu'elle soit calculée pour transmettre 1,2 fois l'effort régnant dans l'aile non attachée de la cornière assemblée.

(2) Il convient que les fixations attachant la patte d'attache à l'aile non attachée de la cornière puissent transmettre 1,4 fois l'effort régnant dans cette aile non attachée.

(3) Il convient que les cornières d'assemblage attachant un profilé en U ou une barre similaire soient calculées pour transmettre 1,1 fois l'effort régnant dans les ailes auxquelles elles sont attachées.

(4) Il convient que les fixations attachant la patte d'attache au profilé en U ou similaire soient calculées pour transmettre 1,2 fois l'effort dans l'aile du profilé auquel elles sont attachées.

(5) Il convient d'utiliser systématiquement au moins deux boulons ou rivets pour attacher une patte d'attache à un gousset ou autre support.

(6) Il convient que l'attache d'une patte d'attache sur un gousset ou autre support se termine à l'extrémité de la barre attachée. Il convient que l'attache de la patte d'attache sur la barre s'étende depuis l'extrémité de la barre jusqu'à un point situé au-delà de l'attache de la barre proprement dite sur le gousset ou autre support.

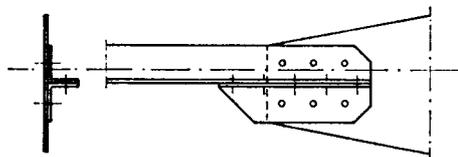


Figure 3.10 — Pattes d'attache

### 3.11 Effet de levier

(1) Lorsque des fixations doivent supporter un effort de traction, il convient qu'elles soient dimensionnées pour résister aussi à l'effort supplémentaire dû à un effet de levier éventuel.

NOTE Les règles données en 6.2.4 prennent implicitement en compte l'effet de levier.

### 3.12 Distribution des efforts entre fixations à l'état limite ultime

(1) Lorsqu'un moment est appliqué sur un assemblage, la distribution des sollicitations peut être soit linéaire (c'est-à-dire proportionnelle à la distance depuis le centre de rotation) soit plastique, (c'est-à-dire que toute distribution qui est en équilibre est acceptable à condition que les résistances des composants ne soient pas dépassées et que la ductilité des composants soit suffisante).

(2) Il convient d'appliquer la distribution élastique linéaire des sollicitations dans les cas suivants :

- lorsqu'on réalise une attache boulonnée résistant au glissement, de catégorie C,
- dans les attaches en cisaillement lorsque la résistance de calcul au cisaillement  $F_{v,Rd}$  d'une fixation est inférieure à la résistance de calcul en pression diamétrale  $F_{b,Rd}$ ,
- lorsque les attaches sont soumises à des chocs, des vibrations ou à une inversion d'effort (à l'exception des actions de vent).

(3) Lorsqu'un assemblage est soumis uniquement à un effort de cisaillement centré, l'effort peut être considéré comme uniformément réparti entre les fixations, à condition que les dimensions et les classes des fixations soient identiques.

### 3.13 Attaches par axes d'articulation

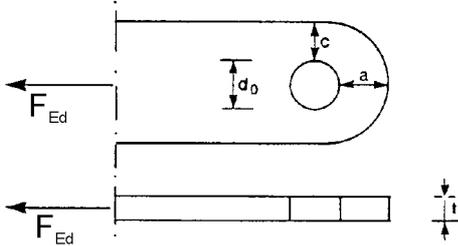
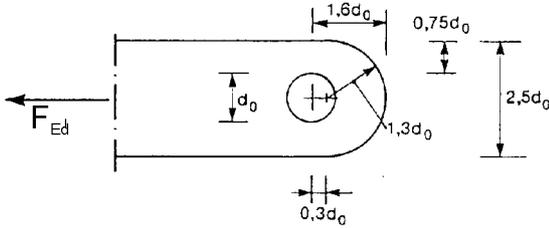
#### 3.13.1 Généralités

(1) Dans tous les cas où des axes d'articulation risquent de se détacher, il convient de les immobiliser.

(2) Les attaches articulées pour lesquelles aucune rotation n'est exigée peuvent être calculées comme des attaches à un seul boulon, à condition que la longueur de l'axe d'articulation soit inférieure à 3 fois son diamètre, voir 3.6.1. Dans tous les autres cas, il convient de suivre la méthode donnée en 3.13.2.

(3) Dans une attache articulée, il convient que la géométrie de l'élément non renforcé muni d'un perçage destiné à l'axe d'articulation satisfasse les exigences de dimensions données dans le Tableau 3.9.

Tableau 3.9 — Exigences géométriques pour les éléments articulés

<p>Type A : Épaisseur donnée <math>t</math></p>  $a \geq \frac{F_{Ed} \gamma_{M0}}{2 t f_y} + \frac{2 d_0}{3} ; c \geq \frac{F_{Ed} \gamma_{M0}}{2 t f_y} + \frac{d_0}{3}$
<p>Type B : Géométrie donnée</p>  $t \geq 0,7 \sqrt{\frac{F_{Ed} \gamma_{M0}}{f_y}} ; d_0 \leq 2,5 t$

(4) Il convient que les barres articulées soient disposées de sorte à éviter toute excentricité et soient de dimensions suffisantes pour transférer les efforts au droit du trou de l'axe à la barre loin de celui-ci.

### 3.13.2 Calcul des axes d'articulation

(1) Les exigences de dimensionnement concernant les axes en rond plein sont données dans le Tableau 3.10.

(2) Il convient de calculer le moment exercé dans un axe en prenant pour hypothèse que les pièces attachées constituent des appuis simples. Il convient de supposer d'une façon générale que les réactions entre l'axe et les pièces attachées sont uniformément réparties sur la longueur en contact sur chaque pièce comme indiqué dans la Figure 3.11.

(3) Si l'axe est prévu pour être remplaçable, outre les dispositions données en 3.13.1 à 3.13.2, il convient que la pression diamétrale de contact satisfasse la condition :

$$\sigma_{h,Ed} \leq f_{h,Rd} \tag{3.14}$$

où

$$\sigma_{h,Ed} = 0,591 \sqrt{\frac{E F_{Ed,ser} (d_0 - d)}{d^2 t}} \tag{3.15}$$

$$f_{h,Ed} = 2,5 f_y / \gamma_{M6,ser} \tag{3.16}$$

où

$d$  diamètre de l'axe d'articulation ;

$d_0$  diamètre du trou ;

$F_{Ed,ser}$  valeur de calcul de l'effort à transmettre en pression diamétrale, sous l'effet de la combinaison caractéristique relative aux états limites de service.

**Tableau 3.10 — Critères de calcul pour les attaches articulées**

Mode de ruine	Exigences de calcul
Résistance au cisaillement de l'axe	$F_{v,Rd} = 0,6 A f_{up} / \gamma_{M2} \geq F_{v,Ed}$
Résistance en pression diamétrale de la plaque et de l'axe	$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_y / \gamma_{M0} \geq F_{b,Ed}$
Si l'axe est prévu pour être remplaçable, il convient que cette exigence soit également satisfaite	$F_{b,Rd,ser} = 0,6 t d f_y / \gamma_{M6,ser} \geq F_{b,Ed,ser}$
Résistance à la flexion de l'axe	$M_{Rd} = 1,5 W_{el} f_{yp} / \gamma_{M0} \geq M_{Ed}$
Si l'axe est prévu pour être remplaçable, il convient que cette exigence soit également satisfaite	$M_{Rd,ser} = 0,8 W_{el} f_{yp} / \gamma_{M6,ser} \geq M_{Ed,ser}$
Résistance de l'axe à une combinaison de cisaillement et de flexion	$\left[ \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1$
<p><math>d</math> diamètre de l'axe d'articulation</p> <p><math>f_y</math> limite d'élasticité la plus faible de l'axe ou de la pièce attachée</p> <p><math>f_{up}</math> résistance ultime en traction de l'axe d'articulation</p> <p><math>f_{yp}</math> limite d'élasticité de l'axe d'articulation</p> <p><math>t</math> épaisseur de la pièce attachée</p> <p><math>A</math> aire de l'axe d'articulation</p>	

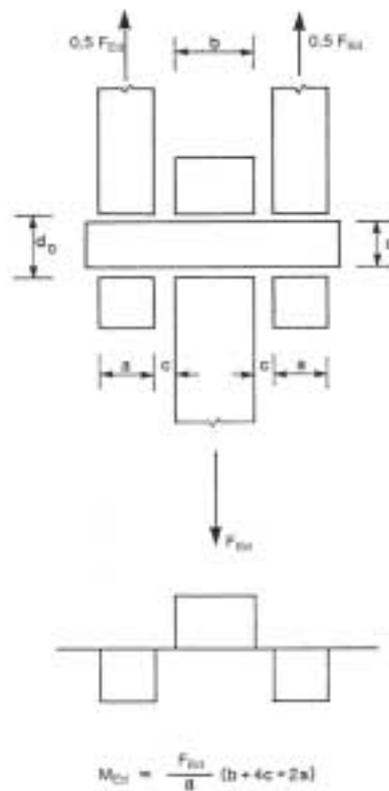


Figure 3.11 — Moment fléchissant exercé dans un axe d'articulation

## 4 Attaches soudées

### 4.1 Généralités

(1) Les dispositions données dans ce chapitre s'appliquent aux aciers de construction soudables conformes à l'EN 1993-1-1 et aux épaisseurs de matériau de 4 mm et plus. Ces dispositions s'appliquent également aux assemblages soudés dans lesquels les propriétés mécaniques du métal d'apport sont compatibles avec celles du métal de base, voir 4.2.

Pour les soudures effectuées sur un matériau d'épaisseur moindre, il convient de se reporter à l'EN 1993-1-3, et pour les soudures réalisées sur les profils creux de construction avec des épaisseurs de 2,5 mm et plus, des dispositions sont données en 7 de la présente norme.

Pour le soudage de goujons, il convient de se reporter à l'EN 1994-1-1.

NOTE Des indications supplémentaires sur le soudage de goujons peuvent être trouvées dans l'EN ISO 14555 et dans l'EN ISO 13918.

(2) Il convient que les soudures soumises à la fatigue satisfassent également les principes donnés dans l'EN 1993-1-9.

(3) Le niveau de qualité C selon l'EN ISO 5817 est en général requis, sauf spécification différente. Il convient que l'étendue des contrôles soit spécifiée en faisant appel aux règles données en 1.2.7, Normes de Référence : Groupe 7. Il convient de choisir le niveau de qualité des soudures conformément à l'EN ISO 5817. Pour le niveau de qualité des soudures utilisées dans les structures soumises à la fatigue, voir l'EN 1993-1-9.

(4) Il convient d'éviter l'arrachement lamellaire.

(5) Des recommandations concernant l'arrachement lamellaire sont données dans l'EN 1993-1-10.

## 4.2 Produits d'apport de soudage

(1) Il convient que tous les produits d'apport de soudage soient conformes aux normes appropriées spécifiées en 1.2.5, Normes de Référence : Groupe 5.

(2) Il convient que les valeurs spécifiées de limite d'élasticité, de résistance ultime en traction, d'allongement à la rupture et d'énergie minimale lors de l'essai de flexion par choc sur éprouvette Charpy du métal d'apport soient équivalentes ou supérieures aux valeurs spécifiées pour le métal de base.

NOTE En général, l'utilisation d'électrodes de caractéristiques supérieures à celles des nuances d'acier assemblées place du côté de la sécurité.

## 4.3 Géométrie et dimensions

### 4.3.1 Type de soudure

(1) La présente norme couvre le calcul des soudures d'angle, des soudures en entaille, des soudures bout à bout, des soudures en bouchon et des soudures sur bords tombés. Les soudures bout à bout peuvent être à pleine pénétration ou à pénétration partielle. Les soudures en entaille et les soudures en bouchon peuvent être réalisées dans des trous circulaires ou dans des trous oblongs.

(2) Les types d'assemblages et de soudures les plus courants sont illustrés dans l'EN 12345.

### 4.3.2 Soudures d'angle

#### 4.3.2.1 Généralités

(1) Des soudures d'angle peuvent être utilisées pour l'assemblage de pièces lorsque les faces forment un angle compris entre 60° et 120°.

(2) Des angles inférieurs à 60° sont également autorisés. Cependant, dans ce cas, il convient que la soudure soit considérée comme une soudure bout à bout à pénétration partielle.

(3) Pour les angles supérieurs à 120° il convient de déterminer la résistance des soudures d'angle par des essais conformément à l'EN 1990, Annexe D : dimensionnement assisté par l'expérimentation.

(4) Il convient que les soudures d'angle aboutissant aux extrémités ou sur les côtés d'une pièce soient contournées avec la même dimension, sur une distance au moins égale à deux fois le côté du cordon, sauf si l'accès ou la configuration de l'assemblage rend cette opération impossible.

NOTE Dans le cas de soudures discontinues, cette règle ne s'applique qu'au dernier cordon discontinu.

(5) Il convient que ces retours soient indiqués sur les plans.

(6) Pour l'excentricité des soudures d'angle d'un seul côté, voir 4.12.

#### 4.3.2.2 Soudures d'angle discontinues

(1) Il convient de ne pas utiliser des soudures d'angle discontinues en ambiance corrosive.

(2) Dans une soudure d'angle discontinue, il convient que les espacements ( $L_1$  ou  $L_2$ ) entre les extrémités de chaque longueur de cordon  $L_w$  satisfassent les conditions données dans la Figure 4.1.

(3) Dans une soudure d'angle discontinue, il convient de prendre l'espacement ( $L_1$  ou  $L_2$ ) égal à la plus faible des distances entre les extrémités des soudures sur des côtés opposés et entre les extrémités des soudures sur un même côté.

(4) Dans toute passe de soudure d'angle discontinue, il convient qu'il existe toujours une longueur de soudure à chaque extrémité de la pièce attachée.

(5) Dans une barre composée où les plats sont attachés par soudures d'angle discontinues, il convient de réaliser une soudure d'angle continue sur chaque côté du plat à chaque extrémité sur une longueur au moins égale aux trois-quarts de la largeur du plat concerné le plus étroit (voir Figure 4.1).

#### **4.3.3 Soudures en entaille**

(1) Des soudures en entaille constituées de soudures d'angles réalisées dans des trous circulaires ou oblongs, peuvent être utilisées uniquement pour transmettre un cisaillement ou empêcher le voilement ou la séparation de pièces superposées.

(2) Il convient que le diamètre d'un trou circulaire, ou la largeur d'un trou oblong, pour une soudure en entaille, ne soit pas inférieur à quatre fois l'épaisseur de la pièce percée.

(3) Il convient que les extrémités des trous oblongs soient semi-circulaires, sauf pour les extrémités qui s'étendent jusqu'au bord de la pièce concernée.

(4) Il convient que l'entraxe des soudures en entaille ne soit pas supérieur à la valeur nécessaire pour empêcher le voilement local, voir Tableau 3.3.

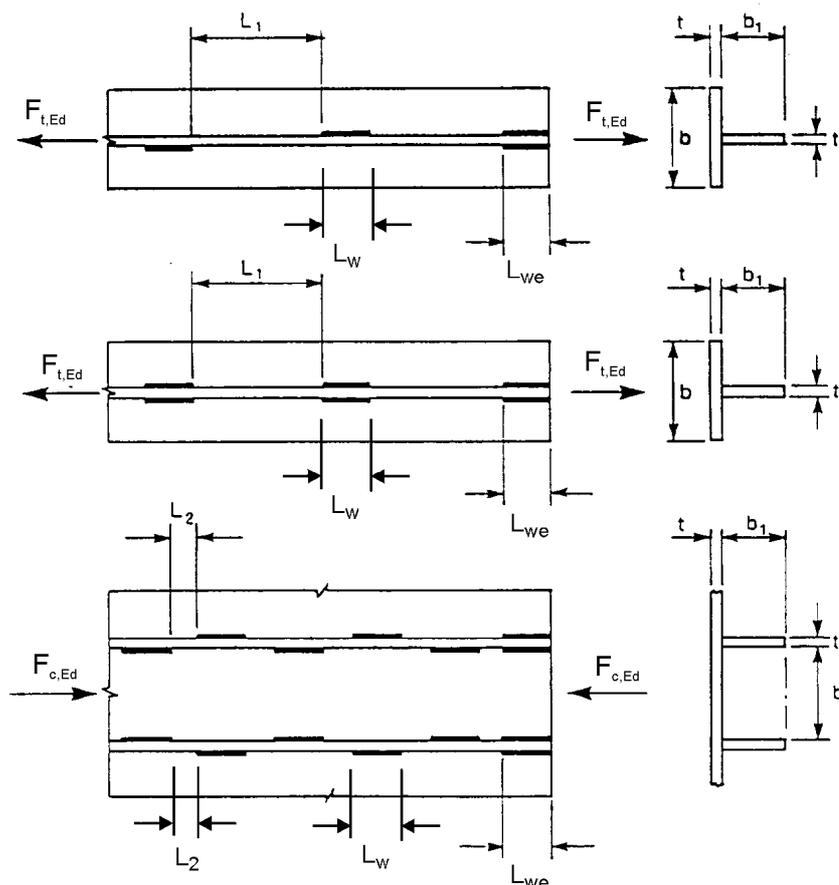
#### **4.3.4 Soudures bout à bout**

(1) Une soudure bout à bout à pleine pénétration est définie comme une soudure qui présente une pénétration et une fusion complètes des métaux d'apport et de base sur la totalité de l'épaisseur du joint.

(2) Une soudure bout à bout à pénétration partielle est définie comme une soudure qui présente une pénétration dans le joint inférieure à la totalité de l'épaisseur du métal de base.

(3) Il convient de ne pas utiliser de soudures bout à bout discontinues.

(4) Pour l'excentricité des soudures bout à bout à pénétration partielle d'un côté, voir 4.12.



$$L_{we} \geq \min(0,75 b ; 0,75 b_1)$$

Pour les barres composées tendues :  $L_1 \leq \min(16 t ; 16 t_1 ; 200 \text{ mm})$

Pour les barres composées comprimées ou en cisaillement :  $L_2 \leq \min(12 t ; 12 t_1 ; 0,25 b ; 200 \text{ mm})$

**Figure 4.1 — Soudures d'angle discontinues**

#### 4.3.5 Soudures en bouchon

(1) Des soudures en bouchon peuvent être utilisées :

- pour transmettre du cisaillement,
- pour empêcher le voilement ou la séparation de pièces superposées, et
- pour assembler entre eux les composants des barres composées,

mais il convient de ne pas les utiliser pour résister à un effort extérieur de traction.

(2) Il convient que le diamètre d'un trou circulaire, ou la largeur d'un trou oblong, pour une soudure en bouchon, soit supérieur d'au moins 8 mm à l'épaisseur de la pièce percée.

(3) Il convient que les extrémités des trous oblongs soient semi-circulaires ou bien possèdent des angles arrondis selon un rayon au moins égal à l'épaisseur de la pièce où se trouve le trou oblong, sauf pour les extrémités qui s'étendent jusqu'au bord de la pièce concernée.

(4) Il convient que l'épaisseur d'une soudure en bouchon située dans un métal de base d'une épaisseur égale ou inférieure à 16 mm, soit égale à l'épaisseur du métal de base. Il convient que l'épaisseur d'une soudure en bouchon située dans un métal de base d'une épaisseur supérieure à 16 mm soit au moins égale à la moitié de l'épaisseur du métal de base, sans être inférieure à 16 mm.

(5) Il convient que l'entraxe des soudures en bouchon ne soit pas supérieur à la valeur nécessaire pour empêcher le voilement local, voir Tableau 3.3.

#### 4.3.6 Soudures sur bords tombés

(1) Pour les barres pleines, la gorge efficace de calcul des soudures sur bords tombés, lorsque celles-ci sont arasées par rapport à la surface de la section pleine des barres, est définie dans la Figure 4.2. La définition de la gorge de calcul des soudures sur bords tombés pour les profils creux rectangulaires est donnée en 7.3.1(7).

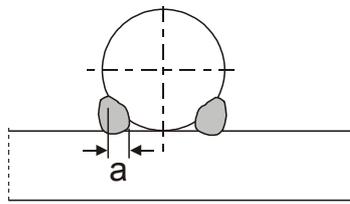


Figure 4.2 — Gorge utile des soudures sur bords tombés pour les sections pleines

#### 4.4 Soudures avec fourrures

(1) Dans le cas de soudures réalisées avec fourrures, il convient que les fourrures soient arasées par rapport au bord de la pièce devant être soudée.

(2) Lorsque deux pièces attachées par soudage sont séparées par des fourrures d'une épaisseur inférieure au pied du cordon nécessaire pour transmettre l'effort, il convient d'augmenter la longueur de côté exigée d'une valeur égale à l'épaisseur de la fourrure.

(3) Lorsque deux pièces attachées par soudage sont séparées par des fourrures d'une épaisseur égale ou supérieure au pied de cordon nécessaire pour transmettre l'effort, il convient que chacune des pièces soit attachée à la fourrure par une soudure capable de transmettre l'effort de calcul.

#### 4.5 Résistance de calcul d'une soudure d'angle

##### 4.5.1 Longueur des soudures

(1) Il convient de prendre la longueur efficace d'une soudure d'angle égale à la longueur sur laquelle la soudure possède sa pleine épaisseur. Cela peut être pris comme la longueur totale de la soudure réduite de deux fois la gorge utile  $a$ . Sous réserve que la soudure possède sa pleine épaisseur sur toute sa longueur, y compris ses extrémités, il n'est pas nécessaire d'opérer une réduction de la longueur efficace pour le début ou pour la fin de la soudure.

(2) Pour supporter un effort, il convient de ne pas prévoir de soudure d'angle d'une longueur efficace inférieure à 30 mm ou inférieure à 6 fois son épaisseur de gorge, en prenant la plus grande de ces deux valeurs.

##### 4.5.2 Gorge utile

(1) Il convient que la gorge utile,  $a$ , d'une soudure d'angle, soit prise égale à la hauteur du plus grand triangle (à côtés égaux ou inégaux) pouvant s'inscrire à l'intérieur des faces à souder et de la surface de la soudure, mesurée perpendiculairement au côté extérieur de ce triangle, voir Figure 4.3.

(2) Il convient que la gorge utile d'une soudure d'angle ne soit pas inférieure à 3 mm.

(3) Pour la détermination de la résistance d'une soudure d'angle à forte pénétration, l'augmentation de la gorge peut être prise en compte, voir Figure 4.4, à condition que des essais préliminaires montrent que la pénétration nécessaire peut être effectivement réalisée.

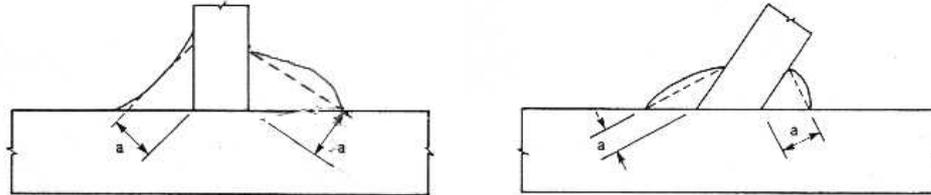


Figure 4.3 — Gorge d'une soudure d'angle

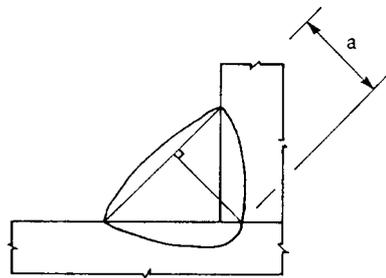


Figure 4.4 — Gorge d'une soudure d'angle à forte pénétration

### 4.5.3 Résistance des soudures d'angles

#### 4.5.3.1 Généralités

(1) Il convient de déterminer la résistance de calcul d'une soudure d'angle soit par la méthode directionnelle donnée en 4.5.3.2 soit par la méthode simplifiée donnée en 4.5.3.3.

#### 4.5.3.2 Méthode directionnelle

(1) Dans cette méthode, les forces transmises par une longueur unitaire de soudure sont décomposées en composants parallèles et transversaux à l'axe longitudinal de la soudure et perpendiculaires et transversaux au plan de sa gorge.

(2) Il convient de prendre l'aire de gorge de calcul  $A_w$  égale à  $A_w = \sum a l_{eff}$ .

(3) Il convient de supposer que l'emplacement de l'aire de gorge de calcul est concentré à la racine.

(4) Il est supposé une distribution uniforme des contraintes dans la section de gorge de la soudure, ce qui conduit aux contraintes normales et aux contraintes de cisaillement illustrées par la Figure 4.5, comme suit :

- $\sigma_{\perp}$  contrainte normale perpendiculaire à la gorge ;
- $\sigma_{\parallel}$  contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure ;
- $\tau_{\perp}$  contrainte tangente (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure ;
- $\tau_{\parallel}$  contrainte tangente (dans le plan de la gorge) parallèle à l'axe de la soudure.

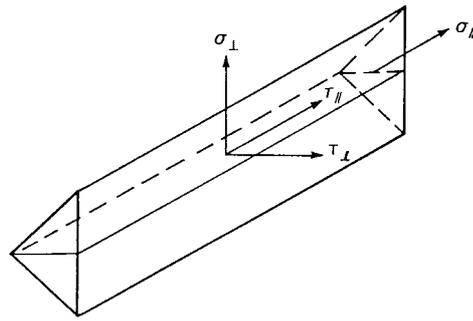


Figure 4.5 — Contraintes exercées sur la section de gorge d’une soudure d’angle

(5) La contrainte normale  $\sigma_{\parallel}$  parallèle à l’axe n’est pas prise en considération pour la vérification de la résistance de la soudure.

(6) La résistance de la soudure d’angle sera suffisante si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \text{ et } \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2} \quad (4.1)$$

où

$f_u$  résistance nominale ultime à la traction de la pièce assemblée la plus faible ;

$\beta_w$  facteur de corrélation approprié pris dans le Tableau 4.1.

(7) Il convient que les soudures réalisées entre des pièces de nuances différentes soient calculées en utilisant les propriétés de la nuance la plus faible.

Tableau 4.1 — Facteur de corrélation  $\beta_w$  pour les soudures d’angle

Norme et nuance d’acier			Facteur de corrélation $\beta_w$
EN 10025	EN 10210	EN 10219	
S 235 S 235 W	S 235 H	S 235 H	0,8
S 275 S 275 N/NL S 275 M/ML	S 275 H S 275 NH/NLH	S 275 H S 275 NH/NLH S 275 MH/MLH	0,85
S 355 S 355 N/NL S 355 M/ML S 355 W	S 355 H S 355 NH/NLH	S 355 H S 355 NH/NLH S 355 MH/MLH	0,9
S 420 N/NL S 420 M/ML		S 420 MH/MLH	1,0
S 460 N/NL S 460 M/ML S 460 Q/QL/QL1	S 460 NH/NLH	S 460 NH/NLH S 460 MH/MLH	1,0

#### 4.5.3.3 Méthode simplifiée pour la résistance des soudures d'angle

(1) Comme alternative à 4.5.3.2, la résistance d'une soudure d'angle peut être supposée appropriée si, en chaque point de sa longueur, la résultante de tous les efforts par unité de longueur transmis par la soudure satisfait le critère suivant :

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad (4.2)$$

où

$F_{w,Ed}$  valeur de calcul de l'effort exercé dans la soudure par unité de longueur ;

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

(2) Indépendamment de l'orientation du plan de gorge de la soudure par rapport à l'effort, il convient de déterminer la résistance de calcul par unité de longueur  $F_{w,Rd}$  au moyen de l'expression :

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a \quad (4.3)$$

où

$f_{vw,d}$  résistance de calcul au cisaillement de la soudure.

(3) Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement  $f_{vw,d}$  de la soudure au moyen de l'expression :

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (4.4)$$

où

$f_u$  et  $\beta_w$  sont définis en 4.5.3.2(6).

## 4.6 Résistance de calcul des soudures en entaille

(1) Il convient de déterminer la résistance de calcul d'une soudure en entaille au moyen de l'une des méthodes données en 4.5.

## 4.7 Résistance de calcul des soudures bout à bout

### 4.7.1 Soudures bout à bout à pleine pénétration

(1) Il convient de prendre la résistance de calcul d'une soudure bout à bout à pleine pénétration égale à la résistance de calcul de la plus faible des pièces assemblées, à condition que la soudure soit réalisée au moyen d'un métal d'apport qui permette d'obtenir des éprouvettes de traction entièrement soudées possédant une limite d'élasticité et une résistance à la traction minimales au moins égales à celles spécifiées pour le métal de base.

### 4.7.2 Soudures bout à bout à pénétration partielle

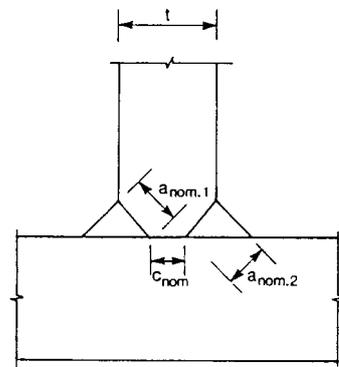
(1) Il convient de déterminer la résistance d'une soudure bout à bout à pénétration partielle au moyen de la méthode donnée en 4.5.2 (3) pour une soudure d'angle à forte pénétration.

(2) Il convient que l'épaisseur de gorge pour une soudure bout à bout à pénétration partielle ne soit pas prise supérieure à la profondeur de pénétration pouvant être obtenue de façon constante, voir 4.5.2 (3).

#### 4.7.3 Assemblages bout à bout en T

(1) La résistance d'un assemblage bout à bout en T, composé de deux soudures bout à bout à pénétration partielle renforcée par des soudures d'angle, peut être déterminée comme pour une soudure bout à bout à pleine pénétration (voir 4.7.1) si l'épaisseur de gorge nominale totale, excluant le talon non soudé, n'est pas inférieure à l'épaisseur  $t$  de la pièce formant l'âme de l'assemblage en T, et à condition que le talon non soudé ne soit pas supérieur à la plus petite de ces deux valeurs ( $t/5$ ) ou 3 mm, , voir Figure 4.6.

(2) Il convient de déterminer la résistance d'un assemblage bout à bout en T qui ne satisfait pas les exigences données en 4.7.3 (1) au moyen de la méthode donnée en 4.5 pour une soudure d'angle ou pour une soudure d'angle à forte pénétration, selon l'importance de la pénétration. Il convient de déterminer l'épaisseur de gorge conformément aux dispositions données pour les soudures d'angle (voir 4.5.2) ou pour les soudures bout à bout à pénétration partielle (voir 4.7.2) selon le cas.



$$a_{nom,1} + a_{nom,2} \geq t$$

$$c_{nom} \leq \min (t/5 ; 3 \text{ mm})$$

Figure 4.6 — Pleine pénétration efficace des soudures bout à bout en T

#### 4.8 Résistance de calcul des soudures en bouchon

(1) Il convient de prendre la résistance de calcul  $F_{w,Rd}$  d'une soudure en bouchon (voir 4.3.5) égale :

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w \tag{4.5}$$

où

$f_{vw,d}$  est la résistance au cisaillement de calcul d'une soudure donnée en 4.5.3.3 (3) ;

$A_w$  est l'aire de gorge de calcul qu'il convient de prendre égale à l'aire du trou.

#### 4.9 Distribution des forces

(1) La distribution des efforts dans une attache soudée peut être calculée sur l'hypothèse d'un comportement élastique ou plastique conformément aux dispositions données en 2.4 et 2.5.

(2) Il est acceptable de prendre pour hypothèse une distribution simplifiée des efforts dans les soudures.

(3) Il n'est pas nécessaire d'inclure les contraintes résiduelles et les contraintes non liées à la transmission des efforts dans la vérification de la résistance d'une soudure. Ceci s'applique particulièrement à la contrainte normale parallèle à l'axe d'une soudure.

(4) Il convient que les assemblages soudés soient calculés pour posséder une capacité de déformation appropriée. Cependant, il convient de ne pas compter sur la ductilité des soudures.

(5) Dans les assemblages où des rotules plastiques sont susceptibles de se former, il convient que les soudures soient calculées de sorte à posséder une résistance de calcul au moins égale à celle de la plus faible des pièces assemblées.

(6) Dans les autres assemblages où une capacité de déformation pour la rotation de l'assemblage est exigée en raison de la possibilité de déformations importantes sous contraintes, les soudures doivent présenter une résistance suffisante pour ne pas se rompre avant qu'une plastification générale se produise dans le métal de base adjacent.

(7) Si la résistance de calcul d'une soudure discontinue est déterminée au moyen de la longueur totale  $l_{tot}$ , il convient de multiplier l'effort tranchant exercé sur la soudure par unité de longueur  $F_{w,Ed}$  par le facteur  $(e + l)/l$ , voir Figure 4.7.

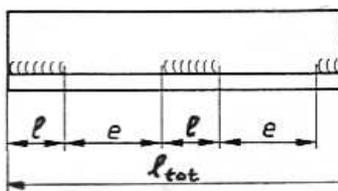


Figure 4.7 — Calcul des efforts exercés sur les soudures discontinues

#### 4.10 Attaches sur des semelles non raidies

(1) Lorsqu'un plat (ou une semelle de poutre) est soudé sur la semelle non raidie d'une section en I, en H ou autre, voir Figure 4.8, et à condition que le critère donné en 4.10 (3) soit satisfait, il convient que la force appliquée perpendiculairement à la semelle non raidie n'excède aucune des résistances appropriées parmi les suivantes :

- celle de l'âme du profil receveur en I ou H, donnée en 6.2.6.2 ou 6.2.6.3 selon le cas ;
- celle d'un plat transversal sur un profil RHS, donnée au Tableau 7.13 ;
- celle de la semelle receveuse, donnée par l'expression (6.20) de 6.2.6.4.3 (1) et calculée en supposant la force appliquée répartie sur une largeur efficace de semelle,  $b_{eff}$ , donnée en 4.10 (2) ou 4.10 (4) selon le cas.

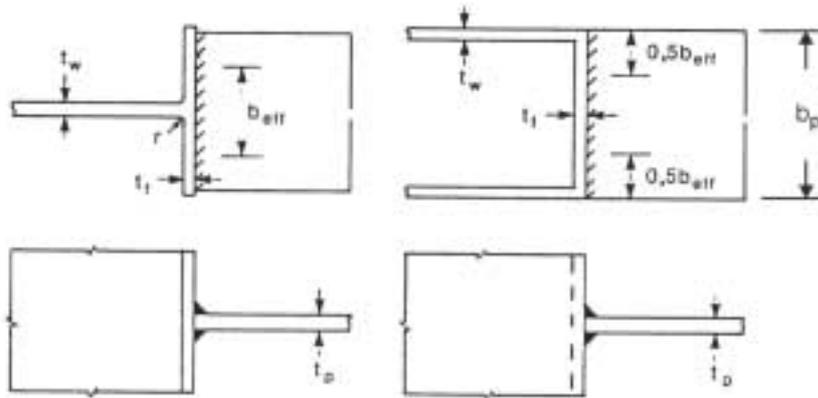


Figure 4.8 — Largeur efficace d'un assemblage en T non raidi

(2) Pour une section en I ou H non raidie, il convient de calculer la largeur efficace  $b_{eff}$  au moyen de :

$$b_{eff} = t_w + 2s + 7kt_f \quad (4.6 a)$$

où

$$k = (t_f / t_p) (f_{y,f} / f_{y,p}) \text{ mais } k \leq 1 \quad (4.6 b)$$

$f_{y,f}$  limite d'élasticité de la semelle de la section en I ou H ;

$f_{y,p}$  limite d'élasticité du plat soudé sur la section en I ou H.

Il convient de calculer la dimension  $s$  au moyen des expressions :

— pour une section en I ou H laminée :  $s = r$  (4.6 c)

— pour une section en I ou H reconstituée soudée :  $s = \sqrt{2} a$  (4.6 d)

(3) Pour une semelle non raidie de section en I ou H, il convient que le critère suivant soit satisfait :

$$b_{eff} \geq (f_{u,p} / f_{u,p}) b_p \quad (4.7)$$

où

$f_{u,p}$  résistance ultime de la plaque soudée sur la section en I ou H ;

$b_p$  largeur de la plaque soudée sur la section en I ou H.

Dans le cas contraire, il convient que l'assemblage soit raidi.

(4) Pour d'autres sections comme les sections en caisson ou les sections en U où la largeur de la plaque attachée est assimilable à la largeur de la semelle, il convient de calculer la largeur efficace  $b_{eff}$  au moyen de l'expression :

$$b_{eff} = 2t_w + 5t_f \text{ mais } b_{eff} \leq 2t_w + 5kt_f \quad (4.8)$$

NOTE Pour les profils creux, voir Tableau 7.13.

(5) Même si  $b_{eff} \leq b_p$ , il convient que les soudures qui attachent la plaque sur la semelle soient calculées afin de résister à un effort égal à la résistance de la plaque  $b_p t_p f_{y,p} / \gamma_{M0}$  en considérant une distribution uniforme des contraintes.

#### 4.11 Assemblages longs

(1) Dans les assemblages à recouvrement, il convient de réduire la résistance de calcul d'une soudure d'angle en la multipliant par un coefficient réducteur  $\beta_{Lw}$  afin de prendre en compte les effets de la distribution non uniforme des contraintes sur sa longueur.

(2) Les dispositions données en 4.1.1 ne s'appliquent pas lorsque la distribution des contraintes sur la longueur de la soudure correspond à la distribution des contraintes dans le métal de base adjacent comme, par exemple, dans le cas d'une soudure entre la semelle et l'âme d'une poutre à âme pleine.

(3) Dans les assemblages à recouvrement d'une longueur supérieure à  $150a$  il convient de prendre le coefficient réducteur  $\beta_{Lw}$  égal à  $\beta_{Lw,1}$  donné par l'expression :

$$\beta_{Lw,1} = 1,2 - 0,2L_j / (150a) \text{ mais } \beta_{Lw,1} \leq 1,0 \quad (4.9)$$

où

$L_j$  longueur hors tout du recouvrement dans le sens de la transmission des efforts.

(4) Pour les soudures d'angle d'une longueur supérieure à 1,7 mètres servant à attacher les raidisseurs transversaux dans des barres à âme pleine, le coefficient réducteur  $\beta_{Lw}$  peut être pris égal à  $\beta_{Lw,2}$  donné par :

$$\beta_{Lw,2} = 1,1 - L_w / 17 \text{ mais } \beta_{Lw,2} \leq 1,0 \text{ et } \beta_{Lw,2} \geq 0,6 \quad (4.10)$$

où

$L_w$  longueur de la soudure (en mètres).

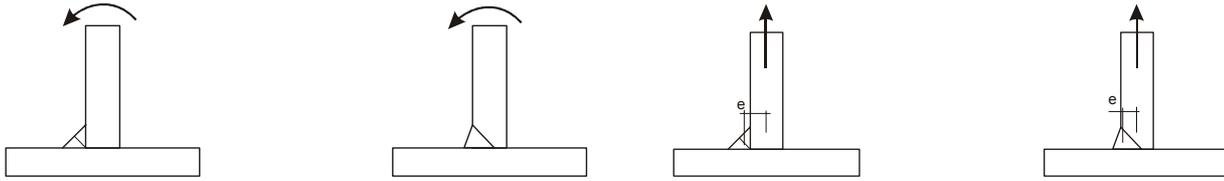
#### 4.12 Cordons d'angle uniques ou soudures bout à bout d'un seul côté à pénétration partielle soumis à une charge excentrée

(1) Il convient d'éviter les excentricités locales dans la mesure du possible.

(2) Il convient de prendre en compte l'excentricité locale (par rapport à la ligne d'action de l'effort devant être supportée) dans les cas suivants :

- lorsqu'un moment fléchissant transmis selon l'axe longitudinal de la soudure produit une traction au niveau du talon de la soudure, voir Figure 4.9 (a) ;
- lorsqu'un effort de traction transmis perpendiculairement à l'axe longitudinal de la soudure produit un moment fléchissant au niveau du talon de la soudure, voir Figure 4.9 (b).

(3) Il n'est pas nécessaire de prendre en compte l'excentricité locale si une soudure fait partie d'un ensemble de soudures sur le périmètre d'un profil creux de construction.



(a) Un moment fléchissant produit une traction au niveau du talon de la soudure

(b) Un effort de traction produit une traction au niveau du talon de la soudure

Figure 4.9 — Cordons d'angle uniques et soudures bout à bout à pénétration partielle d'un seul côté

#### 4.13 Cornières attachées par une seule aile

(1) Pour les cornières attachées par une seule aile, l'excentricité dans les assemblages d'extrémité à recouvrement peut être prise en compte en adoptant une aire de section transversale efficace puis en traitant la barre comme soumise à une charge centrée.

(2) Pour une cornière à ailes égales ou une cornière à ailes inégales attachée par la plus grande aile, l'aire efficace peut être prise égale à l'aire brute.

(3) Pour une cornière à ailes inégales attachée par la plus petite aile, il convient de prendre l'aire efficace égale à l'aire de la section transversale brute d'une cornière à ailes égales équivalente possédant des ailes de dimensions égales à celles de la plus petite aile, pour la détermination de la résistance de calcul de la section transversale, voir l'EN 1993-1-1. Cependant, pour la détermination de la résistance de calcul au flambement d'une barre comprimée (voir l'EN 1993-1-1), il convient d'utiliser l'aire de la section brute réelle.

#### 4.14 Soudage dans les zones formées à froid

(1) Le soudage peut être effectué dans une plage de longueur égale à  $5t$  de part et d'autre d'une zone formée à froid, voir Tableau 4.2, à condition que l'une des conditions suivantes soit satisfaite :

- les zones formées à froid sont normalisées après formage à froid mais avant soudage ;
- le rapport  $r/t$  satisfait la valeur appropriée prise dans le Tableau 4.2.

Tableau 4.2 — Conditions pour le soudage dans les zones formées à froid et le matériau adjacent

$r/t$	Déformation due au formage à froid (%)	Épaisseur maximum (mm)		
		En général		Acier calmé totalement à l'aluminium (Al $\geq$ 0,02 %)
		Chargement statique prédominant	Fatigue prédominante	
$\geq 25$	$\leq 2$	quelconque	quelconque	quelconque
$\geq 10$	$\leq 5$	quelconque	16	quelconque
$\geq 3,0$	$\leq 14$	24	12	24
$\geq 2,0$	$\leq 20$	12	10	12
$\geq 1,5$	$\leq 25$	8	8	10
$\geq 1,0$	$\leq 33$	4	4	6

The diagram illustrates a fillet weld joint between two plates. The thickness of the plates is denoted by  $t$ . The radius of the fillet weld is denoted by  $r$ . The distance from the end of the weld to the edge of the plate is denoted by  $5t$ . The weld is shown in cross-section with hatching.

## 5 Analyse, classification et modélisation

### 5.1 Analyse globale

#### 5.1.1 Généralités

(1) D'une manière générale, il convient de prendre en compte les effets du comportement des assemblages sur la distribution des sollicitations dans la structure et ses déformations globales, mais ces effets peuvent être négligés lorsqu'ils sont suffisamment faibles.

(2) Pour identifier si les effets du comportement des assemblages sur l'analyse doivent être pris en compte, une distinction peut être faite entre trois modèles simplifiés d'assemblages de la façon suivante :

- articulé, où l'on peut supposer que l'assemblage ne transmet pas de moments fléchissants ;
- continu, où l'on peut supposer que le comportement des assemblages n'a aucun effet sur l'analyse ;
- semi-continu, où le comportement de l'assemblage nécessite une prise en compte dans l'analyse.

(3) Il convient de déterminer le type de modèle d'assemblage approprié à partir du Tableau 5.1, en fonction de la classification de l'assemblage et de la méthode d'analyse choisie.

(4) La loi de comportement moment-rotation de calcul d'un assemblage utilisée dans l'analyse peut être simplifiée en adoptant toute courbe appropriée, y compris par linéarisation (par ex. courbe de comportement bilinéaire ou trilineaire), à condition que la courbe approchée se situe totalement au-dessous de la courbe moment-rotation de calcul.

Tableau 5.1 — Types de modèles d’assemblages

Méthode d’analyse globale	Classification de l’assemblage		
Élastique	Nominalement articulé	Rigide	Semi-rigide
Rigide-plastique	Nominalement articulé	Pleine résistance	Résistance partielle
Élasto-plastique	Nominalement articulé	Rigide et pleine résistance	Semi-rigide et résistance partielle Semi-rigide et pleine résistance Rigide et résistance partielle
Type de modèle d’assemblage	Articulé	Continu	Semi-continu

5.1.2 Analyse globale élastique

- (1) Il convient de classer les assemblages en fonction de leur rigidité en rotation, voir 5.2.2.
- (2) Il convient que les assemblages possèdent une résistance suffisante pour transmettre les sollicitations agissant à leur niveau et calculées par l’analyse.
- (3) Dans le cas d’un assemblage semi-rigide, il convient d’une manière générale d’utiliser dans l’analyse la rigidité en rotation  $S_j$  correspondant au moment fléchissant  $M_{j,Ed}$ . Si  $M_{j,Ed}$  n’excède pas  $2/3 M_{j,Rd}$  la rigidité en rotation initiale  $S_{j,ini}$  peut être utilisée dans l’analyse globale, voir Figure 5.1 (a).
- (4) Comme simplification des dispositions données en 5.1.2 (3), la rigidité en rotation peut être prise égale à  $S_{j,ini}/\eta$  dans l’analyse, pour toutes les valeurs du moment  $M_{j,Ed}$ , comme indiqué dans la Figure 5.1 (b) où  $\eta$  est le coefficient de modification de rigidité pris dans le Tableau 5.2.
- (5) Pour les assemblages de sections en H ou I,  $S_j$  est donnée en 6.3.1.

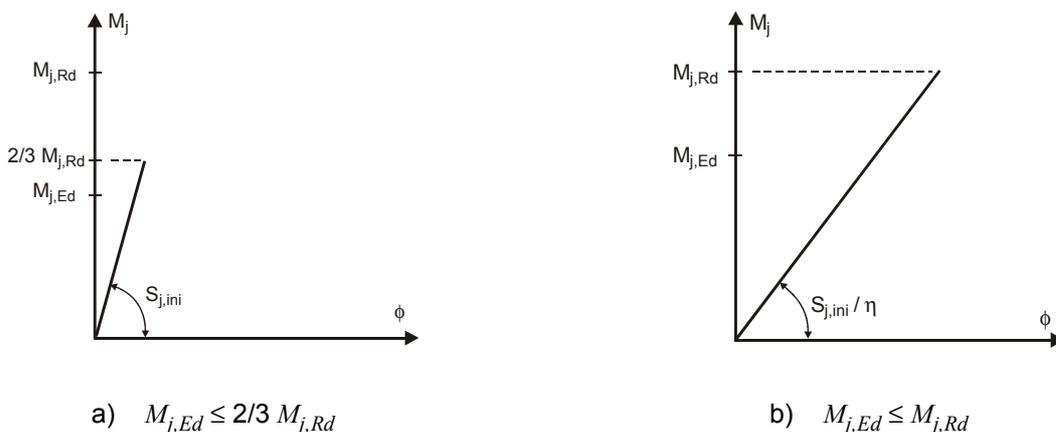


Figure 5.1 — Rigidité en rotation à utiliser dans l’analyse globale élastique

Tableau 5.2 — Coefficient de modification de rigidité  $\eta$ 

Type d'attache	Assemblages poutre-poteau	Autres types d'assemblages (poutre-poutre, continuité de poutre, pied de poteau)
Soudée	2	3
Platines d'about boulonnées	2	3
Cornières de semelle boulonnées	2	3,5
Platines d'assise	-	3

### 5.1.3 Analyse globale rigide-plastique

- (1) Il convient de classer les assemblages en fonction de leur résistance, voir 5.2.3.
- (2) Pour les assemblages de profils en H ou I,  $M_{j,Rd}$  est donné en 6.2.
- (3) Pour les assemblages de profils creux, la méthode donnée en section 7 peut être utilisée.
- (4) Il convient que la capacité de rotation d'un assemblage soit suffisante par rapport aux rotations calculées par l'analyse.
- (5) Pour les assemblages de sections en H ou I, il convient de vérifier la capacité de rotation conformément aux dispositions données en 6.4.

### 5.1.4 Analyse globale élasto-plastique

- (1) Il convient de classer les assemblages en fonction de leur rigidité (voir 5.2.2) et de leur résistance (voir 5.2.3).
- (2) Pour les assemblages de profils en H ou I,  $M_{j,Rd}$  est donné en 6.2,  $S_j$  en 6.3.1 et  $\phi_{Cd}$  en 6.4.
- (3) Pour les assemblages de profils creux, la méthode donnée en section 7 peut être utilisée.
- (4) Il convient de prendre en compte la loi moment-rotation des assemblages pour déterminer la distribution des sollicitations.
- (5) Par simplification, la loi moment-rotation de calcul bilinéaire indiquée dans la Figure 5.2 peut être adoptée. Il convient de prendre le coefficient de modification de rigidité  $\eta$  dans le Tableau 5.2.

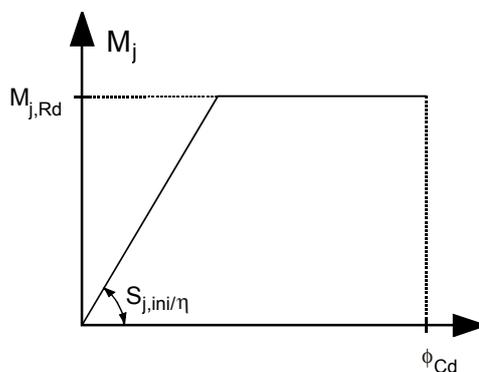


Figure 5.2 — Loi de calcul moment-rotation bilinéaire simplifiée

### 5.1.5 Analyse globale des poutres à treillis

(1) Les dispositions données en 5.1.5 s'appliquent aux structures dont les assemblages sont vérifiés conformément à 7.

(2) La distribution des efforts normaux dans une poutre à treillis peut être déterminée en prenant pour hypothèse que les barres sont attachées par des assemblages articulés (voir également 2.7).

(3) Les moments secondaires au niveau des assemblages, provoqués par la rigidité de rotation de ces derniers, peuvent être négligés à la fois dans le calcul des barres et dans le calcul des assemblages, à condition que les deux conditions suivantes soient satisfaites :

— la géométrie de l'assemblage est dans le domaine de validité spécifié dans le Tableau 7.1, le Tableau 7.8, le Tableau 7.9 ou le Tableau 7.20 selon le cas ;

— le rapport de la longueur d'épure à la hauteur de la barre dans le plan de la poutre à treillis n'est pas inférieur à la valeur minimale appropriée. Pour les structures de bâtiments, la valeur minimale appropriée peut être supposée égale à 6. Des valeurs supérieures peuvent s'appliquer dans d'autres parties de l'EN 1993.

(4) Il convient que les moments provoqués par les charges transversales (dans le plan ou hors du plan) appliquées entre les nœuds de treillis soient pris en compte dans le calcul des barres, sous réserve que les conditions données en 5.1.5 (3) soient satisfaites :

— les barres de treillis peuvent être considérées comme articulées sur les membrures, de sorte qu'il n'est pas nécessaire de répartir dans ces barres les moments provoqués par les charges transversales appliquées aux membrures, et vice versa ;

— les membrures peuvent être considérées comme étant des poutres continues, simplement appuyées au niveau des nœuds de treillis.

(5) Les moments provoqués par les excentricités peuvent être négligés dans le calcul des barres de treillis et dans les barres de membrure tendues. Ils peuvent également être négligés dans le calcul des attaches si les excentricités se situent dans les limites suivantes :

$$— 0,55 d_0 \leq e \leq 0,25 d_0 \quad (5.1 a)$$

$$— 0,55 h_0 \leq e \leq 0,25 h_0 \quad (5.1 b)$$

où

$e$  excentricité définie dans la Figure 5.3 ;

$d_0$  diamètre de la membrure ;

$h_0$  hauteur de la membrure, dans le plan de la poutre à treillis.

(6) Lorsque les excentricités se situent dans les limites données en 5.1.5 (5), il convient que les moments provoqués par les excentricités soient pris en compte dans le calcul des barres de membrure comprimées. Dans ce cas, il convient que les moments produits par l'excentricité soient répartis entre les barres de membrure comprimées de part et d'autre de l'assemblage, sur la base de leurs coefficients de rigidité relative  $I/L$ , où  $L$  est la longueur d'épure de la barre, mesurée entre nœuds de treillis.

(7) Lorsque les excentricités se situent hors des limites données en 5.1.5 (5), il convient que les moments provoqués par les excentricités soient pris en compte dans le calcul des assemblages et des barres de membrure comprimées. Dans ce cas, il convient que les moments produits par l'excentricité soient répartis entre toutes les barres de l'assemblage, sur la base de leurs coefficients de rigidité relative  $I/L$ .

(8) Il convient que les contraintes exercées dans une membrure et provoquées par les moments pris en compte dans le calcul de la membrure soient également prises en compte dans la détermination des facteurs  $k_m$ ,  $k_n$  et  $k_p$  utilisés dans le calcul des assemblages, voir Tableau 7.2 à Tableau 7.5, Tableau 7.10 et Tableau 7.12 à Tableau 7.14.

Les cas où il convient de prendre en compte les moments sont résumés dans le Tableau 5.1.

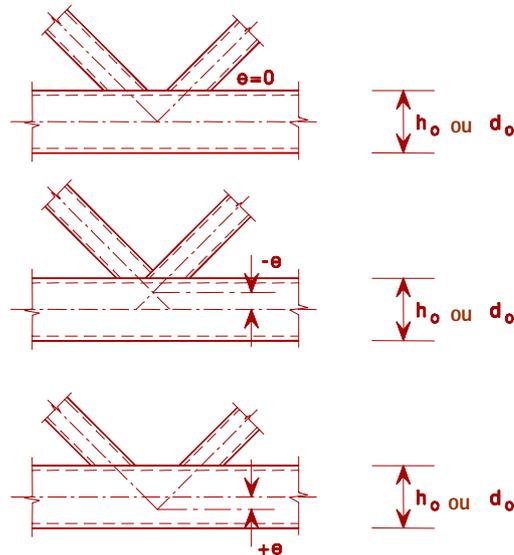


Figure 5.3 — Excentricité des assemblages

Tableau 5.4 — Prise en compte des moments fléchissants

Type de composant	Source du moment fléchissant		
	Effets secondaires	Chargement transversal	Excentricité
Membrure comprimée	Non, si 5.1.5 (3) est satisfait	Oui	Oui
Membrure tendue			Non
Barre de treillis			Non
Assemblage			Non, si 5.1.5 (5) est satisfait

## 5.2 Classification des assemblages

### 5.2.1 Généralités

(1) Il convient que les dispositions constructives de tous les assemblages soient cohérentes avec les hypothèses prises dans la méthode de calcul considérée, sans affecter de façon défavorable une autre partie quelconque de la structure.

(2) Les assemblages peuvent être classés par rigidité (voir 5.2.2.) et par résistance (voir 5.2.3.).

NOTE L'Annexe Nationale peut donner des informations complémentaires à cela, par exemple à la règle 5.2.2.1 (2).

## 5.2.2 Classification par rigidité

### 5.2.2.1 Généralités

(1) Un assemblage peut être classé comme rigide, nominalement articulé ou semi-rigide en fonction de sa rigidité en rotation, en comparant sa rigidité en rotation initiale  $S_{j,ini}$  avec les limites de classification données en 5.2.2.5.

NOTE Les règles pour la détermination de  $S_{j,ini}$  pour les assemblages de profils en H ou I sont données en 6.3.1. Les règles pour la détermination de  $S_{j,ini}$  pour les assemblages de profils creux ne sont pas données dans la présente norme.

(2) Un assemblage peut être classé sur la base de résultats expérimentaux, d'une expérience significative de comportement satisfaisant dans des cas similaires précédemment rencontrés, ou par des calculs fondés sur des résultats d'essais.

### 5.2.2.2 Assemblages nominalement articulés

(1) Il convient qu'un assemblage nominalement articulé soit capable de transmettre les efforts sans développer de moments significatifs susceptibles d'affecter défavorablement les barres ou la structure dans son ensemble.

(2) Il convient qu'un assemblage nominalement articulé soit capable de supporter les rotations résultant de l'effet des charges de calcul.

### 5.2.2.3 Assemblages rigides

(1) Les assemblages classés comme rigides peuvent être considérés comme possédant une rigidité en rotation suffisante pour justifier une analyse basée sur une continuité totale.

### 5.2.2.4 Assemblages semi-rigides

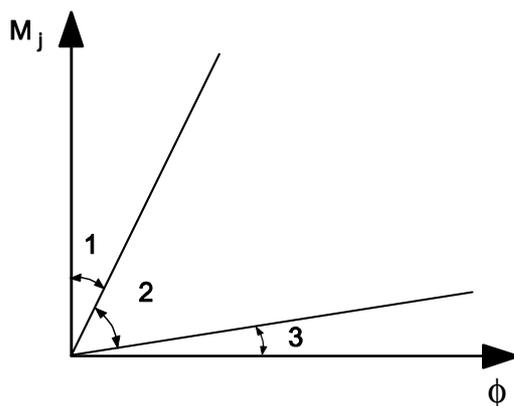
(1) Un assemblage qui ne satisfait pas les critères donnés pour un assemblage rigide ou pour un assemblage nominalement articulé doit être classé comme assemblage semi-rigide.

NOTE Les assemblages semi-rigides entraînent l'existence d'une interaction quantifiable entre les barres, selon les caractéristiques moment-rotation de calcul des assemblages.

(2) Il convient que les assemblages semi-rigides soient capables de transmettre les sollicitations.

### 5.2.2.5 Limites de classification

(1) Les limites de classification pour les assemblages autres que les pieds de poteaux sont données en 5.2.2.1 (1) et Figure 5.4.



Zone 1 : rigide, si  $S_{j,ini} \geq k_b EI_b / L_b$

où

$k_b = 8$  pour les ossatures où le système de contreventement réduit le déplacement horizontal d'au moins 80 % ;

$k_b = 25$  pour les autres ossatures, à condition qu'à chaque niveau  $k_b / k_c \geq 0,1$  <sup>5)</sup>.

Zone 2 : semi-rigide

Il convient de classer tous les assemblages situés dans la zone 2 comme semi-rigides. Les assemblages situés dans les zones 1 ou 3 peuvent aussi, facultativement, être traités comme semi-rigides

Zone 3 : nominale articulé, si  $S_{j,ini} \leq 0,5 EI_b / L_b$

### Légende

$k_b$  valeur moyenne de  $l_b/L_b$  pour toutes les poutres à la partie supérieure de cet étage

$k_c$  valeur moyenne de  $l_c/L_c$  pour tous les poteaux de cet étage

$l_b$  moment d'inertie de flexion d'une poutre

$l_c$  moment d'inertie de flexion d'un poteau

$L_b$  portée d'une poutre (entraxe des poteaux)

$L_c$  hauteur d'étage d'un poteau

**Figure 5.4 — Classification des assemblages par rigidité**

5) Pour les ossatures où  $k_b/k_c < 0,1$ , il convient de classer les assemblages comme semi-rigides.

(2) Les pieds de poteaux peuvent être classés comme rigides sous réserve que les conditions suivantes soient satisfaites :

— dans les ossatures où le système de contreventement réduit le déplacement horizontal d'au moins 80 % et où les effets des déformations peuvent être négligés :

— si  $\bar{\lambda}_0 \leq 0,5$  (5.2 a)

— si  $0,5 < \bar{\lambda}_0 \leq 3,93$  et  $S_{j,ini} \geq 7(2\bar{\lambda}_0 - 1)EI_c / L_c$  (5.2 b)

— si  $\bar{\lambda}_0 \geq 3,93$  et  $S_{j,ini} \geq 48EI_c / L_c$  (5.2 c)

— sinon si  $S_{j,ini} \geq 30EI_c / L_c$  (5.2 d)

où

$\bar{\lambda}_0$  élancement du poteau dont les deux extrémités sont supposées articulées ;

$I_c, L_c$  tels que définis dans la Figure 5.1.

### 5.2.3 Classification par résistance

#### 5.2.3.1 Généralités

(1) Un assemblage peut être classé comme à résistance complète, nominalelement articulé ou à résistance partielle en comparant son moment résistant  $M_{j,Rd}$  avec les moments résistants des barres attachées. Pour le classement des assemblages, il convient de prendre comme résistance d'une barre, celle de sa partie adjacente à l'assemblage.

#### 5.2.3.2 Assemblages nominalelement articulés

(1) Il convient qu'un assemblage nominalelement articulé soit capable de transmettre les efforts sans développer de moment significatif susceptible d'affecter défavorablement les barres ou la structure dans son ensemble.

(2) Il convient qu'un assemblage nominalelement articulé soit capable de supporter les rotations résultant de l'effet des charges de calcul.

(3) Un assemblage peut être classé comme nominalelement articulé si son moment résistant  $M_{j,Rd}$  n'excède pas 0,25 fois le moment résistant exigé pour un assemblage à résistance complète, à condition qu'il possède également une capacité de rotation suffisante.

#### 5.2.3.3 Assemblages à pleine résistance

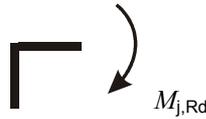
(1) Il convient que la résistance de calcul d'un assemblage à résistance complète ne soit pas inférieure à celle des barres attachées.

(2) Un assemblage peut être classé comme à résistance complète s'il satisfait les critères donnés dans la Figure 5.2.

### 5.2.3.4 Assemblages à résistance partielle

(1) Il convient de classer comme étant à résistance partielle un assemblage qui ne satisfait pas les critères donnés pour un assemblage à résistance complète ou pour un assemblage nominalelement articulé.

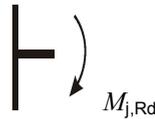
a) En tête de poteau



Soit  $M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$

ou  $M_{j,Rd} \geq M_{c,pl,Rd}$

b) Dans la hauteur d'un poteau



Soit  $M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$

ou  $M_{j,Rd} \geq 2 M_{c,pl,Rd}$

#### Légende

$M_{b,pl,Rd}$  moment résistant plastique d'une poutre

$M_{c,pl,Rd}$  moment résistant plastique d'un poteau

Figure 5.2 — Assemblages à pleine résistance

## 5.3 Modélisation des assemblages poutre-poteau

(1) Pour la modélisation de la déformabilité d'un assemblage, il convient de prendre en compte la déformation par cisaillement du panneau d'âme et la déformation rotationnelle des attaches.

(2) Il convient de calculer les configurations d'assemblages pour résister aux moments fléchissants  $M_{b1,Ed}$  et  $M_{b2,Ed}$ , aux efforts normaux  $N_{b1,Ed}$  et  $N_{b2,Ed}$  et aux efforts tranchants  $V_{b1,Ed}$  et  $V_{b2,Ed}$  appliqués aux assemblages par les barres attachées, voir Figure 5.3.

(3) Il convient de calculer l'effort tranchant résultant  $V_{wp,Ed}$  dans le panneau d'âme comme suit :

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed})/z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed})/2 \quad (5.3)$$

où

$z$  bras de levier, voir 6.2.7.

(4) Pour modéliser un assemblage de façon à reproduire au mieux le comportement attendu, il convient de modéliser séparément le panneau d'âme en cisaillement et chacune des attaches, en prenant en compte les sollicitations exercées dans les barres et agissant à la périphérie du panneau d'âme, voir Figure 5.3 (a) et Figure 5.4.

(5) Comme alternative simplifiée à 5.3 (4), une configuration d'assemblage unilatérale peut être modélisée comme un assemblage unique, et une configuration d'assemblage bilatérale peut être modélisée comme deux assemblages séparés mais avec une interaction réciproque. En conséquence, une configuration d'assemblage poutre-poteau bilatérale possède deux lois moment-rotation, une pour l'assemblage droit et une autre pour l'assemblage gauche.

(6) Dans un assemblage poutre-poteau bilatéral, il convient de modéliser chaque assemblage sous forme d'un ressort rotationnel séparé, voir Figure 5.8, chaque ressort possédant une loi moment-rotation prenant en compte le comportement du panneau d'âme en cisaillement ainsi que l'influence des attaches concernées.

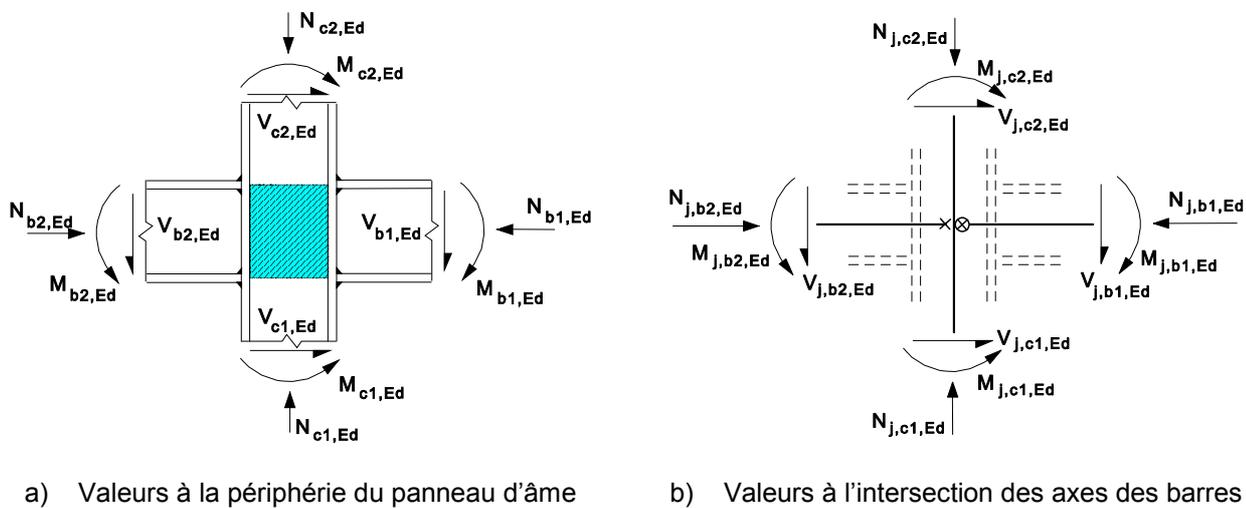
(7) Pour la détermination du moment résistant et de la rigidité en rotation de chacun des assemblages, il convient de prendre en compte l'influence éventuelle du panneau d'âme en cisaillement au moyen des paramètres de transformation  $\beta_1$  et  $\beta_2$ , où :

$\beta_1$  valeur du paramètre de transformation  $\beta$  pour l'assemblage droit ;

$\beta_2$  valeur du paramètre de transformation  $\beta$  pour l'assemblage gauche.

NOTE Les paramètres de transformation  $\beta_1$  et  $\beta_2$  sont utilisés directement en 6.2.7.2. (7) et 6.3.2 (1). Ils sont également utilisés en 6.2.6.2 (1) et 6.2.6.3 (4) en relation avec le Tableau 6.3 pour obtenir le coefficient réducteur  $\omega$  pour le cisaillement.

(8) Des valeurs approchées de  $\beta_1$  et  $\beta_2$ , basées sur les valeurs des moments  $M_{b1,Ed}$  et  $M_{b2,Ed}$  dans les poutres à la périphérie du panneau d'âme, voir Figure 5.6 (a), peuvent être prises dans le Tableau 5.4.



La figure indique le sens positif des efforts pour la convention de signe à utiliser dans les expressions (5.3) et (5.4)

Figure 5.6 — Sollicitations agissant dans l'assemblage

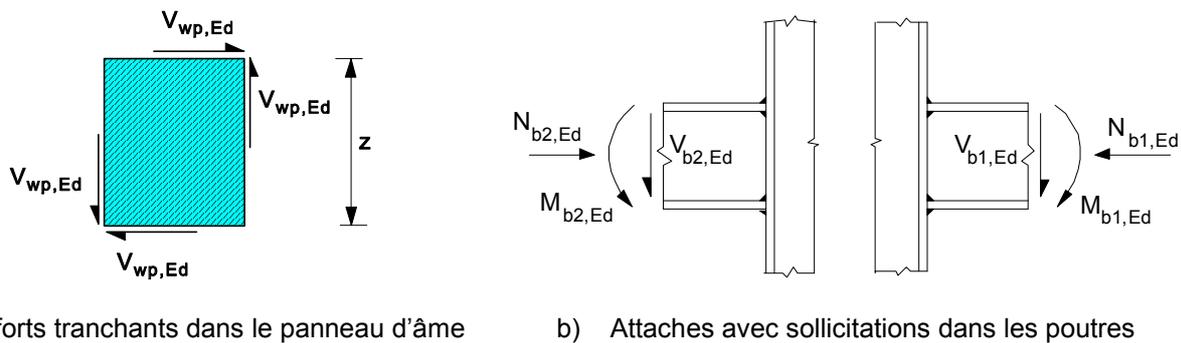
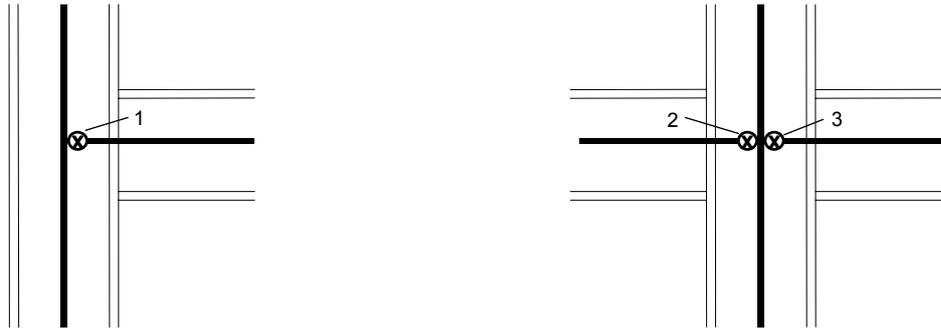


Figure 5.7 — Sollicitations agissant sur le panneau d'âme au niveau des attaches



Configuration d'assemblage unilatérale

Configuration d'assemblage bilatérale

**Légende**

- 1 assemblage
- 2 assemblage 2 : côté gauche
- 3 assemblage 1 : côté droit

**Figure 5.8 — Modélisation de l'assemblage**

(9) En alternative à 5.3 (8), des valeurs plus précises de  $\beta_1$  et  $\beta_2$  basées sur les valeurs des moments de poutre  $M_{j,b1,Ed}$  et  $M_{j,b2,Ed}$  à l'intersection des axes des barres, peuvent être déterminées au moyen du modèle simplifié illustré dans la Figure 5.6 (b) de la façon suivante :

$$\beta_1 = \left| 1 - M_{j,b2,Ed} / M_{j,b1,Ed} \right| \leq 2 \quad (5.3a)$$

$$\beta_2 = \left| 1 - M_{j,b1,Ed} / M_{j,b2,Ed} \right| \leq 2 \quad (5.4b)$$

où

$M_{j,b1,Ed}$  moment à l'intersection provoqué par la poutre droite

$M_{j,b2,Ed}$  moment à l'intersection provoqué par la poutre gauche

(10) Dans le cas d'une configuration bilatérale d'assemblage poutre-poteau non raidi où les hauteurs des deux poutres ne sont pas égales, il convient de prendre en compte la distribution réelle des contraintes de cisaillement dans le panneau d'âme du poteau pour la détermination du moment résistant de calcul.

Tableau 5.4 — Valeurs approchées pour le paramètre de transformation  $\beta$

Type de configuration d'assemblage	Action	Valeur de $\beta$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$	$\beta = 0^*)$
	$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} > 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} < 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b1,Ed} + M_{b2,Ed} = 0$	$\beta \approx 2$
*) Dans ce cas, la valeur de $\beta$ est la valeur exacte plutôt qu'une valeur approchée.		

## 6 Assemblages structuraux de sections en H ou I

### 6.1 Généralités

#### 6.1.1 Bases

(1) Ce chapitre contient des méthodes de calcul pour déterminer les propriétés structurales des assemblages d'ossatures quelconques. Pour l'application de ces méthodes, il convient de modéliser un assemblage comme un ensemble de composants de base, voir 1.4 (1).

(2) Les composants de base utilisés dans la présente Norme sont identifiés dans le Tableau 6.1 et il convient de déterminer leurs propriétés conformément aux dispositions données dans la présente Norme. D'autres composants de base peuvent être employés à condition que leurs propriétés soient basées sur des essais ou sur des méthodes analytiques et numériques justifiées par des essais, voir l'EN 1990.

NOTE Les méthodes de calcul pour les composants de base des assemblages données dans la présente Norme ont une application générale et peuvent également être appliquées à des composants similaires d'autres configurations d'assemblages. Cependant, les méthodes de calcul spécifiques données pour la détermination du moment résistant, de la rigidité en rotation et de la capacité de rotation d'un assemblage sont basées sur des hypothèses de répartition des sollicitations pour les configurations d'assemblages indiquées dans la Figure 1.2. Pour d'autres configurations d'assemblages, il convient que les méthodes de calcul pour la détermination du moment résistant, de la rigidité en rotation et de la capacité de rotation soient basées sur des hypothèses appropriées de répartition des sollicitations.

#### 6.1.2 Propriétés structurales

##### 6.1.2.1 Caractéristique moment-rotation de calcul

(1) Un assemblage peut être représenté par un ressort rotationnel reliant les axes des barres attachées au point d'intersection, comme indiqué dans la Figure 6.1 (a) et (b) pour une configuration d'assemblage poutre-poteau unilatérale. Les propriétés du ressort peuvent être exprimées sous forme d'une loi de calcul moment-rotation qui décrit la relation existant entre le moment fléchissant  $M_{j,Ed}$  appliqué à un assemblage et la rotation correspondante  $\varnothing_{Ed}$  entre les barres attachées. D'une manière générale, la loi de calcul moment-rotation est non linéaire comme indiqué dans la Figure 6.1 (c).

(2) Il convient qu'une loi de calcul moment-rotation, voir Figure 6.1 (c) définisse les trois principales propriétés structurales suivantes :

- moment résistant ;
- rigidité en rotation ;
- capacité de rotation.

NOTE Dans certains cas, le comportement moment-rotation d'un assemblage comprend une certaine rotation due au glissement des boulons, aux jeux et, dans le cas des pieds de poteau, aux interactions sol-fondation. Ceci peut entraîner une rotation significative qu'il peut s'avérer nécessaire de prendre en compte dans la loi moment-rotation de calcul.

(3) il convient que la loi de calcul moment-rotation d'un assemblage poutre-poteau soit cohérente avec les hypothèses prises dans l'analyse globale de la structure et avec les hypothèses prises dans la justification des barres, voir l'EN 1993-1-1.

(4) La loi de calcul moment-rotation des assemblages et pieds de poteaux avec des sections en I et en H, obtenue par 6.3.1 (4), peut être supposée satisfaire les exigences de 5.1.1 (4) pour la simplification de cette loi aux fins de l'analyse globale.

### 6.1.2.2 Moment résistant

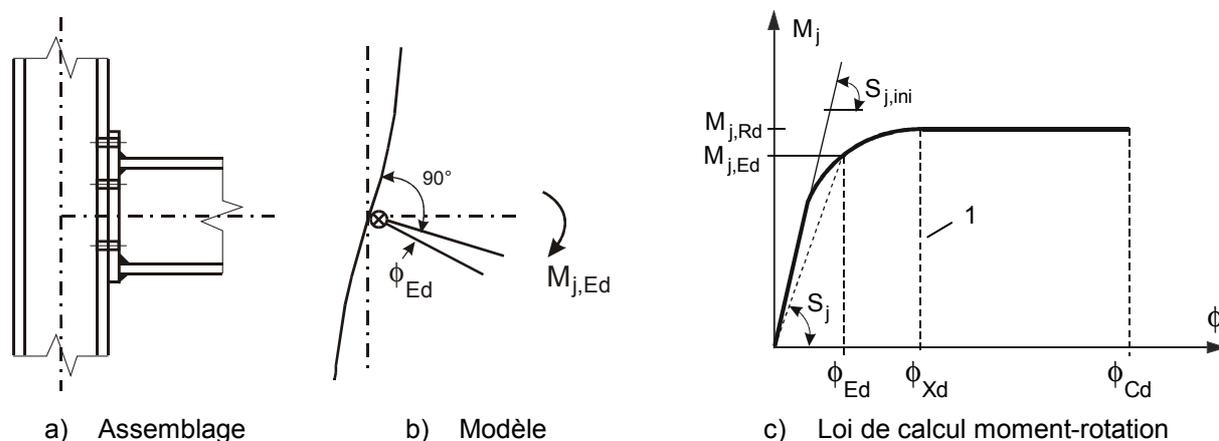
(1) Il convient de calculer comme indiqué en 6.1.3 (4) le moment résistant de calcul  $M_{j,Rd}$ , qui est égal au moment maximal sur la courbe moment-rotation de calcul, voir Figure 6.1 (c).

### 6.1.2.3 Rigidité en rotation

(1) Il convient de calculer comme indiqué en 6.3.1 (4) la rigidité en rotation  $S_j$ , qui est la rigidité sécante indiquée dans la Figure 6.1 (c). Vis-à-vis d'une loi moment-rotation de calcul, cette définition de  $S_j$  s'applique jusqu'à la rotation  $\phi_{Xd}$  pour laquelle  $M_{j,Ed}$  atteint le niveau de  $M_{j,Rd}$ , mais pas pour les rotations supérieures, voir Figure 6.1 (c). Il convient de calculer comme indiqué en 6.1.3 (4) la rigidité en rotation initiale  $S_{j,ini}$ , qui est la pente de la partie élastique de la courbe moment-rotation de calcul.

### 6.1.2.4 Capacité de rotation

(1) Il convient de calculer comme indiqué en 6.1.3 (4) la capacité de rotation de calcul  $\phi_{Cd}$  d'un assemblage, qui est égale à la rotation maximale de la loi moment-rotation de calcul, voir Figure 6.1 (c).



### Légende

1 limite pour  $S_i$

Figure 6.1 — Loi de calcul moment-rotation pour un assemblage

**6.1.3 Composants de base d'un assemblage**

(1) La loi de calcul moment-rotation d'un assemblage dépend des propriétés de ses composants de base qu'il convient de considérer parmi ceux identifiés en 6.1.3 (2).

(2) Il convient de retenir les composants de base identifiées dans le Tableau 6.1, avec la référence aux règles d'application qu'il convient d'utiliser pour l'évaluation de leurs propriétés structurales.

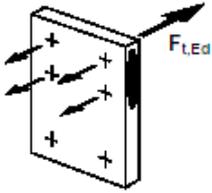
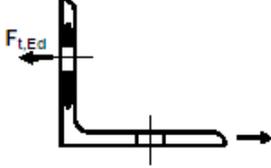
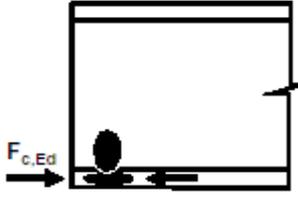
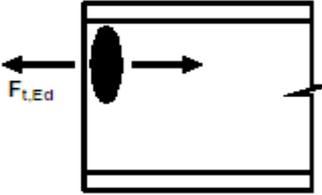
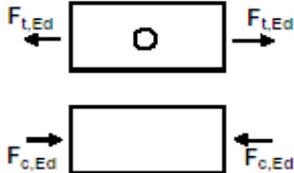
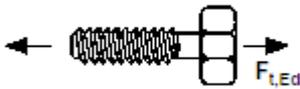
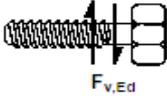
(3) Certains composants d'assemblages peuvent être renforcés. Différentes méthodes de renforcement sont détaillées en 6.2.4.3. et 6.2.6.

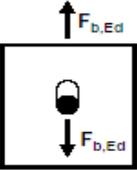
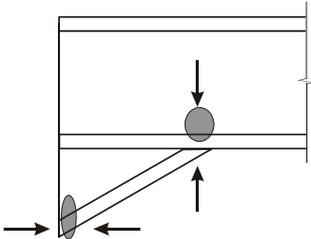
(4) Il convient d'utiliser les relations entre les caractéristiques des composants de base d'un assemblage et les propriétés structurales de l'assemblage données en :

- 6.2.7 et 6.2.8 pour le moment résistant ;
- 6.3.1 pour la rigidité en rotation ;
- 6.4 pour la capacité de rotation.

**Tableau 6.1 — Composants de base des assemblages**

Composant			Référence aux règles d'application		
			Résistance	Coefficient de rigidité	Capacité de rotation
1	Panneau d'âme de poteau en cisaillement		6.2.6.1	6.3.2	6.4.2 et 6.4.3
2	Âme de poteau comprimée transversalement		6.2.6.2	6.3.2	6.4.2 et 6.4.3
3	Âme de poteau tendue transversalement		6.2.6.3	6.3.2	6.4.2 et 6.4.3
4	Semelle de poteau fléchie		6.2.6.4	6.3.2	6.4.2 et 6.4.3

5	Platine d'about fléchie		6.2.6.5	6.3.2	6.4.2
6	Cornière de semelle, en flexion		6.2.6.6	6.3.2	6.4.2
7	Semelle et âme comprimées de poutre ou de poteau		6.2.6.7	6.3.2	*)
8	Âme de poutre tendue		6.2.6.8	6.3.2	*)
9	Plat tendu ou comprimé		tendu : – EN 1993-1-1 comprimé : – EN 1993-1-1	6.3.2	*)
10	Boulons tendus		avec semelle de poteau : – 6.2.6.4 avec platine d'about : – 6.2.6.5 avec cornière de semelle : – 6.2.6.6	6.3.2	6.4.7
11	Boulons en cisaillement		3.6	6.3.2	6.4.2

12	Boulons en pression diamétrale (sur semelle de poutre, semelle de poteau, platine d'about ou cornière)		3.6	6.3.2	*)
13	Béton comprimé y compris le mortier de calage		6.2.6.9	6.3.2	*)
14	Plaque d'assise fléchie sous l'effet de la compression		6.2.6.10	6.3.2	*)
15	Plaque d'assise fléchie sous l'effet de la traction		6.2.6.11	6.3.2	*)
16	Boulons d'ancrage tendus		6.2.6.12	6.3.2	*)
17	Boulons d'ancrage en cisaillement		6.2.2	*)	*)
18	Boulons d'ancrage en pression diamétrale		6.2.2	*)	*)
19	Soudures		4	6.3.2	*)
20	Jarret de poutre		6.2.6.7	6.3.2	*)
*) Information non disponible dans cette partie.					

## 6.2 Résistance de calcul

### 6.2.1 Sollicitations

(1) Les contraintes dues aux sollicitations exercées dans une barre peuvent être considérées comme n'affectant pas les résistances des composants de base d'un assemblage, sauf comme spécifié en 6.2.1 (2) et 6.2.1 (3).

(2) Il convient de prendre en compte la contrainte longitudinale exercée dans un poteau pour la détermination de la résistance de l'âme de poteau comprimée, voir 6.2.6.2 (2).

(3) Il convient de prendre en compte le cisaillement exercé dans un panneau d'âme de poteau pour la détermination de la résistance des composants de base suivants :

- âme de poteau comprimée transversalement, voir 6.2.6.2 ;
- âme de poteau tendue transversalement, voir 6.2.6.3.

## 6.2.2 Efforts tranchants

(1) Dans les attaches soudées et dans les attaches boulonnées par platines d'about, il convient que les soudures d'attache de l'âme de la poutre soient calculées pour transmettre l'effort tranchant à l'assemblage, sans aucune contribution des soudures d'attache des semelles de la poutre.

(2) Dans les attaches boulonnées par platines d'about, il convient de vérifier la résistance de chaque rangée de boulons à la combinaison de cisaillement et de traction au moyen du critère donné dans le Tableau 3.4, en prenant en compte l'effort total de traction exercé dans le boulon, y compris tout effort dû à l'effet de levier.

NOTE Par simplification, on peut admettre que les boulons sollicités en traction atteignent leur pleine résistance en traction, à condition que l'effort tranchant de calcul n'excède pas la somme de :

- a) la résistance totale au cisaillement des boulons qui ne sont pas utilisés pour reprendre la traction et,
- b) (0,4/1,4) fois la résistance totale au cisaillement des boulons qui sont également utilisés pour reprendre la traction.

(3) Dans les attaches par cornières de semelle boulonnées, il peut être supposé que la cornière qui attache la semelle comprimée de la poutre transmet l'effort tranchant de la poutre vers le poteau, à condition que :

- le jeu  $g$  entre l'extrémité de la poutre et la face du poteau ne dépasse pas l'épaisseur  $t_a$  de la cornière ;
- l'effort ne dépasse pas la résistance au cisaillement des boulons d'attache de la cornière sur le poteau ;
- l'âme de la poutre satisfait l'exigence donnée en section 6 de l'EN 1993-1-5.

(4) La résistance au cisaillement d'un assemblage peut être calculée à partir de la répartition des efforts dans cet assemblage, et des résistances de ses composants de base à ces efforts, voir Tableau 6.1.

(5) Pour les plaques d'assise, si elles ne sont pas munies de bèches pour la résistance au cisaillement, il convient de démontrer que la résistance par frottement de la platine d'assise, voir 6.2.2 (6), ou, dans les cas où les trous de boulons ne sont pas surdimensionnés, la résistance au cisaillement des boulons d'ancrage, voir 6.2.2 (7), est suffisante pour transmettre l'effort tranchant de calcul. Il convient de vérifier la résistance à l'écrasement du béton conformément à l'EN 1992-1.

(6) Pour le pied du poteau, il convient de calculer la résistance de calcul par frottement  $F_{f,Rd}$  entre la plaque d'assise et le scellement de la façon suivante :

$$F_{t,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed} \quad (6.1)$$

où

$C_{f,d}$  est le coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement. Les valeurs suivantes peuvent être utilisées :

- pour le mortier sable-ciment  $C_{f,d} = 0,20$
- pour tout autre type de produit de scellement, il convient de déterminer le coefficient de frottement  $C_{f,d}$  par des essais conformément à l'EN 1990, Annexe D

$N_{c,Ed}$  est la valeur de calcul de l'effort normal de compression dans le poteau.

NOTE Si le poteau est soumis à un effort normal de traction,  $F_{f,Rd} = 0$ .

(7) Pour le pied du poteau, il convient de prendre la résistance de calcul au cisaillement d'un boulon d'ancrage  $F_{vb,Rd}$  égale à la plus petite des deux valeurs  $F_{1,vb,Rd}$  et  $F_{2,vb,Rd}$  où :

—  $F_{1,vb,Rd}$  est la résistance en cisaillement du boulon d'ancrage, voir 3.6.1

$$\text{— } F_{2,vb,Rd} = \frac{\alpha_b f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (6.2)$$

où

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 f_{yb}$$

$f_{yb}$  est la limite d'élasticité du boulon d'ancrage, avec  $235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$

(8) Pour un pied de poteau muni d'une plaque d'assise plane, il convient de calculer la résistance de calcul au cisaillement  $F_{v,Rd}$  de la façon suivante :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n F_{vb,Rd} \quad (6.3)$$

où

$n$  est le nombre de boulons d'ancrage dans la plaque d'assise.

(9) Il convient que le béton et les armatures utilisés dans le massif soient justifiés conformément à l'EN 1992.

### 6.2.3 Moments fléchissants

(1) Le moment résistant d'un assemblage quelconque peut être calculé à partir de la répartition des efforts dans cet assemblage et des résistances de ses composants de base à ces efforts, voir Tableau 6.1.

(2) A condition que l'effort normal  $N_{Ed}$  exercé dans la barre attachée n'excède pas 5 % de la résistance  $N_{pl,Rd}$  de sa section transversale, le moment résistant  $M_{j,Rd}$  d'un assemblage poutre-poteau ou d'un assemblage de continuité de poutre peut être déterminé au moyen de la méthode donnée en 6.2.7.

(3) Le moment résistant  $M_{j,Rd}$  d'un pied de poteau peut être déterminé au moyen de la méthode donnée en 6.2.8.

(4) Dans tous les assemblages, il convient que les dimensions des soudures soient telles que le moment résistant de l'assemblage  $M_{j,Rd}$  soit toujours limité par la résistance de ses autres composants de base et non par la résistance des soudures.

(5) Dans un assemblage poutre-poteau ou un assemblage de continuité de poutre dans lequel il est nécessaire qu'une rotule plastique se forme et subisse une rotation sous l'effet d'un cas de charge donné, il convient que les soudures soient calculées pour résister aux effets d'un moment au moins égal à la plus petite des valeurs suivantes :

— moment résistant plastique de la barre attachée  $M_{pl,Rd}$

—  $\alpha$  fois le moment résistant de l'assemblage  $M_{j,Rd}$

où

$\alpha = 1,4$  pour les ossatures où le système de contreventement satisfait le critère (5.1) concernant le déplacement latéral donné en 5.2.1(3) de l'EN 1993-1-1 ;

$\alpha = 1,7$  pour tous les autres cas.

(6) Par simplification, dans une attache boulonnée comportant plusieurs rangées de boulons tendus, la contribution d'une rangée de boulons quelconque peut être négligée, à condition que les contributions de toutes les autres rangées de boulons plus proches du centre de compression soient également négligées.

## 6.2.4 Tronçon en T équivalent tendu

### 6.2.4.1 Généralités

(1) Dans les attaches boulonnées, un tronçon en T équivalent tendu peut être utilisé pour modéliser la résistance des composants de base suivants :

- semelle de poteau fléchie
- platine d'about fléchie ;
- cornière de semelle fléchie ;
- platine d'assise fléchie sous l'effet de la traction.

(2) Des méthodes pour la modélisation de ces composants de base comme semelles de tronçon en T équivalent, y compris les valeurs à utiliser pour  $e_{\min}$ ,  $l_{eff}$  et  $m$ , sont données en 6.2.6.

(3) Les modes de ruine possibles de la semelle d'un tronçon en T équivalent peuvent être supposés similaires à ceux prévus pour les composants de base qu'il représente.

(4) Il convient que la longueur efficace totale  $\sum l_{eff}$  d'un tronçon en T équivalent, voir Figure 6.2, soit telle que la résistance de calcul de sa semelle soit équivalente à celle de la composant de base qu'il représente.

NOTE La longueur efficace d'un tronçon en T équivalent est une longueur théorique et ne correspond pas nécessairement à la longueur physique de la composant de base qu'il représente.

(5) Il convient de déterminer la résistance de calcul à la traction d'un tronçon en T équivalent au moyen du Tableau 6.2.

NOTE Les effets de levier sont implicitement pris en compte dans la détermination de la résistance de calcul à la traction conformément au Tableau 6.2.

(6) Lorsque des effets de levier peuvent apparaître, voir Tableau 6.2, il convient que la résistance de calcul à la traction  $F_{T,Rd}$  d'une semelle de tronçon en T soit prise égale à la plus petite des valeurs pour les trois modes de ruine possibles 1, 2 et 3.

(7) Lorsque des effets de levier ne peuvent pas apparaître, il convient que la résistance de calcul à la traction  $F_{T,Rd}$  d'une semelle de tronçon en T soit prise égale à la plus petite des valeurs pour les deux modes de ruine possibles selon Tableau 6.2.

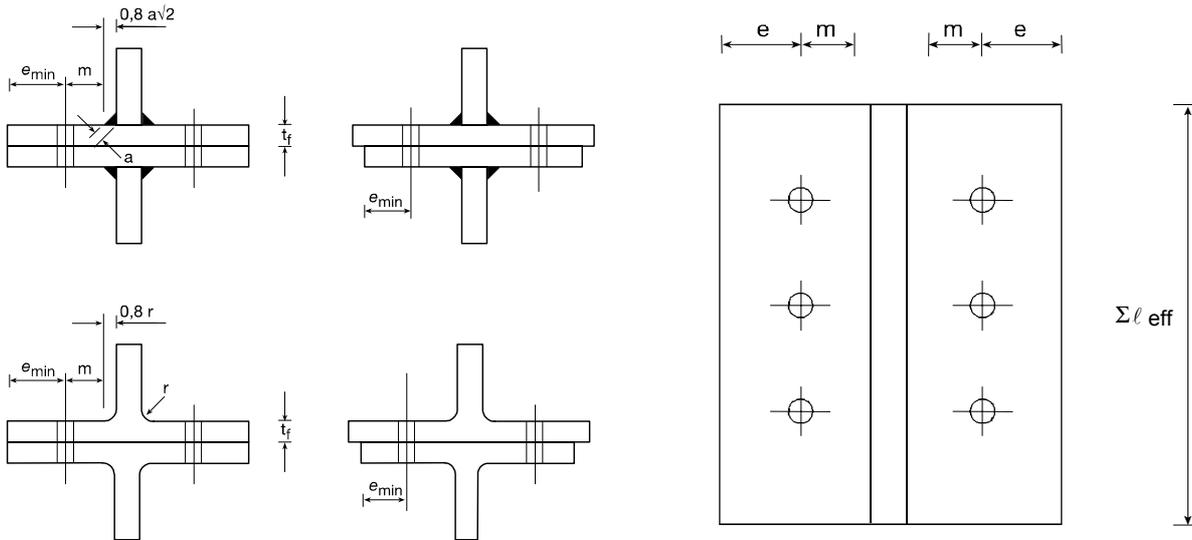


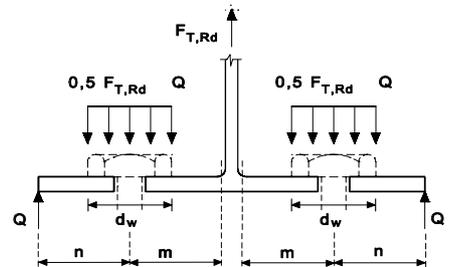
Figure 6.2 — Dimensions d’une semelle de tronçon en T équivalent

Tableau 6.2 — Résistance de calcul d’une semelle de tronçon en T

	Des effets de leviers peuvent apparaître, c’est-à-dire que $L_b \leq L_b^*$		Pas d’effet de levier
<b>Mode 1</b>	Méthode 1	Méthode 2 (méthode alternative)	$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}$
sans contre-plaques	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m + n)}$	
avec contre-plaques	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn - e_w(m + n)}$	
<b>Mode 2</b>	$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n\Sigma F_{t,Rd}}{m + n}$		
(à suivre)			

Tableau 6.2 fin

Mode 3	$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd}$
Mode 1 : Plastification totale de la semelle	
Mode 2 : Ruine de boulons avec plastification de la semelle	
Mode 3 : Ruine de boulons	
$L_b$ longueur du boulon soumise à allongement, prise égale à la longueur de serrage (épaisseur totale du matériau et des rondelles), plus la moitié de la somme de la hauteur de la tête et de la hauteur d'écrou ou	
longueur du boulon d'ancrage soumise à allongement, prise égale à la somme de 8 fois le diamètre nominal du boulon, de la couche de scellement, de l'épaisseur de la plaque, de la rondelle et de la moitié de la hauteur de l'écrou.	
$L_b^* = \frac{8,8m^3 A_s}{\Sigma \ell_{eff,1} t_f^3}$	
$F_{T,Rd}$ résistance à la traction d'une semelle de tronçon en T	
$Q$ effet de levier	
$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \Sigma \ell_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$	
$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \Sigma \ell_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$	
$M_{bp,Rd} = 0,25 \Sigma \ell_{eff,1} t_{bp}^2 f_{y,bp} / \gamma_{M0}$	
$n = e_{min}$ mais $n \leq 1,25m$	
$F_{t,Rd}$ résistance à la traction d'un boulon, voir Tableau 3.4 ;	
$\Sigma F_{t,Rd}$ valeur totale de $F_{t,Rd}$ pour tous les boulons dans le tronçon en T;	
$\Sigma \ell_{eff,1}$ valeur de $\Sigma \ell_{eff}$ pour le mode 1 ;	
$\Sigma \ell_{eff,2}$ valeur de $\Sigma \ell_{eff}$ pour le mode 2 ;	
$e_{min}$ , $m$ et $t_f$ comme indiqués dans la Figure 6.2 —.	
$f_{y,bp}$ limite d'élasticité des contreplaques ;	
$t_{bp}$ épaisseur des contreplaques ;	
$e_w = d_w / 4$ ;	
$d_w$ diamètre de la rondelle, ou surangle de la tête de boulon ou de l'écrou, selon le cas.	
NOTE 1 Dans les assemblages boulonnés poutre-poteau ou de continuité de poutre, il peut être supposé que des effets de levier apparaîtront.	
NOTE 2 Dans la méthode 2, l'effort appliqué sur une semelle de tronçon en T par un boulon est supposée uniformément réparti sous la rondelle, la tête ou l'écrou, selon le cas, voir figure, au lieu d'être concentré au niveau de l'axe du boulon. Cette hypothèse conduit à une valeur supérieure pour le mode 1, mais laisse inchangées les valeurs pour $F_{T,1-2,Rd}$ et les modes 2 et 3.	



### 6.2.4.2 Rangées de boulons isolées, groupes de boulons et groupes de rangées de boulons

(1) Bien que dans une semelle de tronçon en T réelle les efforts exercés au niveau de chaque rangée de boulons soient en général égaux, lorsque l'on utilise une semelle de tronçon en T équivalent pour modéliser un composant de base donné en 6.2.4.1 (1), il convient de tenir compte du fait que les efforts sont en général différents au niveau de chaque rangée de boulon.

(2) Lorsque l'approche par tronçon en T équivalent est utilisée pour modéliser un groupe de rangées de boulons, il peut s'avérer nécessaire de diviser le groupe en rangées séparées et d'utiliser un tronçon en T équivalent pour modéliser chaque rangée de boulons séparée.

(3) Lorsque l'approche par tronçon en T est utilisée pour modéliser un groupe de rangées de boulons, il convient que les conditions suivantes soient satisfaites :

a) il convient que l'effort exercé au niveau de chaque rangée de boulons n'excède pas la résistance de calcul déterminée en considérant uniquement cette rangée de boulons isolée ;

b) il convient que l'effort total exercé sur chaque groupe de rangées de boulons, comprenant deux ou plusieurs rangées adjacentes dans le même groupe, n'excède pas la résistance de calcul de ce groupe de rangées de boulons.

(4) Pour la détermination de la résistance de calcul à la traction d'un composant de base représenté par une semelle de tronçon en T équivalent, il convient de calculer les paramètres suivants :

a) la résistance d'une rangée de boulons isolée, déterminée en considérant uniquement cette rangée ;

b) la contribution de chaque rangée de boulons à la résistance de deux ou plusieurs rangées adjacentes dans un groupe de boulons, déterminée en considérant uniquement ces rangées de boulons.

(5) Dans le cas d'une rangée de boulons isolée, il convient de prendre  $\Sigma l_{eff}$  égale à la longueur efficace  $l_{eff}$  donnée en 6.2.6 pour cette rangée de boulons considérée comme rangée de boulons isolée.

(6) Dans le cas d'un groupe de rangées de boulons, il convient de prendre  $\Sigma l_{eff}$  égale à la somme des longueurs efficaces  $l_{eff}$  données en 6.2.6 pour chaque rangée de boulons appropriée considérée comme partie d'un groupe de boulons.

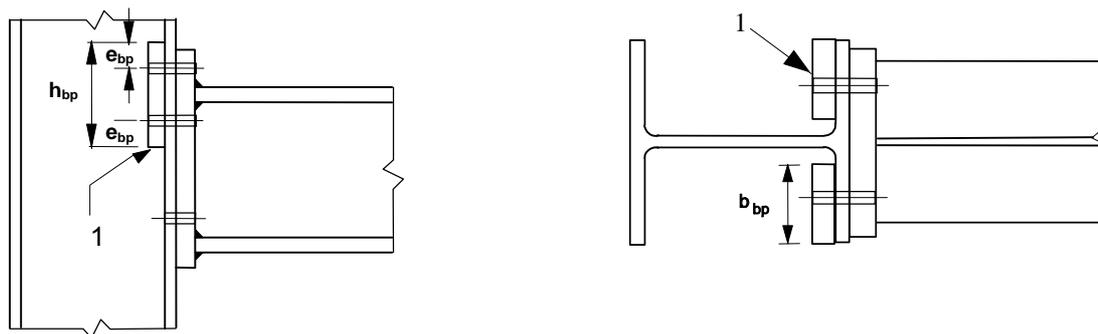
### 6.2.4.3 Contreplaques

(1) Des contreplaques peuvent être utilisées pour renforcer une semelle de poteau fléchie comme indiqué dans la Figure 6.3.

(2) Il convient que chaque contreplaque s'étende au moins jusqu'au bord de la semelle du poteau, et jusqu'à 3 mm du pied du rayon de congé ou de la soudure.

(3) Il convient que la contreplaque s'étende au-delà de la rangée active de boulons la plus éloignée en traction comme indiqué dans la Figure 6.3.

(4) Lorsque des contreplaques sont utilisées, il convient que la résistance  $F_{T,Rd}$  du tronçon en T soit déterminée au moyen de la méthode donnée dans le Tableau 6.2.



$$h_{bp} \geq \Sigma l_{eff,1}$$

$$e_{bp} \geq 2d$$

### Légende

1 contreplaque

Figure 6.3 — Semelle de poteau avec contreplaques

### 6.2.5 Tronçon en T équivalent comprimé

(1) Dans les assemblages acier-béton, la semelle d'un tronçon en T équivalent comprimé peut être utilisée pour modéliser les résistances de calcul combinées des composants de base suivantes :

- la platine d'assise fléchie sous l'effet de la compression, en combinaison avec,
- le béton comprimé, et/ou le mortier de calage.

(2) Il convient que la longueur totale efficace  $l_{eff}$  et la largeur totale efficace  $b_{eff}$  d'un tronçon en T équivalent soit telle que la résistance à la compression du tronçon en T soit équivalente à celle du composant de base qu'il représente.

NOTE La longueur efficace et la largeur efficace d'un tronçon en T équivalent comprimé sont des dimensions théoriques et peuvent différer des dimensions physiques du composant de base représenté.

(3) Il convient de déterminer la résistance à la compression  $F_{C,Rd}$  d'une semelle de tronçon en T de la façon suivante :

$$F_{C,Rd} = f_{jd} b_{eff} l_{eff} \quad (6.4)$$

où

$b_{eff}$  représente la largeur efficace de la semelle de tronçon en T, voir 6.2.5 (5) et 6.2.5 (6)

$l_{eff}$  représente la longueur efficace de la semelle de tronçon en T, voir 6.2.5 (5) et 6.2.5 (6)

$f_{jd}$  est la résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement, voir 6.2.5 (7)

(4) Il convient de supposer que les efforts transmis par l'intermédiaire d'un tronçon en T sont uniformément distribués comme indiqué dans la Figure 6.4 (a) et (b). Il convient que la pression exercée sur l'aire d'appui résultante n'excède pas la résistance de calcul  $f_{jd}$  et il convient que la largeur d'appui additionnelle,  $c$ , n'excède pas la valeur suivante :

$$c = t \left[ f_y / (3 f_{jd} \gamma_{M0}) \right]^{0,5} \quad (6.5)$$

où

$t$  est l'épaisseur de la semelle du tronçon en T ;

$f_y$  est la limite d'élasticité du matériau de la semelle du tronçon en T.

(5) Lorsque la projection de la longueur physique du composant de base représenté par le tronçon en T est inférieure à  $c$ , il convient de prendre l'aire efficace comme indiqué dans la Figure 6.4 (a)

(6) Lorsque la projection de la longueur physique du composant de base représenté par le tronçon en T est supérieure à  $c$  dans une direction, il convient de négliger la partie projetée au-delà de la largeur  $c$ , voir Figure 6.4 (b).

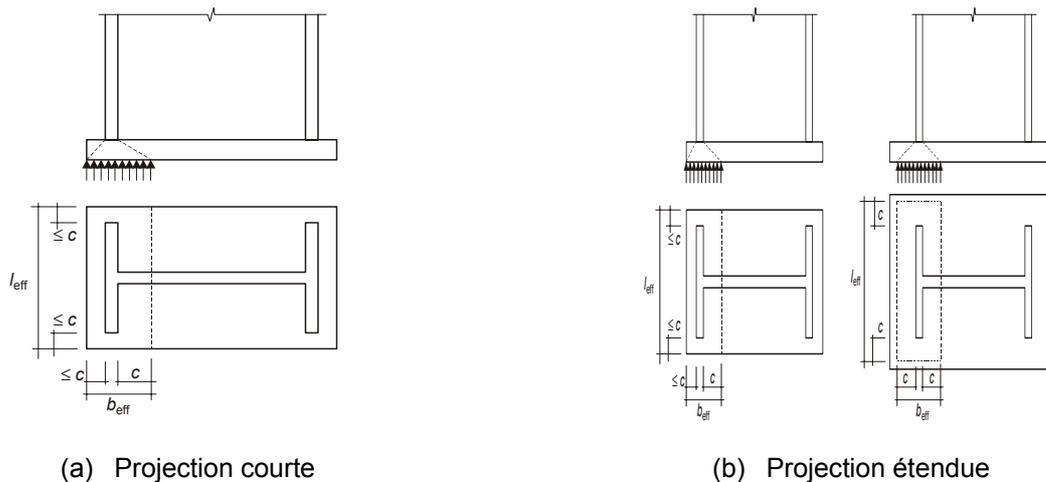


Figure 6.4 — Aire d'un tronçon en T équivalent comprimé

(7) Il convient de déterminer la résistance de calcul du matériau du joint  $f_{jd}$  au moyen de l'expression :

$$f_{jd} = \beta_j F_{Rdu} l(b_{eff} l_{eff}) \tag{6.6}$$

où

$\beta_j$  est le coefficient du matériau de scellement, qui peut être pris égal à 2/3 à condition que la résistance caractéristique du scellement ne soit pas inférieure à 0,2 fois la résistance caractéristique du béton de fondation et que l'épaisseur du scellement ne soit pas supérieure à 0,2 fois la plus petite largeur de la plaque d'assise en acier. Dans les cas où l'épaisseur du scellement est supérieure à 50 mm, il convient que la résistance caractéristique du scellement soit au moins égale à celle du béton de fondation.

$F_{Rdu}$  est la force localisée résistante de calcul donnée dans l'EN 1992, où  $A_{c0}$  est à prendre égale à  $(b_{eff} l_{eff})$ .

## 6.2.6 Résistance des composants de base

### 6.2.6.1 Panneau d'âme de poteau en cisaillement

(1) Les méthodes de calcul données en 6.2.6.1 (2) à 6.2.6.1(14) sont applicables à condition que l'élançement de l'âme du poteau satisfasse le critère  $dl/t_w \leq 69\varepsilon$ .

(2) Pour un assemblage unilatéral, ou pour un assemblage bilatéral où les hauteurs de poutres sont similaires, il convient de calculer la résistance de calcul plastique au cisaillement  $V_{wp,Rd}$  d'un panneau d'âme de poteau non raidi soumis à un effort tranchant de calcul  $V_{wp,Ed}$ , 5.3 (3), au moyen de l'expression :

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (6.7)$$

où

$A_{vc}$  est l'aire de cisaillement du poteau, voir l'EN 1993-1-1.

(3) La résistance de calcul au cisaillement peut être accrue par l'utilisation de raidisseurs ou de doublures d'âme.

(4) Lorsque des raidisseurs d'âme transversaux sont utilisés à la fois dans la zone comprimée et dans la zone tendue, la résistance au cisaillement plastique du panneau d'âme de poteau  $V_{wp,Rd}$  peut être augmentée de  $V_{wp,add,Rd}$  donné par l'expression :

$$V_{wp,add,Rd} = \frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s} \text{ mais } V_{wp,add,Rd} \leq \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s} \quad (6.8)$$

où

$d_s$  est la distance entre axes des raidisseurs ;

$M_{pl,fc,Rd}$  est le moment résistant plastique de la semelle du poteau ;

$M_{pl,st,Rd}$  est le moment résistant plastique d'un raidisseur.

NOTE Dans les assemblages soudés, il convient que les raidisseurs transversaux soient alignés avec la semelle de poutre correspondante.

(5) Lorsque des raidisseurs d'âme diagonaux sont utilisés, il convient de déterminer la résistance plastique au cisaillement d'une âme de poteau conformément à l'EN 1993-1-1.

NOTE Dans les configurations d'assemblages poutre-poteau bilatéraux sans raidisseurs diagonaux dans l'âme du poteau, les deux poutres sont supposées de hauteurs similaires.

(6) Lorsqu'une âme de poteau est renforcée une doublure d'âme, voir Figure 6.5, l'aire de cisaillement  $A_{vc}$  peut être augmentée de  $b_s t_{wc}$ . Si une autre doublure est ajoutée de l'autre côté de l'âme, il convient de n'effectuer aucune autre augmentation de l'aire de cisaillement.

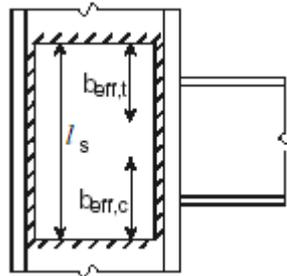
(7) Des doublures d'âme peuvent également être utilisées pour augmenter la rigidité en rotation d'un assemblage en augmentant la rigidité de l'âme de poteau comprimée, tendue ou en cisaillement, voir 6.3.2 (1).

(8) Il convient que la nuance d'acier de la doublure d'âme soit égale à celle du poteau.

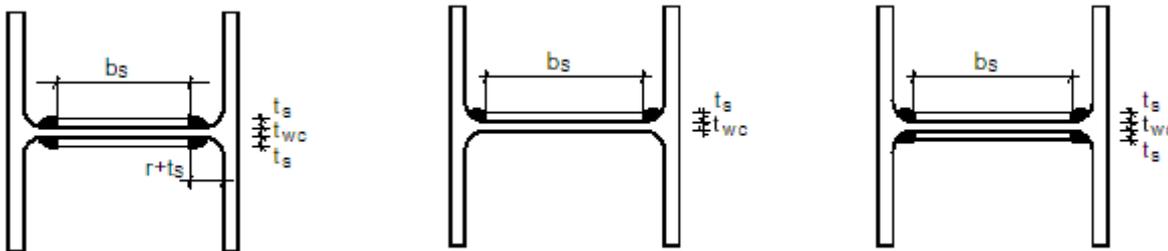
(9) Il convient que la largeur  $b_s$  soit telle que la doublure d'âme s'étende au minimum jusqu'au pied du rayon de congé ou de la soudure.

(10) Il convient que la longueur  $\ell_s$  soit telle que la doublure d'âme s'étende sur toute la largeur efficace de l'âme tendue et comprimée, voir Figure 6.5.

- (11) Il convient que l'épaisseur  $t_s$  de la doublure d'âme ne soit pas inférieure à l'épaisseur de l'âme du poteau  $t_{wc}$ .
- (12) Il convient que les soudures de la doublure d'âme sur le profil soient calculées pour résister aux efforts de calcul appliqués.
- (13) Il convient que la largeur  $b_s$  d'une doublure d'âme soit inférieure à  $40\varepsilon t_s$ .
- (14) Des soudures discontinues peuvent être utilisées dans des environnements non corrosifs.



a) Disposition



NOTE Il convient de prendre en compte la soudabilité au niveau du raccordement.

b) Exemples de section transversale avec soudures longitudinales

Figure 6.5 — Exemples de doublures d'âme

### 6.2.6.2 Âme de poteau comprimée transversalement

(1) Il convient de déterminer la résistance de calcul d'une âme de poteau non raidie soumise à une compression transversale au moyen de l'expression :

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \text{ mais } F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad (6.9)$$

où

$\omega$  est le coefficient réducteur prenant en compte les effets éventuels d'interaction avec le cisaillement dans le panneau d'âme de poteau conformément au Tableau 6.3 ;

$b_{eff,c,wc}$  est la largeur efficace de l'âme du poteau comprimée :

— pour une attaché soudée :

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + s) \quad (6.10)$$

$a_c$  et  $r_c$  et  $a_b$  sont tels qu'indiqués dans la Figure 6.6.

— pour une attache boulonnée par platine d'about :

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p \quad (6.11)$$

$s_p$  est la longueur obtenue par diffusion à 45° dans la platine d'about (au moins  $t_p$  et, sous réserve que la longueur de la platine d'about au-delà de la semelle soit suffisante, jusqu'à  $2t_p$ ).

— pour une attache boulonnée avec cornières de semelle :

$$b_{eff,c,wc} = 2t_a + 0,6r_a + 5(t_{fc} + s) \quad (6.12)$$

— pour un poteau en I ou H laminé :  $s = r_c$

— pour un poteau soudé en I ou H :  $s = \sqrt{2} a_c$

$\rho$  est le coefficient réducteur pour le voilement de plaque :

— si  $\bar{\lambda}_p \leq 0,72$  :  $\rho = 1,0$  (6.13 a)

— si  $\bar{\lambda}_p > 0,72$  :  $\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$  (6.13 b)

$\bar{\lambda}_p$  représente l'élancement de plaque :

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} \quad (6.13 c)$$

— pour un poteau en I ou H laminé :  $d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c)$

— pour un poteau soudé en I ou H :  $d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + \sqrt{2} a_c)$

$k_{wc}$  est un coefficient réducteur donné en 6.2.6.2 (2).

Tableau 6.3 — Coefficient réducteur  $\omega$  pour l'interaction avec le cisaillement

Paramètre de transformation $\beta$	Coefficient réducteur $\omega$
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1$
$0,5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$
$A_{vc}$ est l'aire de cisaillement du poteau, voir 6.2.6.1. $\beta$ est le paramètre de transformation, voir 5.3(7).	

(2) Lorsque la contrainte de compression longitudinale maximale  $\sigma_{com,E}$  résultant de l'effort normal et du moment fléchissant dans le poteau est supérieure à  $0,7 f_{y,wc}$  dans l'âme (à proximité immédiate du congé âme-semelle pour un profil laminé ou du pied de la soudure pour un profil soudé), il convient de prendre en compte ses effets sur la résistance de calcul de l'âme de poteau comprimée en multipliant la valeur de  $F_{c,wc,Rd}$  donnée par l'expression (6.9) par un coefficient réducteur  $k_{wc}$  tel que :

- lorsque  $\sigma_{com,Ed} \leq 0,7 f_{y,wc}$  :  $k_{wc} = 1$
- lorsque  $\sigma_{com,Ed} > 0,7 f_{y,wc}$  :  $k_{wc} = 1,7 - \sigma_{com,Ed} / f_{y,wc}$  (6.14)

NOTE En général, le coefficient réducteur  $k_{wc}$  est égal à 1,0 et aucune réduction n'est nécessaire. Il peut, par conséquent, être omis dans les calculs préliminaires lorsque la contrainte longitudinale est inconnue, et vérifié ultérieurement.

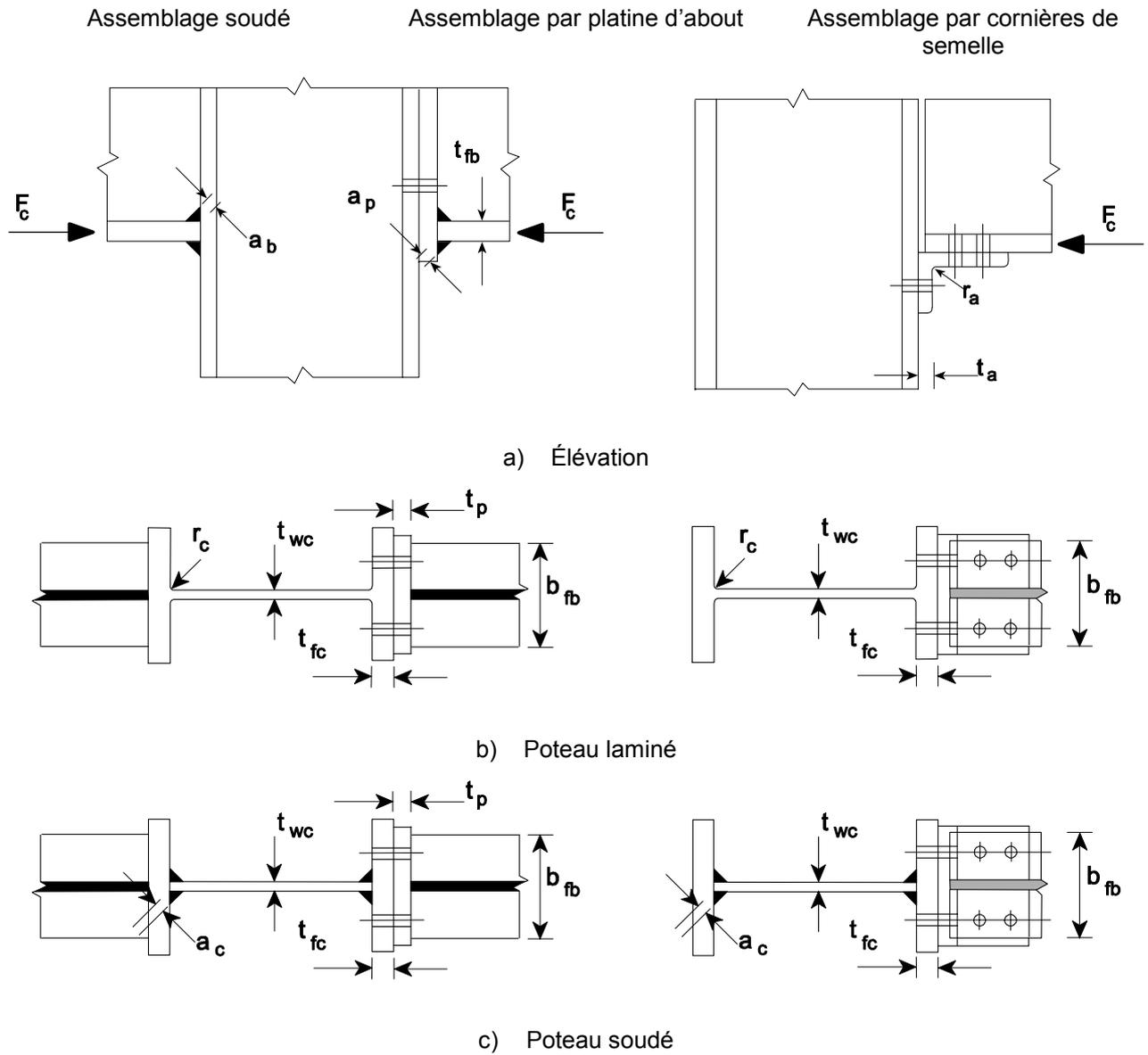


Figure 6.6 — Compression transversale dans un poteau non raidi

(3) Il convient normalement d'empêcher le mode de flambement à « semelles déplaçables » d'une âme de poteau non raidie comprimée, illustré par la Figure 6.7, par des maintiens appropriés.

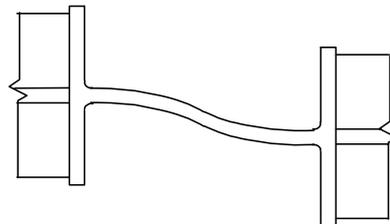


Figure 6.7 — Mode de flambement à « semelles déplaçables » d'une âme de poteau non raidie

(4) Des raidisseurs ou des doublures d'âme peuvent être utilisés pour augmenter la résistance de calcul d'une âme de poteau comprimée transversalement.

(5) Des raidisseurs transversaux ou des dispositions appropriées de raidisseurs diagonaux peuvent être utilisés (associés ou comme alternative à des raidisseurs transversaux) afin d'augmenter la résistance de calcul de l'âme de poteau comprimée.

NOTE Dans les assemblages soudés, il convient que les raidisseurs transversaux soient alignés avec la semelle de poutre correspondante. Dans les assemblages boulonnés, il convient que le raidisseur situé dans la zone comprimée soit aligné avec le centre de compression comme indiqué dans la Figure 6.15 —.

(6) Lorsqu'une âme de poteau non raidie est renforcée par l'ajout d'une doublure d'âme conforme aux exigences de 6.2.6.1, l'épaisseur efficace de l'âme peut être prise égale à  $1,5 t_{wc}$  si l'on dispose d'une seule doublure d'âme, ou  $2,0 t_{wc}$  si l'on dispose des doublures d'âme des deux côtés de l'âme. Lors du calcul du coefficient réducteur  $\omega$  pour les effets éventuels du cisaillement, l'aire de cisaillement  $A_{vc}$  de l'âme peut être augmentée uniquement dans la limite autorisée pour la détermination de sa résistance au cisaillement, voir 6.2.6.1 (6).

### 6.2.6.3 Âme de poteau tendue transversalement

(1) Il convient de déterminer la résistance de calcul d'une âme de poteau non raidie soumise à une traction transversale au moyen de l'expression :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (6.15)$$

où

$\omega$  est un coefficient réducteur prenant en compte l'interaction avec le cisaillement dans le panneau d'âme du poteau.

(2) Pour une attache soudée, il convient de calculer la largeur efficace  $b_{eff,t,wc}$  d'âme de poteau tendue au moyen de l'expression :

$$b_{eff,t,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + s) \quad (6.16)$$

où

- pour un poteau en I ou H laminé :  $s = r_c$
- pour un poteau en I ou H soudé :  $s = \sqrt{2} a_c$

où

$a_c, r_c$  sont tels qu'indiqués dans la Figure 6.8 et  $a_b$  est tel qu'indiqué dans la Figure 6.6.

(3) Pour une attache boulonnée, il convient de prendre la largeur efficace  $b_{eff,t,wc}$  d'âme de poteau tendue égale à la longueur efficace du tronçon en T équivalent représentant la semelle de poteau, voir 6.2.6.4.

(4) Il convient de déterminer le coefficient réducteur  $\omega$  tenant compte des effets éventuels du cisaillement dans le panneau d'âme du poteau à partir du Tableau 6.3, à l'aide de la valeur de  $b_{eff,t,wc}$  donnée en 6.2.6.3 (2) ou 6.2.6.3 (3) selon le cas.

(5) Des raidisseurs ou des doublures d'âme peuvent être utilisés pour augmenter la résistance de calcul à la traction d'une semelle de poteau.

(6) Des raidisseurs transversaux et/ou des dispositions appropriées de raidisseurs diagonaux peuvent être utilisés pour augmenter la résistance de calcul de l'âme de poteau tendue.

NOTE Dans les assemblages soudés, les raidisseurs transversaux sont normalement alignés avec la semelle de poutre correspondante.

(7) Il convient que les soudures d'attache de raidisseurs diagonaux sur la semelle de poteau soient des soudures de remplissage comportant une passe d'étanchéité et présentant une épaisseur de gorge combinée égale à l'épaisseur des raidisseurs.

(8) Lorsqu'une âme de poteau non raidie est renforcée par l'ajout de doublures d'âme conformément à 6.2.6.1, la résistance de calcul à la traction dépend de l'épaisseur de gorge des soudures longitudinales d'attache des doublures d'âme. Il convient de prendre pour l'épaisseur efficace de l'âme  $t_{w,eff}$  les valeurs suivantes :

— lorsque les soudures longitudinales sont des soudures bout à bout à pleine pénétration d'épaisseur de gorge  $a \geq t_s$ , alors :

— pour une seule doublure d'âme :  $t_{w,eff} = 1,5 t_{wc}$  (6.17)

— pour des doublures d'âme des deux côtés :  $t_{w,eff} = 2,0 t_{wc}$  (6.18)

— lorsque les soudures longitudinales sont des soudures d'angle d'épaisseur de gorge  $a \geq t_s / \sqrt{2}$  alors pour une ou deux doublures d'âme :

— pour les nuances d'acier S 235, S 275 ou S 355 :  $t_{w,eff} = 1,4 t_{wc}$  (6.19 a)

— pour les nuances d'acier S 420 ou S 460 :  $t_{w,eff} = 1,3 t_{wc}$  (6.19 b)

(9) Lors du calcul du coefficient réducteur  $\omega$  tenant compte des effets éventuels de l'effort tranchant, l'aire de cisaillement  $A_{vc}$  d'une âme de poteau renforcée par des doublures d'âme peut être augmentée uniquement dans les limites autorisées pour la détermination de sa résistance au cisaillement, voir 6.2.6.1 (6).

#### 6.2.6.4 Semelle de poteau fléchie transversalement

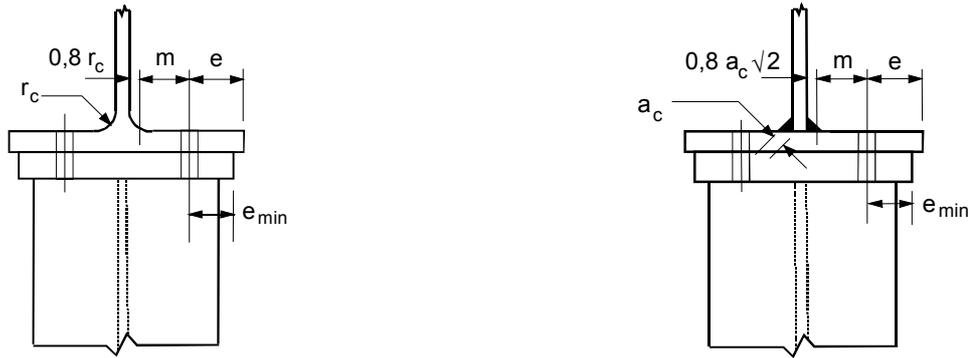
##### 6.2.6.4.1 Semelle de poteau non raidie, attache boulonnée

(1) Il convient de déterminer la résistance de calcul et le mode de ruine d'une semelle de poteau non raidie fléchie, ainsi que des boulons tendus associés, comme identiques à ceux d'une semelle de tronçon en T équivalent, voir 6.2.4, à la fois pour :

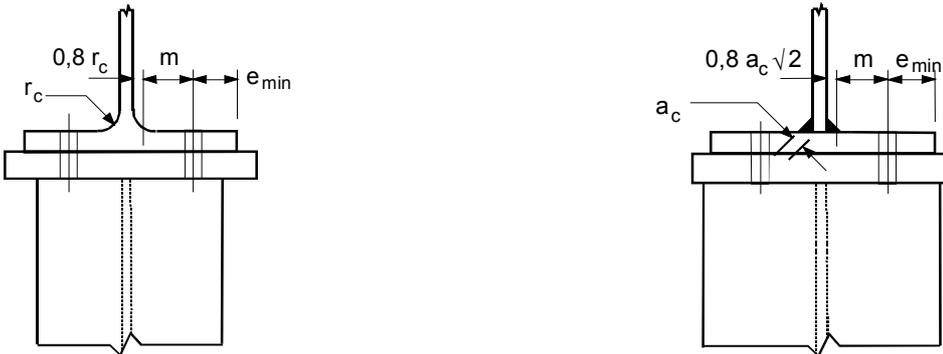
- chaque rangée de boulons isolée devant résister à la traction ;
- chaque groupe de rangées de boulons devant résister à la traction.

(2) Il convient de déterminer les dimensions  $e_{min}$  et  $m$  à utiliser en 6.2.4 à partir de la Figure 6.8.

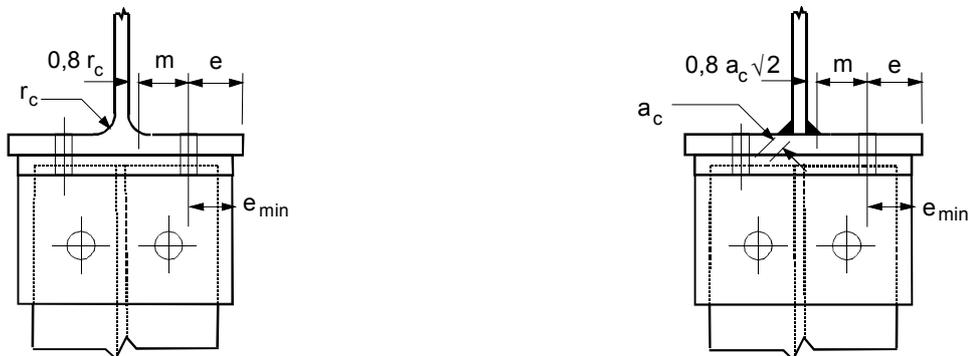
(3) Il convient de déterminer la longueur efficace de la semelle du tronçon en T équivalent pour les rangées de boulons isolées et pour le groupe de boulons conformément à 6.2.4.2 à partir des valeurs données pour chaque rangée de boulons dans le Tableau 6.4.



a) Platine d'about soudée plus étroite que la semelle du poteau



b) Platine d'about soudée plus large que la semelle du poteau



c) Cornières de semelle

Figure 6.8 — Définitions de  $e$ ,  $e_{min}$ ,  $a_c$ ,  $r_c$  et  $m$

Tableau 6.4 — Longueurs efficaces pour une semelle de poteau non raidie

Emplacement de la rangée de boulons	Rangée de boulons prise isolément		Rangée de boulons considérée comme partie d'un groupe de rangées de boulons	
	Mécanismes circulaires $l_{eff,cp}$	Mécanismes non circulaires $l_{eff,nc}$	Mécanismes circulaires $l_{eff,cp}$	Mécanismes non circulaires $l_{eff,nc}$
Rangée de boulons intérieure	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	$p$
Rangée de boulons d'extrémité	La plus petite des deux valeurs : $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	La plus petite des deux valeurs : $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	La plus petite des deux valeurs : $\pi m + p$ $2e_1 + p$	La plus petite des deux valeurs : $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Mode 1 :	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ mais $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ mais $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$	
Mode 2 :	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$	

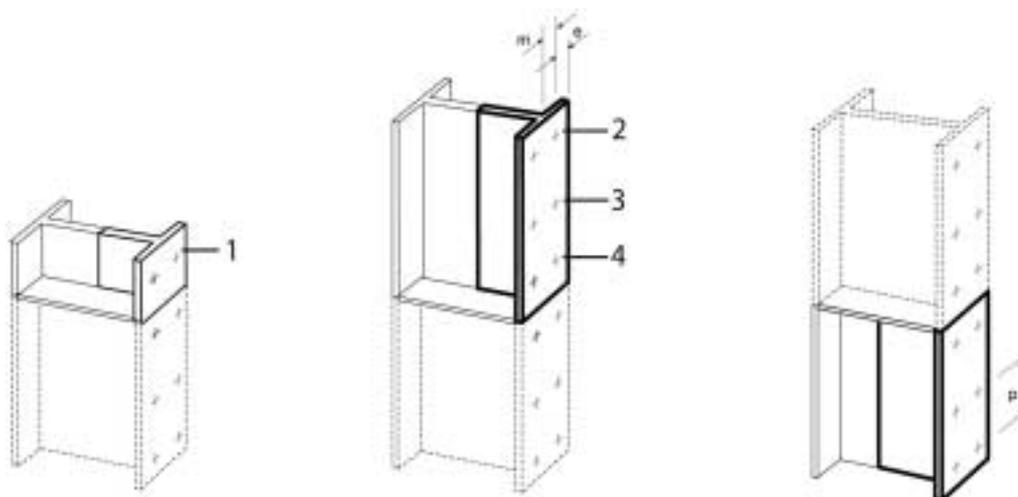
#### 6.2.6.4.2 Semelle de poteau raidie, assemblage avec platine d'about boulonnée ou cornières de semelle

(1) Des raidisseurs transversaux et/ou des dispositions appropriées de raidisseurs diagonaux peuvent être utilisés pour augmenter la résistance de calcul de la semelle de poteau fléchie.

(2) Il convient de déterminer la résistance de calcul et le mode de ruine d'une semelle de poteau raidie fléchie transversalement, ainsi que des boulons tendus associés, comme identiques à ceux d'une aile de tronçon en T équivalent, voir 6.2.4, à la fois pour :

- chaque rangée de boulons isolée devant résister à la traction ;
- chaque groupe de rangées de boulons devant résister à la traction.

(3) Il convient de modéliser les groupes de rangées de boulons situés de chaque côté d'un raidisseur comme des semelles de tronçon en T équivalent isolé, voir Figure 6.9. Il convient de déterminer la résistance de calcul et le mode de ruine séparément pour chaque tronçon en T équivalent.



### Légende

- 1 rangée de boulons d'extrémité adjacente à un raidisseur
- 2 rangée de boulons d'extrémité
- 3 rangée de boulons intérieure
- 4 rangée de boulons adjacente à un raidisseur

**Figure 6.9 — Modélisation d'une semelle de poteau raidie sous forme de tronçons en T isolés**

- (4) Il convient de déterminer les dimensions  $e_{\min}$  et  $m$  à utiliser en 6.2.4 à partir de la Figure 6.8.
- (5) Il convient de déterminer les longueurs efficaces de semelles de tronçons en T équivalent  $\ell_{eff}$  conformément à 6.2.4.2 au moyen des valeurs données pour chaque rangée de boulons dans le Tableau 6.5. Il convient de prendre dans la Figure 6.11 la valeur de  $\alpha$  à utiliser dans le Tableau 6.5.
- (6) Il convient que les raidisseurs satisfassent aux exigences formulées en 6.2.6.1.

Tableau 6.5 — Longueurs efficaces pour une semelle de poteau raidie

Emplacement de la rangée de boulons	Rangée de boulons prise séparément		Rangée de boulons considérée comme partie d'un groupe de rangées de boulons	
	Mécanismes circulaires $l_{eff,cp}$	Mécanismes non circulaires $l_{eff,nc}$	Mécanismes circulaires $l_{eff,cp}$	Mécanismes non circulaires $l_{eff,nc}$
Rangée de boulons adjacente à un raidisseur	$2\pi m$	$\alpha m$	$\pi m + p$	$0,5p + \alpha m$ $-(2m + 0,625e)$
Autre rangée de boulons intérieure	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	$p$
Autre rangée de boulons d'extrémité	La plus petite des deux valeurs : $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	La plus petite des deux valeurs : $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	La plus petite des deux valeurs : $\pi m + p$ $2e_1 + p$	La plus petite des deux valeurs : $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Rangée de boulons d'extrémité adjacente à un raidisseur	La plus petite des deux valeurs : $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	$e_1 + \alpha m$ $-(2m + 0,625e)$	Sans objet	Sans objet
Pour Mode 1 :	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ mais $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ mais $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$	
Pour Mode 2 :	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$	
Il convient de déterminer $\alpha$ d'après la Figure 6.11.				

#### 6.2.6.4.3 Semelle de poteau non raidie, attache soudée

(1) Dans un assemblage soudé, il convient de déterminer la résistance de calcul  $F_{fc,Rd}$  d'une semelle de poteau non raidie fléchie par la traction ou la compression exercée par une semelle de poutre, au moyen de l'expression :

$$F_{fc,Rd} = b_{eff,b,fc} t_{fb} f_{\gamma,fb} / \gamma_{M0} \quad (6.20)$$

où

$b_{eff,b,fc}$  représente la largeur efficace  $b_{eff}$  définie en 4.10 où la semelle de poutre est considérée comme une plaque.

NOTE Voir également les exigences spécifiées en 4.10 (4) et 4.10 (6).

#### 6.2.6.5 Platine d'about fléchie

(1) Il convient de déterminer la résistance de calcul et le mode de ruine d'une platine d'about fléchie, ainsi que des boulons tendus associés, comme identiques à ceux d'une semelle de tronçon en T équivalent, voir 6.2.4 à la fois pour :

- chaque rangée de boulons isolée devant résister à la traction ;
- chaque groupe de rangées de boulons devant résister à la traction.

(2) Il convient de traiter les groupes de rangées de boulons situés de chaque côté d'un raidisseur quelconque assemblé sur la platine d'about comme des tronçons en T équivalents séparés. Dans les platines d'about débordantes, il convient de traiter également la rangée de boulons située dans la partie débordante comme un tronçon en T équivalent isolé, voir Figure 6.10. Il convient de déterminer la résistance de calcul et le mode de ruine séparément pour chaque tronçon en T équivalent.

(3) Il convient de déterminer la dimension  $e_{min}$  à utiliser en 6.2.4 à l'aide de la Figure 6.8 pour la partie de la platine d'about située entre les semelles de poutre. Pour la partie débordante de la platine d'about, il convient de prendre la valeur de  $e_{min}$  égale à celle de  $e_x$ , voir Figure 6.10.

(4) Il convient de déterminer la longueur efficace de semelle de tronçon en T équivalent  $l_{eff}$  conformément à 6.2.4.2 au moyen des valeurs données pour chaque rangée de boulons dans le Tableau 6.6.

(5) Il convient de déterminer les valeurs de  $m$  et  $m_x$  à utiliser dans le Tableau 6.6 à l'aide de la Figure 6.10.

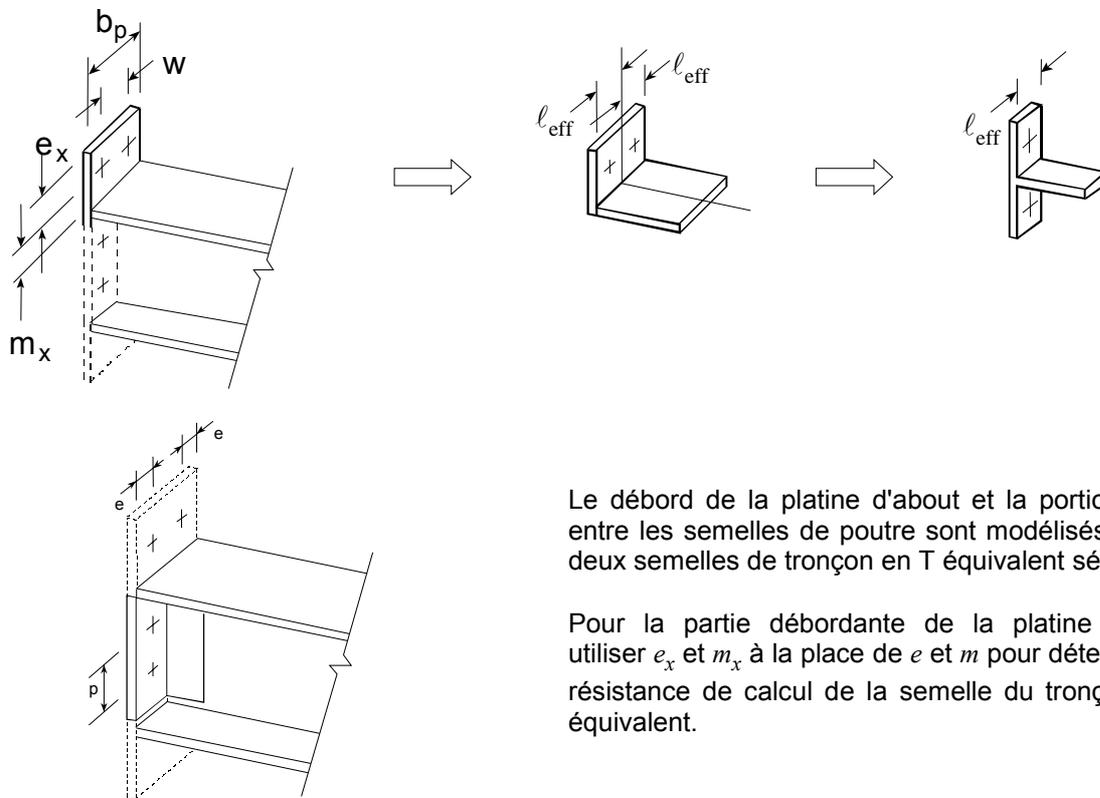


Figure 6.10 — Modélisation d'une platine d'about débordante sous forme de tronçons en T séparés

Tableau 6.6 — Longueurs efficaces pour une platine d'about

Emplacement de la rangée de boulons	Rangée de boulons prise séparément		Rangée de boulons considérée comme partie d'un groupe de rangées de boulons	
	Mécanismes circulaires $l_{eff,cp}$	Mécanismes non circulaires $l_{eff,nc}$	Mécanismes circulaires $l_{eff,cp}$	Mécanismes non circulaires $l_{eff,nc}$
Rangée de boulons située sur la partie débordante de la platine d'about	La plus petite des valeurs : $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	La plus petite des valeurs : $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	—	—
Première rangée de boulons sous la semelle de poutre tendue	$2\pi n$	$\alpha n$	$\pi n + p$	$0,5p + \alpha n$ $-(2m + 0,625e)$
Autre rangée de boulons intérieure	$2\pi n$	$4m + 1,25e$	$2p$	$p$
Autre rangée de boulons d'extrémité	$2\pi n$	$4m + 1,25e$	$\pi n + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Mode 1 :	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ mais $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ mais $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$	
Mode 2 :	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$	
Il convient de déterminer $\alpha$ d'après la Figure 6.11.				

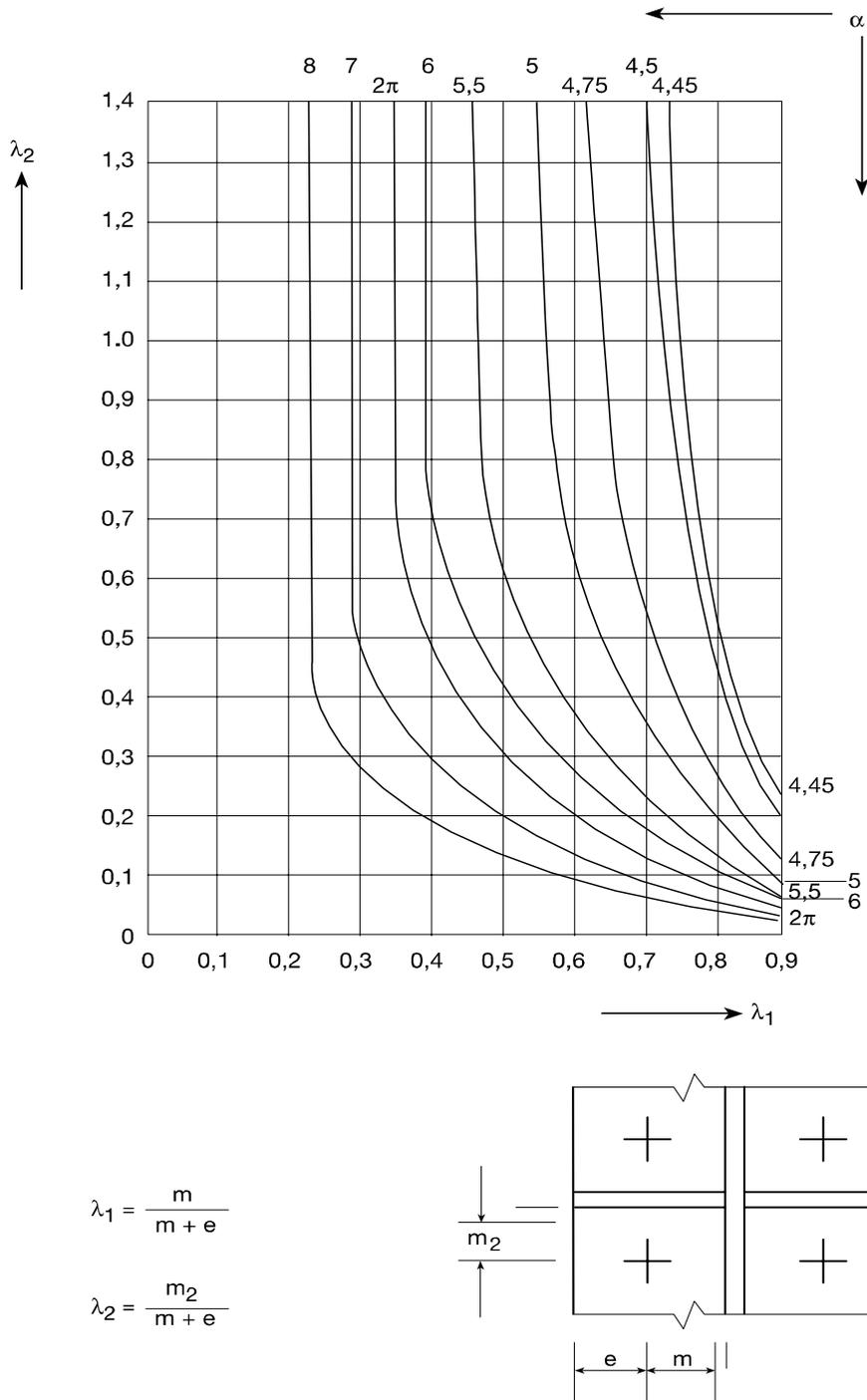


Figure 6.11 — Valeurs de  $\alpha$  pour les semelles de poteau raidies et les platines d'about

6.2.6.6 Cornière de semelle fléchie

(1) Il convient de déterminer la résistance de calcul et le mode de ruine d'une cornière de semelle boulonnée fléchie, ainsi que des boulons tendus associés, comme identiques à ceux d'une semelle de tronçon en T équivalent, voir 6.2.4.

(2) Il convient d'adopter une longueur efficace  $\ell_{eff}$  de semelle du tronçon en T équivalent égale à  $0,5b_a$  où  $b_a$  représente la longueur de la cornière, voir Figure 6.12.

(3) Il convient de déterminer les dimensions  $e_{\min}$  et  $m$  à utiliser en 6.2.4 à partir de la Figure 6.13.

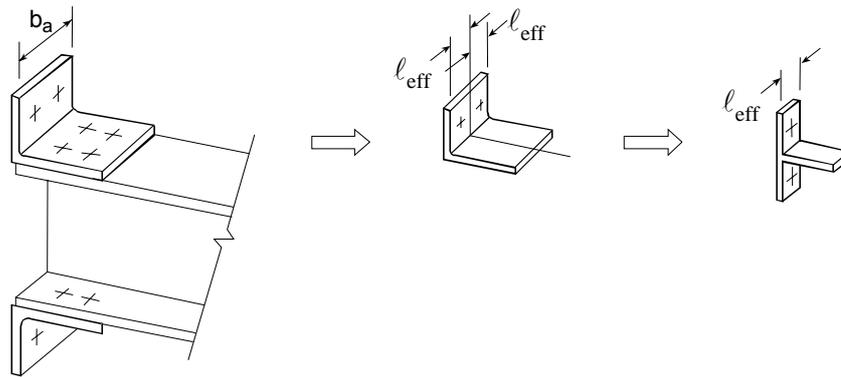
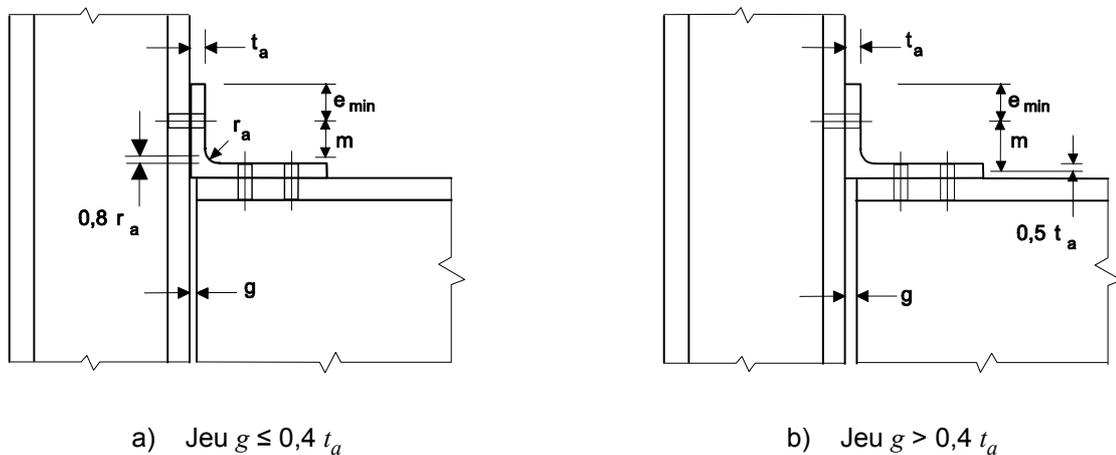


Figure 6.12 — Longueur efficace  $l_{\text{eff}}$  d'une cornière de semelle



a) Jeu  $g \leq 0,4 t_a$

b) Jeu  $g > 0,4 t_a$

NOTE

- Le nombre de rangées de boulons d'attache de la cornière sur la semelle de poteau est limité à un ;
- Le nombre de rangées de boulons d'attache de la cornière sur la semelle de poutre n'est pas limité ;
- La longueur  $b_a$  de la cornière peut être différente aussi bien de la largeur de la semelle de la poutre que de la largeur de la semelle du poteau.

Figure 6.13 — Dimensions  $e_{\min}$  et  $m$  pour une cornière de semelle boulonnée

6.2.6.7 Semelle et âme de poutre comprimées

(1) La résultante de la résistance de calcul à la compression d'une semelle de poutre et de la zone comprimée adjacente de l'âme de la poutre peut être considérée comme agissant au niveau du centre de compression, voir 6.2.7. La résistance de calcul à la compression de la semelle et de l'âme de poutre combinées est donnée par l'expression suivante :

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb}) \tag{6.21}$$

où

$h$  représente la hauteur de la poutre attachée ;

$M_{c,Rd}$  représente le moment résistant de calcul de la section transversale de poutre, réduit si nécessaire pour tenir compte du cisaillement, voir l'EN 1993-1-1. Pour une poutre avec jarret,  $M_{c,Rd}$  peut être calculé en négligeant la semelle intermédiaire ;

$t_{fb}$  représente l'épaisseur de semelle de la poutre attachée.

Si la hauteur de la poutre incluant le jarret est supérieure à 600 mm, il convient que la contribution de l'âme de poutre à la résistance à la compression soit limitée à 20 %.

(2) Si une poutre est renforcée par des jarrets, il convient que ceux-ci soient tels que :

- la nuance d'acier du jarret soit identique à celle de la barre ;
- la dimension de semelle et l'épaisseur d'âme du jarret ne soient pas inférieures à celles de la barre ;
- l'angle entre la semelle de jarret et la semelle de la barre ne soit pas supérieur à 45°;
- la longueur d'appui rigide ss soit prise égale à l'épaisseur de la semelle de jarret parallèlement à la poutre.

(3) Si une poutre est renforcée par des jarrets, il convient de déterminer la résistance de calcul de l'âme de poutre comprimée conformément à 6.2.6.2.

#### 6.2.6.8 Âme de poutre tendue

(1) Dans une attache par platine d'about boulonnée, il convient de déterminer la résistance de calcul à la traction de l'âme de la poutre au moyen de l'expression :

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M0} \quad (6.22)$$

(2) Il convient d'adopter une longueur efficace  $b_{eff,t,wb}$  de l'âme de poutre tendue égale à la longueur efficace du tronçon en T équivalent représentant la platine d'about fléchie, obtenue à l'aide de 6.2.6.5 pour une rangée de boulons isolée ou pour un groupe de boulons.

#### 6.2.6.9 Béton comprimé, mortier de calage compris

(1) Il convient de déterminer la résistance de calcul à la pression de la liaison entre la platine du poteau et la fondation en prenant en compte les propriétés de matériau et les dimensions aussi bien du calage que de la fondation en béton. La résistance du support en béton doit être calculée conformément à l'EN 1992.

(2) Il convient de prendre la résistance de calcul du béton comprimé, calage compris, avec la platine associée fléchie  $F_{c,pl,Rd}$  égale à celle d'un tronçon en T équivalent, voir 6.2.5.

#### 6.2.6.10 Platine du poteau fléchie sous l'effet de la compression

(1) Il convient de prendre la résistance de calcul d'une platine de poteau fléchie sous l'effet de la compression, avec la dalle en béton sur laquelle repose le pied du poteau  $F_{c,pl,Rd}$  égale à celle d'un tronçon en T équivalent, voir 6.2.5.

#### 6.2.6.11 Platine du poteau fléchie sous l'effet de la traction

(1) La résistance et le mode de ruine d'une platine de poteau fléchie sous l'effet de la traction, avec les boulons d'ancrage tendus associés  $F_{t,pl,Rd}$  peut être déterminée au moyen des règles données en 6.2.6.5.

(2) Dans le cas de platine de poteau, il convient de ne pas prendre en compte les effets de levier susceptibles de se produire.

#### 6.2.6.12 Boulon d'ancrage tendu

(1) Il convient que les boulons d'ancrage soient calculés pour résister aux effets des charges de calcul. Il convient qu'ils résistent à la traction provoquée par les efforts de soulèvement et aux moments fléchissants s'il y a lieu.

(2) Lors du calcul des efforts de traction exercés dans les boulons d'ancrage par les moments fléchissants, il convient de ne pas prendre le bras de levier supérieur à la distance entre le centre de gravité de l'aire d'appui du côté comprimé et le centre de gravité du groupe de boulons situé du côté tendu.

NOTE Les tolérances de positions des boulons d'ancrages peuvent avoir une influence.

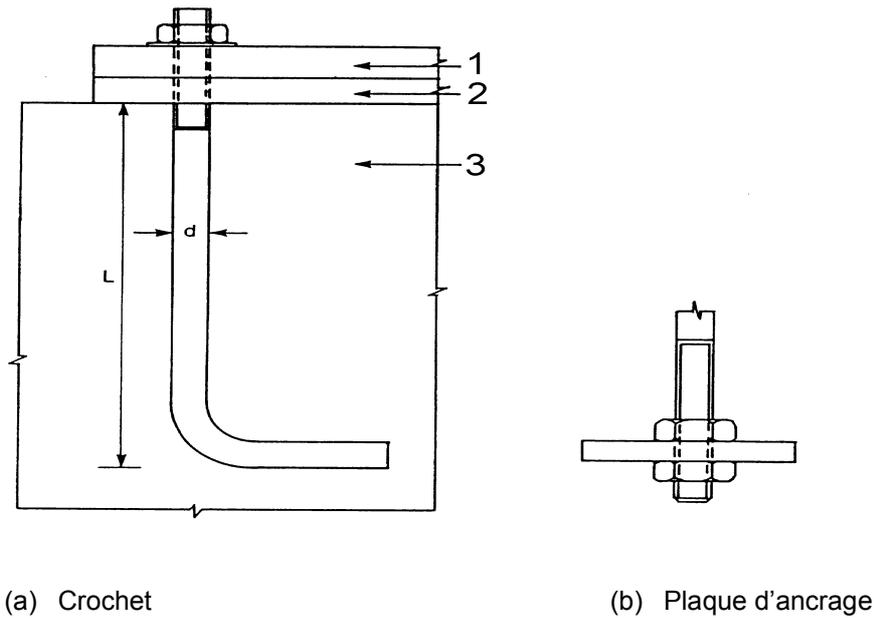
(3) Il convient de prendre la résistance de calcul des boulons d'ancrage égale à la plus petite des valeurs de la résistance de calcul à la traction du boulon d'ancrage, voir 3.6, et de la résistance de calcul de l'adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage selon l'EN 1992-1-1.

(4) Il convient d'utiliser l'une des méthodes suivantes pour la fixation des boulons d'ancrage dans la fondation :

- un crochet (Figure 6.14 (a)),
- une plaque d'ancrage (Figure 6.14 (b)),
- tout autre dispositif de répartition des charges quelconque scellé dans le béton,
- tout autre dispositif de fixation quelconque ayant été dûment essayé et approuvé.

(5) Lorsque les boulons sont munis de crochets, il convient que la longueur d'ancrage soit telle qu'elle empêche la perte de l'adhérence avant la plastification du boulon. Il convient de calculer la longueur d'ancrage conformément à l'EN 1992-1-1. Il convient de ne pas utiliser ce type d'ancrage pour les boulons possédant une limite d'élasticité supérieure à 300 N/mm<sup>2</sup>.

(6) Lorsque les boulons d'ancrage sont munis de plaques d'ancrage ou autres éléments de répartition des charges, il convient de ne pas prendre en compte la contribution de l'adhérence. Il convient que la totalité de l'effort soit transmis par l'intermédiaire du dispositif de répartition des charges.



**Légende**

- 1 platine de pied de poteau
- 2 mortier de calage
- 3 fondation en béton

**Figure 6.14 — Fixation des boulons d'ancrage**

**6.2.7 Moment résistant de calcul des assemblages poutre-poteau et de continuité**

**6.2.7.1 Généralités**

(1) Il convient que le moment de calcul appliqué  $M_{j,Ed}$  satisfasse :

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \leq 1,0 \tag{6.23}$$

(2) Les méthodes données en 6.2.7 pour la détermination du moment résistant de calcul d'un assemblage  $M_{j,Rd}$  ne prennent pas en compte un effort normal coexistant éventuel  $N_{Ed}$  dans la barre assemblée. Il convient de ne pas les utiliser si l'effort normal exercé dans la barre assemblée excède 5 % de la résistance plastique de calcul  $N_{pl,Rd}$  de sa section transversale.

(3) Si l'effort normal  $N_{Ed}$  exercé dans la poutre attachée excède 5 % de la résistance de calcul,  $N_{pl,Rd}$ , la méthode suivante, plaçant du côté de la sécurité, peut être utilisée :

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} + \frac{N_{j,Ed}}{N_{j,Rd}} \leq 1,0 \tag{6.24}$$

où

$M_{j,Rd}$  représente le moment résistant de l'assemblage, en supposant l'absence d'effort normal ;

$N_{j,Rd}$  représente la effort normal résistant de calcul de l'assemblage, en supposant l'absence de moment appliqué.

(4) Il convient de déterminer le moment résistant de calcul d'un assemblage soudé comme indiqué dans la Figure 6.15 (a).

(5) Il convient de déterminer le moment résistant de calcul d'un assemblage boulonné par une platine d'about non débordante ne comportant qu'une seule rangée de boulons tendus (ou dans laquelle on ne considère qu'une seule rangée de boulons tendus, voir 6.2.3 (6)) comme indiqué dans la Figure 6.15 (c).

(6) Il convient de déterminer le moment résistant de calcul d'un assemblage boulonné avec des cornières de semelle comme indiqué dans la Figure 6.15 (b).

(7) Il convient en général de déterminer le moment résistant de calcul d'un assemblage boulonné par platine d'about comportant plusieurs rangées de boulons tendus comme indiqué en 6.2.7.2.

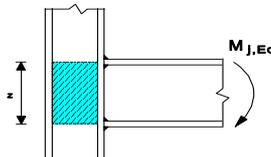
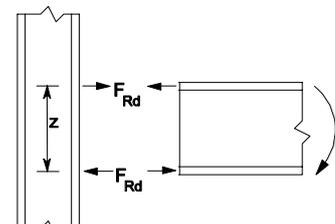
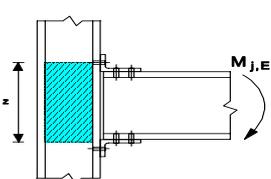
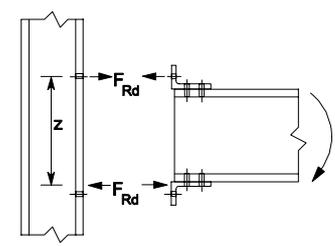
(8) Par simplification plaçant du côté de la sécurité, la valeur du moment résistant de calcul d'un assemblage avec platine d'about débordante ne comportant que deux rangées de boulons tendus peut être estimée comme indiqué dans la Figure 6.16, à condition que la résistance totale  $F_{Rd}$  ne soit pas supérieure à  $3,8 F_{t,Rd}$ , où la valeur de  $F_{t,Rd}$  est donnée dans le Tableau 6.2. Dans ce cas, la totalité de la région tendue de la platine d'about peut être traitée comme un seul et unique composant de base. A condition que les deux rangées de boulons soient approximativement équidistantes de chaque côté de la semelle de la poutre, cette partie de la platine d'about peut être traitée comme un tronçon en T pour déterminer l'effort de la rangée de boulons  $F_{1,Rd}$ . La valeur de  $F_{2,Rd}$  peut alors être considérée comme égale à celle de  $F_{1,Rd}$ , et, par conséquent, la valeur de  $F_{Rd}$  peut être prise égale à  $2F_{1,Rd}$ .

(9) Il convient de considérer le centre de compression comme le centre du bloc de contraintes des efforts de compression. Par simplification, le centre de compression peut être pris tel qu'indiqué dans la Figure 6.15.

(10) Il convient qu'un assemblage de continuité dans une barre ou une partie soumise à la traction soit calculé pour transmettre toutes les sollicitations auxquelles la barre ou la partie est soumise en ce point.

(11) Il convient que les assemblages de continuité soient calculés pour maintenir en place les barres assemblées. Les forces de frottement entre les surfaces de contact ne peuvent être considérées comme fiables pour le maintien en place des barres assemblées dans un assemblage de continuité en compression.

(12) Chaque fois que cela est possible, il convient que les barres soient disposées de telle sorte que l'axe neutre de tout matériau utilisé pour l'assemblage de continuité coïncide avec l'axe neutre de la barre. En cas d'excentricité, il convient de prendre en compte les efforts résultants.

Type d'attache	Centre de compression	Bras de levier	Répartition des efforts
<p>a) Attache soudée</p> 	Aligné avec la mi-épaisseur de la semelle comprimée	$z = h - t_{fb}$ $h$ est la hauteur de la poutre assemblée $t_{fb}$ est l'épaisseur de la semelle de la poutre	
<p>b) Attache boulonnée avec cornières de semelle</p> 	Aligné avec la mi-épaisseur de l'aile de la cornière située sur la semelle comprimée	Distance entre le centre de compression et la rangée de boulons tendus	

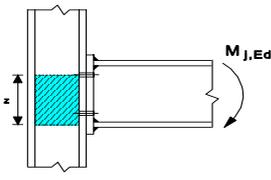
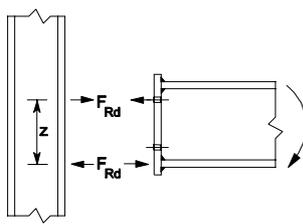
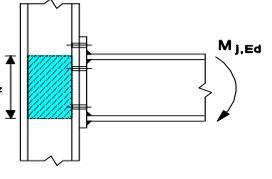
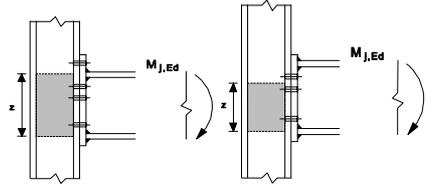
<p>c) Attache avec platine d'about boulonnée à une seule rangée de boulons actifs en traction</p> 	<p>Aligné avec la mi-épaisseur de la semelle comprimée</p>	<p>Distance entre le centre de compression et la rangée de boulons tendus</p>	
<p>d) Attache avec platine d'about débordante boulonnée à seulement deux rangées de boulons actifs en traction</p> 	<p>Aligné avec la mi-épaisseur de la semelle comprimée</p>	<p>Par sécurité, <math>z</math> peut être pris égal à la distance entre le centre de compression et un point situé à mi-distance entre ces deux rangées de boulons</p>	
<p>e) Autres attaches avec platine d'about boulonnée à deux ou plusieurs rangées de boulons tendus</p> 	<p>Aligné avec la mi-épaisseur de la semelle comprimée</p>	<p>Une valeur approchée peut être obtenue en prenant la distance entre le centre de compression et un point situé à mi-distance entre les deux rangées de boulons tendus les plus éloignées</p>	<p>Une valeur plus précise peut être déterminée en prenant le bras de levier <math>z</math> égal à <math>z_{eq}</math> obtenu au moyen de la méthode donnée en 6.3.3.1</p>

Figure 6.15 — Centre de compression, bras de levier  $z$  et répartition des efforts pour calcul du moment résistant de calcul  $M_{j,Rd}$

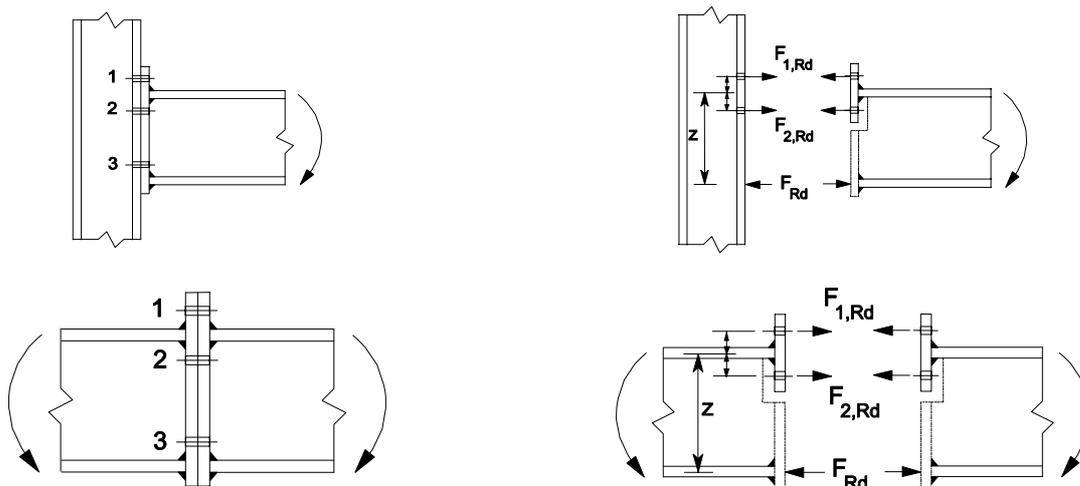


Figure 6.16 — Modèles simplifiés pour les assemblages boulonnés avec platines d'about débordantes

(13) Lorsque les barres ne sont pas préparées pour un appui par contact direct, il convient de prévoir un dispositif de continuité transmettant les sollicitations dans la barre au droit de l'assemblage, y compris les moments dus à l'excentrement, aux imperfections initiales et aux déformations du second ordre. Les sollicitations ne doivent pas être prises respectivement à un moment inférieur à 25 % de la capacité en flexion de la section la plus faible selon les deux axes et à un effort tranchant inférieur à 2,5 % de la capacité en compression (effort normal) de la section la plus faible selon les deux axes.

(14) Lorsque les barres sont préparées pour un appui par contact direct, il convient de dimensionner le dispositif de continuité pour transmettre 25 % de l'effort maximal de compression du poteau.

(15) Il convient que l'alignement des extrémités aboutées des barres soumises à la compression soit maintenu par des couvre-joints ou autres moyens. Il convient que le dispositif d'assemblage de continuité et ses fixations soient proportionnés pour supporter les efforts exercés au niveau des extrémités aboutées, agissant dans toute direction perpendiculaire à l'axe de la barre. Dans le calcul des assemblages de continuité, il convient de prendre également en compte les effets du second ordre.

(16) Il convient que les assemblages de continuité des barres fléchies satisfassent les exigences suivantes :

- a) Il convient de traiter les semelles comprimées comme des barres comprimées ;
- b) Il convient de traiter les semelles tendues comme des barres tendues ;
- c) Il convient de calculer les parties soumises au cisaillement pour qu'elle transmettent les effets suivants agissant ensemble :
  - l'effort tranchant exercé au niveau de l'assemblage de continuité ;
  - le moment provoqué par l'excentricité, s'il y a lieu, des centres de gravité des groupes de fixations situés de part et d'autre de l'assemblage de continuité ;
  - la proportion de moment, déformation ou rotations supportée par l'âme ou la partie concernée, quelle que soit l'hypothèse de diffusion éventuelle des contraintes dans les parties adjacentes prise dans le calcul de la barre ou de la partie concernée.

#### 6.2.7.2 Assemblages poutre-poteau avec attaches boulonnées par platines d'about

(1) Le moment résistant de calcul  $M_{j,Rd}$  d'un assemblage poutre-poteau avec attache boulonnée par platine d'about peut être déterminé par :

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} \quad (6.25)$$

où

$F_{tr,Rd}$  est la résistance de calcul à la traction efficace de la rangée de boulons  $r$  ;

$h_r$  est la distance entre la rangée de boulons  $r$  et le centre de compression ;

$r$  est le numéro de rangée de boulons.

NOTE Dans un assemblage boulonné comportant plusieurs rangées de boulons tendus, les rangées de boulons sont numérotées en partant de la rangée de boulons la plus éloignée du centre de compression.

(2) Pour les attaches boulonnées par platines d'about, il convient de supposer que le centre de compression est aligné avec l'axe à mi-épaisseur de la semelle comprimée de la barre assemblée.

(3) Il convient de déterminer en séquence la résistance de calcul à la traction efficace  $F_{tr,Rd}$  pour chaque rangée de boulons, en commençant par la rangée de boulons 1, la plus éloignée du centre de compression, puis la rangée de boulons 2, etc.

(4) Lors de la détermination de la résistance de calcul à la traction efficace de  $F_{tr,Rd}$  pour la rangée de boulons  $r$ , il convient de négliger la résistance de calcul à la traction efficace de toutes les autres rangées de boulons plus proches du centre de compression.

(5) Il convient de considérer la résistance de calcul à la traction efficace  $F_{tr,Rd}$  de la rangée de boulons  $r$  comme égale à sa résistance de calcul à la traction  $F_{tr,Rd}$  en tant que rangée de boulons isolée déterminée par 6.2.7.2 (6), réduite si nécessaire pour répondre aux conditions énoncées en 6.2.7.2 (7), (8) et (9).

(6) Il convient de considérer la résistance de calcul à la traction  $F_{tr,Rd}$  de la rangée de boulons  $r$  en tant que rangée de boulons isolée, comme égale à la plus petite valeur de résistance de calcul à la traction pour une rangée de boulons isolée pour les composants suivantes :

— l'âme de poteau tendue	$F_{t,wc,Rd}$	voir 6.2.6.3 ;
— la semelle de poteau fléchie	$F_{t,fc,Rd}$	voir 6.2.6.4 ;
— la platine d'about fléchie	$F_{t,ep,Rd}$	voir 6.2.6.5 ;
— l'âme de poutre tendue	$F_{t,wb,Rd}$	voir 6.2.6.8.

(7) Il convient, si nécessaire, de réduire la résistance de calcul à la traction efficace  $F_{tr,Rd}$  de la rangée de boulons  $r$  en-dessous de la valeur de  $F_{tr,Rd}$  donnée par 6.2.7.2 (6) afin de s'assurer que, lorsque l'on tient compte de la totalité des rangées de boulons jusqu'à la rangée de boulon  $r$  comprise, les conditions suivantes sont satisfaites :

— la résistance de calcul totale $\Sigma F_{t,Rd} \leq V_{wp,Rd} / \beta$ – avec $\beta$ d'après 5.3(7)	voir 6.2.6.1 ;
— la résistance de calcul totale $\Sigma F_{t,Rd}$ ne dépasse pas la plus petite des deux valeurs suivantes :	
— la résistance de calcul de l'âme de poteau comprimée $F_{c,wc,Rd}$	voir 6.2.6.2 ;
— la résistance de calcul de la semelle et de l'âme de poutre comprimées $F_{c,fb,Rd}$	voir 6.2.6.7.

(8) Il convient, si nécessaire, de réduire la résistance de calcul à la traction efficace  $F_{tr,Rd}$  de la rangée de boulons  $r$  au-dessous de la valeur de  $F_{tr,Rd}$  donnée par 6.2.7.2(6), afin de s'assurer que la somme des résistances de calcul prises pour les rangées de boulons, jusqu'à la rangée de boulon  $r$  comprise, qui font partie du même groupe de rangées de boulons, ne soit pas supérieure à la résistance de calcul de ce groupe dans son ensemble. Il convient de faire cette vérification pour les composants de base suivantes :

— l'âme de poteau tendue	$F_{t,wc,Rd}$	voir 6.2.6.3 ;
— la semelle de poteau fléchie	$F_{t,fc,Rd}$	voir 6.2.6.4 ;
— la platine d'about fléchie	$F_{t,ep,Rd}$	voir 6.2.6.5 ;
— l'âme de poutre tendue	$F_{t,wb,Rd}$	voir 6.2.6.8.

(9) Lorsque la résistance de calcul à la traction efficace  $F_{tx,Rd}$  d'une des rangées de boulons précédentes  $x$  est supérieure à  $1,9 F_{t,Rd}$ , alors il convient, si nécessaire, de réduire la résistance de calcul à la traction efficace  $F_{tr,Rd}$  pour la rangée de boulons  $r$  afin de s'assurer que :

$$F_{tr,Rd} \leq F_{tx,Rd} h_r / h_x \quad (6.26)$$

où

$h_x$  est la distance entre la rangée de boulons  $x$  et le centre de compression ;

$x$  est la rangée de boulons la plus éloignée du centre de compression qui possède une résistance de calcul à la traction supérieure à  $1,9 F_{t,Rd}$ .

NOTE L'Annexe Nationale peut donner de plus amples informations sur l'utilisation de l'équation (6.26).

(10) La méthode décrite en 6.2.7.2 (1) à 6.2.7.2 (9) peut être appliquée à un assemblage de continuité de poutres boulonné avec platines d'about soudées, voir Figure 6.17, en omettant les aspects concernant le poteau.

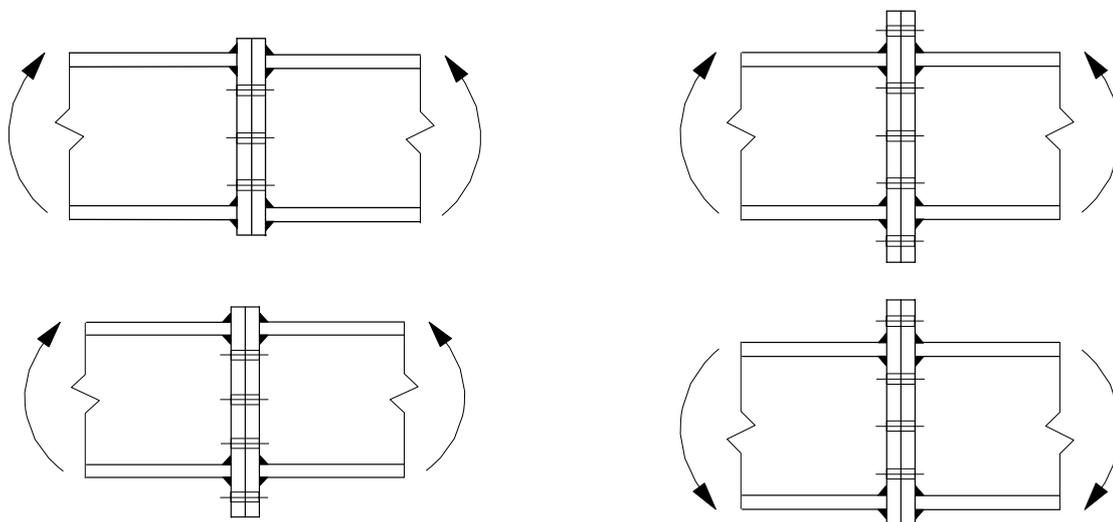


Figure 6.17 — Assemblages de continuité de poutres boulonnés avec platines d'about soudées

## 6.2.8 Résistance des pieds de poteaux par plaque d'assise

### 6.2.8.1 Généralités

(1) Il convient que les pieds de poteaux possèdent des dimensions, une rigidité et une résistance suffisantes pour transmettre les efforts normaux, les moments fléchissants et les efforts tranchants exercés dans les poteaux à leurs fondations ou autres appuis sans excéder la capacité de résistance aux charges de ces appuis.

(2) La résistance de calcul à la pression entre la plaque d'assise et son appui peut être déterminée sur la base d'une distribution uniforme de l'effort de compression sur l'aire d'appui. Pour les fondations en béton, il convient que la contrainte de pression n'excède pas la résistance de calcul à la pression,  $f_{jd}$ , donnée en 6.2.5 (7).

(3) Pour un pied de poteau soumis à une combinaison d'effort normal et de flexion, les efforts exercés entre la plaque d'assise et son appui peuvent prendre l'une des formes de répartition suivantes selon la grandeur relative du moment fléchissant et de l'effort normal appliqués :

- Dans le cas d'un effort normal de compression dominant, une compression totale peut se développer sous les deux semelles de poteau, comme indiqué dans la Figure 6.18 (a).
- Dans le cas d'un effort normal de traction dominant, une traction totale peut se développer sous les deux semelles de poteau, comme indiqué dans la Figure 6.18 (b).
- Dans le cas d'un moment fléchissant dominant, une compression peut se développer sous l'une des semelles de poteau et une traction sous l'autre, comme indiqué dans la Figure 6.18 (c) et la Figure 6.18 (d).

(4) Il convient que les plaques d'assise de poteau soient calculées au moyen des méthodes appropriées données en 6.2.8.2 et 6.2.8.3.

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

- Résistance par frottement au niveau de la liaison entre la plaque d'assise et son appui.
- Résistance au cisaillement des boulons d'ancrage.
- Résistance au cisaillement de la partie environnante de la fondation.

Si des boulons d'ancrage sont utilisés pour résister aux efforts tranchants exercés entre la plaque d'assise et son appui, il convient de vérifier également la rupture du béton en pression diamétrale selon l'EN 1992.

Lorsque les méthodes ci-dessus sont inadéquates, il convient d'utiliser des éléments spéciaux comme des bèches pour transmettre les efforts tranchants entre la plaque d'assise et son appui.



a) Assemblage de pied de poteau dans le cas d'un effort normal de compression dominant      b) Assemblage de pied de poteau dans le cas d'un effort normal de traction dominant

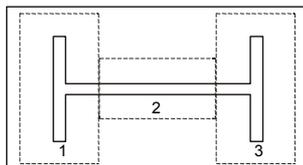


c) Assemblage de pied de poteau dans le cas d'un moment fléchissant dominant      d) Assemblage de pied de poteau dans le cas d'un moment fléchissant dominant

Figure 6.18 — Détermination du bras de levier  $z$  pour les assemblages de pied de poteau

### 6.2.8.2 Pieds de poteaux soumis uniquement à des efforts normaux

(1) La résistance de calcul,  $N_{j,Rd}$ , d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré peut être déterminée en effectuant la somme de la résistance de calcul individuelle  $F_{C,Rd}$  des trois tronçons en T illustrés dans la Figure 6.19 (deux tronçons en T sous les semelles du poteau et un tronçon en T sous l'âme du poteau). Il convient que les trois tronçons en T ne se recouvrent pas, voir Figure 6.19. Il convient de déterminer la résistance de calcul de ces tronçons en T au moyen de la méthode donnée en 6.2.5.



#### Légende

- 1 tronçons en T n° 1
- 2 tronçons en T n° 2
- 3 tronçons en T n° 3

Figure 6.19 — Tronçons en T ne se recouvrant pas

### 6.2.8.3 Pieds de poteaux soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissants

(1) Le moment résistant de calcul  $M_{j,Rd}$  d'un pied de poteau soumis à une combinaison d'effort normal et de moment fléchissant peut être déterminé au moyen de la méthode donnée dans le Tableau 6.7 où la contribution de la résistance à la compression de la portion de béton située juste sous l'âme de poteau (tronçon en T n° 2 de la Figure 6.19) est omise. Les paramètres suivants sont utilisés dans cette méthode :

- $F_{T,l,Rd}$  est la résistance de calcul à la traction du côté gauche de l'assemblage voir 6.2.8.3 (2)
- $F_{T,r,Rd}$  est la résistance de calcul à la traction du côté droit de l'assemblage voir 6.2.8.3 (3)
- $F_{C,l,Rd}$  est la résistance de calcul à la compression du côté gauche de l'assemblage voir 6.2.8.3 (4)
- $F_{C,r,Rd}$  est la résistance de calcul à la compression du côté droit de l'assemblage voir 6.2.8.3 (5)

(2) Il convient de prendre la résistance de calcul à la traction  $F_{T,l,Rd}$  du côté gauche de l'assemblage égale aux plus petites valeurs de la résistance de calcul des composants de base suivants :

- âme de poteau tendue sous la semelle de poteau gauche  $F_{t,wc,Rd}$  voir 6.2.6.3 ;
- plaque d'assise fléchie sous la semelle de poteau gauche  $F_{t,pl,Rd}$  voir 6.2.6.11.

(3) Il convient de prendre la résistance de calcul à la traction  $F_{T,r,Rd}$  du côté droit de l'assemblage égale aux plus petites valeurs de la résistance de calcul des composants de base suivants :

- âme de poteau tendue sous la semelle de poteau droite  $F_{t,wc,Rd}$  voir 6.2.6.3 ;
- plaque d'assise fléchie sous la semelle de poteau droite  $F_{t,pl,Rd}$  voir 6.2.6.11.

(4) Il convient de prendre la résistance de calcul à la compression  $F_{C,l,Rd}$  du côté gauche de l'assemblage égale aux plus petites valeurs de la résistance de calcul des composants de base suivants :

- béton comprimé sous la semelle de poteau gauche  $F_{c,pl,Rd}$  voir 6.2.6.9;
- âme et semelle de poteau gauches comprimées  $F_{c,fc,Rd}$  voir 6.2.6.7.

(5) Il convient de prendre la résistance de calcul à la compression  $F_{C,r,Rd}$  du côté droit de l'assemblage égale aux plus petites valeurs de la résistance de calcul des composants de base suivants :

- béton comprimé sous la semelle de poteau droite  $F_{c,pl,Rd}$  voir 6.2.6.9;
- âme et semelle de poteau droites comprimées  $F_{c,fc,Rd}$  voir 6.2.6.7.

(6) Pour le calcul de  $z_{T,l}$ ,  $z_{C,l}$ ,  $z_{T,r}$ ,  $z_{C,r}$  voir 6.2.8.1.

**Tableau 6.7 — Moment résistant de calcul  $M_{j,Rd}$  des pieds de poteaux**

Chargement	Bras de levier $z$	Moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$	
Côté gauche tendu Côté droit comprimé	$z = z_{T,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} > 0$ et $e > z_{T,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ et $e \leq -z_{C,r}$
		La plus petite des valeurs $\frac{F_{T,1,Rd} z}{z_{C,r}  e + 1}$ et $\frac{-F_{C,r,Rd} z}{z_{T,1}  e - 1}$	
Côté gauche tendu Côté droit tendu	$z = z_{T,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ et $0 < e < z_{T,l}$	$N_{Ed} > 0$ et $-z_{T,r} < e \leq 0$
		La plus petite des valeurs $\frac{F_{T,1,Rd} z}{z_{T,r}  e + 1}$ et $\frac{F_{T,r,Rd} z}{z_{T,1}  e - 1}$	La plus petite des valeurs $\frac{F_{T,1,Rd} z}{z_{T,r}  e + 1}$ et $\frac{F_{T,1,Rd} z}{z_{T,1}  e - 1}$
Côté gauche comprimé Côté droit tendu	$z = z_{C,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ et $e \leq -z_{T,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ et $e > z_{C,l}$
		La plus petite des valeurs $\frac{-F_{C,1,Rd} z}{z_{T,r}  e + 1}$ et $\frac{F_{T,r,Rd} z}{z_{C,1}  e - 1}$	
Côté gauche comprimé Côté droit comprimé	$z = z_{C,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ et $0 < e < z_{C,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ et $-z_{C,r} < e \leq 0$
		La plus petite des valeurs $\frac{-F_{C,1,Rd} z}{z_{C,r}  e + 1}$ et $\frac{-F_{C,r,Rd} z}{z_{C,1}  e - 1}$	La plus petite des valeurs $\frac{-F_{C,1,Rd} z}{z_{C,r}  e + 1}$ et $\frac{-F_{C,r,Rd} z}{z_{C,1}  e - 1}$
$M_{Ed} > 0$ est dans le sens des aiguilles d'une montre, $N_{Ed} > 0$ est de la traction $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$			

### 6.3 Rigidité en rotation

#### 6.3.1 Modèle de base

(1) Il convient de déterminer la rigidité en rotation d'un assemblage à partir des flexibilités de ses composants de base, chacun représenté par un coefficient de rigidité élastique  $k_i$  calculé selon 6.3.2.

NOTE Ces coefficients de rigidité élastique sont destinés à une application générale.

(2) Pour un assemblage par platine d'about boulonné comportant plus d'une rangée de boulons tendus, il convient de combiner les coefficients de rigidité  $k_i$  pour les composants de base appropriés. Pour les assemblages poutre-poteau et pour les assemblages de continuité de poutres, une méthode est donnée en 6.3.3 et pour les pieds de poteaux une méthode est donnée en 6.3.4.

(3) Dans un assemblage par platine d'about boulonné comportant plus d'une rangée de boulons tendus, par simplification, la contribution d'une rangée de boulons quelconque peut être négligée, à condition que les contributions de toutes les autres rangées de boulons plus proches du centre de compression soient aussi négligées. Il n'est pas nécessaire que le nombre de rangées de boulons retenues soit le même que pour la détermination du moment résistant de calcul.

(4) A condition que l'effort normal  $N_{Ed}$  exercé dans la barre attachée n'excède pas 5 % de la résistance de calcul  $N_{pl,Rd}$  de sa section transversale, la rigidité en rotation  $S_j$  d'un assemblage poutre-poteau ou d'un assemblage de continuité de poutre, pour un moment  $M_{j,Ed}$  inférieur au moment résistant de calcul  $M_{j,Rd}$  de l'assemblage, peut être obtenu avec une précision suffisante au moyen de l'expression :

$$S_i = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (6.27)$$

où

$k_i$  est le coefficient de rigidité pour le composant de base d'assemblage  $i$  ;

$z$  est le bras de levier, voir 6.2.7 ;

$\mu$  est le rapport de rigidité  $S_{j,ini}/S_j$ , voir 6.3.1 (6);

NOTE La rigidité en rotation initiale  $S_{j,ini}$  de l'assemblage est donnée par l'expression (6.26) avec  $\mu = 1,0$ .

(5) La rigidité en rotation  $S_j$  d'un pied de poteau, pour un moment  $M_{j,Ed}$  inférieur au moment résistant de calcul  $M_{j,Rd}$  de l'assemblage, peut être obtenu avec une précision suffisante au moyen des dispositions données en 6.3.4.

(6) Il convient de déterminer le rapport de rigidité  $\mu$  de la façon suivante :

— si  $M_{j,Ed} \leq 2/3 M_{j,Rd}$  :

$$\mu = 1 \quad (6.28 \text{ a})$$

— si  $2/3 M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$  :

$$\mu = \left( 1,5 M_{j,Ed} / M_{j,Rd} \right)^\psi \quad (6.28 \text{ b})$$

où le coefficient  $\psi$  est tiré du Tableau 6.8.

Tableau 6.8 — Valeur du coefficient  $\psi$

Type d'attache	$\psi$
Soudée	2,7
Platine d'about boulonnée	2,7
Cornières de semelle boulonnées	3,1
Plaques d'assise de poteau	2,7

(7) Les composants de base qu'il convient de prendre en compte dans le calcul de la rigidité d'un assemblage poutre-poteau soudé et un assemblage par cornières de semelle boulonnées sont donnés dans le Tableau 6.9. De même, les composants de base pour une attache boulonnée à platine d'about et une plaque d'assise sont donnés dans le Tableau 6.11. Dans ces deux tableaux, les coefficients de rigidité,  $k_i$ , pour les composants de base sont définis dans le Tableau 6.11.

(8) Pour les assemblages poutre-poteau par platine d'about, il convient de suivre la procédure suivante pour évaluer la rigidité de l'assemblage. Il convient de déterminer pour l'assemblage un coefficient de rigidité équivalente  $k_{eq}$  et un bras de levier équivalent  $z_{eq}$ , selon 6.3.3. Il convient alors de déterminer la rigidité de l'assemblage par 6.3.1 (4), en utilisant les coefficients de rigidité  $k_{eq}$  (pour l'assemblage),  $k_1$  (pour l'âme du poteau cisailée), et un bras de levier  $z$  égal au bras de levier équivalent  $z_{eq}$  de l'assemblage.

Tableau 6.9 — Assemblages à attaches soudées ou à cornières de semelle boulonnées

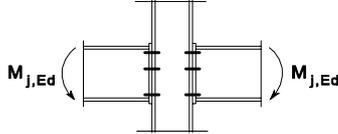
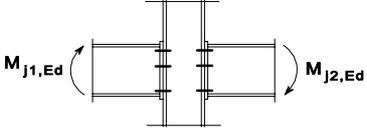
Assemblage poutre-poteau à attaches soudées	Coefficients de rigidité $k_i$ à prendre en compte
Unilatéral	$k_1; k_2; k_3$
Bilatéral – Moments égaux et opposés	$k_2; k_3$
Bilatéral – Moments inégaux	$k_1; k_2; k_3$
Assemblage poutre-poteau à cornières de semelle boulonnées	Coefficients de rigidité $k_i$ à prendre en compte
Unilatéral	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11}^*); k_{12}^{**})$
Bilatéral – Moments égaux et opposés	$k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11}^*); k_{12}^{**})$
Bilatéral – Moments inégaux	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11}^*); k_{12}^{**})$
 <p>Moments égaux et opposés</p>	 <p>Moments inégaux</p>
<p>*) Deux coefficients <math>k_{11}</math>, un pour chaque semelle</p> <p>**) Quatre coefficients <math>k_{12}</math>, un pour chaque semelle et un pour chaque cornière</p>	

Tableau 6.10 — Assemblages boulonnés par platines d'about et plaques d'assise de poteaux

Assemblage poutre-poteau boulonné par platine d'about	Nombre de rangées de boulons tendus	Coefficients de rigidité $k_i$ à prendre en compte
Unilatéral	Une	$k_1 ; k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10}$
	Deux ou plus	$k_1 ; k_2 ; k_{eq}$
Bilatéral – Moments égaux et opposés	Une	$k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10}$
	Deux ou plus	$k_2 ; k_{eq}$
Bilatéral – Moments inégaux	Une	$k_1 ; k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10}$
	Deux ou plus	$k_1 ; k_2 ; k_{eq}$
Continuité de poutre par platine d'about boulonnée	Nombre de rangées de boulons tendus	Coefficients de rigidité $k_i$ à prendre en compte
Bilatéral – Moments égaux et opposés	Une	$k_5$ [gauche] ; $k_5$ [droit] ; $k_{10}$
	Deux ou plus	$k_{eq}$
Plaques d'assise	Nombre de rangées de boulons tendus	Coefficients de rigidité $k_i$ à prendre en compte
Plaques d'assise	Une	$k_{13} ; k_{15} ; k_{16}$
	Deux ou plus	$k_{13} ; k_{15}$ et $k_{16}$ pour chaque rangée de boulons

### 6.3.2 Coefficients de rigidité pour les composants d'assemblages de base

(1) Il convient de déterminer les coefficients de rigidité pour les composants d'assemblages de base au moyen des expressions données dans le Tableau 6.11.

Tableau 6.11 — Coefficients de rigidité pour les composants d'assemblages de base

Composant	Coefficient de rigidité $k_i$	
<i>Panneau d'âme de poteau en cisaillement</i>	Attache non raidie, assemblage unilatéral, ou assemblage bilatéral où les hauteurs de poutres sont identiques	Attache raidie
	$k_1 = \frac{0,38 A_{VC}}{\beta z}$	$k_1 = \infty$
	$z$ est le bras de levier d'après la Figure 6.15 ; $\beta$ est le paramètre de transformation selon 5.3 (7).	
<i>Âme de poteau comprimée</i>	Attache non raidie	Attache raidie
	$k_2 = \frac{0,7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_2 = \infty$
	$b_{eff,c,wc}$ est la largeur efficace selon 6.2.6.2	

(à suivre)

Tableau 6.11 suite

Composant	Coefficient de rigidité $k_i$	
Âme de poteau tendue	Attache boulonnée raidie ou non raidie avec une seule rangée de boulons tendus ou attache soudée non raidie	Attache soudée raidie
	$k_3 = \frac{0,7 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_3 = \infty$
	$b_{eff,t,wc}$ est la largeur efficace de l'âme de poteau tendue selon 6.2.6.3. Pour un assemblage comportant une seule rangée de boulons tendus, il convient de prendre $b_{eff,t,wc}$ égale à la plus petite valeur des longueurs efficaces $\ell_{eff}$ (isolément ou en tant que partie d'un groupe de rangées de boulons) données pour cette rangée de boulons dans le Tableau 6.4 (pour une semelle de poteau non raidie) ou dans le Tableau 6.5 (pour une semelle de poteau raidie).	
Semelle de poteau fléchie (pour une seule rangée de boulons tendus)	$k_4 = \frac{0,9 \ell_{eff} t_{fc}^3}{m^3}$ $\ell_{eff}$ est la plus petite des longueurs efficaces (isolément ou en tant que partie d'un groupe de rangées de boulons) données pour cette rangée de boulons dans le Tableau 6.4 pour une semelle de poteau non raidie ou dans le Tableau 6.5 pour une semelle de poteau raidie ; $m$ est tel que défini dans la Figure 6.8 ;	
Platine d'about fléchie (pour une seule rangée de boulons tendus)	$k_5 = \frac{0,9 \ell_{eff} t_p^3}{m^3}$ $\ell_{eff}$ est la plus petite des longueurs efficaces (isolément ou en tant que partie d'un groupe de rangées de boulons) données pour cette rangée de boulons dans le Tableau 6.6 ; $m$ est généralement tel que défini dans la Figure 6.11, mais pour une rangée de boulons située dans le débord d'une platine d'about débordante $m = m_x$ , où $m_x$ est tel que défini dans la Figure 6.10.	
Cornière de semelle fléchie	$k_6 = \frac{0,9 \ell_{eff} t_a^3}{m^3}$ $\ell_{eff}$ est la longueur efficace de la cornière de semelle selon la Figure 6.12 ; $m$ est tel que défini dans la Figure 6.13.	
Boulons tendus (pour une seule rangée de boulons)	$k_{10} = 1,6 A_s / L_b$ précontraint ou non précontraint $L_b$ est la longueur utile du boulon subissant un allongement, prise égale à la longueur de serrage (épaisseur totale des plaques et des rondelles), plus la moitié de la somme de la hauteur de la tête de boulon et de la hauteur de l'écrou.	
Boulons en cisaillement	Non précontraint	Précontraint *)
	$k_{11}(\text{ou } k_{17}) = \frac{16 n_b d^2 f_{ub}}{Ed_{M16}}$	$k_{11} = \infty$
	$d_{M16}$ diamètre nominal d'un boulon M16 ; $n_b$ nombre de rangées de boulons en cisaillement.	
(à suivre)		

Tableau 6.11 suite

Composant	Coefficient de rigidité $k_i$	
	Non précontraint	Précontraint *)
Boulons en pression diamétrale (pour chaque composant $j$ sur lequel le boulon s'appuie)	$k_{12}$ (ou $k_{18}$ ) = $\frac{24n_b k_b k_t d f_u}{E}$	
	$k_b = k_{b1}$ mais $k_b \leq k_{b2}$ $k_{b1} = 0,25 e_b / d + 0,5$ mais $k_{b1} \leq 1,25$ $k_{b2} = 0,25 p_b / d + 0,375$ mais $k_{b2} \leq 1,25$ $k_t = 1,5 t_j / d_{M16}$ mais $k_t \leq 2,5$	$k_{12} = \infty$ $e_b$ pince entre la rangée de boulons et le bord libre de la plaque dans le sens de transmission des charges ; $f_u$ résistance à la traction ultime de l'acier sur lequel le boulon s'appuie ; $p_b$ entraxe des rangées de boulons dans le sens de transmission des charges ; $t_j$ épaisseur de ce composant.
Béton comprimé (scellement compris)	$k_{13} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} l_{eff}}}{1,275 E}$ $b_{eff}$ largeur efficace de la semelle de tronçon en T, voir 6.2.5 (3); $l_{eff}$ longueur efficace de la semelle de tronçon en T, voir 6.2.5 (3).	
Plaque fléchie sous l'effet de la compression	$k_{14} = \infty$ Ce coefficient est déjà pris en compte dans le calcul du coefficient de rigidité $k_{13}$	
Plaque d'about de pied de poteau fléchie sous l'effet de la traction (pour une seule rangée de boulons tendus)	Avec effet de levier **)	Sans effet de levier **)
	$k_{15} = \frac{0,85 \ell_{eff} t_p^3}{m^3}$	$k_{15} = \frac{0,425 \ell_{eff} t_p^3}{m^3}$
	$\ell_{eff}$ longueur efficace de la semelle de tronçon en T, voir 6.2.5 (3) ; $t_p$ épaisseur de la plaque d'assise ; $m$ distance selon la Figure 6.8.	
Boulons d'ancrage tendus	Avec effet de levier **)	Sans effet de levier **)
	$k_{16} = 1,6 A_s / L_b$	$k_{16} = 2,0 A_s / L_b$
	$L_b$ est la longueur déformable de la tige, prise égale à la somme de 8 fois le diamètre nominal du boulon, de couche de scellement, de l'épaisseur de la platine, de la rondelle et de la moitié de la hauteur de l'écrou.	

(à suivre)

Tableau 6.11 fin

Composant	Coefficient de rigidité $k_i$
<p>*) A condition que les boulons aient été calculés pour empêcher le glissement en pression diamétrale au niveau de charge concerné.</p> <p>**) Des effets de levier peuvent se produire, si <math>L_b \leq \frac{8,8m^3 A_s}{\ell_{eff} t^3}</math>.</p>	
<p>NOTE 1 Lors du calcul de <math>b_{eff}</math> et <math>\ell_{eff}</math> il convient de prendre la distance <math>c</math> égale à 1,25 fois l'épaisseur de la plaque d'about.</p>	
<p>NOTE 2 Il convient de considérer que les contreplaques n'affectent pas la rigidité en rotation <math>S_j</math> de l'assemblage.</p>	
<p>NOTE 3 Pour les <i>soudures</i> (<math>k_{19}</math>) il convient de prendre le coefficient de rigidité infini. Il n'est pas nécessaire de prendre en compte ce composant dans le calcul de la rigidité en rotation <math>S_j</math>.</p>	
<p>NOTE 4 Pour les <i>semelle et âme de poutre comprimées</i> (<math>k_7</math>), <i>âme de poutre tendue</i> (<math>k_8</math>), <i>plaque tendue ou comprimée</i> (<math>k_9</math>), <i>poutre à jarrets</i> (<math>k_{20}</math>), il convient de prendre les coefficients de rigidité égaux à l'infini. Il n'est pas nécessaire de prendre en compte ces composants dans le calcul de la rigidité en rotation <math>S_j</math>.</p>	
<p>NOTE 5 Lorsqu'une <i>doublure d'âme</i> est utilisée, il convient d'augmenter les coefficients de rigidité pour les composants de base d'assemblage appropriés <math>k_1</math> à <math>k_3</math> de la façon suivante :</p>	
<p>— Il convient que <math>k_1</math> pour le panneau d'âme de poteau en cisaillement soit basé sur l'aire de cisaillement augmentée <math>A_{vc}</math> selon 6.2.6.1 (6);</p>	
<p>— Il convient que <math>k_2</math> pour l'âme de poteau comprimée soit basé sur l'épaisseur efficace de l'âme selon 6.2.6.2 (6);</p>	
<p>— Il convient que <math>k_3</math> pour l'âme de poteau tendue soit basé sur l'épaisseur efficace de l'âme selon 6.2.6.3 (8).</p>	

**6.3.3 Assemblages par platines d'about comportant plus d'une rangée de boulons tendus**

**6.3.3.1 Méthode générale**

(1) Pour les assemblages par platines d'about comportant plus d'une rangée de boulons tendus, il convient de représenter les composants relatifs à la totalité de ces rangées de boulons par un seul et unique coefficient de rigidité équivalent  $k_{eq}$  déterminé par :

$$k_{eq} = \frac{\sum k_{eff,r} h_r}{z_{eq}} \tag{6.29}$$

où

- $h_r$  est la distance entre la rangée de boulons  $r$  et le centre de compression ;
- $k_{eff,r}$  est le coefficient de rigidité efficace pour la rangée de boulons  $r$  tenant compte des coefficients de rigidité  $k_i$  pour les composants de base énumérés en 6.3.3.1 (4) ou 6.3.3.1 (5) selon le cas ;
- $z_{eq}$  est le bras de levier équivalent, voir 6.3.3.1 (3).

(2) Il convient de déterminer le coefficient de rigidité efficace  $k_{eff,r}$  pour la rangée de boulons  $r$  au moyen de l'expression :

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} \quad (6.30)$$

où

$k_{i,r}$  est le coefficient de rigidité représentant le composant  $i$ , considérant la rangée de boulons  $r$ .

(3) Il convient de déterminer le bras de levier équivalent  $z_{eq}$  au moyen de l'expression :

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} \quad (6.31)$$

(4) Dans le cas d'un assemblage poutre-poteau par platine d'about, il convient d'utiliser  $k_{eq}$  en lieu et place des coefficients de rigidité  $k_i$  pour :

- l'âme de poteau tendue ( $k_3$ ) ;
- la semelle de poteau fléchie ( $k_4$ ) ;
- la platine d'about fléchie ( $k_5$ ) ;
- les boulons tendus ( $k_{10}$ ).

(5) Dans le cas d'un assemblage de continuité de poutres par platines d'about boulonnées, il convient d'utiliser  $k_{eq}$  en lieu et place des coefficients de rigidité  $k_i$  pour :

- les platines d'about fléchies ( $k_5$ ) ;
- les boulons tendus ( $k_{10}$ ).

### 6.3.3.2 Méthode simplifiée pour les platines d'about débordantes comportant deux rangées de boulons tendus

(1) Pour les attaches par platines d'about débordantes comportant deux rangées de boulons tendus (une dans la partie débordante de la platine d'about et une entre les semelles de la poutre, voir Figure 6.20), on peut utiliser un ensemble de valeurs modifiées pour les coefficients de rigidité des composants concernés afin de tenir compte de la contribution combinée des deux rangées de boulons. Il convient de prendre chacune de ces valeurs modifiées égale au double de la valeur correspondante pour une seule rangée de boulons dans la partie débordante de la platine d'about.

NOTE Ce calcul approché entraîne une légère sous-estimation de la rigidité en rotation.

(2) Lorsque l'on utilise cette méthode simplifiée, il convient d'adopter pour le bras de levier  $z$  la distance séparant le centre de compression d'un point situé à mi-distance entre les deux rangées de boulons tendus, voir Figure 6.20.

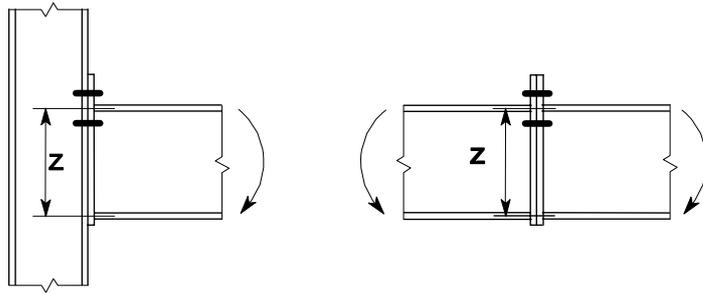


Figure 6.20 — Bras de levier  $z$  pour la méthode simplifiée

#### 6.3.4 Pieds de poteaux

(1) La rigidité en rotation,  $S_j$ , d'un pied de poteau soumis à une combinaison d'effort normal et de moment fléchissant peut être calculée au moyen de la méthode donnée dans le Tableau 6.12. Cette méthode utilise coefficients de rigidité suivants :

$k_{T,l}$  est le coefficient de rigidité en traction du côté gauche de l'assemblage. Il convient de le prendre égal à la somme des coefficients de rigidité  $k_{15}$  et  $k_{16}$  agissant sur le côté gauche de l'assemblage, (voir Tableau 6.11).

$k_{T,r}$  est le coefficient de rigidité en traction  $k_{T,r}$  du côté droit de l'assemblage. Il convient de le prendre égal à la somme des coefficients de rigidité  $k_{15}$  et  $k_{16}$  agissant sur le côté droit de l'assemblage, (voir Tableau 6.11).

$k_{C,l}$  est le coefficient de rigidité en compression du côté gauche de l'assemblage. Il convient de le prendre égal à la somme des coefficients de rigidité  $k_{13}$  agissant sur le côté gauche de l'assemblage, (voir Tableau 6.11).

$k_{C,r}$  est le coefficient de rigidité en compression  $k_{C,r}$  du côté droit de l'assemblage. Il convient de le prendre égal à la somme des coefficients de rigidité  $k_{13}$  agissant sur le côté droit de l'assemblage, (voir Tableau 6.11).

(2) Pour le calcul de  $z_{T,l}$ ,  $z_{C,l}$ ,  $z_{T,r}$ ,  $z_{C,r}$  voir 6.2.8.1.

Tableau 6.2 — Rigidité en rotation  $S_j$  des pieds de poteaux

Chargement	Bras de levier $z$	Rigidité en rotation $S_{j,ini}$	
Côté gauche tendu Côté droit comprimé	$z = z_{T,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} > 0$ et $e > z_{T,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ et $e \leq -z_{C,r}$
		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{T,1} + 1/k_{C,r})} \frac{e}{e + e_k}$ où $e_k = \frac{z_{C,r}k_{C,r} - z_{T,1}k_{T,1}}{k_{T,1} + k_{C,r}}$	
Côté gauche tendu Côté droit tendu	$z = z_{T,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ et $0 < e < z_{T,l}$	$N_{Ed} > 0$ et $-z_{T,r} < e \leq 0$
		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{T,1} + 1/k_{T,r})} \frac{e}{e + e_k}$ où $e_k = \frac{z_{T,r}k_{T,r} - z_{T,1}k_{T,1}}{k_{T,1} + k_{T,r}}$	
Côté gauche comprimé Côté droit tendu	$z = z_{C,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ et $e \leq -z_{T,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ et $e > z_{C,l}$
		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{C,1} + 1/k_{T,r})} \frac{e}{e + e_k}$ où $e_k = \frac{z_{T,r}k_{T,r} - z_{C,1}k_{C,1}}{k_{C,1} + k_{T,r}}$	
Côté gauche comprimé Côté droit comprimé	$z = z_{C,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ et $0 < e < z_{C,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ et $-z_{C,r} < e \leq 0$
		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{C,1} + 1/k_{C,r})} \frac{e}{e + e_k}$ où $e_k = \frac{z_{C,r}k_{C,r} - z_{C,1}k_{C,1}}{k_{C,1} + k_{C,r}}$	
$M_{Ed} > 0$ est dans le sens des aiguilles d'une montre, $N_{Ed} > 0$ est en traction, $\mu$ voir 6.3.1 (6). $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$			

## 6.4 Capacité de rotation

### 6.4.1 Généralités

(1) Dans le cas d'une analyse rigide-plastique globale, il convient qu'un assemblage situé au niveau d'une rotule plastique possède une capacité de rotation suffisante.

(2) La capacité de rotation d'un assemblage boulonné ou soudé peut être déterminée au moyen des dispositions données en 6.4.2 ou 6.4.3 Les règles données dans ces articles sont uniquement valables pour les nuances d'acier S235, S275 et S355 et pour les assemblages où la valeur de calcul de l'effort normal  $N_{Ed}$  exercé dans la barre attachée n'excède pas 5 % de la résistance plastique de calcul  $N_{p\ell,Rd}$  de sa section transversale.

(3) Comme alternative à 6.4.2 et 6.4.3, il n'est pas nécessaire de vérifier la capacité de rotation d'un assemblage à condition que le moment résistant de calcul  $M_{j,Rd}$  de l'assemblage soit au moins égal à 1,2 fois la résistance plastique de calcul  $M_{p,Rd}$  de la section de la barre attachée.

(4) Dans les cas non couverts par 6.4.2 et 6.4.3, la capacité de rotation peut être déterminée par des essais réalisés conformément à l'EN 1990, Annexe D. Comme alternative, des modèles de calcul appropriés peuvent être utilisés, à condition qu'ils soient basés sur des résultats d'essais réalisés conformément à l'EN 1990.

### 6.4.2 Assemblages boulonnés

(1) Un assemblage poutre-poteau dans lequel le moment résistant de calcul de l'assemblage  $M_{j,Rd}$  est gouverné par la résistance du panneau d'âme de poteau en cisaillement, peut être considéré comme possédant une capacité de rotation appropriée pour l'analyse globale plastique, à condition que  $d/t_w \leq 69\varepsilon$ .

(2) Un assemblage par platine d'about boulonnée ou par cornière de semelle boulonnée peut être considéré comme possédant une capacité de rotation suffisante pour l'analyse plastique, à condition que les deux conditions suivantes soient satisfaites :

a) le moment résistant de calcul de l'assemblage est gouverné par la résistance :

- de la semelle de poteau fléchie ou
- de la platine d'about de la poutre ou de la cornière de la semelle tendue fléchie.

b) l'épaisseur  $t$  de la semelle de poteau ou de la platine d'about de la poutre ou de la cornière de la semelle tendue (pas nécessairement le même composant de base qu'en (a)) satisfait la condition :

$$t \leq 0,36 d \sqrt{f_{ub} / f_y} \quad (6.32)$$

où

$f_y$  représente la limite d'élasticité du composant de base concerné.

(3) Il convient de ne pas considérer qu'un assemblage comportant une attache boulonnée dans lequel le moment résistant de calcul  $M_{j,Rd}$  est gouverné par la résistance de ses boulons en cisaillement, possède une capacité de rotation suffisante pour l'analyse globale plastique.

### 6.4.3 Assemblages soudés

(1) Dans un assemblage poutre-poteau soudé dans lequel l'âme de poteau est raidie en compression mais non raidie en traction, à condition que le moment résistant de calcul ne soit pas gouverné par la résistance au cisaillement du panneau d'âme de poteau, voir 6.4.2 (1), la capacité de rotation  $\phi_{Cd}$  peut être considérée comme n'étant pas inférieure à la valeur donnée par :

$$\phi_{Cd} = 0,025 h_c / h_b \quad (6.33)$$

où

$h_b$  est la hauteur de la poutre ;

$h_c$  est la hauteur du poteau.

(2) Un assemblage poutre-poteau soudé non raidi, calculé conformément aux dispositions données dans la présente section, peut être considéré comme possédant une capacité de rotation  $\phi_{Cd}$  d'au moins 0,015 radians.

## 7 Assemblages de profils creux

### 7.1 Généralités

#### 7.1.1 Objet

(1) La présente section fournit des règles d'application détaillées pour la détermination des résistances statiques des assemblages plans et multiplanaires dans les structures en treillis constituées de profils creux circulaires, carrés ou rectangulaires, et des assemblages plans dans les structures en treillis constituées de combinaisons de profils creux et de profils ouverts.

- (2) Les résistances statiques des assemblages sont exprimées en termes de résistances de calcul maximales aux efforts normaux et/ou aux moments pour les barres de treillis.
- (3) Ces règles d'application sont valables à la fois pour les profils creux finis à chaud selon l'EN 10210 et pour les profils creux formés à froid selon l'EN 10219, si les dimensions des profils creux satisfont aux exigences données dans la présente section.
- (4) Il convient que la limite d'élasticité nominale des profils creux finis à chaud, et la limite d'élasticité nominale du produit fini des profils creux formés à froid ne dépasse pas  $460 \text{ N/mm}^2$ . Pour les produits finis ayant une limite d'élasticité nominale dépassant  $355 \text{ N/mm}^2$ , il convient de réduire les résistances statiques données dans la présente section par un facteur 0,9.
- (5) Il convient de limiter l'épaisseur nominale de paroi des profils creux à un minimum de 2,5 mm.
- (6) Il convient de ne pas dépasser 25 mm pour l'épaisseur nominale de paroi d'une membrure en profil creux, sauf si des mesures particulières ont été prises pour garantir que les caractéristiques dans le sens de l'épaisseur du matériau seront appropriées.
- (7) Pour l'évaluation de la fatigue, voir l'EN 1993-1-9.
- (8) Les types d'assemblages couverts sont indiqués dans la Figure 7.1.

### 7.1.2 Domaine d'application

- (1) Les règles d'application pour les assemblages de profils creux ne peuvent être utilisées que si toutes les conditions exposées en 7.1.2 (2) à 7.1.2 (8) sont satisfaites.
- (2) Il convient que les éléments comprimés respectent les exigences de la Classe 1 ou de la Classe 2 énoncées dans l'EN 1993-1-1 pour la condition de flexion simple.
- (3) Il convient que les angles  $\theta_i$  entre les membrures et les barres de treillis, ainsi qu'entre barres de treillis adjacentes, satisfassent :
- $$\theta_i \geq 30^\circ$$
- (4) Il convient que les extrémités des barres se rencontrant dans un assemblage soient préparées de telle sorte qu'il n'y ait pas de modification de forme de leur section transversale. Les assemblages d'extrémités aplaties et les assemblages d'extrémités cisailées ne sont pas couverts dans la présente section.
- (5) Dans les assemblages avec espacement, afin de garantir que le jeu est approprié à l'exécution de soudures satisfaisantes, il convient que l'espacement entre les barres ne soit pas inférieur à  $(t_1 + t_2)$ .
- (6) Dans les assemblages avec recouvrement, il convient que le recouvrement soit assez important pour garantir que l'interconnexion des barres est suffisante pour une bonne transmission du cisaillement d'une barre à l'autre. Dans tous les cas, il convient que le recouvrement soit d'au moins 25 %.
- (7) Lorsque des barres se recouvrant sont d'épaisseur différente et/ou de nuance différente, il convient que la barre possédant la plus faible valeur  $t_i f_{yi}$  recouvre l'autre barre.
- (8) Lorsque des barres se recouvrant sont de largeur différente, il convient que la barre la plus étroite recouvre la plus large.

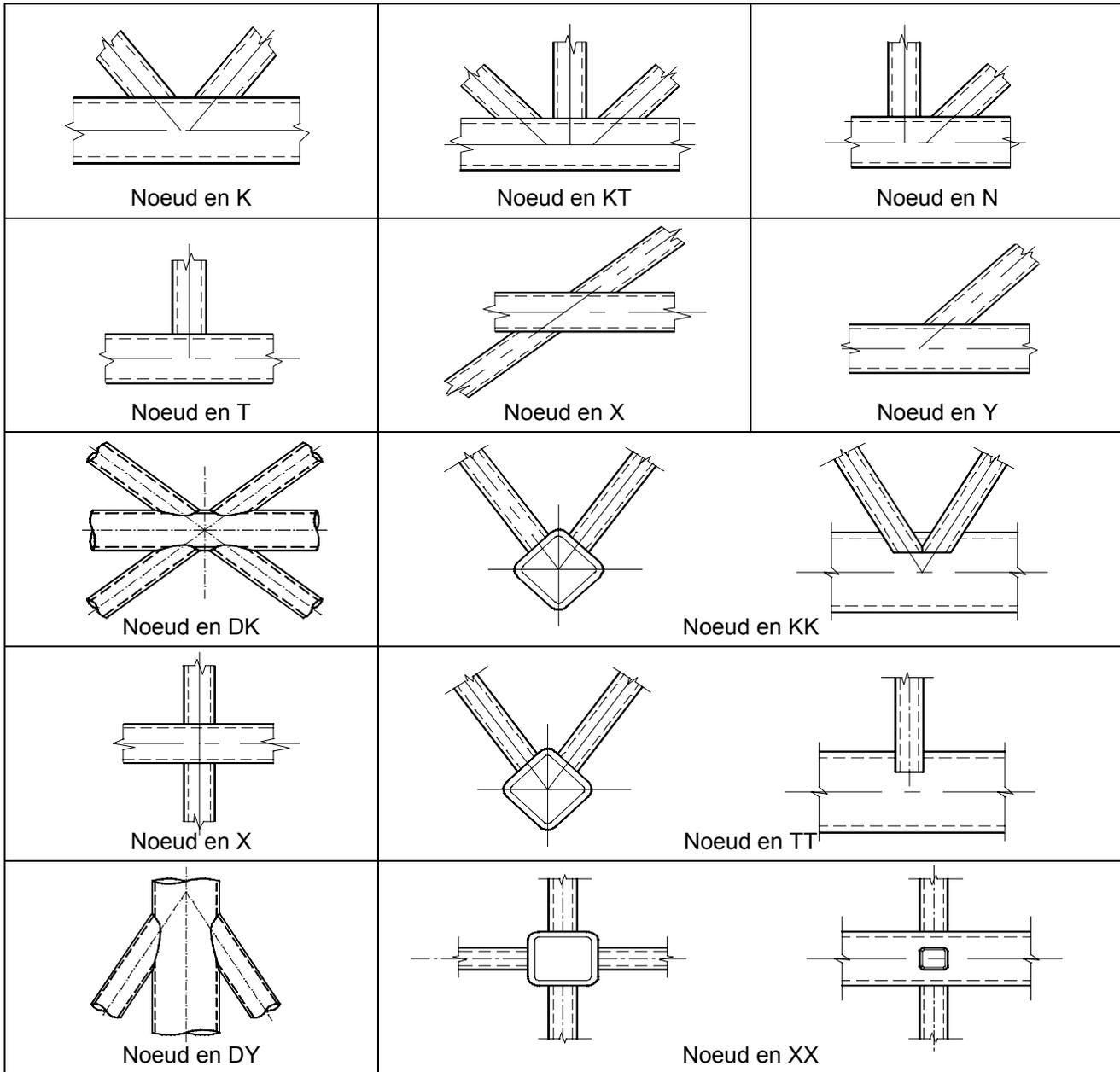


Figure 7.1 — Types de noeuds dans les poutres à treillis en profils creux

## 7.2 Calcul

### 7.2.1 Généralités

(1) Il convient que les valeurs de calcul des efforts normaux s'exerçant à la fois dans les barres de treillis et dans les membrures à l'état limite ultime ne dépassent pas les résistances de calcul des barres déterminées selon l'EN 1993-1-1.

(2) Il convient également que les valeurs de calcul des efforts normaux s'exerçant dans les barres de treillis à l'état limite ultime ne dépassent pas les résistances de calcul des noeuds données en 7.4, 7.5, 7.6 ou 7.7 selon le cas.

(3) Il convient de déterminer les contraintes  $\sigma_{0,Ed}$  ou  $\sigma_{p,Ed}$  exercées dans la membrure au niveau d'un noeud de la façon suivante :

$$\sigma_{0,Ed} = \frac{N_{0,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}} \quad (7.1)$$

$$\sigma_{p,Ed} = \frac{N_{p,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}} \quad (7.2)$$

où

$$N_{p,Ed} = N_{0,Ed} - \sum_{i>0} N_{i,Ed} \cos \theta_i$$

### 7.2.2 Modes de ruine pour les assemblages de profils creux

(1) Il convient que les résistances de calcul des assemblages entre profils creux et des assemblages de profils creux sur des profils ouverts soient fondées sur les modes de ruine suivants, selon le cas :

- a) **ruine de la face de la membrure** (ruine par plastification de la face de la membrure) ou plastification de la membrure (ruine par plastification de la section transversale de la membrure) ;
- b) **ruine de la paroi latérale de la membrure** (ou **ruine de l'âme de la membrure**) par plastification, affaissement ou instabilité (écrasement, enfoncement local ou voilement de la paroi latérale de la membrure ou de l'âme de la membrure) sous la barre de treillis comprimée ;
- c) **ruine par cisaillement de la membrure** ;
- d) **ruine par poinçonnement** de la paroi de la membrure en profil creux (amorce de fissure entraînant la séparation des barres de treillis de la membrure) ;
- e) **ruine de la barre de treillis** avec largeur efficace réduite (fissuration des soudures ou des barres de treillis) ;
- f) **ruine par voilement local** d'une barre de treillis ou d'une membrure en profil creux au niveau du noeud.

NOTE Les expressions figurant en gras dans cette liste sont utilisées pour décrire les divers modes de ruine dans les tableaux de résistances de calcul donnés en 7.4 à 7.6.

(2) La Figure 7.2 illustre les modes de ruine a) à f) pour les noeuds avec barres de treillis et membrures en CHS.

(3) La Figure 7.3 illustre les modes de ruine a) à f) pour les noeuds avec barres de treillis et membrures en RHS.

(4) La Figure 7.4 illustre les modes de ruine a) à f) pour les noeuds avec barres de treillis en CHS ou RHS et membrures en profils en I ou H.

(5) Bien que la résistance d'un noeud comportant des soudures correctement exécutées soit en général plus élevée en traction qu'en compression, il convient que la résistance de calcul du noeud soit fondée sur sa résistance en compression pour éviter tout excès éventuel de déformation locale ou toute réduction de capacité de rotation ou de capacité de déformation qui pourrait autrement apparaître.

Mode	Effort normal	Moment fléchissant
a		
b		
c		
d		
e		
f		

Figure 7.2 — Modes de ruine pour les noeuds d'éléments en CHS

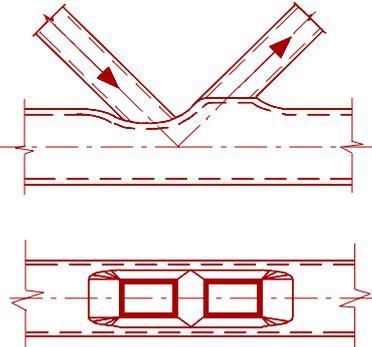
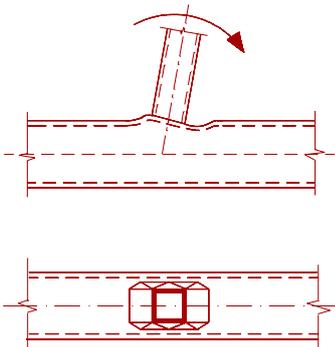
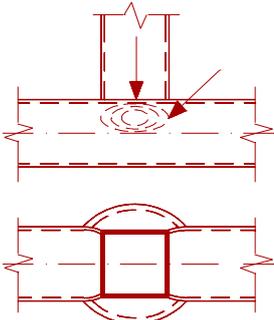
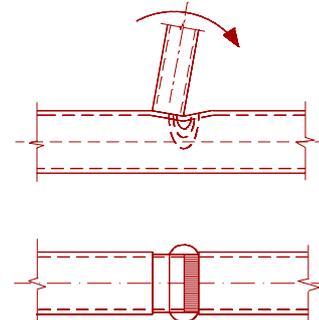
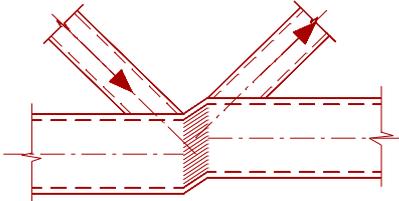
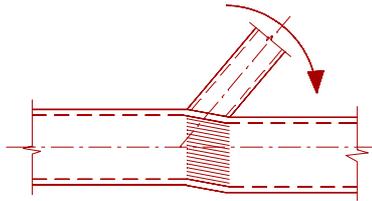
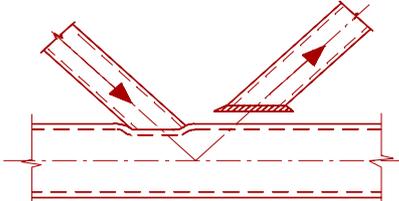
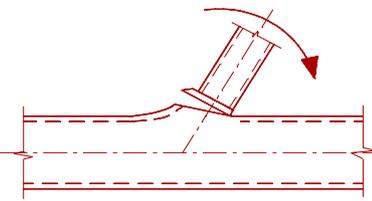
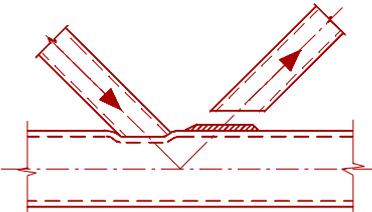
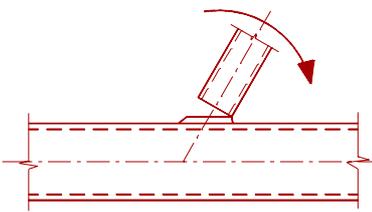
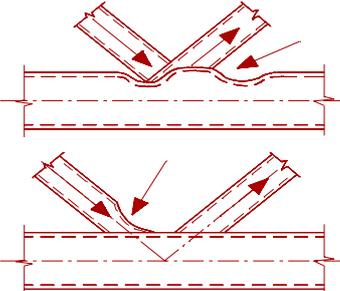
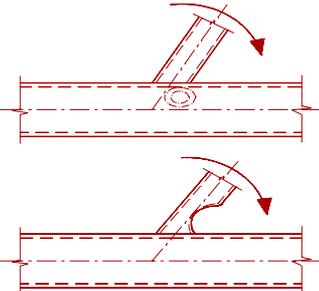
Mode	Effort normal	Moment fléchissant
a		
b		
c		
d		
e		
f		

Figure 7.3 — Modes de ruine pour les noeuds avec barres de treillis en RHS et membrures en RHS

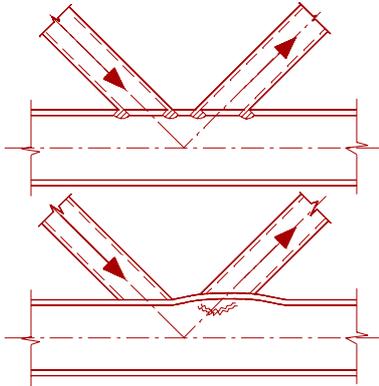
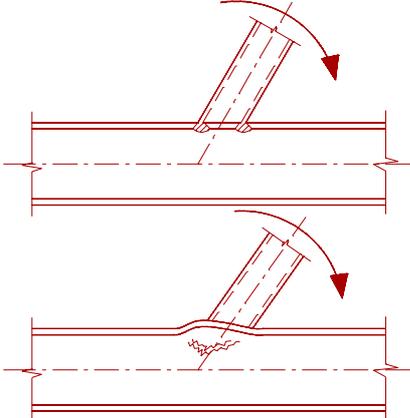
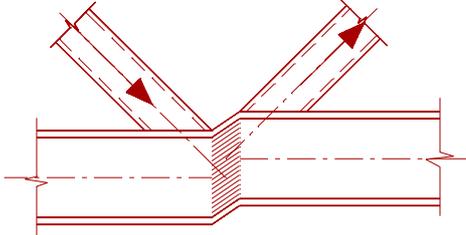
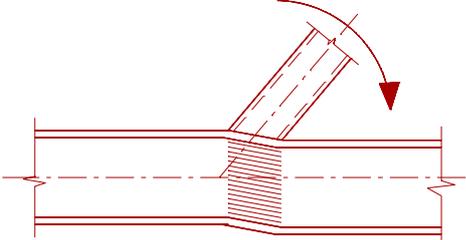
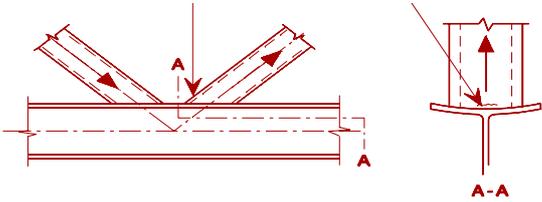
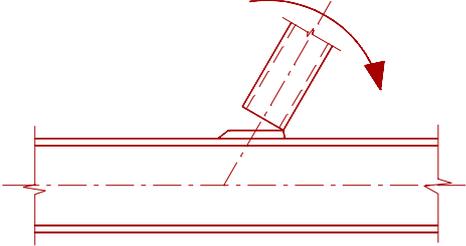
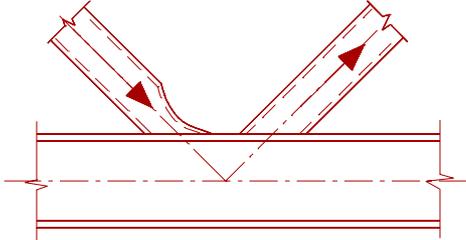
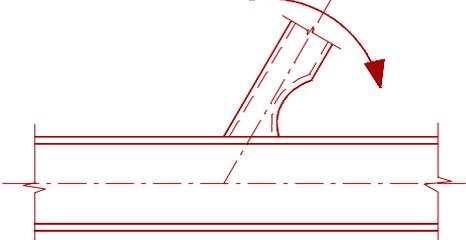
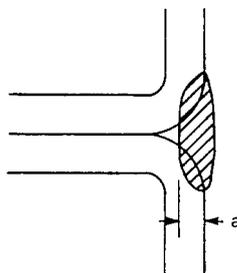
Mode	Effort normal	Moment fléchissant
a	-	-
b		
c		
d	-	-
e		
f		

Figure 7.4 — Modes de ruine pour les noeuds avec barres de treillis en CHS ou RHS et membrures en profils I ou H

## 7.3 Soudures

### 7.3.1 Résistance de calcul

- (1) Il convient que les soudures assemblant les barres de treillis aux membrures possèdent une résistance suffisante pour tenir compte des répartitions d'efforts non uniformes, et une capacité de déformation suffisante pour tenir compte de la redistribution des moments fléchissants.
- (2) Dans les assemblages soudés, il convient en général que l'assemblage soit réalisé sur la totalité du périmètre du profil creux au moyen d'une soudure bout à bout, d'une soudure d'angle, ou d'une combinaison des deux. Toutefois, dans les assemblages avec recouvrement partiel, il est inutile de souder la partie cachée de l'assemblage à condition que les efforts normaux s'exerçant dans les barres de treillis soient tels que leurs composants perpendiculaires à l'axe de la membrure ne diffèrent pas de plus de 20 %.
- (3) Des détails de soudures typiques sont indiqués en 1.2, Normes de Référence : Groupe 7.
- (4) Il convient généralement que la résistance de calcul de la soudure, par longueur unitaire de périmètre d'une barre de treillis, ne soit pas inférieure à la résistance de calcul de la section transversale de cette barre par longueur unitaire de périmètre.
- (5) Il convient que l'épaisseur exigée de la gorge soit déterminée selon la section 4.
- (6) Le critère donné en 7.3.1 (4) peut être ignoré si une dimension de soudure inférieure peut être justifiée tant en ce qui concerne la résistance qu'en ce qui concerne la capacité de déformation et la capacité de rotation, en tenant compte de l'éventualité que seule cette partie de sa longueur soit efficace.
- (7) Pour les profils creux de construction rectangulaires, l'épaisseur de gorge de calcul des soudures sur bords tombés est définie dans la Figure 7.5.



**Figure 7.5 — Épaisseur de gorge de calcul des soudures sur bords tombés entre profils creux de construction rectangulaires**

- (8) Pour le soudage dans les zones formées à froid, voir 4.14.

## 7.4 Noeuds soudés d'éléments en CHS

### 7.4.1 Généralités

- (1) A condition que la géométrie des noeuds soit dans le domaine de validité donné dans le Tableau 7.1 les résistances de calcul des noeuds soudés entre barres en profil creux circulaire peuvent être déterminées selon 7.4.2 et 7.4.3.
- (2) Pour les noeuds se situant dans le domaine de validité donné dans le Tableau 7.1 il n'est nécessaire de prendre en compte que la ruine de la face de la membrure et la ruine par poinçonnement. Pour la résistance de calcul d'un assemblage, il convient de prendre la plus faible valeur obtenue pour ces deux critères.

(3) Pour les noeuds se situant hors du domaine de validité donné dans le Tableau 7.1, il convient que tous les critères donnés en 7.2.2 soient pris en compte. En outre, il convient de tenir compte des moments secondaires s'exerçant dans les assemblages en raison de leur rigidité de flexion.

**Tableau 7.1 — Domaine de validité pour les noeuds soudés avec barres de treillis en CHS et membrures en CHS**

0,2	≤	$d_i/d_0$	≤	1,0	
Classe 2 et	10	≤	$d_0/t_0$	≤	50 en général
mais	10	≤	$d_0/t_0$	≤	40 pour les noeuds en X
Classe 2 et	10	≤	$d_i/t_i$	≤	50
$\lambda_{ov}$	≥	25 %			
$g$	≥	$t_1 + t_2$			

**7.4.2 Noeuds plans**

(1) Dans les assemblages de treillis soumis uniquement à des efforts normaux, il convient que l'effort normal de calcul  $N_{i,Ed}$  ne soit pas supérieur à l'effort normal résistant de calcul du noeud soudé  $N_{i,Rd}$  obtenu d'après les Tableaux 7.2, 7.3 ou 7.4 selon le cas.

(2) Il convient que les assemblages de treillis soumis à une combinaison d'effort normal et de flexion satisfassent la condition :

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \left[ \frac{|M_{ip,i,Ed}|}{M_{ip,i,Rd}} \right]^2 + \frac{M_{op,i,Ed}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1,0 \tag{7.3}$$

où

$M_{ip,i,Rd}$  représente le moment résistant de calcul dans le plan ;

$M_{ip,i,Ed}$  représente le moment fléchissant de calcul dans le plan ;

$M_{op,i,Rd}$  représente le moment résistant de calcul hors du plan ;

$M_{op,i,Ed}$  représente le moment fléchissant de calcul hors du plan.

Tableau 7.2 — Efforts normaux résistants de calcul de noeuds soudés avec barres de treillis en CHS et membrures en CHS

Ruine de la face de la membrure — Noeuds en T et Y	
	$N_{1,Rd} = \frac{\gamma^{0,2} k_p f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} (2,8 + 14,2 \beta^2) / \gamma_{M5}$
Ruine de la face de la membrure — Noeuds en X	
	$N_{1,Rd} = \frac{k_p f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} \frac{5,2}{(1 - 0,81 \beta)} / \gamma_{M5}$
Ruine de la face de la membrure — Noeuds en K et N avec espacement ou avec recouvrement	
	$N_{1,Rd} = \frac{k_g k_p f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} \left( 1,8 + 10,2 \frac{d_1}{d_0} \right) / \gamma_{M5}$ $N_{2,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2} N_{1,Rd}$
Ruine par poinçonnement — noeuds avec espacement en K, N et KT et tous noeuds en X, Y et T [i = 1, 2 ou 3]	
Lorsque $d_i \leq d_0 - 2t_0$ : $N_{i,Rd} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} t_0 \pi d_i \frac{1 + \sin \theta_i}{2 \sin^2 \theta_i} / \gamma_{M5}$	
Coefficients $k_g$ et $k_p$	
$k_g = \gamma^{0,2} \left( 1 + \frac{0,024 \gamma^{1,2}}{1 + \exp(0,5g/t_0 - 1,33)} \right)$ (voir Figure 7.6)	
Pour $n_p > 0$ (compression) : $k_p = 1 - 0,3 n_p (1 + n_p)$ mais $k_p \leq 1,0$ Pour $n_p \leq 0$ (traction) : $k_p = 1,0$	

Tableau 7.3 — Résistances de calcul d'assemblages de goussets soudés sur des éléments en CHS

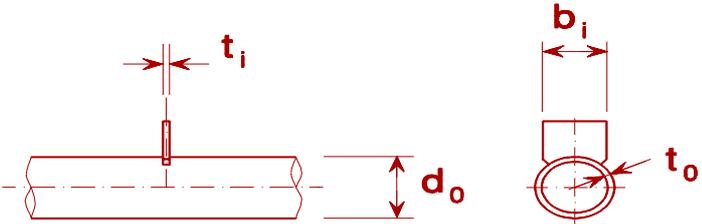
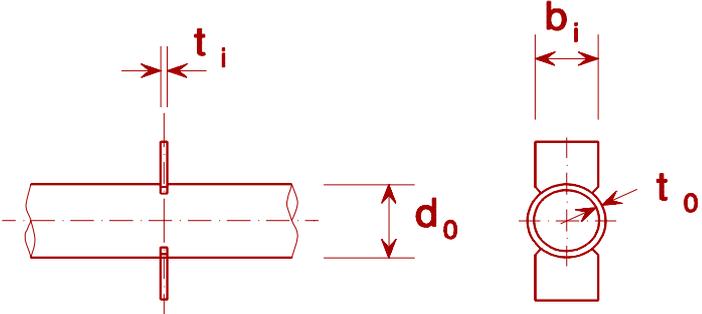
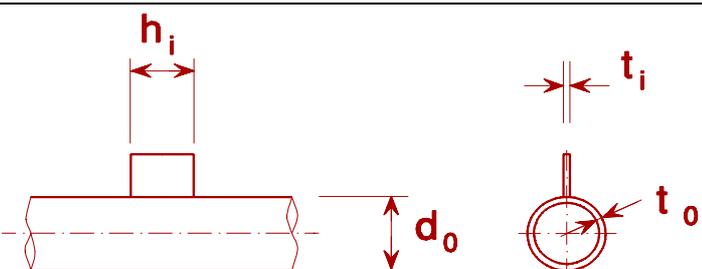
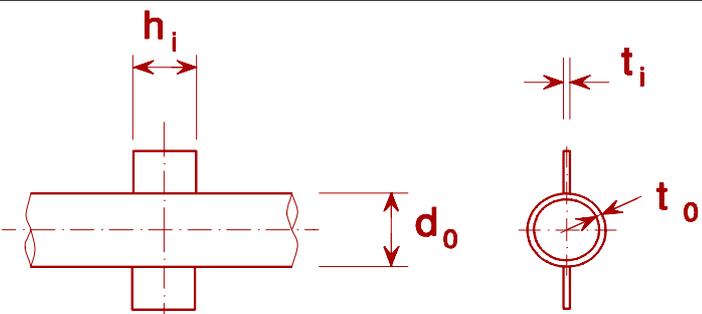
Ruine de la face de la membrure	
	$N_{i,Rd} = k_p f_{y0} t_0^2 (4 + 20\beta^2) / \gamma_{M5}$ $M_{ip,i,Rd} = 0$ $M_{op,i,Rd} = 0,5 b_i N_{i,Rd}$
	$N_{i,Rd} = \frac{5k_p f_{y0} t_0^2}{1 - 0,81\beta} / \gamma_{M5}$ $M_{ip,i,Rd} = 0$ $M_{op,i,Rd} = 0,5 b_i N_{i,Rd}$
	$N_{i,Rd} = 5k_p f_{y0} t_0^2 (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}$ $M_{ip,i,Rd} = h_i N_{i,Rd}$ $M_{op,i,Rd} = 0$
	$N_{i,Rd} = 5k_p f_{y0} t_0^2 (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}$ $M_{ip,i,Rd} = h_i N_{i,Rd}$ $M_{op,i,Rd} = 0$
Ruine par poinçonnement	
$\sigma_{\max} t_i = (N_{Ed} / A + M_{Ed} / W_{el}) t_i \leq 2t_0 (f_{y0} / \sqrt{3}) / \gamma_{M5}$	
Domaine de validité	Coefficient $k_p$
En complément des limites données dans le Tableau 7.1 : $\beta \geq 0,4$ et $\eta \leq 4$ où $\beta = b_i / d_0$ et $\eta = h_i / d_0$	Pour $n_p > 0$ (compression) : $k_p = 1 - 0,3 n_p (1 + n_p)$ mais $k_p \leq 1,0$ Pour $n_p \leq 0$ (traction) : $k_p = 1,0$

Tableau 7.4 — Résistances de calcul de noeuds soudés entre profils en I, H ou RHS et éléments en CHS

Ruine de la face de la membrure	
	$N_{1,Rd} = k_p f_{y0} t_0^2 (4 + 20\beta^2) (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}$ $M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd} / (1 + 0,25\eta)$ $M_{op,1,Rd} = 0,5 b_1 N_{1,Rd}$
	$N_{1,Rd} = \frac{5 k_p f_{y0} t_0^2}{1 - 0,81\beta} (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}$ $M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd} / (1 + 0,25\eta)$ $M_{op,1,Rd} = 0,5 b_1 N_{1,Rd}$
	$N_{1,Rd} = k_p f_{y0} t_0^2 (4 + 20\beta^2) (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}$ $M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd}$ $M_{op,1,Rd} = 0,5 b_1 N_{1,Rd}$
	$N_{1,Rd} = \frac{5 k_p f_{y0} t_0^2}{1 - 0,81\beta} (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}$ $M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd}$ $M_{op,1,Rd} = 0,5 b_1 N_{1,Rd}$
Ruine par poinçonnement	
Profils en I ou H : $\sigma_{\max} t_1 = (N_{Ed} / A + M_{Ed} / W_{el}) t_1 \leq 2 t_0 (f_{y0} / \sqrt{3}) \gamma_{M5}$	
Profils en RHS : $\sigma_{\max} t_1 = (N_{Ed} / A + M_{Ed} / W_{el}) t_1 \leq t_0 (f_{y0} / \sqrt{3}) \gamma_{M5}$	
Domaine de validité	Coefficient $k_p$
En complément des limites données dans le Tableau 7.1 $\beta \geq 0,4$ et $\eta \leq 4$ où $\beta = b_1 / d_0$ et $\eta = h_1 / d_0$	Pour $n_p > 0$ (compression): $k_p = 1 - 0,3 n_p (1 + n_p)$ mais $k_p \leq 1,0$ Pour $n_p \leq 0$ (traction) : $k_p = 1,0$

(3) Le moment de calcul  $M_{i,Ed}$  peut être pris comme la valeur existant à l'intersection de l'axe neutre de la barre de treillis et de la face de la membrure.

(4) Il convient de tirer le moment résistant de calcul dans le plan et le moment résistant de calcul hors du plan  $M_{i,Rd}$  du Tableau 7.3, Tableau 7.4 ou Tableau 7.5 selon le cas.

(5) Pour les types particuliers de noeuds soudés indiqués dans le Tableau 7.6 il convient de satisfaire les critères de calcul appropriés précisés pour chaque type dans ce tableau.

(6) Les valeurs du coefficient  $k_g$  qui est utilisé dans le Tableau 7.2 pour les assemblages en K, N et KT sont données dans la Figure 7.6. On utilise le coefficient  $k_g$  pour couvrir les noeuds aussi bien avec espacement qu'avec recouvrement en adoptant  $g$  à la fois pour l'espacement et pour le recouvrement, et en utilisant des valeurs négatives de  $g$  pour représenter le recouvrement  $q$  tel que défini dans la Figure 1.3 (b).

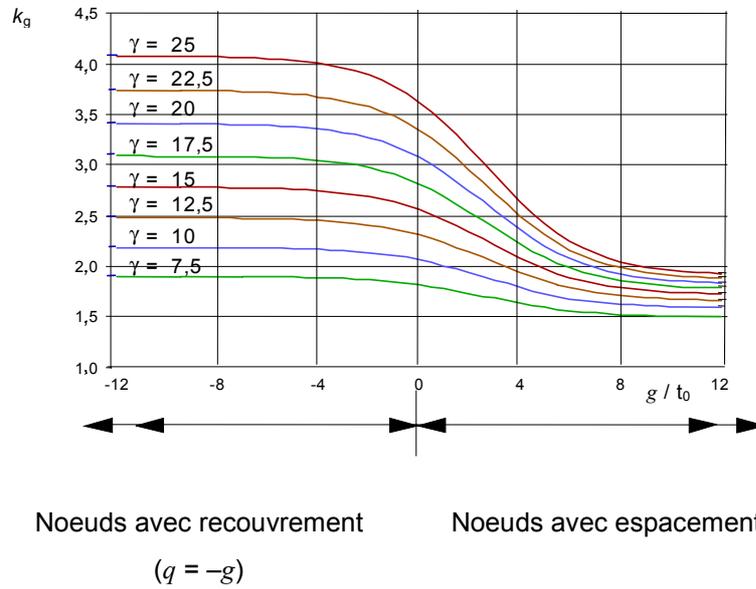


Figure 7.6 — Valeurs du coefficient  $k_g$  pour l'utilisation dans le Tableau 7.2

Tableau 7.5 — Moments résistants de calcul de nœuds soudés avec barres de treillis en CHS et membrures en CHS

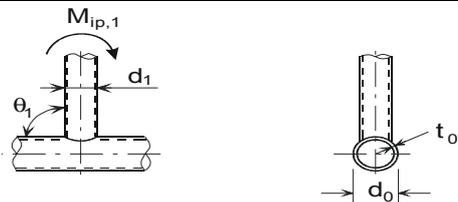
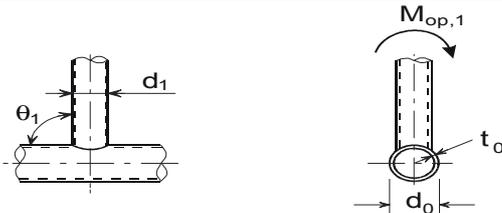
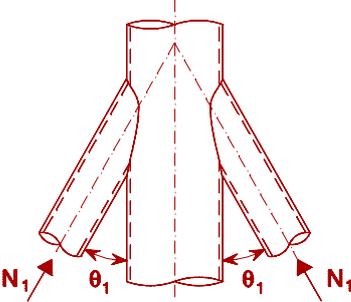
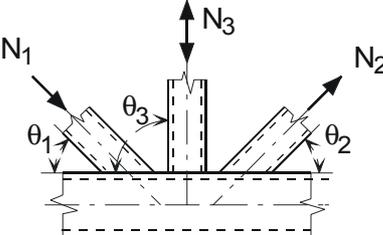
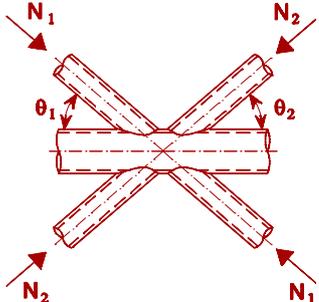
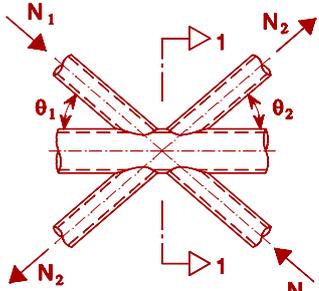
Ruine de la face de la membrure — Nœuds en T, X, et Y	
	$M_{ip,1,Rd} = 4,85 \frac{f_{y0} t_0^2 d_1}{\sin \theta_1} \sqrt{\gamma} \beta k_p / \gamma_{M5}$
Ruine de la face de la membrure — Nœuds en K, N, T, X et Y	
	$M_{op,1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0^2 d_1}{\sin \theta_1} \frac{2,7}{1 - 0,81\beta} k_p / \gamma_{M5}$
Ruine par poinçonnement — Nœuds à espacement en K et N et tous nœuds en T, X et Y	
Lorsque $d_1 \leq d_0 - 2t_0$ :	
$M_{ip,1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0 d_1^2}{\sqrt{3}} \frac{1 + 3 \sin \theta_1}{4 \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M5}$	
$M_{op,1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0 d_1^2}{\sqrt{3}} \frac{3 + \sin \theta_1}{4 \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M5}$	
Coefficient $k_p$	
Pour $n_p > 0$ (compression) : $k_p = 1 - 0,3 n_p (1 + n_p)$ mais $k_p \leq 1,0$	
Pour $n_p \leq 0$ (traction) : $k_p = 1,0$	

Tableau 7.6 — Critères de calcul pour les types particuliers de noeuds soudés avec barres de treillis en CHS et membrures en CHS

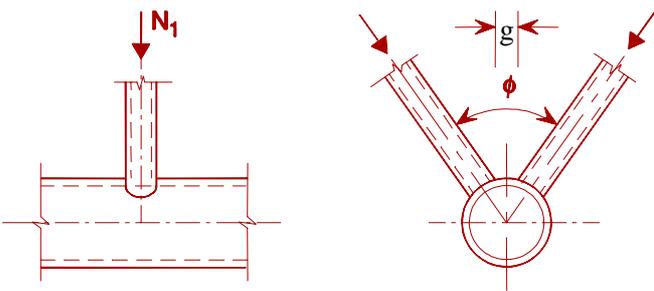
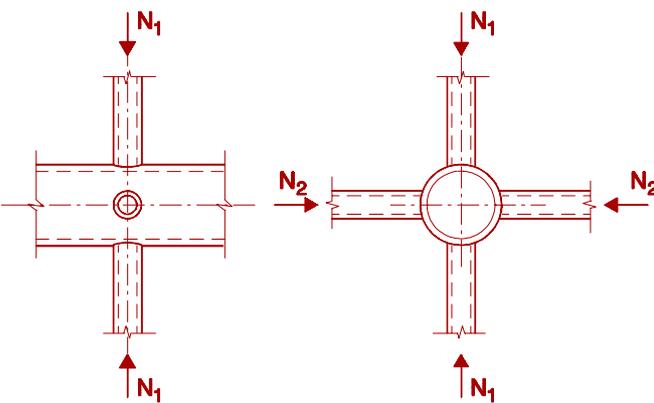
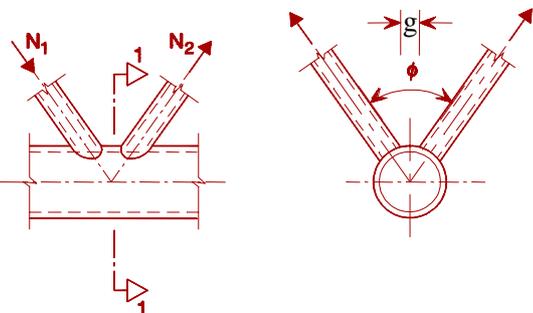
Type de noeud	Critères de calcul
<p>Il convient que les efforts peuvent être soit de traction soit de compression mais qu'ils agissent dans le même sens pour les deux barres.</p> 	$N_{1,Ed} \leq N_{1,Rd}$ <p>où <math>N_{1,Ed}</math> est la valeur de <math>N_{1,Ed}</math> pour un noeud en X selon le Tableau 7.2.</p>
<p>La barre 1 est toujours comprimée, et la barre 2 est toujours tendue.</p> 	$N_{1,Ed} \sin \theta_1 + N_{3,Ed} \sin \theta_3 \leq N_{1,Ed} \sin \theta_1$ $N_{2,Ed} \sin \theta_2 \leq N_{1,Ed} \sin \theta_1$ <p>où <math>N_{1,Ed}</math> est la valeur de <math>N_{1,Ed}</math> pour un noeud en K selon le Tableau 7.2 mais avec <math>\frac{d_1}{d_0}</math> remplacé par : <math>\frac{d_1 + d_2 + d_3}{3d_0}</math></p>
<p>Il convient que toutes les barres de treillis soient toujours soit comprimées soit tendues.</p> 	$N_{1,Ed} \sin \theta_1 + N_{2,Ed} \sin \theta_2 \leq N_{x,Rd} \sin \theta_x$ <p>où <math>N_{x,Rd}</math> est la valeur de <math>N_{x,Rd}</math> pour un noeud en X selon le Tableau 7.2, où <math>N_{x,Rd} \sin \theta_x</math> est la plus grande valeur de :</p> $ N_{1,Ed} \sin \theta_1  \text{ et }  N_{2,Ed} \sin \theta_2 $
<p>La barre 1 est toujours comprimée et la barre 2 est toujours tendue.</p> 	$N_{i,Ed} \leq N_{i,Rd}$ <p>où <math>N_{i,Rd}</math> est la valeur de <math>N_{i,Rd}</math> pour un noeud en K selon le Tableau 7.2, à condition que, dans un noeud à espacement, au niveau de la section 1-1 la membrure satisfasse la condition :</p> $\left[ \frac{N_{0,Ed}}{N_{pl,0,Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{V_{0,Ed}}{V_{pl,0,Rd}} \right]^2 \leq 1,0$

7.4.3 Noeuds multiplanaires

(1) Dans chaque plan approprié d'un noeud multiplanaire, il convient que les critères de calcul donnés en 7.4.2 soient satisfaits en utilisant les résistances de calcul réduites obtenues selon 7.4.3 (2).

(2) Il convient de déterminer les résistances de calcul pour chaque plan approprié d'un noeud multiplanaire en appliquant le coefficient réducteur  $\mu$  donné dans le Tableau 7.7 à la résistance du noeud plan correspondant calculée selon 7.4.2 en utilisant l'effort de membrure approprié pour  $k_p$ .

Tableau 7.7 — Coefficients réducteurs pour noeuds multiplanaires

Type de noeud	Coefficient réducteur $\mu$
<p>Noeud en TT</p> <p>La barre 1 peut être soit tendue soit comprimée.</p> 	<p><math>60^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ</math></p> <p><math>\mu = 1,0</math></p>
<p>Noeud en XX</p> <p>Les barres 1 et 2 peuvent être soit comprimées soit tendues. <math>N_{2,Ed}/N_{1,Ed}</math> est négatif si une barre est tendue et l'autre comprimée.</p> 	<p><math>\mu = 1 + 0,33 N_{2,Ed} / N_{1,Ed}</math> en tenant compte du signe de <math>N_{1,Ed}</math> et <math>N_{2,Ed}</math> où <math> N_{2,Ed}  \leq  N_{1,Ed} </math></p>
<p>Noeud en KK</p> <p>La barre 1 est toujours comprimée et la barre 2 est toujours tendue.</p> 	<p><math>60^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ</math></p> <p><math>\mu = 0,9</math></p> <p>à condition que, dans un noeud avec espacement, au niveau de la section 1-1 la membrure satisfasse la condition :</p> $\left[ \frac{N_{0,Ed}}{N_{pl,0,Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{V_{0,Ed}}{V_{pl,0,Rd}} \right]^2 \leq 1,0$

7.5 Noeuds soudés avec barres de treillis en CHS ou RHS et membrures en RHS

7.5.1 Généralités

- (1) A condition que la géométrie des noeuds soit dans le domaine de validité donné dans le Tableau 7.8, les résistances de calcul des noeuds soudés avec barres de treillis en profil creux et membrures en profil creux rectangulaire ou carré peuvent être déterminées selon 7.5.2 et 7.5.3.
- (2) Pour les noeuds se situant dans le domaine de validité donné dans le Tableau 7.8, il n'est nécessaire de prendre en compte que les critères de calcul couverts dans le tableau approprié. Il convient de prendre la résistance de calcul d'un noeud égale à la plus faible valeur pour tous les critères applicables.
- (3) Pour les noeuds hors du domaine de validité donné dans le Tableau 7.8, il convient de prendre en compte tous les critères donnés en 7.2.2. En outre, il convient de tenir compte des moments secondaires s'exerçant dans les noeuds en raison de leur rigidité en rotation.

Tableau 7.8 — Domaine de validité pour les noeuds soudés avec barres de treillis en CHS ou RHS et membrures en RHS

Type de noeud	Paramètres du noeud [ <i>i</i> = 1 ou 2, <i>j</i> barre de treillis recouverte]					
	$b_i/b_0$ ou $d_i/b_0$	$b_i/t_i$ et $h_i/t_i$ ou $d_i/t_i$		$h_0/b_0$ et $h_i/b_i$	$b_0/t_0$ et $h_0/t_0$	Espacement ou recouvrement $b_i/b_j$
		Compression	Traction			
T, Y ou X	$b_i/b_0 \geq 0,25$	$b_i/t_i \leq 35$ et $h_i/t_i \leq 35$	$b_i/t_i \leq 35$ et $h_i/t_i \leq 35$	$\geq 0,5$ mais $\leq 2,0$	$\leq 35$ et Classe 2	–
K avec espacement N avec espacement	$b_i/b_0 \geq 0,35$ et $\geq 0,1 + 0,01 b_0/t_0$	Classe 2			$\leq 35$ et Classe 2	$g/b_0 \geq 0,5(1 - \beta)$ mais $\leq 1,5(1 - \beta)^{1)}$ et au minimum $g \geq t_1 + t_2$
K avec recouvrement N avec recouvrement	$b_i/b_0 \geq 0,25$	Classe 1			Classe 2	$\lambda_{ov} \geq 25 \%$ mais $\lambda_{ov} \leq 100 \%^{2)}$ et $b_i/b_j \geq 0,75$
Barre de treillis circulaire	$d_i/b_0 \geq 0,4$ mais $\leq 0,8$	Classe 1	$d_i/t_i \leq 50$	Comme ci-dessus mais avec $d_i$ au lieu de $b_i$ et $d_j$ au lieu de $b_j$		

1) Si  $g/b_0 > 1,5(1 - \beta)$  et  $g/b_0 > t_1 + t_2$  traiter le noeud comme deux noeuds en T ou Y distincts.  
2) Le recouvrement peut être augmenté pour permettre le soudage du pied de la barre de treillis recouverte sur la membrure.

7.5.2 Noeuds plans

7.5.2.1 Noeuds non renforcés

- (1) Dans les noeuds soumis uniquement à des efforts normaux, il convient que l'effort normal de calcul  $N_{i,Ed}$  ne dépasse pas l'effort normal résistant de calcul du noeud soudé  $N_{i,Rd}$ , déterminée selon 7.5.2.1 (2) ou 7.5.2.1 (4) selon le cas.

(2) Pour les noeuds soudés avec barres de treillis en profil creux circulaire ou carré et membrures en profil creux carré uniquement, lorsque la géométrie des noeuds se situe dans le domaine de validité donné dans le Tableau 7.8 et satisfait également les conditions supplémentaires énoncées dans le Tableau 7.9, les efforts normaux résistants de calcul peuvent être déterminées au moyen des expressions données dans le Tableau 7.10.

(3) Pour les assemblages se situant dans le domaine de validité du Tableau 7.9, les seuls critères à prendre en compte sont la ruine de la face de la membrure et la ruine de la barre de treillis avec largeur efficace réduite. Il convient de prendre l'effort normal résistant de calcul égal à la plus faible valeur pour ces deux critères.

NOTE Les efforts normaux résistants de calcul pour les assemblages des barres de treillis en profil creux sur des membrures en profil creux données dans le Tableau 7.10 ont été simplifiées par omission des critères de calcul qui ne sont jamais déterminants à l'intérieur du domaine de validité du Tableau 7.9.

(4) Les efforts normaux résistants de calcul d'un quelconque assemblage soudé non renforcé entre barres de treillis en CHS ou RHS et membrures en RHS, à l'intérieur du domaine de validité du Tableau 7.8 peuvent être déterminées à l'aide des expressions données dans les Tableaux 7.10, 7.11, 7.12 ou 7.13 selon le cas. Pour les assemblages renforcés, voir 7.5.2.2.

**Tableau 7.9 — Conditions supplémentaires pour l'utilisation du Tableau 7.10**

Type de barre de treillis	Type de noeud	Paramètres du noeud	
Profil creux carré	T, Y ou X	$b_l/b_0 \leq 0,85$	$b_0/t_0 \geq 10$
	K avec espacement ou N avec espacement	$0,6 \leq \frac{b_1 + b_2}{2b_1} \leq 1,3$	$b_0/t_0 \geq 15$
Profil creux circulaire	T, Y ou X		$b_0/t_0 \geq 10$
	K avec espacement ou N avec espacement	$0,6 \leq \frac{d_1 + d_2}{2d_1} \leq 1,3$	$b_0/t_0 \geq 15$

Tableau 7.10 — Efforts normaux résistants de calcul des noeuds soudés de profils creux carrés ou circulaires

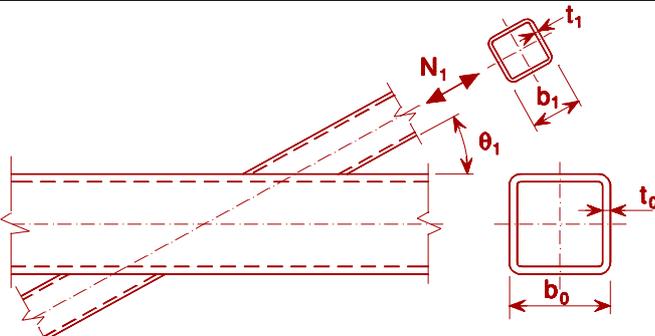
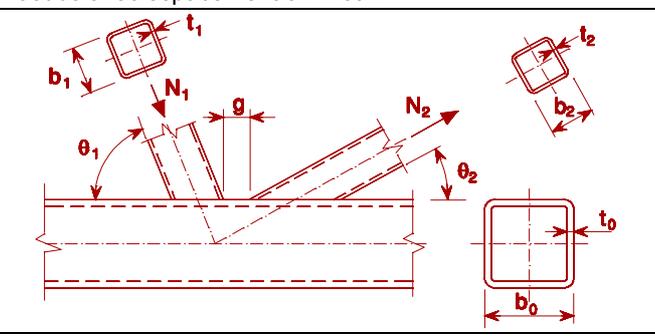
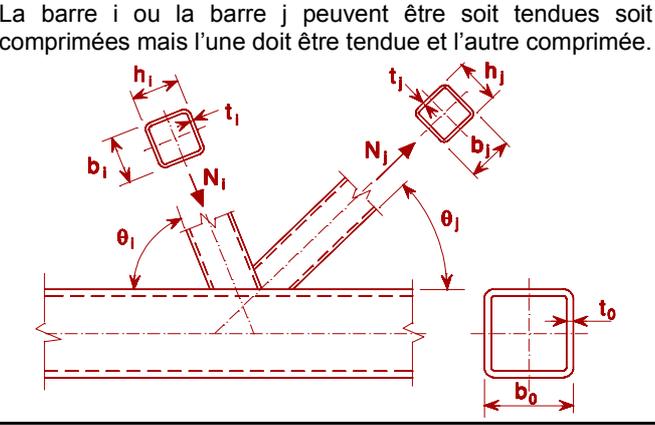
Type de noeud	Résistance de calcul [ $i = 1$ ou $2, j =$ barre recouverte]
<p>Noeuds en T, Y et X</p> 	<p>Ruine de la face de la membrure <math>\beta \leq 0,85</math></p> $N_{i,Rd} = \frac{k_n f_{y0} t_0^2}{(1 - \beta) \sin \theta_1} \left( \frac{2\beta}{\sin \theta_1} + 4\sqrt{1 - \beta} \right) / \gamma_{M5}$
<p>Noeuds avec espacement en K et N</p> 	<p>Ruine de la face de la membrure <math>\beta \leq 1,0</math></p> $N_{i,Rd} = \frac{8,9 \gamma^{0,5} k_n f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_i} \left( \frac{b_1 + b_2}{2b_0} \right) / \gamma_{M5}$
<p>Nœuds avec recouvrement en K et N *)</p> <p>La barre <math>i</math> ou la barre <math>j</math> peuvent être soit tendues soit comprimées mais l'une doit être tendue et l'autre comprimée.</p> 	<p>Ruine de la barre de treillis <math>25 \% \leq \lambda_{ov} &lt; 50 \%</math></p> $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \left( b_{eff} + b_{e,ov} + \frac{\lambda_{ov}}{50} (2h_i - 4t_i) \right) / \gamma_{M5}$ <p>Ruine de la barre de treillis <math>50 \% \leq \lambda_{ov} &lt; 80 \%</math></p> $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i [b_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i] / \gamma_{M5}$ <p>Ruine de la barre de treillis <math>\lambda_{ov} \geq 80 \%</math></p> $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i [b_i + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i] / \gamma_{M5}$
<p>Paramètres <math>b_{eff}, b_{e,ov}</math> et <math>k_n</math></p>	<p>Pour <math>n &gt; 0</math> (compression) :</p> $k_n = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta}$ <p>mais <math>k_n \leq 1,0</math></p> <p>Pour <math>n \leq 0</math> (traction) :</p> $k_n = 1,0$
<p>Pour les barres de treillis circulaires, multiplier les résistances ci-dessus par <math>\pi/4</math>, remplacer <math>b_1</math> et <math>h_1</math> par <math>d_1</math> et remplacer <math>b_2</math> et <math>h_2</math> par <math>d_2</math>.</p>	
<p>*) Seule la barre de treillis recouvrante nécessite d'être vérifiée. Il convient de prendre l'efficacité de la barre recouverte (c'est-à-dire la résistance de calcul du noeud divisée par la résistance plastique de calcul de la barre) égale à celle de la barre recouvrante.</p>	

Tableau 7.11 — Efforts normaux résistants de calcul des noeuds soudés en T, X et Y avec barres de treillis en RHS ou CHS et membrures en RHS

Type de noeud	Résistance de calcul [ $i = 1$ ]
	Ruine de la face de la membrure <span style="float: right;"><math>\beta \leq 0,85</math></span>
	$N_{i,Rd} = \frac{k_n f_{y0} t_0^2}{(1 - \beta) \sin \theta_1} \left( \frac{2\eta}{\sin \theta_1} + 4\sqrt{1 - \beta} \right) / \gamma_{M5}$
	Voilement de la paroi latérale de la membrure <sup>1)</sup> <span style="float: right;"><math>\beta = 1,0</math> <sup>2)</sup></span>
	$N_{i,Rd} = \frac{f_b t_0}{\sin \theta_i} \left( \frac{2h_i}{\sin \theta_i} + 10t_0 \right) / \gamma_{M5}$
	Ruine de la barre de treillis <span style="float: right;"><math>\beta \geq 0,85</math></span>
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i (2h_i - 4t_i + 2b_{eff}) / \gamma_{M5}$
	Poinçonnement <span style="float: right;"><math>0,85 \leq \beta \leq (1 - 1/\gamma)</math></span>
$N_{i,Rd} = \frac{f_{y0} t_0}{\sqrt{3} \sin \theta_1} \left( \frac{2h_i}{\sin \theta_1} + 2b_{e,p} \right) / \gamma_{M5}$	
1) Pour les noeuds en X avec $\theta < 90^\circ$ utiliser la plus faible de cette valeur et de la résistance au cisaillement des parois latérales de la membrure donnée pour les noeuds en K et N avec espacement dans le Tableau 7.12.	
2) Pour $0,85 \leq \beta \leq 1,0$ utiliser une interpolation linéaire entre la valeur pour la ruine de la face de la membrure à $\beta = 0,85$ et la valeur qui gouverne pour la ruine de la paroi latérale de la membrure à $\beta = 1,0$ (voilement de la paroi latérale ou cisaillement de la membrure).	
Pour les barres circulaires, multiplier les résistances ci-dessus par $\pi/4$ , remplacer $b_1$ et $h_1$ par $d_1$ et remplacer $b_2$ et $h_2$ par $d_2$ .	
Pour la traction : $f_b = f_{y0}$	$b_{eff} = \frac{10}{b_0 / t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{yi} t_i} b_i \text{ mais } b_{eff} \leq b_i$
Pour la compression : $f_b = \chi f_{y0}$ (assemblages en T et Y) $f_b = 0,8 \chi f_{y0} \sin \theta_i$ (assemblage en X)	$b_{e,p} = \frac{10}{b_0 t_0} b_i \text{ mais } b_{e,p} \leq b_i$
où $\chi$ représente le coefficient de réduction pour le flambement par flexion obtenu selon l'EN 1993-1-1 à l'aide de la courbe de flambement appropriée et d'un élancement $\bar{\lambda}$ déterminé par :	Pour $n > 0$ (compression) : $k_n = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta}$ mais $k_n \leq 1,0$
$\bar{\lambda} = 3,46 \frac{\left( \frac{h_0}{t_0} - 2 \right) \sqrt{\frac{1}{\sin \theta_i}}}{\pi \sqrt{\frac{E}{f_{y0}}}}$	Pour $n \leq 0$ (tension) : $k_n = 1,0$

Tableau 7.12 — Efforts normaux résistants de calcul des noeuds soudés en K et N avec barres de treillis en RHS ou CHS et membrures en RHS

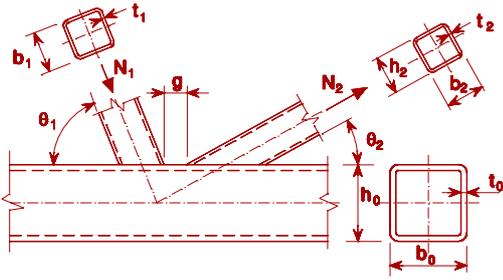
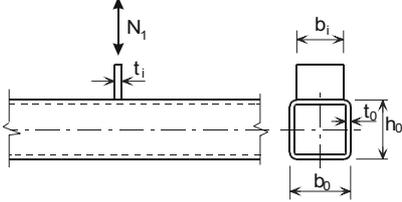
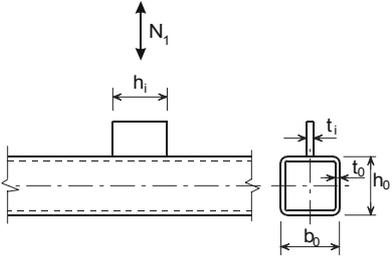
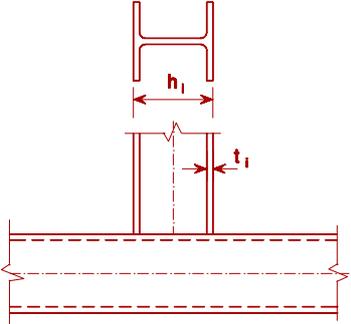
Type de noeud	Résistance de calcul [ $i = 1$ ou $2$ ]
Noeud en K et N	Ruine de la face de la membrure
	$N_{i,Rd} = \frac{8,9k_n f_{y0} t_0^2 \sqrt{\gamma}}{\sin \theta_i} \left( \frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4b_0} \right) / \gamma_{M5}$
	Cisaillement de la membrure
	$N_{i,Rd} = \frac{f_{y0} A_v}{\sqrt{3} \sin \theta_i} / \gamma_{M5}$
	$N_{0,Rd} = \left[ (A_0 - A_v) f_{y0} + A_v f_{y0} \sqrt{1 - (V_{Ed} / V_{pl,Rd})^2} \right] / \gamma_{M5}$
	Ruine de la barre de treillis
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i (2h_i - 4t_i + b_i + b_{eff}) / \gamma_{M5}$
Poinçonnement	$\beta \leq (1 - 1/\gamma)$
	$N_{i,Rd} = \frac{f_{y0} t_0}{\sqrt{3} \sin \theta_i} \left( \frac{2h_i}{\sin \theta_i} + b_i + b_{e,p} \right) / \gamma_{M5}$
Noeuds en K et N avec recouvrement	Comme au Tableau 7.10.
Pour les barres circulaires, multiplier les résistances ci-dessus par $\pi/4$ , remplacer $b_1$ et $h_1$ par $d_1$ et remplacer $b_2$ et $h_2$ par $d_2$ .	
$A_v = (2h_0 + \alpha b_0) t_0$ <p>Pour une barre carrée ou rectangulaire :</p> $\alpha = \sqrt{1 + \frac{4g^2}{3t_0^2}}$ <p>où <math>g</math> représente l'espacement, voir Figure 1.3 (a)</p> <p>Pour une barre circulaire : <math>\alpha = 0</math></p>	$b_{eff} = \frac{10}{b_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{yi} t_i} b_i \text{ mais } b_{eff} \leq b_i$
	$b_{e,p} = \frac{10}{b_0 t_0} b_i \text{ mais } b_{e,p} \leq b_i$
	<p>pour <math>n &gt; 0</math> (compression) :</p> $k_n = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta}$ <p>mais <math>k_n \leq 1,0</math></p> <p>Pour <math>n \leq 0</math> (traction) :</p> $k_n = 1,0$

Tableau 7.13 — Résistances de calcul des noeuds avec goussets ou profils en I ou H soudés sur des membrures en RHS

Gousset transversal	Ruine de la barre [ $i = 1$ ]
	$N_{1,Rd} = f_y t_1 b_{eff} / \gamma_{M5} \quad ^*)$
	Écrasement de la paroi latérale de la membrure lorsque $b_1 \geq b_0 - 2t_0$
	$N_{1,Rd} = f_{y0} t_0 (2t_1 + 10t_0) / \gamma_{M5}$
	Poinçonnement lorsque $b_1 \leq b_0 - 2t_0$
$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0}{\sqrt{3}} (2t_1 + 2b_{e,p}) / \gamma_{M5}$	
Gousset longitudinal	Ruine de la face de membrure
 <p><math>t_1/b_0 \leq 0,2</math></p>	$N_{1,Rd} = \frac{k_m f_{y0} t_0^2}{1 - t_1/b_0} (2h_1/b_0 + 4\sqrt{1 - t_1/b_0}) / \gamma_{M5}$
Profil en I ou H	
	<p>Par sécurité, si <math>\eta \geq 2\sqrt{1 - \beta}</math>, <math>N_{1,Rd}</math> pour un profil en I ou H peut être supposé égal à la résistance de calcul de deux plats transversaux de dimensions identiques aux semelles du profil en I ou H, déterminée comme spécifié ci-dessus.</p> <p>Si <math>\eta \leq 2\sqrt{1 - \beta}</math>, il convient d'interpoler entre les cas à un et deux plats.</p> $M_{ip,1,Rd} = N_{1,Rd} (h_1 - t_1)$
Domaine de validité	
En complément aux limites données dans le Tableau 7.8 :	
$0,5 \leq \beta \leq 1,0$	
$b_0/t_0 \leq 30$	
Paramètres $b_{eff}$ , $b_{e,p}$ et $k_n$	
$b_{eff} = \frac{10}{b_0/t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_y t_1} b_1 \text{ mais } b_{eff} \leq b_i$	Pour $n > 0$ (compression) : $k_m = 1,3(1 - n)$ mais $k_m \leq 1,0$
$b_{e,p} = \frac{10}{b_0/t_0} b_1 \text{ mais } b_{e,p} \leq b_i$	Pour $n \leq 0$ (traction) : $k_m = 1,0$
*) Il convient que les soudures d'angle soient dimensionnées conformément à 4.10.	

(5) Il convient que les noeuds de barres de treillis soumis à une combinaison d'effort normal et de flexion satisfassent l'exigence suivante:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \frac{M_{ip,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} + \frac{M_{op,i,Ed}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1,0 \quad (7.4)$$

où

$M_{ip,i,Rd}$  moment résistant de calcul dans le plan ;

$M_{ip,i,Ed}$  moment fléchissant de calcul dans le plan ;

$M_{op,i,Rd}$  moment résistant de calcul hors du plan ;

$M_{op,i,Ed}$  moment fléchissant de calcul hors du plan.

(6) Le moment fléchissant de calcul  $M_{i,Ed}$  peut être pris égal à la valeur existant à l'intersection de l'axe neutre de la barre de treillis et de la face de la membrure.

(7) Pour les noeuds non renforcés, il convient de calculer le moment résistant de calcul dans le plan et le moment résistant hors du plan  $M_{i,Rd}$  selon le Tableau 7.1 ou le Tableau 7.2 selon le cas. Pour les assemblages renforcés, voir 7.5.2.2.

(8) Pour les types particuliers de noeuds soudés indiqués dans le Tableau 7.3 et le Tableau 7.4, il convient de satisfaire les critères de calcul appropriés précisés pour chaque type dans ce tableau.

### 7.5.2.2 Noeuds renforcés

(1) Divers types de renforcement de noeud peuvent être utilisés. Le type approprié dépend du mode de ruine qui, en l'absence de renfort, gouverne la résistance de calcul du noeud.

(2) Des plats de renfort de semelles peuvent être utilisés pour augmenter la résistance du noeud à la ruine de la face de la membrure, à la ruine par poinçonnement, ou à la ruine de la barre de treillis avec largeur efficace réduite.

(3) Une paire de plats latéraux peut être utilisée pour renforcer un assemblage contre la ruine de la paroi de la membrure ou par cisaillement de la membrure.

(4) Afin d'éviter le recouvrement partiel des barres de treillis dans un assemblage en K ou en N, les barres peuvent être soudées à un raidisseur vertical.

(5) Une combinaison quelconque de ces trois types de renforcement de noeud peut également être utilisée.

(6) Il convient que la nuance d'acier utilisée pour le renforcement ne soit pas inférieure à celle de la membrure.

(7) Il convient de déterminer les résistances de calcul des noeuds renforcés à l'aide du Tableau 7.15 et du Tableau 7.6.

Tableau 7.14 — Moments résistants de calcul des noeuds soudés avec barres de treillis en RHS et membrures en RHS

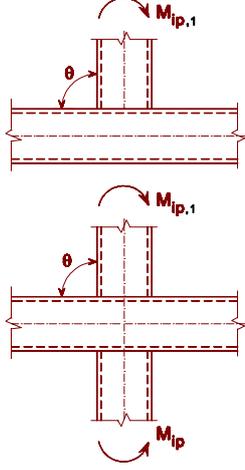
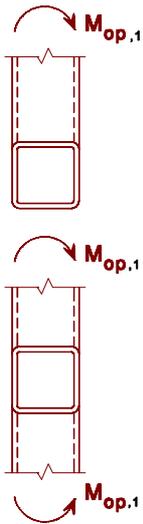
Noeuds en T et X	Résistance de calcul
Moments dans le plan ( $\theta = 90^\circ$ )	Ruine de la face de la membrure $\beta \leq 0,85$
	$M_{ip,1,Rd} = k_n f_{y0} t_0^2 h_1 \left( \frac{1}{2\eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{1-\beta} \right) / \gamma_{M5}$
	Ecrasement de la paroi latérale de la membrure $0,85 \leq \beta \leq 1,0$
	$M_{ip,1,Rd} = 0,5 f_{yk} t_0 (h_1 + 5t_0)^2 / \gamma_{M5}$ <p> <math>f_{yk} = f_{y0}</math> pour les assemblages en T  <math>f_{yk} = 0,8 f_{y0}</math> pour les assemblages en X </p>
	Ruine de la barre de treillis $0,85 \leq \beta \leq 1,0$
	$M_{ip,1,Rd} = f_{y1} (W_{pl,1} - (1 - b_{eff} / b_1) b_1 h_1 t_1) / \gamma_{M5}$
Moments hors du plan ( $\theta = 90^\circ$ )	Ruine de la face de la membrure $\beta \leq 0,85$
	$M_{op,1,Rd} = k_n f_{y0} t_0^2 \left( \frac{h_1(1+\beta)}{2(1-\beta)} + \sqrt{\frac{2b_0 b_1(1+\beta)}{1-\beta}} \right) / \gamma_{M5}$
	Écrasement de la paroi latérale de la membrure $0,85 \leq \beta \leq 1,0$
	$M_{op,1,Rd} = f_{yk} t_0 (b_0 - t_0) (h_1 + 5t_0) / \gamma_{M5}$ <p> <math>f_{yk} = f_{y0}</math> pour T joints  <math>f_{yk} = 0,8 f_{y0}</math> pour X joints </p>
	Ruine par distorsion de la membrure (noeuds en T uniquement) *)
	$M_{op,1,Rd} = 2 f_{y0} t_0 (h_1 t_0 + \sqrt{b_0 h_0 t_0} (b_0 + h_0)) / \gamma_{M5}$
	Ruine de la barre de treillis $0,85 \leq \beta \leq 1,0$
	$M_{op,1,Rd} = f_{y1} (W_{pl,1} - 0,5(1 - b_{eff} / b_1)^2 b_1^2 t_1) / \gamma_{M5}$
Paramètres $b_{eff}$ et $k_n$	
$b_{eff} = \frac{10}{b_0 / t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{y1} t_1} b_1 \text{ mais } b_{eff} \leq b_1$	<p>Pour <math>n &gt; 0</math> (compression) :</p> $k_n = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta}$ <p>mais <math>k_n \leq 1,0</math></p> <p>Pour <math>n \leq 0</math> (traction) :</p> $k_n = 1,0$
*) Ce critère ne s'applique pas lorsque la ruine par distorsion de la membrure est empêchée par d'autres moyens.	

Tableau 7.15 — Critères de calcul pour les types particuliers de noeuds soudés avec barres de treillis en RHS et membrures en RHS

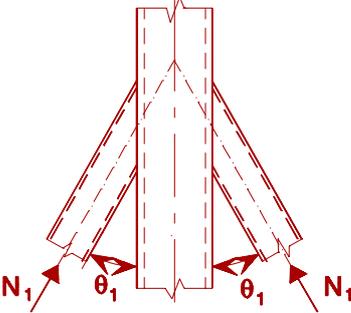
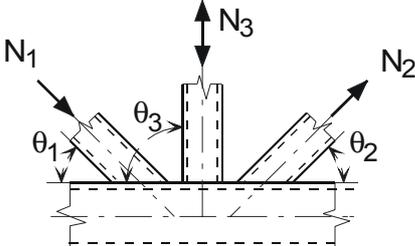
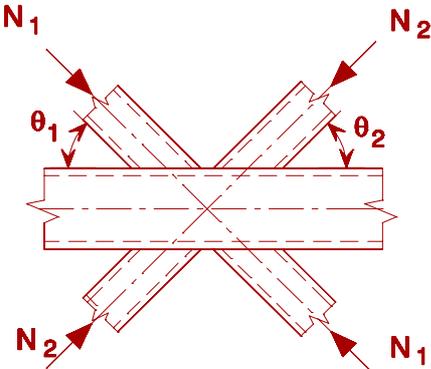
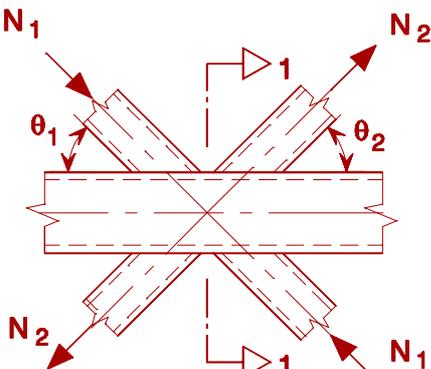
Type de noeud	Critères de calcul
<p>Les barres peuvent être soit tendues soit comprimées et il convient qu'elles agissent dans le même sens pour les deux barres.</p> 	$N_{1,Ed} \leq N_{1,Rd}$ <p>où <math>N_{1,Rd}</math> est la valeur de <math>N_{1,Rd}</math> pour un noeud en X selon le Tableau 7.11</p>
<p>La barre 1 est toujours comprimée et la barre 2 est toujours tendue.</p> 	$N_{1,Ed} \sin \theta_1 + N_{3,Ed} \sin \theta_3 \leq N_{1,Rd} \sin \theta_1$ $N_{2,Ed} \sin \theta_2 \leq N_{1,Rd} \sin \theta_1$ <p>où <math>N_{1,Rd}</math> est la valeur de <math>N_{1,Rd}</math> pour un noeud en K selon le Tableau 7.12, mais en remplaçant <math>\frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4b_0}</math> par :</p> $\frac{b_1 + b_2 + b_3 + h_1 + h_2 + h_3}{6b_0}$
<p>Il convient que toutes les barres de treillis soient soit comprimées soit tendues.</p> 	$N_{1,Ed} \sin \theta_1 + N_{2,Ed} \sin \theta_2 \leq N_{x,Rd} \sin \theta_x$ <p>où <math>N_{x,Rd}</math> est la valeur de <math>N_{x,Rd}</math> pour un noeud en X selon le Tableau 7.11, et <math>N_{x,Rd} \sin \theta_x</math> est la plus grande valeur de :</p> $ N_{1,Rd} \sin \theta_1  \text{ et }  N_{2,Rd} \sin \theta_2 $
<p>La barre 1 est toujours comprimée et la barre 2 est toujours tendue.</p> 	$N_{i,Ed} \leq N_{i,Rd}$ <p>où <math>N_{i,Rd}</math> est la valeur de <math>N_{i,Rd}</math> pour un noeud en K selon le Tableau 7.12, à condition que, dans un noeud de type avec espacement, au niveau de la section 1-1 la membrure satisfasse la condition :</p> $\left[ \frac{N_{0,Ed}}{N_{pl,0,Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{V_{0,Ed}}{V_{pl,0,Rd}} \right]^2 \leq 1,0$

Tableau 7.16 — Critères de calcul pour les noeuds soudés de jarret et de membrure brisée d'éléments en RHS

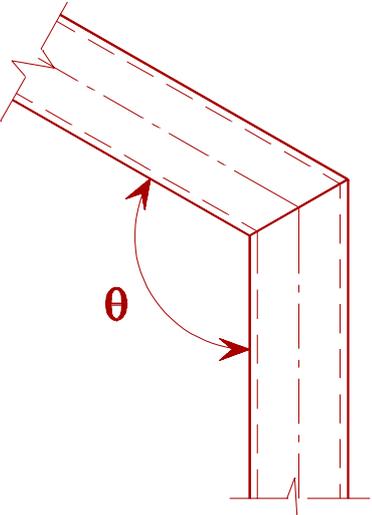
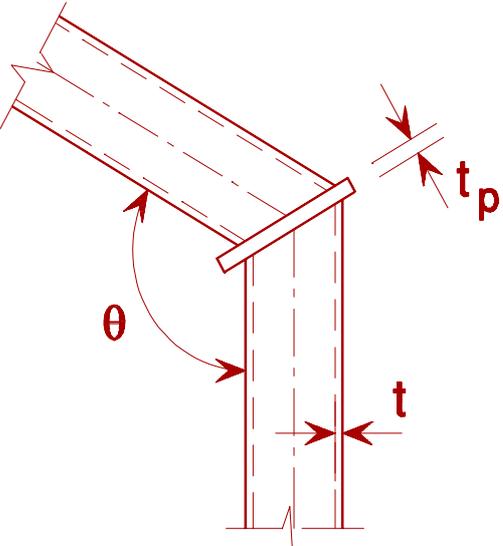
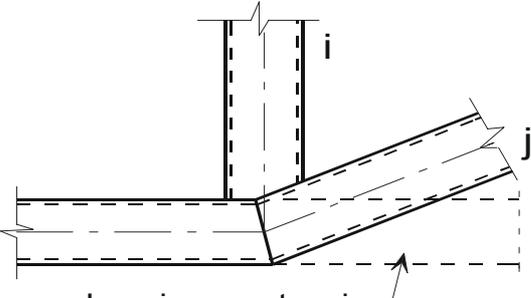
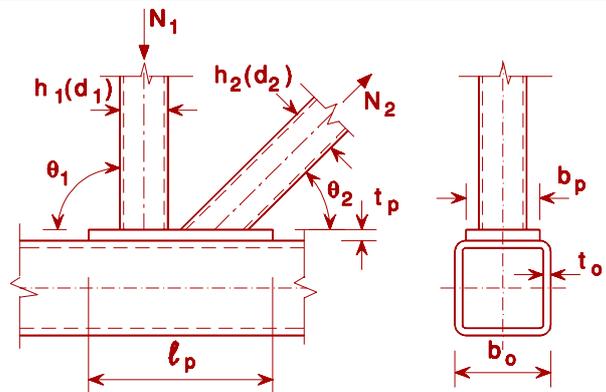
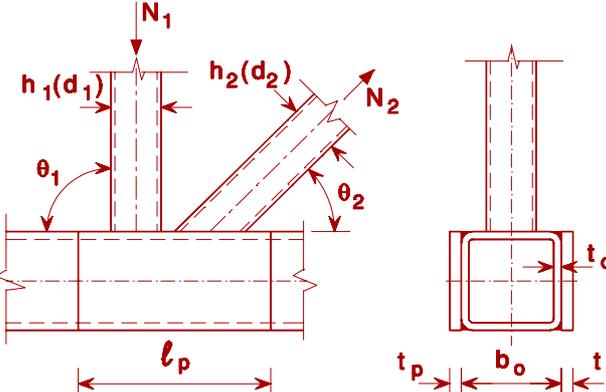
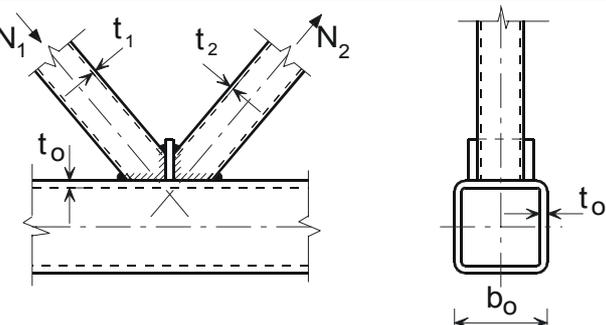
Type de noeud	Critères
<p>Noeuds «de jarret» soudés</p> 	<p>Il convient que la section transversale soit de Classe 1 pour la flexion pure, voir l'EN 1993-1-1.</p> $N_{Ed} \leq 0,2N_{pl,Rd}$ <p>et</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq k$ <p>Si <math>\theta \leq 90^\circ</math> :</p> $k = \frac{3\sqrt{b_0 / h_0}}{[b_0 / t_0]^{0,8}} + \frac{1}{1 + 2b_0 / h_0}$ <p>Si <math>90^\circ &lt; \theta \leq 180^\circ</math> : <math>k = 1 - (\sqrt{2} \cos(\theta / 2))(1 - \kappa_{90})</math></p> <p>où <math>\kappa_{90}</math> est la valeur de <math>\kappa</math> pour <math>\theta = 90^\circ</math>.</p>
	$t_p \geq 1,5t \text{ et } \geq 10 \text{ mm}$ $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$
<p>Membrure brisée</p>  <p>Prolongement imaginaire de la membrure</p>	$N_{i,Ed} \leq N_{i,Rd}$ <p>où <math>N_{i,Rd}</math> est la valeur de <math>N_{i,Rd}</math> pour un noeud en K ou N avec recouvrement selon le Tableau 7.12.</p>

Tableau 7.17 — Résistances de calcul des noeuds soudés en T, Y et X renforcés avec barres de treillis en RHS ou CHS et membrures en RHS

Type de noeud	Résistance de calcul [ $i = 1$ ]
Renforcé à l'aide de plats de semelles pour éviter la ruine de la face de la membrure, la ruine de la barre ou le poinçonnement.	
Effort de traction <span style="float: right;"><math>\beta_p \leq 0,85</math></span>	
	$\ell_p \geq \frac{h_i}{\sin \theta_i} + \sqrt{b_p (b_p - b_i)} \geq 1,5h_i / \sin \theta_i$ <p>et</p> $b_p \geq b_o - 2t_o$ $N_{i,Rd} = \frac{f_{yp} t_p^2}{(1 - b_i / b_p) \sin \theta_i} \cdot \left( \frac{2h_i / b_p}{\sin \theta_i} + 4\sqrt{1 - b_i / b_p} \right) / \gamma_{M5}$
Effort de compression <span style="float: right;"><math>\beta_p \leq 0,85</math></span>	
	$\ell_p \geq \frac{h_i}{\sin \theta_i} + \sqrt{b_p (b_p - b_i)} \geq 1,5h_i / \sin \theta_i$ <p>et</p> $b_p \geq b_o - 2t_o$ <p>Prendre <math>N_{i,Rd}</math> égal à la valeur de <math>N_{i,Rd}</math> pour un noeud en T, X ou Y selon le Tableau 7.11, mais en remplaçant <math>k_n = 1,0</math> et <math>t_o</math> par <math>t_p</math> pour la ruine de la face de la membrure, la ruine de la barre, et le poinçonnement uniquement</p>
Renforcé à l'aide de plats latéraux pour éviter le voilement de la paroi latérale de la membrure ou le cisaillement de la paroi latérale de la membrure.	
	$\ell_p \geq 1,5h_i / \sin \theta_i$ <p>Prendre <math>N_{i,Rd}</math> égal à la valeur de <math>N_{i,Rd}</math> pour un noeud en T, X ou Y selon le Tableau 7.11, mais en remplaçant <math>t_o</math> par <math>(t_o + t_p)</math> pour la ruine par voilement de la paroi latérale de la membrure et la ruine par cisaillement de la paroi latérale de la membrure uniquement.</p>

Tableau 7.18 — Résistances de calcul des noeuds soudés en K et N renforcés avec barres de treillis en RHS ou CHS et membrures en RHS

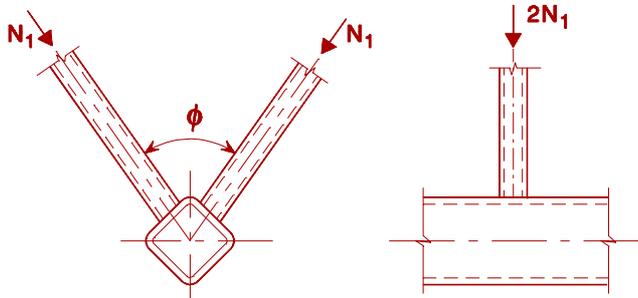
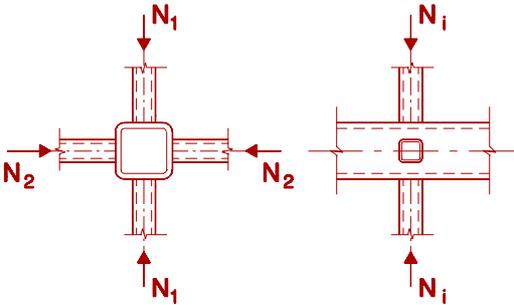
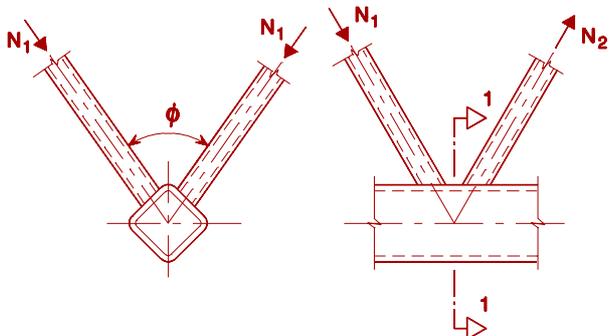
Type de noeud	Résistance de calcul [ $i = 1$ ou $2$ ]
<p>Renforcé à l'aide de plats de semelles pour éviter la ruine de la face de la membrure, la ruine de la barre de treillis ou le poinçonnement.</p> 	$\ell_p \geq 1,5 \left( \frac{h_1}{\sin \theta_1} + g + \frac{h_2}{\sin \theta_2} \right)$ $b_p \geq b_0 - 2t_0$ $t_p \geq 2t_1 \text{ et } 2t_2$ <p>Prendre <math>N_{i,Rd}</math> égal à la valeur de <math>N_{i,Rd}</math> pour un noeud en K ou N selon le Tableau 7.12, mais en remplaçant <math>t_0</math> par <math>t_p</math> pour la ruine de la face de la membrure, la ruine de la barre de treillis, et le poinçonnement uniquement.</p>
<p>Renforcé à l'aide d'une paire de plats latéraux pour éviter la ruine par cisaillement de la membrure.</p> 	$\ell_p \geq 1,5 \left( \frac{h_1}{\sin \theta_1} + g + \frac{h_2}{\sin \theta_2} \right)$ <p>Prendre <math>N_{i,Rd}</math> égal à la valeur de <math>N_{i,Rd}</math> pour un noeud en K ou N selon le Tableau 7.12, mais en remplaçant <math>t_0</math> par <math>(t_0 + t_p)</math> pour la ruine par cisaillement de la membrure uniquement</p>
<p>Renforcé par un plat de séparation entre barres de treillis du fait d'un recouvrement insuffisant</p> 	$t_p \geq 2t_1 \text{ et } 2t_2$ <p>Prendre <math>N_{i,Rd}</math> égal à la valeur de <math>N_{i,Rd}</math> pour un noeud en K ou N avec recouvrement selon le Tableau 7.12, avec <math>\lambda_{ov} &lt; 80 \%</math>, mais en remplaçant <math>b_j</math>, <math>t_j</math> et <math>f_{yj}</math> par <math>b_p</math>, <math>t_p</math> et <math>f_{yp}</math> dans l'expression pour <math>b_{e,ov}</math> donnée dans le Tableau 7.10.</p>

7.5.3 Noeuds multiplanaires

(1) Dans chaque plan approprié d'un noeud multiplanaire, il convient de satisfaire les critères de calcul donnés en 7.5.2 en utilisant les résistances de calcul réduites obtenues selon 7.5.3 (2).

(2) Il convient de déterminer les résistances de calcul pour chaque plan approprié d'un noeud multiplanaire en appliquant le facteur correctif  $\mu$  approprié donné dans le Tableau 7.19 à la résistance du noeud plan correspondant calculée selon 7.5.2 avec l'effort de membrure appropriée dans la configuration de noeud multiplanaire.

Tableau 7.19 — Facteurs correctifs pour les noeuds multiplanaires

Type de noeud	Facteur correctif $\mu$
<p>Noeud en TT</p> <p>La barre 1 peut être soit tendue soit comprimée.</p> 	<p><math>60^\circ \leq \phi \leq 90^\circ</math></p> <p><math>\mu = 0,9</math></p>
<p>Noeud en XX</p> <p>Les barres 1 et 2 peuvent être soit comprimées soit tendues. <math>N_{2,Ed}/N_{1,Ed}</math> est négatif si l'une des barres est tendue et l'autre comprimée.</p> 	<p><math>\mu = 0,9(1 + 0,33N_{2,Ed} / N_{1,Ed})</math></p> <p>en tenant compte du signe de <math>N_{1,Ed}</math> et <math>N_{2,Ed}</math> où <math> N_{2,Ed}  \leq  N_{1,Ed} </math></p>
<p>Noeud en KK</p> 	<p><math>60^\circ \leq \phi \leq 90^\circ</math></p> <p><math>\mu = 0,9</math></p> <p>à condition que, dans un noeud de type avec espacement, au niveau de la section 1-1 la membrure satisfasse la condition :</p> $\left[ \frac{N_{0,Ed}}{N_{pl,0,Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{V_{0,Ed}}{V_{pl,0,Rd}} \right]^2 \leq 1,0$

## 7.6 Noeuds soudés avec barres de treillis en CHS ou RHS ET membrures en profils en I ou H

(1) A condition que la géométrie des noeuds se situe dans le domaine de validité donné dans le Tableau 7.7, il convient de déterminer les résistances de calcul des noeuds à l'aide des expressions données dans le Tableau 7.8 ou Le Tableau 7.9 selon le cas.

**Tableau 7.20 — Domaine de validité pour les assemblages avec barres de treillis en CHS ou RHS et membrures en profils en I ou H**

Type de noeud	Paramètre de noeud [ $i = 1$ ou $2, j =$ barre de treillis recouverte]					
	$d_w/t_w$	$b_i/t_i$ et $h_i/t_i$ ou $d_i/t_i$		$h_i/b_i$	$b_0/t_f$	$b_i/b_j$
		Compression	Traction			
X	Classe 1 et $d_w \leq 400$ mm	Classe 1 et	$\frac{h_i}{t_i} \leq 35$	$\geq 0,5$ mais $\leq 2,0$	Classe 2	–
T ou Y	$d_w \leq 400$ mm	$\frac{h_i}{t_i} \leq 35$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$	1,0		–
K avec espacement N avec espacement		$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 50$	$\geq 0,5$ mais $\leq 2,0$		$\geq 0,75$
K avec recouvrement N avec recouvrement						

(2) Pour les noeuds se situant dans le domaine de validité donné dans le Tableau 7.20, il convient de ne prendre en compte que les critères de calcul couverts par le tableau approprié. Il convient que la résistance de calcul d'un noeud soit prise égale à la plus faible valeur pour tous les critères applicables.

(3) Pour les noeuds se situant hors du domaine de validité donné dans le Tableau 7.20, il convient de prendre en compte tous les critères donnés en 7.2.2. En outre, il convient de tenir compte des moments secondaires s'exerçant dans les noeuds en raison de leur rigidité en rotation.

(4) Dans les noeuds de treillis soumis uniquement à des efforts normaux, il convient que l'effort normal de calcul  $N_{i,Ed}$  ne dépasse pas l'effort normal résistant de calcul du noeud soudé  $N_{i,Rd}$ , déterminé selon le Tableau 7.21.

(5) Il convient que les noeuds de treillis soumis à une combinaison d'effort normal et de flexion satisfassent la condition:

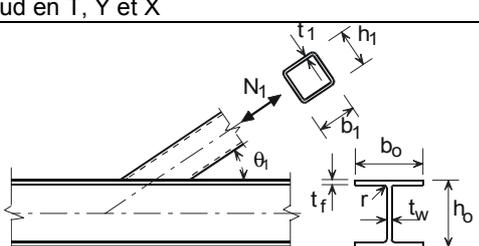
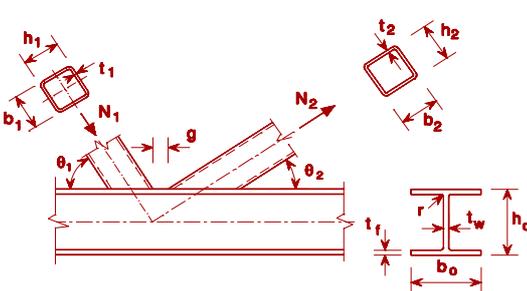
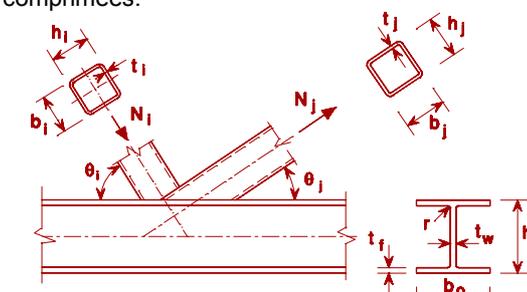
$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \frac{M_{ip,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} \leq 1,0 \quad (7.5)$$

où

$M_{ip,i,Rd}$  moment résistant de calcul dans le plan ;

$M_{ip,i,Ed}$  moment fléchissant de calcul dans le plan.

Tableau 7.21 — Résistances de calcul des noeuds soudés avec barres de treillis en RHS ou CHS et membrures en profil en I ou H

Type de noeud	Résistance de calcul [ $i = 1$ ou $2, j =$ barre recouverte]	
Noeud en T, Y et X 	Plastification de l'âme de la membrure	
	$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0} t_w b_w}{\sin \theta_1} / \gamma_{M5}$	
Noeuds avec espacement en K et N [ $i = 1$ ou $2$ ] 	Stabilité de l'âme de la membrure	Inutile de vérifier la ruine de la barre de treillis si :
	$N_{i,Rd} = \frac{f_{y0} t_w b_w}{\sin \theta_1} / \gamma_{M5}$	Ruine de la barre
Noeuds avec recouvrement en K et N *) [ $i = 1$ ou $2$ ] Les barres $i$ et $j$ peuvent être soit tendues soit comprimées. 	Ruine de la barre de treillis	$25\% \leq \lambda_{ov} < 50\%$
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i (p_{eff} + b_{e,ov} + (h_i - 2t_i) \lambda_{ov} / 50) / \gamma_{M5}$	Ruine de la barre de treillis
$A_v = A_0 - (2 - \alpha) b_0 t_f + (t_w + 2r) t_f$ Pour une barre de treillis en RHS : $\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + 4g^2 / 3t_f^2}}$ Pour une barre de treillis en CHS: $\alpha = 0$	Ruine de barre de treillis	$\lambda_{ov} \geq 80\%$
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i (b_i + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i) / \gamma_{M5}$	
	$b_{eff} = t_w + 2r + 7t_f f_{y0} / f_{yi}$ mais $p_{eff} \leq b_i + h_i - 2t_i$ pour les noeuds en T, Y, X et les noeuds avec espacement en K et N et $b_{eff} \leq b_i + h_i - 2t_i$ pour les noeuds avec recouvrement en K et N . $b_{e,ov} = \frac{10}{b_j} \frac{f_{yj} t_j}{f_{yi} t_i} b_i$ mais $b_{e,ov} \leq b_i$	$b_w = \frac{h_i}{\sin \theta_i} + 5(t_f + r)$ mais $b_w \leq 2t_i + 10(t_f + r)$
Pour les barres de treillis en CHS, multiplier les résistances ci-dessus pour la ruine de la barre par $\pi/4$ , remplacer $b_1$ et $h_1$ par $d_1$ ainsi que $b_2$ et $h_2$ par $d_2$ . *) Seule la barre recouvrante $i$ nécessite une vérification. Il convient de prendre l'efficacité de la barre recouverte $j$ (c'est-à-dire la résistance de calcul du noeud divisée par la résistance plastique de calcul de la barre) égale à celle de la barre recouvrante.		

(6) Le moment de calcul  $M_{i,Ed}$  peut être pris égal à la valeur existant à l'intersection de l'axe neutre de la barre de treillis et de la face de la membrure.

(7) Il convient de calculer le moment résistant de calcul dans le plan  $M_{ip,1,Rd}$  selon le Tableau 7.22.

(8) Si des raidisseurs sont utilisés dans la membrure (voir Figure 7.7) la résistance correspondant à la ruine de la barre de treillis  $N_{i,Rd}$  pour les assemblages en T, X, Y, K et N avec espacement (Tableau 7.22) est déterminée de la façon suivante :

$$N_{i,Rd} = 2f_{yi}t_i(b_{eff} + b_{eff,s}) / \gamma_{M5} \tag{7.6}$$

où

$$b_{eff} = t_w + 2r + 7t_f f_{y0} / f_{yi} \text{ mais } \leq b_i + h_i - 2t_i$$

$$b_{eff,s} = t_s + 2a + 7t_f f_{y0} / f_{yi} \text{ mais } \leq b_i + h_i - 2t_i$$

$$b_{eff} + b_{eff,s} \leq b_i + h_i - 2t_i$$

où

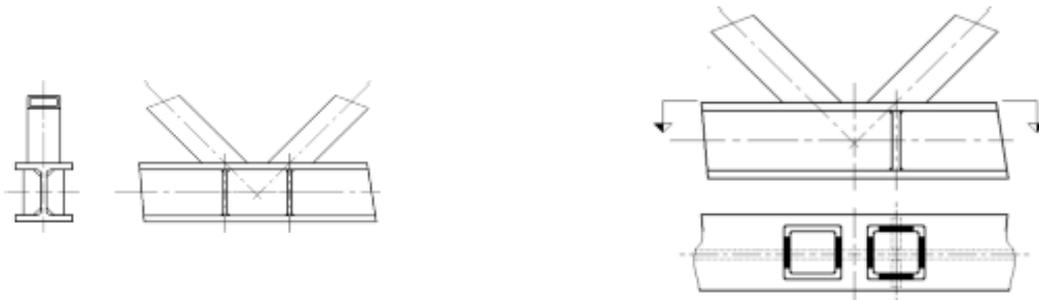
*a* épaisseur de gorge de soudure du raidisseur, '2*a*' devient 'a' si l'on utilise des soudures d'angle d'un seul côté ;

*s* fait référence au raidisseur.

(9) Il convient que l'épaisseur des raidisseurs soit au moins égale à celle de l'âme du profil en I.

**Tableau 7.22 — Moments résistants de calcul des noeuds soudés avec barres de treillis en RHS et membrures en profil en I ou H**

Type de noeud	Résistance de calcul [ <i>i</i> = 1 ou 2, <i>j</i> = barre de treillis recouverte]
Noeuds en T et Y	Plastification de l'âme de la membrure
	$M_{ip,1,Rd} = 0,5f_{y0}t_w b_w h_1 / \gamma_{M5}$
	Ruine de la barre de treillis
Paramètres $b_{eff}$ et $b_w$	
$b_{eff} = t_w + 2r + 7t_f f_{y0} / f_{y1} \text{ mais } b_{eff} \leq b_i$	$b_w = \frac{h_1}{\sin \theta_1} + 5(t_f + r) \text{ mais } b_w \leq 2t_1 + 10(t_f + r)$



Périmètre efficace des barres de treillis, sans (gauche) et avec (droit) raidisseurs

Figure 7.7 — Raidisseurs pour les membrures en profil en I

7.7 Noeuds soudés avec barres de treillis en CHS ou RHS et membrures en profils en U

- (1) A condition que la géométrie des noeuds se situe dans le domaine de validité donné dans le Tableau 7.23, les résistances de calcul des noeuds soudés entre barres de treillis en profils creux et membrures en U peuvent être déterminées au moyen du Tableau 7.24.
- (2) Il convient de prendre en compte les moments secondaires exercés dans les noeuds en raison de leur rigidité de flexion.
- (3) Dans un assemblage de type avec espacement, il convient de déterminer l'effort normal de calcul de la section transversale de la membrure  $N_{0,Rd}$  en prenant en compte l'effort tranchant transmis entre les barres de treillis par la membrure, et en négligeant le moment secondaire associé. Il convient d'effectuer la vérification conformément à l'EN 1993-1-1.

Tableau 7.23 — Domaine de validité pour les noeuds soudés avec barres de treillis en CHS ou RHS et membrures en U

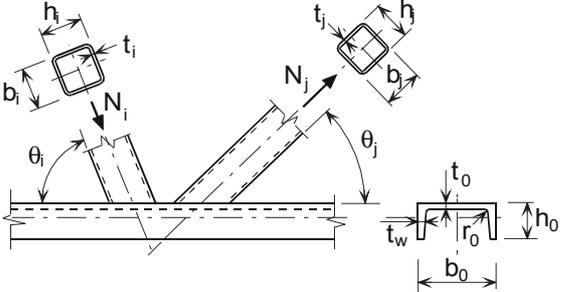
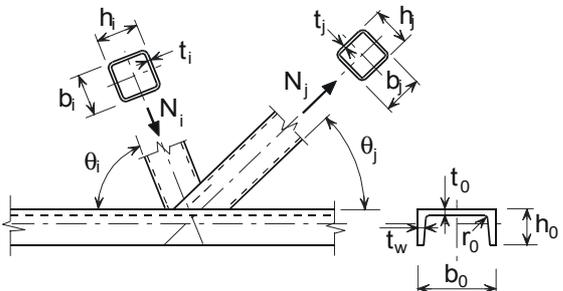
Type de noeud	Paramètre d'assemblage [ $i = 1$ ou $2, j =$ barre de treillis recouverte]					
	$b_i/b_0$	$b_i/t_i$ et $h_i/t_i$ ou $d_i/t_i$		$h_i/b_i$	$b_0/t_0$	Espacement ou recouvrement $b_i/b_j$
		Compression	Traction			
K avec espacement N avec espacement	$\geq 0,4$ et $b_0 \leq 400$ mm	Classe 1 et $\frac{h_i}{t_i} \leq 35$	$\frac{h_i}{t_i} \leq 35$	$\geq 0,5$	Classe 2	$0,5(1-\beta^*) \leq g/l \leq 1,5(1-\beta^*)$ <sup>1)</sup> et $g \geq t_1 + t_2$
K avec recouvrement N avec recouvrement	$\geq 0,25$ et $b_0 \leq 400$ mm	$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$  $\frac{d_i}{t_i} \leq 50$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$  $\frac{d_i}{t_i} \leq 50$	mais $\leq 2,0$		$25 \% \leq \lambda_{ov} < 100 \%$  $b_i/b_j \geq 0,75$

$\beta^* = b_1/b_0^*$

$b_0^* = b_0 - 2(t_w + r_0)$

1) Cette condition s'applique uniquement lorsque  $\beta \leq 0,85$ .

**Tableau 7.24 — Résistance de calcul des noeuds soudés avec barres de treillis en RHS ou CHS et membrures en U**

Type de noeud	Résistance de calcul [ $i = 1$ ou $2, j =$ barre de treillis recouverte]
<p>Noeuds en K et N avec espacement</p> 	<p>Ruine de la barre de treillis</p> $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i (b_i + b_{eff} + 2h_i - 4t_i) / \gamma_{M5}$ <p>Ruine de la membrure</p> $N_{i,Rd} = \frac{f_{y0} A_v}{\sqrt{3} \sin \theta_i} / \gamma_{M5}$ $N_{0,Rd} = \left[ (A_0 - A_v) f_{y0} + A_v f_{y0} \sqrt{1 - (V_{Ed} / V_{pl,Rd})^2} \right] / \gamma_{M5}$
<p>Noeuds en K et N avec recouvrement *)</p> 	<p>Ruine de la barre de treillis <math>25\% \leq \lambda_{ov} &lt; 50\%</math></p> $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i (b_{eff} + b_{e,ov} + (2h_i - 4t_i) \lambda_{ov} / 50) / \gamma_{M5}$ <p>Ruine de la barre de treillis <math>50\% \leq \lambda_{ov} &lt; 80\%</math></p> $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i (b_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i) / \gamma_{M5}$ <p>Ruine de la barre de treillis <math>\lambda_{ov} \geq 80\%</math></p> $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i (b_i + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i) / \gamma_{M5}$
$A_v = A_0 - (1 - \alpha) b_0^* t_0$ $b_0^* = b_0 - 2(t_w + r_0)$ <p>Pour les RHS : <math>\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + 4g^2 / 3t_f^2}}</math></p> <p>Pour les CHS : <math>\alpha = 0</math></p> $V_{pl,Rd} = \frac{f_{y0} A_v}{\sqrt{3}} / \gamma_{M5}$ $V_{Ed} = (N_{i,Ed} \sin \theta_i)_{\max}$	$b_{eff} = \frac{10}{b_0^* / t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{yi} t_i} b_i \quad \text{mais } b_{eff} \leq b_i$ $b_{e,ov} = \frac{10}{b_j / t_j} \frac{f_{yj} t_j}{f_{yi} t_i} b_i \quad \text{mais } b_{e,ov} \leq b_i$
<p>Pour les barres de treillis en CHS à l'exception de la ruine de la membrure, multiplier les résistances ci-dessus par <math>\pi/4</math> et remplacer <math>b_1</math> et <math>h_1</math> par <math>d_1</math> ainsi que <math>b_2</math> et <math>h_2</math> par <math>d_2</math>.</p>	
<p>*) Seule la barre de treillis recouvrante <math>i</math> nécessite une vérification. Il convient de prendre l'efficacité (c'est-à-dire la résistance de calcul du noeud divisée par la résistance plastique de calcul de la barre) de la barre recouverte <math>j</math> égale à celle de barre recouvrante.</p>	