FA100326 ISSN 0335-3931

normalisation française

XP P 22-311/A2

Septembre 2002

Indice de classement : **P 22-311/A2**

ICS : 91.080.10

Construction métallique

Eurocode 3 «Calcul des structures en acier» et Document d'Application Nationale

Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

E : Steel construction — Eurocode 3 «Design of steel structures» and National Application Document — Part 1-1 : General rules and rules for buildings

D : Stahlkonstruktion — Eurocode 3 «Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten» und Nationale Anwendungsdokumente — Teil 1-1 : Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau

© AFNOR 2002 — Tous droits réservés

Amendement A2

à la norme expérimentale P 22-311, de décembre 1992, publié par AFNOR en septembre 2002.

Les observations relatives à la présente norme expérimentale doivent être adressées à AFNOR avant le 30 août 2004.

Correspondance

Le présent document reproduit intégralement l'amendement A2:1998 à la Prénorme européenne ENV 1993-1-1:1992 et intègre les adaptations nationales relatives à cette ENV.

Analyse

Voir avant-propos national.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : bâtiment, construction métallique, acier, acier de construction, conception, règle de construction, règle de calcul, déformation, limite, assemblage, assemblage soudé, soudure d'angle, caractéristique mécanique, résistance des matériaux, fabrication, montage, dimension, résistance à la fatigue, résistance à la rupture, durabilité, flambement, déversement, poutre, poteau, profile creux, essai, chargement, référence aux normes.

Modifications

Corrections

Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR) — 11, avenue Francis de Pressensé — 93571 Saint-Denis La Plaine Cedex
Tél. : + 33 (0)1 41 62 80 00 — Fax : + 33 (0)1 49 17 90 00 — www.afnor.fr

Commission de Normalisation de la Construction Métallique

BNCM CNCMET

Membres de la commission de normalisation

Président : M MAITRE

Secrétariat : M PESCATORE — BNCM

M	ARIBERT	INSA RENNES
M	BAUDY	BUREAU VERITAS
M	BAZIN	SECRÉTAIRE GÉNÉRAL CGNORBÂT-DTU
M	BRAHAM	ASTRON BUILDING SYSTEMS
M	CHABROLIN	CTICM
M	CRETON	BNS
MME	DUSSAUGEY	SYNDICAT NATIONAL DES INDUSTRIES D'EQUIPEMENTS
M	ESTEVE	EDF DIRECTION DE L'EQUIPEMENT
M	GALEA	CTICM
M	GAULIARD	SYNDICAT DE LA CONSTRUCTION METALLIQUE DE FRANCE
M	GOURMELON	LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES
M	GRIMAULT	TUBEUROP FRANCE
M	KRUPPA	CTICM
M	IZABEL	SNPPA
M	LAPEYRE	C.E.P.
M	LE CHAFFOTEC	SOCOTEC
M	MAITRE	SOCOTEC
M	MARTIN	SNCF
M	MOUTY	
M	PAMIES	CETEN APAVE
MME	PATROUILLEAU	AFNOR
MME	PECHENARD	AFFIX
M	PERNIER	MINISTERE DE L'EQUIPEMENT, DU LOGEMENT, DU TRANSPORT ET DU TOURISME
MME	PETROVA	S.F.J.F.
M	RAMEAU	EDF
M	RAOUL	SETRA
M	REYNAUD	SERVICE TECHNIQUE DES REMONTEES MECANIQUES
M	ROUSSEAU	INSTITUT DE SOUDURE
M	RYAN	CTICM
M	SOKOL	P.A.B.
M	VILLETTE	BAUDIN-CHATEAUNEUF
M	VOISIN	I.N.R.S.

Sommaire

Page

AP.1 Introduction 4

AP.2 Relations avec la norme P 22-311, de décembre 1992 4

AP.3 Relations avec la norme XP ENV 1993-1-1/A1 4

Avant-propos national

AP.1 Introduction

La présente norme expérimentale reproduit intégralement l'ENV 1993-1-1:1992/A2:1998, approuvé par le Comité Européen de Normalisation (CEN) le 28/4/98 en tant qu'amendement à la norme européenne ENV 1993-1-1:1992 et spécifie les adaptations nationales qui ont été apportées à cet amendement.

Le présent document est une norme expérimentale, dénommée en abrégé ENV 1993-1-1/A2 DAN ou Eurocode 3 partie 1-1/A2 DAN, indice de classement P 22-311/A2.

Sur le plan européen, l'ENV 1993-1-1/A2 modifie l'ENV 1993:1992 de la manière suivante :

— *Ajout des annexes (informatives) suivantes :*

- *G : calcul pour la résistance à la torsion ;*
- *H : modélisation des structures de bâtiments pour l'analyse ;*
- *N : ouvertures dans les âmes ;*
- *Z : détermination de la résistance à partir d'essais.*

— *Remplacement de l'annexe J (normative) par une annexe J (normative) révisée : assemblages dans les ossatures de bâtiments.*

Sur le plan français, la présente norme expérimentale modifie la norme P 22-311 comme suit :

— *Ajout des annexes G, H, N et Z et leurs DAN.*

— *Remplacement de l'annexe J et son DAN, publiée sous l'indice de classement P 22-311-J (décembre 1992) par une nouvelle annexe J et son DAN.*

AP.2 Relations avec la norme P 22-311, de décembre 1992

a) Il y a lieu de se reporter à la norme expérimentale P 22-311-0 (ENV 1993-1-1:1992 ou Eurocode 3 partie 1-1) pour obtenir les informations générales applicables à toutes les parties et, en particulier, connaître les conventions de présentation relatives au DAN.

b) Il y a lieu également de se reporter à l'appendice de la norme expérimentale P 22-311-2 (Bases de calcul), qui fixe et récapitule les valeurs encadrées applicables à toutes les parties, sauf indication contraire dans les textes.

c) L'annexe J de la norme P 22-311 a été entièrement réécrite et étendue pour donner la présente annexe J. L'article 6.9 (assemblage poutre-poteau) de la norme P 22-311 + DAN est modifié comme suit :

- *modification de l'amendement initial de 6.9.2 (4) qui devient : on doit considérer que le moment résistant M_{rd} a une valeur fixée, quel que soit le type de courbe moment-rotation adopté. En l'état actuel, on ne dispose pas de procédure codifiée pour établir, pour un assemblage donné, une courbe moment-rotation de calcul et un moment résistant de calcul à partir de résultats expérimentaux. L'annexe J révisée donne dans les clauses J.2.1.2 et J.2.1.4 des indications pour déterminer une approximation linéaire simplifiée de la courbe moment-rotation.*
- *invalidation des clauses 6.9.6.2 (4), 6.9.6.2 (6) et 6.9.6.4 — la classification des assemblages poutre-poteau est désormais définie par le paragraphe J.2.2 de l'annexe J révisée. Les clauses J.2.1.2 et J.2.1.4 donnent des indications pour déterminer une approximation linéaire simplifiée de la courbe moment-rotation.*

AP.3 Relations avec la norme XP ENV 1993-1-1/A1

Les dispositions des articles (1) à (3) de l'annexe D (utilisation des nuances d'acier S420 et 460), paragraphe D.6.3 : assemblages poutres-poteaux, renvoyaient à différents paragraphes de l'annexe J de l'ENV 1993-1-1-DAN (P 22-311-J). Ces dispositions sont rendues caduques par la parution de la présente annexe J et il y a lieu de se reporter dorénavant à J.1.1(2) et J.5(3) en particulier.

NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM
EUROPEAN STANDARD

ENV 1993-1-1:1992/A2

Octobre 1998

ICS : 91.010.30

Descripteurs : bâtiments, construction métallique, calcul, codes de construction, règles de calcul.

Version française

Eurocode 3 : Calcul des structures en acier — Partie 1-1 : Règles générales — Règles générales et règles pour les bâtiments

Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-1 : Allgemeine Bemessungsregeln — Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau

Eurocode 3 — Design of steel structures — Part 1-1 : General rules — General rules and rules for building

Le présent amendement A2 modifie la prénorme européenne ENV 1993-1-1:1992.

Il a été adopté par le CEN le 28 avril 1998.

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 Secrétariat Central ou auprès des membres du CEN.

Le présent amendement existe en trois versions officielles (allemand, anglais, français). Une version faite dans une autre langue par traduction sous la responsabilité d'un membre du CEN dans sa langue nationale, et notifiée au Secrétariat Central, a le même statut que les versions officielles.

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

CEN

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Europäisches Komitee für Normung
European Committee for Standardization

Secrétariat Central : rue de Stassart 36, B-1050 Bruxelles

© CEN 1998 Tous droits d'exploitation sous quelque forme et de quelque manière que ce soit réservés dans le monde entier aux membres nationaux du CEN.

Réf. n° ENV 1993-1-1:1992/A2:1998 F

Sommaire

Page

Avant-propos 3

Annexe G (informative) **Calcul pour la résistance à la torsion** 5
G.1 Objet 5
G.2 Bases 5
G.3 Caractéristiques de torsion 6
G.4 Effets de la torsion 12
G.5 Torsion combinée avec d'autres sollicitations 12

Annexe H (informative) **Modélisation des structures de bâtiments pour l'analyse** 15
H.1 Généralités 15
H.2 Analyse préliminaire 15
H.3 Modélisation des ossatures 17
H.4 Structures triangulées 19

Annexe J (normative) **Assemblages dans les ossatures de bâtiments** 21
J.1 Généralités 21
J.2 Analyse et justifications 30
J.3 Résistance 41
J.4 Rigidité en rotation 73
J.5 Capacité de rotation 80

Annexe N (informative) **Ouvertures dans les âmes** 81
N.1 Généralités 81
N.2 Poutres comportant des ouvertures d'âme isolées 90
N.3 Poutres comportant des ouvertures d'âme multiples 101

Annexe Z (informative) **Détermination de la résistance de calcul à partir d'essais** 110
Z.1 Généralités 110
Z.2 Bases 112
Z.3 Procédure d'évaluation standard 113
Z.4 Procédure simplifiée pour le cas de connaissances préalables 123

Avant-propos

Objectifs des Eurocodes

(1) Les «Eurocodes Structuraux» constituent un ensemble de normes élaborées en vue du calcul géotechnique et structural des bâtiments et ouvrages de Génie Civil.

(2) Ils ne couvrent l'exécution et le contrôle que dans la mesure où cela est nécessaire pour indiquer la qualité des produits de construction et le niveau d'exécution indispensables pour la conformité aux hypothèses des règles de calcul.

(3) Jusqu'à ce que l'ensemble des spécifications techniques harmonisées pour les produits et pour les méthodes d'essai de leurs comportements soit disponible, quelques-uns des Eurocodes Structuraux couvrent certains de ces aspects dans des annexes informatives.

Historique du Programme des Eurocodes

(4) La Commission des Communautés Européennes (CCE) eut l'initiative de démarrer le travail d'établissement d'un ensemble de règles techniques harmonisées pour le calcul des bâtiments et ouvrages de génie civil, règles destinées à être utilisées, au début, comme alternative aux différentes règles en vigueur dans les différents états membres et, ultérieurement, à les remplacer. Ces règles techniques se sont fait connaître sous le nom «d'Eurocodes Structuraux».

(5) En 1990, après consultation de ses états membres, la CCE a transféré le travail d'élaboration, de diffusion et de mise à jour des Eurocodes Structuraux au CEN, et le Secrétariat de l'AELE a accepté d'aider le CEN dans cette tâche.

(6) Le Comité Technique CEN/TC 250 du CEN est responsable de tous les Eurocodes Structuraux.

Programme des Eurocodes

(7) Les travaux sont en cours sur les Eurocodes Structuraux suivants, chacun d'eux étant généralement constitué de plusieurs parties :

EN 1991	Eurocode 1	Bases de calcul et 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	Résistance des structures aux séismes ;
EN 1999	Eurocode 9	Calcul des structures en aluminium.

(8) Des sous-comités distincts ont été constitués par le CEN/TC 250 pour les différents Eurocodes mentionnés ci-dessus.

(9) Le présent amendement A2 concerne la partie 1.1 de l'Eurocode 3 qui a été publiée par le CEN en tant que Prénorme Européenne (ENV) en Avril 1992 avec une durée de vie initiale de trois ans.

(10) La présente prénorme est destinée à l'application expérimentale et est soumise à commentaires.

(11) Au terme d'une durée approximative de deux ans, les membres du CEN seront invités à soumettre des commentaires formels qui seront pris en compte dans la détermination des actions futures.

(12) Dans l'intervalle, il convient de transmettre les réactions et commentaires concernant la présente Prénorme au Secrétariat du CEN/TC 250/SC 3 à l'adresse suivante :

BSI Standards

British Standards House

389 Chiswick High Road

London W4 4AL

England

ou à votre organisme national de normalisation.

Documents d'Application Nationale (DAN)

(13) Dans l'optique des responsabilités incombant aux autorités des pays membres en ce qui concerne la sécurité, la santé, et autres domaines couverts par les exigences essentielles de la Directive sur les Produits de Construction (DPC), certains éléments de sécurité figurant dans la présente ENV ont été affectés de valeurs indicatives identifiées par [ ]. Il appartient aux autorités de chaque pays membre de revoir les valeurs encadrées, et elles ont la faculté de substituer des valeurs alternatives définitives pour ces éléments de sécurité en vue de l'application nationale.

(14) Certaines normes européennes ou internationales de référence indispensables peuvent ne pas être disponibles à la publication de la présente prénorme. Il est par conséquent prévu qu'un Document d'Application Nationale (DAN) donnant les valeurs définitives des éléments de sécurité faisant références aux normes d'accompagnement compatibles et précisant les directives nationales d'application de la présente prénorme, soit publié dans chaque état membre ou son organisme de normalisation.

(15) Il est prévu que la présente prénorme soit utilisée complètement avec le DAN en vigueur dans le pays où le bâtiment ou l'ouvrage de génie civil est situé.

Spécificités de la présente Prénorme

(16) L'objet de l'Eurocode 3 est défini dans le paragraphe 1.1.1 de l'ENV 1993-1-1. Les parties supplémentaires de l'Eurocode 3 qui sont prévues sont indiquées dans le paragraphe 1.1.3 de l'ENV 1993-1-1.

(17) Le présent amendement A2 à l'ENV 1993-1-1 comprend cinq annexes séparées, G, H, J, N et Z.

(18) L'annexe J du présent amendement A2 est une version étendue révisée. Elle remplace la version originale de l'annexe J de l'ENV 1993-1-1:1992, qui est donc annulée et retirée.

(19) L'extension de l'annexe J comprend les cornières de semelles, une méthode améliorée pour la prévision de la rigidité en rotation, ainsi que des types d'assemblages supplémentaires.

(20) En raison de l'extension de l'annexe J à la couverture de types d'assemblages supplémentaires, son titre a été modifié en «Assemblages dans les ossatures de bâtiments».

(21) Dans l'annexe N, deux symboles différents b_w et d_w ont été utilisés pour la hauteur d'âme. Dans la section 5 de l'ENV 1993-1-1, on utilise le symbole d ; cependant dans le paragraphe 5.3 d représente la hauteur libre entre les rayons congés ou les soudures âme-semelles, alors que dans le paragraphe 5.6 d représente la hauteur hors-tout entre semelles. L'annexe N concerne ces deux dimensions et par conséquent, pour éviter les confusions, b_w a été utilisé pour la hauteur libre et d_w pour la hauteur hors-tout.

(22) En relation avec l'annexe Z, il est reconnu qu'il subsiste des différences entre les avis d'experts dans le domaine de la fiabilité des structures. Toutefois, le contenu de l'annexe Z est cohérent avec ceux des annexes A et D de l'ENV 1991-1, et compatible avec l'ISO 2394:1986 «Principes généraux de la fiabilité des constructions». Il est également représentatif des procédures réellement utilisées pour l'étalonnage de la plupart des dispositions de l'ENV 1993-1-1 et d'un grand nombre de celles de l'ENV 1994-1-1.

Annexe G

(informative)

Calcul pour la résistance à la torsion

G.1 Objet

(1) La présente annexe donne des règles d'application pour le calcul des éléments soumis à une torsion dans les structures de bâtiments, en respectant les principes donnés dans la section 5.

(2) Cette annexe donne des règles d'application et des informations pour :

a) la détermination de la résistance à la torsion des éléments en profils en I, en H, en U ou en profils creux de construction ;

b) la détermination des constantes de torsion uniforme et des constantes de torsion non uniforme pour les profils ouverts laminés à chaud en vue :

- de la détermination des résistances à la torsion ;
- du calcul des déformations élastiques à la torsion ;
- des vérifications au déversement.

c) la vérification de la résistance des éléments soumis à une combinaison de torsion et de flexion ou d'effort axial.

(3) Les règles données dans la présente annexe s'appliquent aux éléments comportant des sections transversales de Classe 1, de Classe 2 ou de Classe 3, avec des âmes de dimensions telles qu'elles ne sont pas sensibles au voilement par cisaillement.

(4) La détermination du moment de torsion s'exerçant dans une section particulière en fonction du chargement et des conditions d'appui ne fait pas partie de la présente annexe G.

NOTE Pour les effets de torsion et de déformation transversale dans les ponts, voir ENV 1993-2.

G.2 Bases

(1) Lorsqu'un élément est soumis à une torsion, il se tord selon son axe longitudinal, qui passe par le centre de cisaillement de la section transversale. Cependant, il ne se produit pas de torsion si la résultante du chargement externe appliqué passe par le centre de cisaillement de la section transversale. Dans des situations de calcul pratiques, il convient de préférence d'éviter la torsion en appliquant les charges de telle manière que leur résultante passe par le centre de cisaillement.

(2) En général, on peut considérer que la transmission des charges par l'intermédiaire des assemblages appliquant les charges sur les éléments garantit que les charges appliquées passent par le centre de cisaillement. Ceci peut également être pris pour hypothèse pour les charges provenant de dalles de plancher appuyées sur des semelles supérieures de poutres, même pour celles de section transversale en U, à condition que la déformation ne puisse se produire que dans le sens perpendiculaire au plan de la dalle.

(3) Le calcul consistant à supporter les charges en utilisant la torsion ne constitue pas en général une méthode efficace de transmission des charges. Il convient de l'éviter dans la mesure du possible.

(4) Lorsqu'il n'est pas possible d'éviter la torsion, il convient de prendre soin de disposer les éléments structuraux de manière à minimiser ses effets. L'attention portée aux détails, en particulier lorsqu'on étudie la façon dont les charges sont réellement transmises aux éléments, peut minimiser ou éliminer de nombreuses difficultés potentielles associées aux effets de la torsion.

(5) Lorsqu'une excentricité de torsion significative est inévitable, il convient de considérer l'utilisation de poutres-caissons, comprenant soit une poutre à treillis totalement triangulée sur toutes ses faces, soit des profils creux laminés ou reconstitués.

(6) Lorsque la résistance à la torsion des éléments est nécessaire pour maintenir l'équilibre avec les charges appliquées, il convient de modéliser ces éléments comme encastrés contre la torsion pour l'analyse globale élastique. Toutefois, il convient de modéliser les assemblages normalement sans aucun encastrement contre le gauchissement, sauf si des dispositions appropriées peuvent être prises dans les détails d'assemblage pour résister aux bi-moments de gauchissement.

(7) Il convient de prendre en compte les moments de torsion résultants dans le calcul des assemblages, ainsi que les autres sollicitations, y compris tout bi-moment de gauchissement éventuel.

(8) Dans les structures de bâtiments soumises à un chargement statique prédominant, un assemblage peut, selon le cas, être modélisé pour l'analyse globale élastique comme articulé à la torsion ainsi que libre au gauchissement, indépendamment de la modélisation de cet assemblage comme articulé, rigide ou semi-rigide par rapport à sa résistance aux moments fléchissants.

(9) Dans le cas décrit en (8), il convient néanmoins de prendre en compte les effets éventuels des déplacements de torsion des éléments en acier sur d'autres composants du bâtiment aux états limites de service.

(10) Dans tous les cas, il convient de s'assurer de la cohérence des détails des nœuds d'assemblage avec les hypothèses prises dans l'analyse globale.

G.3 Caractéristiques de torsion

G.3.1 Constante de torsion

(1) Pour les profils en I ou en H soudés comportant des semelles parallèles, voir Figure G.1, il convient de déterminer la constante de torsion I_t au moyen de la formule suivante :

$$I_t = \frac{1}{3}\sum_{i=1}^{3} b_i t_i^3 \qquad \text{... (G.1)}$$

où :

b_i est la largeur de la paroi *i* de la section transversale ;

t_i est l'épaisseur de la paroi *i* de la section transversale.

(2) Pour les profils laminés à chaud comportant des semelles parallèles, voir Figure G.2, il convient de déterminer la constante de torsion I_t au moyen de la formule suivante :

— pour un profil en I ou en H :

$$I_t = 2I_1 + I_2 + 2k_1 D_1^4 \qquad \text{... (G.2)}$$

— pour un profil en U :

$$I_t = 2I_1 + I_2 + 2k_2 D_2^4 \qquad \text{... (G.3)}$$

— pour un profil en T :

$$I_t = I_1 + I_3 + k_1 D_1^4 \qquad \text{... (G.4)}$$

avec :

$$I_1 = \left(b - 0{,}630\ t_f\right) t_f^3 / 3 \qquad \text{... (G.5)}$$

$$I_2 = \left(h - 2t_f\right) t_w^3 / 3 \qquad \text{... (G.6)}$$

$$I_3 = \left(h - t_f - 0{,}315\ t_w\right) t_w^3 / 3 \qquad \text{... (G.7)}$$

$$k_1 = -0{,}0420 + 0{,}2204 t_w/t_f + 0{,}1355\ r/t_f - 0{,}0865\ r t_w/t_f^2 - 0{,}0725\left(t_w/t_f\right)^2 \qquad \text{... (G.8)}$$

$$k_2 = -0{,}0908 + 0{,}2621 t_w/t_f + 0{,}1231\ r/t_f - 0{,}0752\ r t_w/t_f^2 - 0{,}0945\left(t_w/t_f\right)^2 \qquad \text{... (G.9)}$$

$$D_1 = \frac{\left(r + t_f\right)^2 + t_w\left(r + t_w/4\right)}{2r + t_f} \quad \text{... (G.10)}$$

$$D_2 = 2\left(3r + t_f + t_w - \sqrt{2\left(2r + t_f\right)\left(2r + t_w\right)}\right) \quad \text{... (G.11)}$$

(3) Pour les profils laminés à chaud comportant des semelles à épaisseur décroissante, voir figure G.3, avec une pente n'excédant pas 1:6, il convient de déterminer la constante de torsion I_t au moyen de la formule suivante :

— pour un profil en I ou en H :

$$I_t = 2I_4 + I_5 + 2k_3D_3^4 \quad \text{... (G.12)}$$

— pour un profil en U :

$$I_t = 2I_6 + I_5 + 2k_4D_4^4 \quad \text{... (G.13)}$$

avec :

$$I_4 = \left(b - t_w\right)\left(t_1 + t_2\right)\left(t_1^2 + t_2^2\right)/12 + t_w t_2^3/3 - 2\nu_1 t_1^4 \quad \text{... (G.14)}$$

$$I_5 = \left(h - 2t_2\right)t_w^3/3 \quad \text{... (G.15)}$$

$$I_6 = \left(b - t_w\right)\left(t_1 + t_2\right)\left(t_1^2 + t_2^2\right)/12 + t_w t_2^3/3 - \nu_2 t_1^4 - 0{,}105t_2^4 \quad \text{... (G.16)}$$

$$k_3 = \alpha_1 + 6s_1\left(\alpha_2 - \alpha_1\right) \quad \text{... (G.17)}$$

$$k_4 = \alpha_3 + 6s_2\left(\alpha_4 - \alpha_3\right) \quad \text{... (G.18)}$$

$$\alpha_1 = -0{,}0420 + 0{,}2204t_w/t + 0{,}1355\ r/t - 0{,}0865\ rt_w/t^2 - 0{,}0725\left(t_w/t\right)^2 \quad \text{... (G.19)}$$

$$\alpha_2 = -0{,}0836 + 0{,}2536t_w/t_2 + 0{,}1268\ r/t_2 - 0{,}0806\ rt_w/t_2^2 - 0{,}0858\left(t_w/t_2\right)^2 \quad \text{... (G.20)}$$

$$\alpha_3 = -0{,}0908 + 0{,}2621t_w/t + 0{,}1231\ r/t - 0{,}0752\ rt_w/t^2 - 0{,}0945\left(t_w/t\right)^2 \quad \text{... (G.21)}$$

$$\alpha_4 = -0{,}1325 + 0{,}3015t_w/t_2 + 0{,}1400\ r/t_2 - 0{,}1070\ rt_w/t_2^2 - 0{,}0956\left(t_w/t_2\right)^2 \quad \text{... (G.22)}$$

$$t = \left(t_1 + t_2\right)/2 \quad \text{... (G.23)}$$

$$D_3 = \frac{\left(m_1 + t_3\right)^2 + t_w\left(r + t_w/4\right)}{m_1 + r + t_3} \quad \text{... (G.24)}$$

$$D_4 = 2\left(3r + m_2 + t_w - \sqrt{2\left(2r + m_2\right)\left(2r + t_w\right)}\right) \quad \text{... (G.25)}$$

$$v_1 = 0{,}10504 + 0{,}10000 s_1 + 0{,}08480 s_1^2 + 0{,}06746 s_1^3 + 0{,}05153 s_1^4 \quad \text{... (G.26)}$$

$$v_2 = 0{,}10504 + 0{,}10000 s_2 + 0{,}08480 s_2^2 + 0{,}06746 s_2^3 + 0{,}05153 s_2^4 \quad \text{... (G.27)}$$

$$s_1 = 2\left(t_3 - t_1\right) / b \quad \text{... (G.28)}$$

$$s_2 = \left(t_2 - t_1\right) / \left(b - t_w\right) \quad \text{... (G.29)}$$

$$m_1 = r\, s_1 \left(\sqrt{1 + \left(1 / s_1\right)} - 1 - 0{,}5\, t_w / r \right) \quad \text{... (G.30)}$$

$$m_2 = t_2 - r\left(s_2 + 1 - \sqrt{1 + s_2^2} \right) \quad \text{... (G.31)}$$

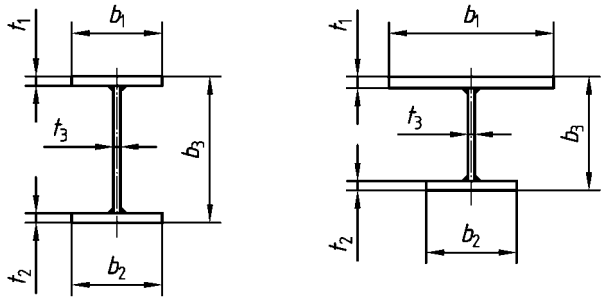


Figure G.1 — Profils en I et en H à semelles parallèles

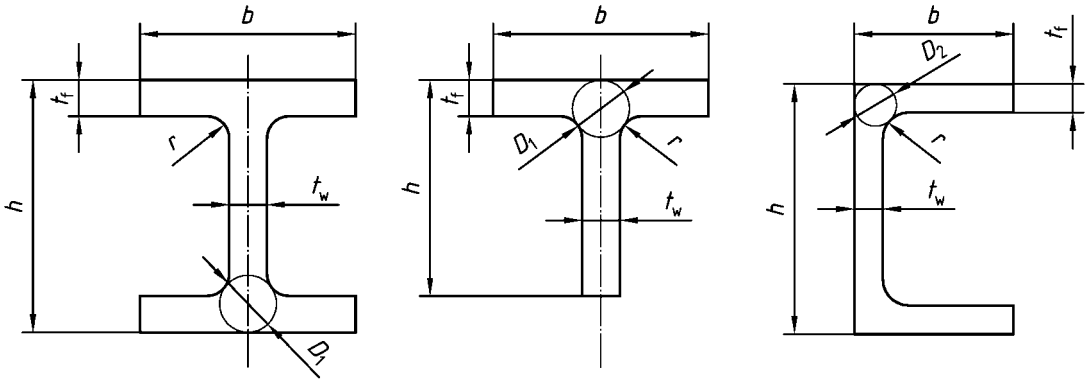


Figure G.2 — Profils laminés à chaud à semelles parallèles

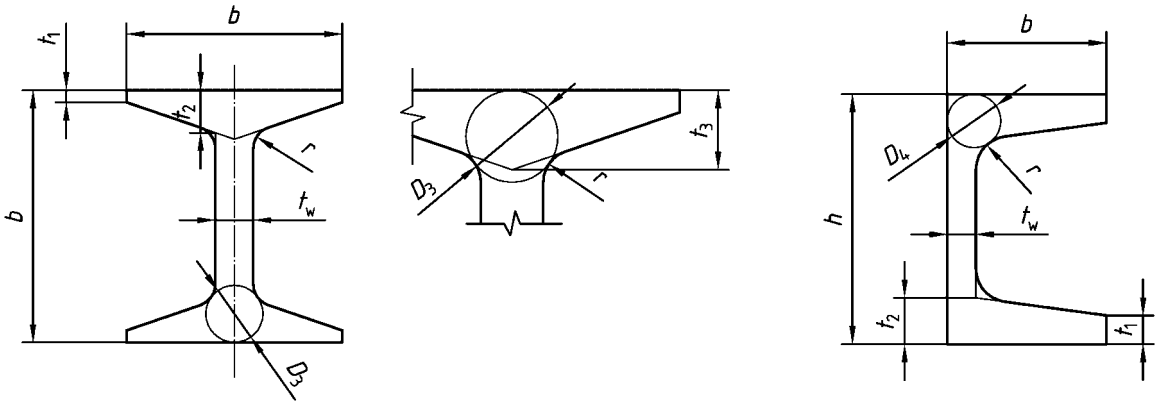


Figure G.3 — Profils laminés à chaud à semelles d’épaisseur décroissante

G.3.2 Inertie de gauchissement et centre de cisaillement

(1) Pour les profils en I ou en H doublement symétriques soudés ou laminés à chaud, voir Figure G.4, il convient de déterminer l'inertie de gauchissement I_w au moyen de la formule suivante :

$$I_w = 0{,}25\, h_f^2 I_z \quad \text{... (G.32)}$$

avec :

$$h_f = \left(h - t_f\right) \quad \text{... (G.33)}$$

(2) Pour les profils en I ou en H monosymétriques soudés ou laminés à chaud, voir Figure G.5, il convient de déterminer l'inertie de gauchissement I_w et la position z_s du centre de cisaillement **S** par rapport au centre de gravité **O** au moyen des formules suivantes :

$$I_w = \frac{h_f^2 I_{z1} I_{z2}}{I_{z1} + I_{z2}} \quad \text{... (G.34)}$$

$$z_s = \frac{h_1 I_{z1} - h_2 I_{z2}}{I_{z1} + I_{z2}} \quad \text{... (G.35)}$$

où :

h_1 est la distance entre l'axe de la semelle supérieure et le centre de gravité **O** ;

h_2 est la distance entre l'axe de la semelle inférieure et le centre de gravité **O** ;

I_{z1} est le moment d'inertie de flexion de la semelle supérieure selon l'axe de faible inertie de la section transversale ;

I_{z2} est le moment d'inertie de flexion de la semelle inférieure selon l'axe de faible inertie de la section transversale ;

(3) Pour les profils en U laminés à chaud, voir Figure G.6, il convient de déterminer l'inertie de gauchissement I_w et la position y_s du centre de cisaillement **S** par rapport au centre de gravité **O** au moyen des formules suivantes :

$$I_w = 0{,}25\, h_f^2 \left(I_z - e_w^2 A \left(0{,}25\, A h_f^2 / I_y - 1 \right) \right) \quad \text{... (G.36)}$$

$$y_s = -e_w \left(1 + 0{,}25\, A h_f^2 / I_y \right) \quad \text{... (G.37)}$$

avec :

$$e_w = \left(y_o - 0{,}5\, t_w \right) \quad \text{... (G.38)}$$

$$h_f = \left(h - t_f \right) \quad \text{... (G.39)}$$

où :

A est l'aire de la section transversale ;

y_o est la distance entre le dos de l'âme et le centre de gravité **O**.

(4) Pour les autres profils, à défaut de valeurs plus précises, l'inertie de gauchissement I_w ainsi que l'emplacement du centre de cisaillement peuvent être déterminés au moyen des formules données dans le tableau G.1 pour les profils à parois minces.

NOTE Des valeurs de I_w sont données dans certains catalogues de caractéristiques de profils.

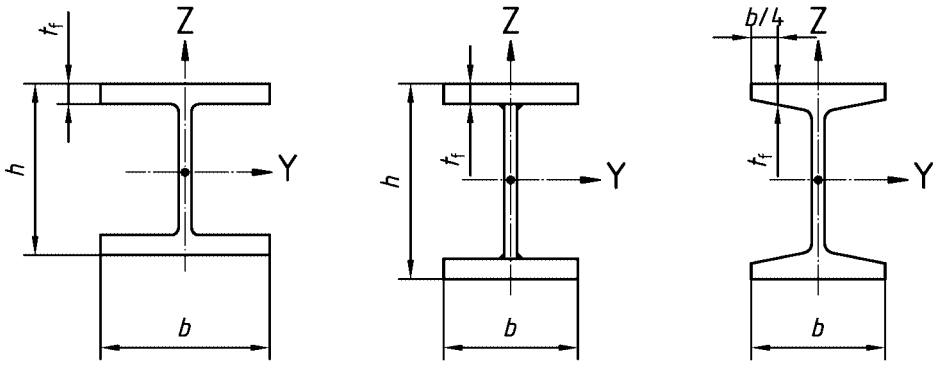


Figure G.4 — Profils en I et en H à doublement symétriques laminés à chaud

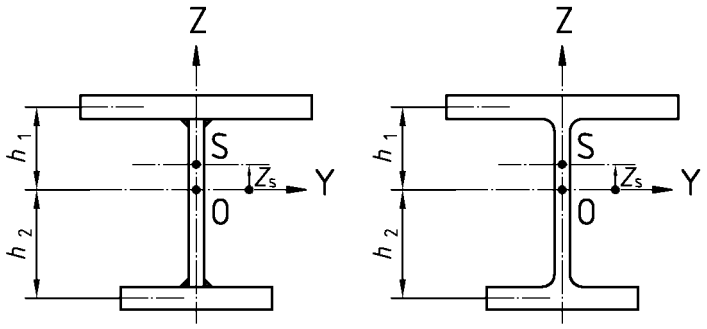


Figure G.5 — Profils en I et en H monosymétriques soudés et laminés à chaud

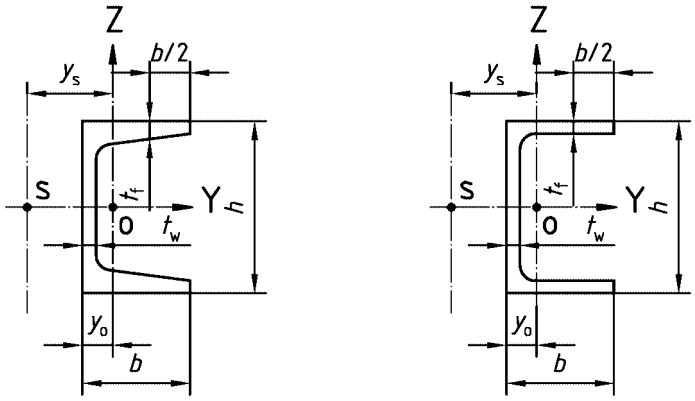
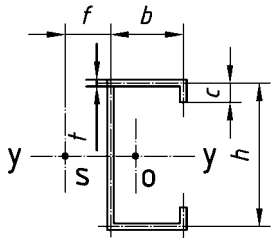
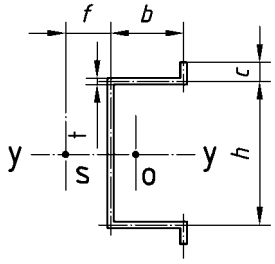
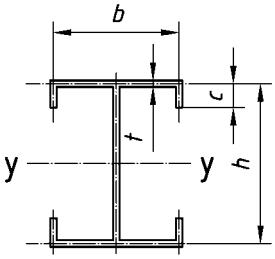
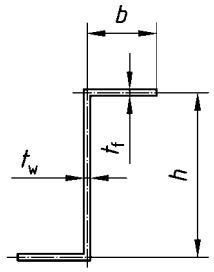
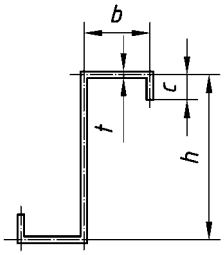
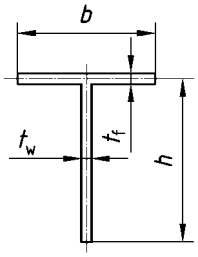


Figure G.6 — Profils en U laminés à chaud

Tableau G.1 — Centre de cisaillement et inertie de gauchissement I_w pour les profils à parois minces

	$\frac{b^2h^2t}{I_y}\left[\frac{1}{4}+\frac{c}{2\,b}-\frac{2c^3}{3\,b\,h^2}\right]$ $I_w = \frac{b^2t}{6}\left[4c^3+6c^2h+3\,c\,h^2+b\,h^2\right]-f^2\,I_y$
	$f = \frac{b^2h^2t}{I_y}\left[\frac{1}{4}+\frac{c}{2\,b}-\frac{2c^3}{3\,b\,h^2}\right]$ $I_w = \frac{b^2t}{6}\left[4c^3+6c^2h+3\,c\,h^2+b\,h^2\right]-f^2\,I_y$
	$I_w = \frac{h^2I_z}{4}+b^2c^2t\left[\frac{h}{2}+\frac{c}{3}\right]$
	$\frac{b^3h^2t_f}{12}\left[\frac{b+2h}{2b+h}\right]$
	$I_w = \frac{b^2t}{12\,(2b+h+2c)}\left[\begin{array}{l} h^2\left(b^2+2\,b\,h+4\,b\,c+6\,c\,h\right) \\ +\,4\,c^2\left(3\,b\,h+3h^2+4\,b\,c+2\,c\,h+c^2\right)\end{array}\right]$
	$I_w = \frac{b^3t_f^3}{144}+\frac{\left(h-t_f/2\right)^3t_w^3}{36}$
NOTE 1 Dans ce tableau, les dimensions *b*, *c*, *f* et *h* sont mesurées par rapport aux lignes moyennes des parois.	
NOTE 2 Les effets de rayons d'angle ne sont pas pris en compte dans les expressions données dans ce tableau.	

G.4 Effets de la torsion

(1) Lorsqu'une force entraînant une sollicitation de torsion dans un élément est appliquée de telle sorte que la rotation de torsion de l'élément modifie la distance entre la ligne d'action de la force et le centre de cisaillement de la section transversale, il convient de prendre en compte cet effet pour la détermination de la sollicitation s'exerçant dans l'élément.

(2) Il convient en général de diviser la sollicitation de torsion totale T_{Sd} au niveau d'une section transversale quelconque en deux parties telles que :

$$T_{Sd} = T_{v,Sd} + T_{w,Sd} \quad \text{... (G.40)}$$

où :

$T_{v,Sd}$ est le moment de torsion de St Venant ;

$T_{w,Sd}$ est le moment de torsion non uniforme.

(3) Les valeurs de $T_{v,Sd}$ et $T_{w,Sd}$ au niveau d'une section transversale quelconque peuvent être déterminées à partir de T_{Sd} par l'analyse élastique, en prenant en compte les caractéristiques de section de l'élément, les conditions d'encastrement au niveau des appuis et la répartition des actions sur la longueur de l'élément.

(4) Comme approche conservative, dans le cas d'un élément à section transversale ouverte, tel un profilé en I, en H ou en U, on peut considérer que :

$$T_{Sd} = T_{w,Sd} \quad \text{... (G.41)}$$

(5) Par simplification, dans le cas d'un élément à section transversale fermée, tel un profil creux de construction, on peut considérer que :

$$T_{Sd} = T_{v,Sd} \quad \text{... (G.42)}$$

(6) Il convient de déterminer l'angle de torsion $\phi_{ser,Ed}$ résultant de la rotation de torsion aux états limites de service, et il convient de vérifier son acceptabilité par rapport à la fonction de l'élément.

(7) Aux états limites ultimes, il convient de prendre en compte les contraintes suivantes provoquées par la torsion :

— les contraintes de cisaillement $\tau_{v,Ed}$ résultant de la torsion de St Venant $T_{v,Sd}$;

— les contraintes normales $\sigma_{w,Ed}$ et les contraintes de cisaillement $\tau_{w,Ed}$ résultant de la torsion non uniforme $T_{w,Sd}$.

G.5 Torsion combinée avec d'autres sollicitations

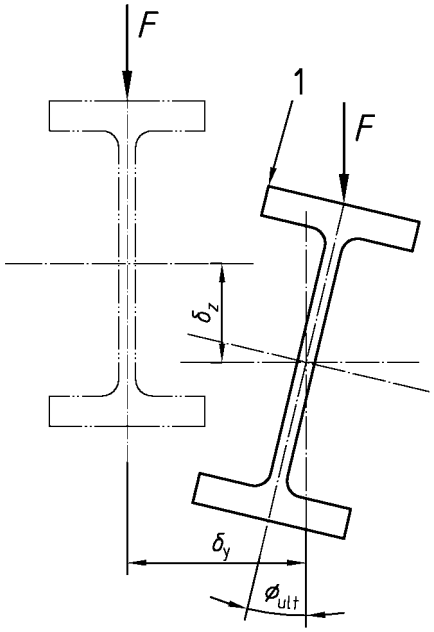
(1) En cas de combinaison de flexion et de torsion, il convient de prendre en compte les moments fléchissants modifiés $M_{\phi y,Sd}$ et $M_{\phi z,Sd}$ selon les axes de forte et de faible inertie de la section transversale, résultant de la rotation de torsion de la section transversale sur un angle de torsion $\phi_{ult,Ed}$ par rapport à sa position non chargée, voir Figure G.7. Il convient de prendre également en compte le moment de torsion modifié $T_{\phi,Sd}$ résultant des déformations de flexion $\delta_{y,Ed}$ et $\delta_{z,Ed}$ de l'élément par rapport aux positions non chargées de ses axes de forte et de faible inertie.

(2) En cas de combinaison de flexion et de torsion dans un élément sensible au déversement, il convient de prendre en compte l'interaction éventuelle entre les deux effets.

(3) L'interaction entre les effets de torsion et de flexion peut être considérée comme analogue au comportement d'un élément soumis à une flexion et à une compression axiale, où l'effort axial amplifie les déformations latérales associées aux moments fléchissants, induisant ainsi des moments fléchissants additionnels.

Dans le cas de flexion et de torsion, le moment fléchissant amplifie les déformations de rotation et de gauchissement associées au moment de torsion, et il convient donc de tenir compte des moments de torsion additionnels que ce phénomène induit dans l'élément.

(4) En cas de combinaison de compression axiale et de torsion dans un élément sensible l'instabilité par torsion ou à l'instabilité par torsion-flexion résultant de la compression axiale, il convient de prendre également en compte une interaction éventuelle entre ces effets.



Légende

1 Point sur la section transversale où apparaît la contrainte maximale

Figure G.7 — Moments additionnels résultant de la torsion

(5) La résistance d'un élément soumis à une combinaison de moment de torsion et d'autres sollicitations peut être vérifiée de la façon suivante. Il convient de déterminer les sollicitations additionnelles résultant d'effets du second ordre en prenant dûment en compte les imperfections initiales des éléments et les interactions décrites en (2) et (4). Il convient de calculer les sollicitations amplifiées s'exerçant dans l'élément en combinant ces sollicitations du second ordre avec les sollicitations primaires (du premier ordre), modifiées par la rotation de torsion et les déformations des axes selon la description donnée en (1).

(6) La résistance de l'élément aux sollicitations amplifiées résultantes obtenues selon (5) peut être prise égale à sa résistance plastique si les conditions suivantes sont satisfaites :

a) la section transversale de l'élément est de Classe 1 ou de Classe 2 ;

b) le comportement élastoplastique de l'élément est déterminé en prenant dûment en compte les effets :

— des imperfections géométriques initiales ;

— des contraintes résiduelles ;

— de l'extension des zones plastiques sur la longueur de l'élément ;

c) les effets du comportement élastoplastique sont pris en compte dans la détermination :

— des valeurs relatives de $T_{v,Sd}$ et $T_{w,Sd}$;

— du déplacement du centre de cisaillement ;

— du déplacement de l'axe neutre ;

— des effets de l'augmentation des taux de déformation résultant de la flexion, de la rotation et du gauchissement ;

— de l'augmentation éventuelle de l'angle de torsion résultant de la plasticité aux états limites de service.

(7) Comme alternative à (5) et (6), une plastification partielle peut être prise en compte dans une analyse élastique au second ordre de l'élément en tenant compte des imperfections initiales. Les imperfections géométriques initiales ainsi que les contraintes résiduelles peuvent être représentées par une imperfection géométrique équivalente dans le sens de l'axe de faible inertie de la section transversale, avec la valeur donnée dans la Figure 5.5.1 pour la courbe de flambement appropriée (courbe **a** pour un profil laminé et courbe **c** pour un profil soudé).

(8) Il convient de vérifier la résistance de la section transversale aux sollicitations amplifiées obtenues selon (7) en prenant en compte la plasticité partielle, de la façon suivante :

a) pour un élément dont la section transversale est de Classe 1 ou de Classe 2 :

$$\frac{N_{Sd}}{A\, f_y/\gamma_{M1}} + \frac{M_{\phi y,Sd}}{W_{p\ell,y} f_y/\gamma_{M1}} + \frac{M_{\phi z,Sd}}{\alpha_T W_{e\ell,z,Rd} f_y/\gamma_{M1}} + \frac{\sigma_{\phi w,Ed}}{\alpha_T f_y/\gamma_{M1}} \le 1 \qquad \text{... (G.43)}$$

où le facteur α_T est obtenu au moyen des expressions suivantes :

— pour un profil en I ou en H ou un profil creux de construction :

$$\alpha_T = \frac{W_{p\ell,z}}{W_{e\ell,z}} \quad \text{mais } \alpha_T \le 1{,}25 \qquad \text{... (G.44a)}$$

— pour un profil en U :

$$\alpha_T = 1{,}0 \qquad \text{... (G.44b)}$$

b) pour un élément dont la section transversale est de Classe 3 :

$$\frac{N_{Sd}}{A\, f_y/\gamma_{M1}} + \frac{M_{\phi y,Sd}}{W_{e\ell,y} f_y/\gamma_{M1}} + \frac{M_{\phi z,Sd}}{W_{e\ell,z,Rd} f_y/\gamma_{M1}} + \frac{\sigma_{\phi w,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}} \le 1 \qquad \text{... (G.45)}$$

(9) En outre, il convient de limiter la déformation plastique de cisaillement en vérifiant la résistance de la section transversale à une combinaison d'effort tranchant et de moment de torsion au moyen de :

$$\beta_v \le 1 \qquad \text{... (G.46a)}$$

où la valeur β_v est donnée par les expressions suivantes :

— pour un profil en I ou en H ;

$$\beta_v = \frac{V_{Sd}/A_v}{\left(f_y/\sqrt{3}\right)/\gamma_{M0}} + \left(\frac{\tau_{v,Ed}}{1{,}25\left(f_y/\sqrt{3}\right)/\gamma_{M0}}\right)^2 \qquad \text{... (G.46b)}$$

— pour un profil en U :

$$\beta_v = \frac{V_{Sd}/A_v}{\left(f_y/\sqrt{3}\right)/\gamma_{M0}} + \left(\frac{\tau_{v,Ed}}{1{,}25\left(f_y/\sqrt{3}\right)/\gamma_{M0}}\right)^2 + \frac{\tau_{w,Ed}}{\left(f_y/\sqrt{3}\right)/\gamma_{M0}} \qquad \text{... (G.46c)}$$

— pour un profil creux de construction :

$$\beta_v = \frac{V_{Sd}/A_v}{\left(f_y/\sqrt{3}\right)/\gamma_{M0}} + \frac{\tau_{v,Ed}}{\left(f_y/\sqrt{3}\right)/\gamma_{M0}} \qquad \text{... (G.46d)}$$

(10) Si la valeur de β_v est supérieure à 0,5 il convient alors de réduire le moment résistant de la section transversale comme spécifié en 5.4.7 au moyen d'une valeur de ρ donnée par :

$$\rho = \left(2\,\beta_v - 1\right)^2 \qquad \text{... (G.47)}$$

Annexe H

(informative)

Modélisation des structures de bâtiments pour l'analyse

H.1 Généralités

H.1.1 Objet

(1) La présente annexe donne des recommandations pour une modélisation simplifiée fiable des structures de bâtiments soumises à un chargement statique prédominant. Ces modèles peuvent être adoptés comme alternative à d'autres modèles plus sophistiqués.

(2) Elle est prévue pour une utilisation en conjonction avec le 5.2 pour la détermination des sollicitations résultant des charges de calcul pour les vérifications aux états limites ultimes.

(3) Les méthodes données dans la présente annexe peuvent également être utilisées en conjonction avec la section 4 pour les vérifications aux états limites de service.

(4) L'action mixte avec des murs, dalles, etc., n'est pas prise en compte dans la présente annexe.

(5) La présente annexe ne couvre pas de méthodes prévues pour l'analyse sismique, qui est couverte dans l'ENV 1998, ni pour le calcul avec collaboration de l'enveloppe, qui est couvert dans l'ENV 1993-1-3.

H.1.2 Définitions

(1) Les termes suivants utilisés dans la présente annexe sont définis en 1.4.2 :

— ossature ;

— modélisation en structure semi-continue ;

— modélisation en structure continue ;

— modélisation en structure articulée ;

— analyse globale ;

— longueur d'épure ;

— longueur de flambement.

(2) Le terme «système de contreventement» est défini en 5.2.5.1(1).

(3) Les termes «attache» et «assemblage» sont définis dans l'annexe J.

H.2 Analyse préliminaire

H.2.1 Concept structural

(1) Il convient de baser la disposition générale des éléments structuraux sur les exigences correspondant à l'utilisation prévue des bâtiments, y compris la résistance aux actions susceptibles de se produire, voir 2.1.

(2) Il convient d'identifier les catégories suivantes d'éléments structuraux :

a) les *éléments structuraux principaux* : comprenant les ossatures principales, leurs attaches et assemblages ainsi que leurs fondations, qui forment ensemble les chemins par lesquels les forces verticales et horizontales agissant sur le bâtiment sont transmises au sol ;

b) les *éléments structuraux secondaires* : tels les poutres secondaires ou pannes, qui transmettent les charges aux éléments structuraux principaux ;

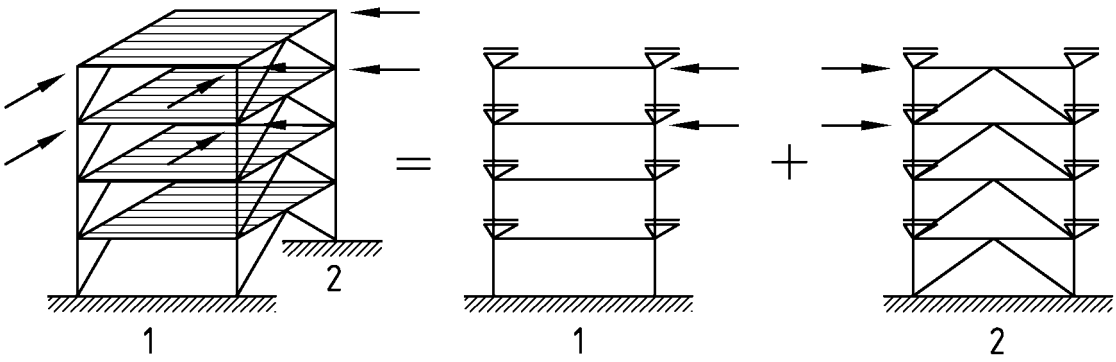
c) les *autres éléments* : éléments qui ne font que transmettre des charges aux éléments structuraux principaux ou secondaires.

NOTE Les cloisons, couvertures ou bardages sont des exemples de ces autres éléments structuraux.

(3) Dans les cas où ces trois catégories d'éléments sont soumises à différentes exigences de sécurité, il convient de les modéliser séparément, si nécessaire.

H.2.2 Comportement spatial

Comme alternative à l'analyse de la structure principale en tant qu'ossature tridimensionnelle intégrale, cette structure peut être analysée comme deux séries d'ossatures planes parallèles indépendantes en procédant dans deux directions horizontales approximativement perpendiculaires, voir Figure H.1, à condition que chacune de ces ossatures planes possède un maintien hors du plan suffisant pour assurer sa stabilité latérale.



Légende

1 Plan A

2 Plan B

Figure H.1 — Réduction d'une structure tridimensionnelle en ossatures planes

(2) Il convient de ne pas baser le calcul d'un poteau sur une analyse plastique appliquée selon les deux axes pour le même cas de charge, sauf si une attention particulière est accordée à la vérification de la stabilité de l'élément.

(3) À condition que les dispositions appropriées des 5.2 et 5.3 soient satisfaites, l'analyse peut être effectuée par la méthode élastique ou par la méthode plastique, en fonction de la classification des éléments et du comportement attendu des assemblages.

(4) Lors de la vérification de la résistance des éléments, il convient d'étudier les actions dans chacun des plans en utilisant des combinaisons réalistes.

(5) La vérification d'un élément individuel d'une ossature peut être effectuée en le considérant comme isolé de l'ossature, et en appliquant à la fois les charges extérieures appropriées et les sollicitations provenant des éléments adjacents, voir Figure H.2.

(6) Il convient de prendre en compte dans la vérification de l'élément les effets éventuels d'encastrement appliqués à l'élément par les éléments adjacents. Il convient de tenir compte d'un éventuel flambement par flexion dans les deux plans, et de la possibilité de déversement.

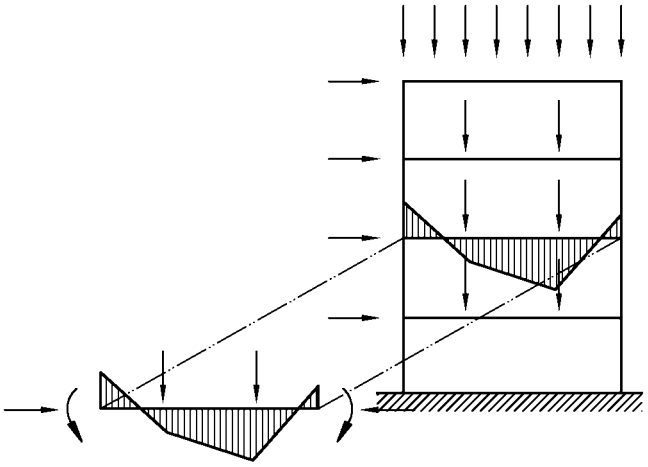


Figure H.2 — Isolement d'un élément d'ossature pour sa vérification hors du plan

H.2.3 Résistance aux forces horizontales

(1) La résistance aux forces horizontales et aux mouvements latéraux, y compris les effets des imperfections d'ossature, peut être assurée par l'une quelconque des méthodes exposées en 5.2.5.1(1).

(2) Pour toutes les ossatures contreventées telles que définies en 5.2.5.3, les sollicitations résultant des charges verticales peuvent être déterminées sans tenir compte d'aucune charge horizontale, y compris les forces horizontales équivalentes, à condition que toutes les charges horizontales et autres forces horizontales soient par ailleurs appliquées sur le système de contreventement.

(3) Lorsqu'il est prévu de répartir les forces horizontales entre un certain nombre d'ossatures ou d'autres éléments structuraux au moyen de diaphragmes horizontaux rigides (tels qu'un contreventement triangulé horizontal ou des dalles de plancher), il convient de déterminer la résultante des forces horizontales ainsi que le centre de rigidité de tous les éléments assurant la résistance à ces forces.

(4) À chaque niveau, il convient de répartir la résultante des forces horizontales entre les éléments résistants proportionnellement à leurs rigidités. Si la force horizontale résultante est excentrée par rapport au centre de torsion des éléments résistants, il convient de prendre en compte les effets de torsion qui en découlent.

(5) Les éléments (ossatures ou éléments isolés) possédant une faible rigidité horizontale peuvent être traités comme contreventés par les autres éléments et omis du calcul du centre de rigidité et de la répartition des forces horizontales, à condition qu'ils satisfassent le critère donné en 5.2.5.3 pour les «ossatures contreventées».

(6) Lorsque la configuration de la structure est telle que le bâtiment est sensible à une éventuelle excentricité du chargement horizontal par rapport au centre de torsion de la structure, il convient de prendre également en compte les effets de l'application d'une partie seulement du chargement horizontal.

H.2.4 Interaction sol-structure

(1) Dans une première étape, la structure peut être analysée en prenant pour hypothèse que le sol est rigide. À partir de cette analyse, il convient de déterminer le chargement sur le sol et de calculer les tassements qui en résultent.

(2) Si la répartition des sollicitations dans la structure n'est pas modifiée de façon significative lorsque les tassements différentiels du sol déterminés en (1) sont appliqués à la structure sous forme de déformations imposées, les effets de l'interaction sol-structure sur la structure peuvent alors être négligés.

(3) Dans le cas contraire, il convient de prendre en compte dans l'analyse l'interaction sol-structure. Ceci peut être effectué en utilisant des ressorts équivalents pour modéliser le comportement du sol.

H.3 Modélisation des ossatures

H.3.1 Recommandations générales pour l'analyse globale

(1) Il convient de modéliser les éléments et les assemblages des ossatures pour l'analyse globale d'une manière qui reflète convenablement leur comportement attendu sous l'effet du chargement concerné.

(2) Il convient de représenter la géométrie de base d'une ossature par les axes des éléments.

(3) Il est normalement suffisant de représenter les éléments par des éléments structuraux linéaires placés sur leurs axes, en négligeant le chevauchement des largeurs réelles des éléments.

(4) Comme alternative, on peut prendre en compte les largeurs réelles de la totalité ou de certains des éléments. L'une des méthodes suivantes, ou une autre méthode équivalente, peut être utilisée :

— augmentation locale de la rigidité d'éléments ;

— éléments de liaison spéciaux non déformables ;

— éléments de liaison spéciaux déformables.

H.3.2 Modélisation en ossature articulée, semi-continue ou continue

(1) En général, en raison des déformations des assemblages, les déformées des éléments sont discontinues au niveau de ceux-ci. En fonction des effets de cette discontinuité, on peut faire une distinction entre les cas suivants (voir aussi annexe J) :

a) la discontinuité peut être négligée et l'ossature analysée comme continue (*modélisation en structure continue*) ;

b) la discontinuité peut être prise en compte en prenant pour hypothèse un modèle d'assemblage qui est :

- soit articulé pour tirer profit des rotations possibles sans prendre en compte les résistances *(modélisation en structure articulée)* ;
- soit semi-continu, dans lequel le comportement moment-rotation est pris en compte de façon plus précise (*modélisation en structure semi-continue*).

(2) On peut également utiliser une modélisation en structure articulée comme approche sécuritaire, pour éviter la nécessité d'une analyse de structure hyperstatique, en supposant des positions d'articulations compatibles avec les rotations possibles au droit de ces positions (telles que les rotations plastiques). Dans ce cas, il convient de prendre en compte toutes les conséquences concernant l'équilibre dans le calcul des éléments et des assemblages.

H.3.3 Modélisation des structures de type poutre-poteau en structures articulées

(1) Dans le cas de modélisation de structures de type poutre-poteau en structures articulées, il convient de modéliser les assemblages poutre-poteau comme nominalement articulés sans aucune rigidité de rotation. Il convient que le calcul des composants des assemblages soit cohérent avec les hypothèses prises lors de la modélisation des poutres et des poteaux.

(2) Il convient de modéliser les poutres comme simplement appuyées sur les poteaux. En général, les poutres d'ossatures simples peuvent être considérées comme isostatiques. Cependant, lorsqu'un élément est physiquement continu au niveau d'un appui intermédiaire, il peut être modélisé comme une poutre continue.

(3) Il convient de déterminer les portées des poutres sur la base d'emplacements d'appuis qui sont cohérents avec les hypothèses prises lors de la modélisation des poteaux et des assemblages.

(4) Les appuis des poutres peuvent en général être modélisés comme des assemblages nominalement articulés, situés soit :

a) sur l'axe du poteau, à condition que l'assemblage de la poutre soit calculé pour résister au moment résultant de l'excentrement de l'assemblage par rapport à cet axe ;

b) au droit de la face du poteau, à condition que l'assemblage sur la poutre soit calculé pour résister au moment résultant de l'excentrement de l'assemblage par rapport à cette face, et que le poteau soit calculé pour les effets éventuels de moments résultant de l'excentrement du point d'appui par rapport à l'axe du poteau ;

c) au droit du centre de gravité du groupe de boulons ou des soudures fixant les équerres ou les tasseaux d'appui sur l'âme de la poutre, à condition que le poteau soit calculé pour les effets éventuels de moments résultant de l'excentrement du point d'appui par rapport à l'axe du poteau ;

d) au droit de l'axe d'une équerre d'appui sous la poutre, à condition que le poteau soit calculé pour les effets éventuels de moments résultant de l'excentrement du point d'appui par rapport à l'axe du poteau.

(5) Il convient de modéliser les appuis des poutres sur les platines supérieures des poteaux comme étant situés au droit de la face du poteau, sauf s'ils sont conçus de manière telle que la réaction agit ailleurs.

(6) En général, les poteaux d'une modélisation en structure articulée sont physiquement continus au niveau des assemblages avec les poutres. Dans ce cas, ils peuvent être modélisés comme des éléments continus.

(7) Comme alternative, les poteaux peuvent être modélisés comme des montants articulés même s'ils sont physiquement continus, à condition que les moments éventuels résultant de l'excentrement des appuis de poutres soient pris en compte.

(8) Lorsque les appuis de poutre sont modélisés comme étant excentrés par rapport à l'axe du poteau, il convient d'effectuer des vérifications considérant les effets de différents schémas de répartition de charges en plus de la vérification des effets de charge maximale.

(9) Dans les bâtiments à étages où les poteaux sont effectivement continus à chaque niveau de plancher, il convient de répartir le moment net, appliqué à un niveau quelconque de plancher ou de toiture et résultant de l'excentrement des appuis de poutres, entre les longueurs de poteaux situées au-dessus et au-dessous de ce niveau, proportionnellement à leurs coefficients de rigidité I/L. Il convient de considérer que les moments s'exerçant à chaque niveau de plancher ou de toiture n'ont aucun effet sur les moments s'exerçant aux niveaux situés au-dessus et en dessous du niveau auquel ils sont appliqués.

(10) En plus de l'effort axial et de tout moment résultant de l'excentrement des appuis de poutres, voir (4) et (5), il convient de prendre en compte les deux effets suivants dans le calcul des poteaux :

a) les moments induits dans les poteaux en raison de la rigidité des assemblages poutre-poteau ;

b) l'influence bénéfique de la rigidité effective des poutres et des assemblages poutre-poteau sur l'augmentation de la résistance au flambement par flexion du poteau.

(11) L'effet bénéfique du phénomène (b) mentionné en (10) peut être considéré comme prenant suffisamment en compte l'effet (a) dans le cas de poteaux de modélisation en structure articulée, si les longueurs de flambement des poteaux sont :

— soit toutes supposées égales aux longueurs d'épure entre étages correspondantes ;

— soit déterminées en prenant en compte les rigidités et les sollicitations dans les longueurs de poteaux adjacentes, mais en traitant les poutres comme bi-articulées et donc capables de n'assurer qu'un maintien en position.

(12) Lorsque les assemblages poutre-poteau sont plus rigides que des assemblages nominalement articulés (selon la classification de 6.9 et 6.9.6), les longueurs de flambement des poteaux peuvent être déterminées en toute sécurité comme indiqué en (11). Comme alternative, on peut utiliser des longueurs de flambement plus faibles lorsque cela est justifié par l'analyse numérique ou par des essais conformément à la section 8.

H.4 Structures triangulées

H.4.1 Systèmes de contreventement triangulés

(1) Il convient de modéliser en général les systèmes de contreventement triangulés comme réticulés, voir Figure H.3 a), même si les éléments extérieurs sont physiquement continus, sauf pour les cas similaires à ceux donnés en 5.9.2.2(5).

(2) Comme alternative, la continuité des éléments extérieurs peut être prise en compte, avec les éléments intérieurs modélisés comme étant articulés sur les éléments extérieurs, voir Figure H.3 b).

(3) En général, il convient que les axes des éléments de contreventement soient concourants aux nœuds. Toutefois, dans le cas d'un élément de bordure large, les intersections des éléments intérieurs peuvent être décalées par rapport à l'axe de celui-ci.

(4) Indépendamment du fait que les éléments de contreventement intérieurs puissent être assemblés de façon excentrée ou non par rapport à un élément de bordure, il est possible que les détails constructifs des assemblages introduisent des excentricités dans les éléments. Dans ce cas, il convient de modéliser l'assemblage par l'une des méthodes suivantes :

— une console courte induisant un moment d'extrémité dans l'élément assemblé ;

— une console courte induisant un moment d'extrémité dans l'élément de bordure ;

— des consoles courtes induisant des moments d'extrémité dans l'élément intérieur assemblé et dans l'élément extérieur.

(5) Il convient de modéliser les assemblages d'une manière cohérente avec les modèles adoptés pour les éléments.

(6) Dans le cas de systèmes de contreventement en croix de Saint-André symétriques agissant vis-à-vis du vent, les efforts s'exerçant dans les diagonales peuvent être déterminés par l'une des méthodes suivantes :

— analyse élastique linéaire ;

— hypothèse d'efforts égaux dans les deux diagonales, l'une tendue et l'autre comprimée ;

— détermination de l'effort s'exerçant dans la diagonale tendue en considérant que l'effort axial dans la diagonale comprimée est nul, puis en calculant les deux diagonales pour cet effort de traction.

H.4.2 Poutres et fermes en treillis

(1) En général, il convient de modéliser les poutres et fermes en treillis triangulées comme réticulées, même si les membrures ou les arbalétriers sont physiquement continus.

(2) Comme alternative, la continuité des membrures ou des arbalétriers peut être prise en compte, avec les éléments intérieurs modélisés comme étant articulés sur eux.

(3) En règle générale, il convient que les axes des éléments se coupent en un même point. Selon 6.2(3), dans les éléments boulonnés en cornières ou en profils en T, les excentricités résultant de la différence entre l'axe de la rangée de boulons et l'axe de l'élément peuvent être négligées. Il convient d'appliquer cette règle de telle sorte que soit toutes les rangées de boulons soit tous les axes d'éléments se coupent en un même point. Pour ce faire, il convient de considérer la rangée de boulons comme une ligne droite proche de l'axe de l'élément et parallèle à lui, convenablement positionnée pour satisfaire les limites de pince transversale des boulons et pour prévenir toute interférence entre les boulons ou leurs rondelles et le profil de section transversale de l'élément assemblé.

(4) Il convient de prendre en compte les effets des petites excentricités dans les assemblages en modélisant l'assemblage par une console courte qui :

— soit induit des moments internes dans les membrures ou les arbalétriers ;

— soit induit des moments internes répartis entre tous les éléments se connectant à l'assemblage.

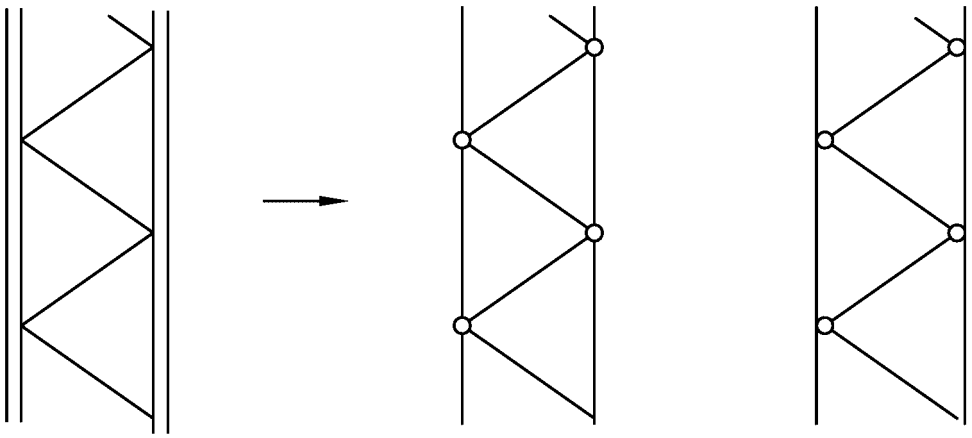
(5) Pour les poutres à treillis en profils creux, il convient de se reporter à l'annexe K.

(6) Lorsque les excentricités mentionnées en (3) ou (4) sont présentes, il convient d'appliquer l'une des options suivantes :

a) déterminer les efforts axiaux s'exerçant dans les éléments comme indiqué en (1). Il convient alors de prendre en compte les moments et efforts tranchants résultants provoqués par les excentricités dans le calcul des éléments et dans le calcul des assemblages.

b) déterminer les efforts axiaux s'exerçant dans les éléments ainsi que les effets des excentricités au moyen d'un modèle numérique prenant en compte les éléments, les liaisons rigides et les articulations situés au niveau de l'assemblage.

(7) Il convient de considérer que l'hypothèse d'assemblages articulés dans l'analyse n'affecte pas les valeurs appropriées des longueurs de flambement ℓ des éléments.



a) Modélisation avec tous les éléments articulés **b) Modélisation avec les éléments extérieurs continus**

Figure H.3 — Modélisation de systèmes de contreventement

Annexe J

(normative)

Assemblages dans les ossatures de bâtiments

(**A**) Pour les modalités d'application avec l'ENV 1993-1-1 DAN, il convient de se reporter à l'avant-propos national du présent document.

J.1 Généralités

J.1.1 Objet

(1) La présente annexe contient des méthodes de calcul pour les assemblages dans les ossatures de bâtiments soumis à des charges statiques prédominantes. Elle donne des règles d'application pour les assemblages poutre-poteau qui suivent les principes énoncés en 6.4 et 6.9. Elle donne également des règles d'application pour les attaches de continuité de poutres.

(1) **A** L'application de la présente annexe pour les assemblages poutre-poteau est limitée aux profilés laminés de Classes 1, 2 et 3 ainsi qu'aux PRS de sections de «dimensions» équivalentes aux profilés laminés.

(2) La présente annexe s'applique aux nuances d'acier S 235, S 275, S 355, S 420 et S 460. Cependant, certaines règles d'application concernant la capacité de rotation données en J.5 ne s'appliquent pas aux nuances d'acier S 420 et S 460, voir J.5(3).

(3) Les types d'assemblages suivants sont compris :

— assemblages de type articulé ;

— assemblages rigides ;

— assemblages semi-rigides ;

— assemblages à résistance complète ;

— assemblages à résistance partielle.

(4) Les types d'attaches suivants sont couverts :

— attaches boulonnées avec platines d'about sans boulons extérieurs ;

— attaches boulonnées avec platines d'about avec boulons extérieurs ;

— attaches boulonnées avec cornières de semelles ;

— attaches soudées.

(5) Les éléments assemblés sont supposés être des profils en I ou en H laminés à chaud ou des profils en I ou en H soudés de dimensions similaires. Les méthodes de calcul ne sont valables que si les éléments possèdent des âmes d'épaisseur suffisante garantissant que le voilement par cisaillement ne constitue pas un critère de calcul, c'est-à-dire que $d/t_w \leq 69\varepsilon$, voir 5.6.1.

NOTE Les assemblages de poutres à treillis en profils creux sont couverts dans l'annexe K.

(5)**C** Dans les jarrets de portiques recomposés à partir de profilés laminés ou reconstitués soudés de dimensions équivalentes, le critère de limitation de 69ε s'entend pour la hauteur totale recomposée (profilé + renfort), c'est-à-dire sans tenir compte de l'effet de raidissage apporté par la semelle inférieure du profilé laminé.

(6) Les méthodes de calcul données dans la présente annexe pour les composants de base des assemblages sont destinées à une application générale et peuvent également être appliquées aux éléments similaires dans d'autres configurations de 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 une hypothèse de répartition des sollicitations et elles ne sont donc valables que si l'effort axial dans l'élément assemblé est limité à 10 % de la résistance de sa section transversale.

(7) Les méthodes de calcul données dans la présente annexe pour les assemblages poutre-poteau sont principalement destinées aux assemblages de profils en I ou en H résistant aux moments et dans lesquels les poutres sont assemblées sur les ailes des poteaux. Elles peuvent également être appliquées aux assemblages poutre-poteau dans lesquels les poutres sont assemblées sur les âmes des poteaux, mais pour lesquels on ne suppose aucune transmission des moments fléchissants vers le poteau dans l'analyse. Elles ne s'appliquent pas aux assemblages dans lesquels la poutre repose sur le sommet du poteau.

(8) Dans les configurations d'assemblages poteau-double poutre avec deux poutres et avec des âmes de poteaux dépourvues de raidisseurs diagonaux, on suppose que les deux poutres sont supposées de hauteur similaire.

(9) Les méthodes de calcul données dans la présente annexe pour les attaches de continuité de poutres peuvent également être appliquées aux attaches poutre-poutre pour lesquels, dans l'analyse, on ne suppose aucune transmission de moments fléchissants vers la poutre porteuse.

(10) Les attaches boulonnées avec des boulons précontraints ou non précontraints sont couverts, mais les méthodes de détermination des propriétés structurales d'un assemblage supposent que les boulons ne sont pas précontraints.

J.1.2 Définitions

Dans le cadre de la présente annexe, en sus des termes définis en 1.4, les définitions suivantes s'appliquent :

J.1.2.1
composante de base (d'un assemblage)
partie spécifique d'un assemblage qui apporte une contribution identifiée à une ou plusieurs de ses propriétés structurales

J.1.2.2
élément attaché
élément qui est supporté par l'élément auquel il est attaché

J.1.2.3
Attache
emplacement où deux éléments sont attachés, et dispositifs d'attache

J.1.2.4
Assemblage
ensemble de composantes de base qui permettent d'attacher des éléments de telle façon que les sollicitations appropriées puissent être transmises entre eux

J.1.2.5
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

J.1.2.6
propriétés structurales (d'un assemblage)
sa résistance aux sollicitations s'exerçant dans les éléments assemblés, sa rigidité en rotation et sa capacité de rotation

NOTE Les termes assemblage et attache sont utilisés dans la présente annexe avec davantage de précision qu'ailleurs.

J.1.3 Symboles

Dans la présente annexe, en sus des symboles définis en 1.6, les symboles suivants sont utilisés :

$F_{T,Rd}$ résistance à la traction d'une semelle de tronçon en T équivalent ;

$S_{j,ini}$ rigidité en rotation initiale d'un assemblage ;

$V_{wp,Rd}$ résistance plastique au cisaillement d'un panneau d'âme de poteau ;

z bras de levier.

J.1.4 Terminologie

(1) Dans la présente annexe, la loi moment-rotation qui décrit la relation entre le moment fléchissant $M_{j,Sd}$ appliqué à un assemblage par la poutre assemblée et la rotation correspondante ϕ_{Ed} entre les éléments assemblés, est telle qu'indiquée à la Figure J.1.

(2) Le moment résistant $M_{j,Rd}$ d'un assemblage est décrit en 6.9.3.

(2) **I** Le moment résistant $M_{j,Rd}$ d'un assemblage est représenté à la Figure J.1

(3) La capacité de rotation ϕ_{Cd} d'un assemblage est décrite en 6.9.5.

(3) **I** La capacité de rotation ϕ_{Cd} d'un assemblage est représentée à la Figure J.1.

(4) La rigidité en rotation S_j d'un assemblage est décrite en 6.9.4. Pour une loi moment-rotation de calcul, cette définition de S_j s'applique jusqu'à la rotation ϕ_{Xd} au niveau de laquelle $M_{j,Sd}$ atteint $M_{j,Rd}$, mais pas aux rotations plus importantes, voir Figure J.1 c). La rigidité en rotation initiale $S_{j,ini}$ utilisée dans la présente annexe est la pente de la partie élastique de la loi moment-rotation de calcul.

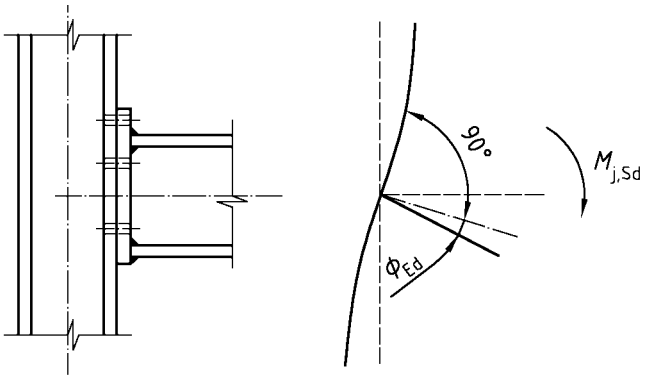
(4) **I** La rigidité en rotation S_j d'un assemblage est représentée à la Figure J.1.

(5) Pour la classification par rigidité, les termes de type articulé, rigide et semi-rigide sont décrits en 6.4.2.

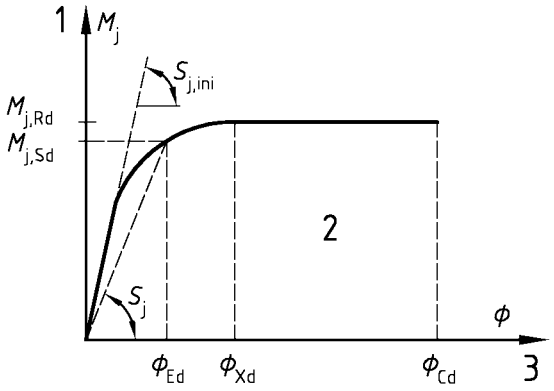
(6) Pour la classification par résistance, les termes type articulé, résistance complète et résistance partielle sont introduits en 6.4.3. Dans un assemblage à résistance partielle, la transmission des moments fléchissants entre les éléments assemblés est limitée par le moment résistant de l'assemblage, tandis que dans un assemblage à résistance complète, elle est limitée par les moments résistants des éléments.

(7) Un assemblage poutre-poteau est constitué d'un panneau d'âme et soit d'une attache (configuration de l'assemblage unilatéral) soit de deux attaches (configuration de l'assemblage bilatéral), voir Figure J.2.

(8) Quelques autres configurations d'assemblages sont illustrées à la Figure J.3.



a) Assemblage **b) Modèle**



c) Loi moment-rotation de calcul

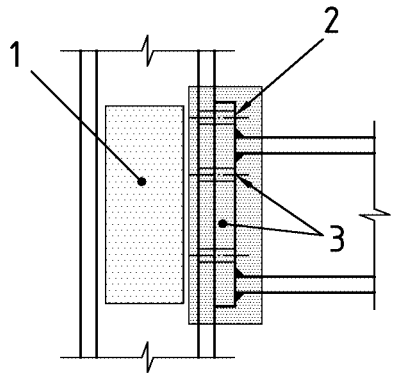
Légende

1 Moment

2 Limite pour S_j

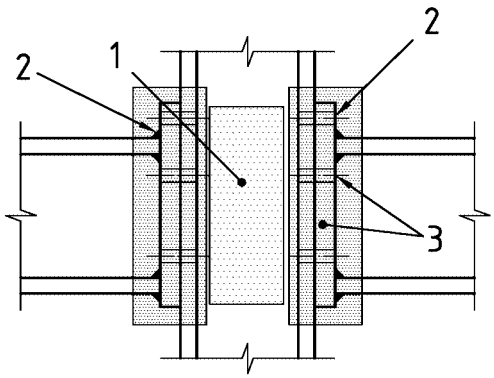
3 Rotation

Figure J.1 — Loi moment-rotation pour un assemblage



Assemblage = panneau d'âme + attache

a) Configuration d'assemblage unilatéral



Assemblage gauche = panneau d'âme + attache gauche
Assemblage droit = panneau d'âme + attache droite

b) Configuration d'assemblage bilatéral

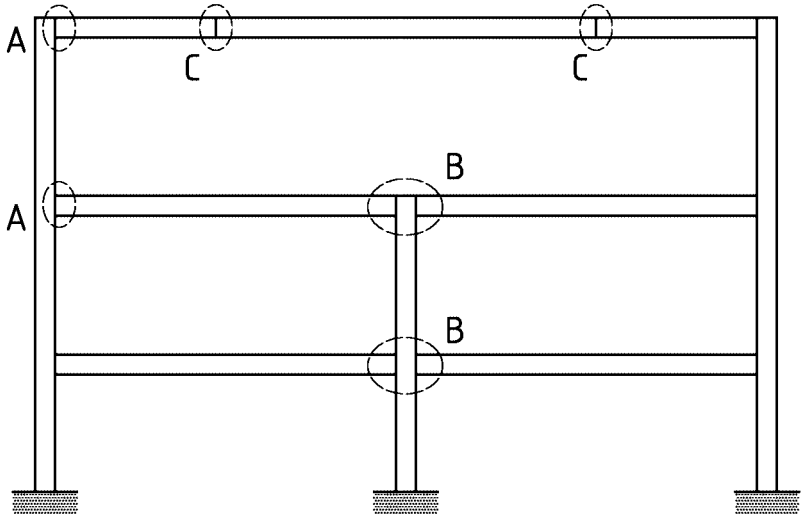
Légende

1 Panneau d'âme

2 Attache

3 Éléments (exemples : boulon, platine d'about)

Figure J.2 — Parties d'un assemblage poutre-poteau

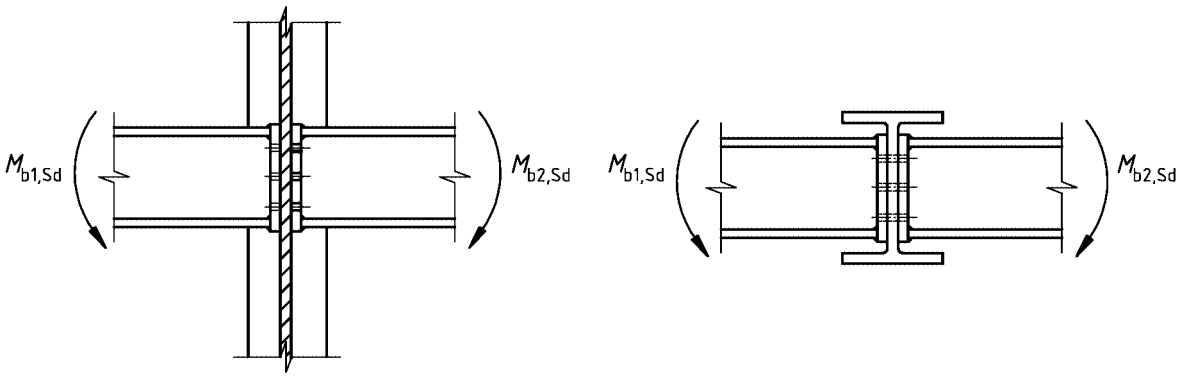


A Configuration d'assemblage poteau-simple poutre, voir Fgure J.2 a) ;

B Configuration d'assemblage poteau-double poutre, voir Figure J.2 b) ;

C Assemblage de continuité de poutres, voir Figure J.4 e) et f).

a) Configurations de l'assemblage selon l'axe fort



D Configuration de l'assemblage poteau-double poutre

E Configuration de l'assemblage poutre-double poutre

b) Configurations de l'assemblage selon l'axe faible
(à n'utiliser que pour des moments équilibrés $M_{b1,Sd} = M_{b2,Sd}$)

Figure J.3 — Configurations d'assemblages

(9) Dans la méthode de modélisation simplifiée d'assemblages utilisée dans la présente annexe, une configuration d'assemblage poutre-poteau bilatéral a deux caractéristiques moment-rotation, une pour l'attache de droite et une autre pour l'attache de gauche. Dans cette méthode, une configuration d'assemblage poteau-double poutre est traitée comme deux assemblages séparés (mais interagissant), voir J.2.3.3.

(10) 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, voir J.3.6.2.

J.1.5 Composantes de base d'un assemblage

(1) La caractéristique moment-rotation de calcul d'un assemblage dépend des propriétés de ses composantes de base.

(2) Les composantes suivantes sont identifiées dans la présente annexe :

— panneau d'âme de poteau en cisaillement ;

— âme de poteau comprimée ;

— âme de poteau tendue ;

— semelle de poteau fléchie ;

— platine d'about fléchie ;

— cornière de semelle fléchie ;

— semelle et âme de poutre comprimées ;

— âme de poutre tendue ;

— platine tendue ou comprimée ;

— boulons tendus ;

— boulons en cisaillement ;

— boulons en pression diamétrale.

(3) Les règles d'application concernant chacun de ces types de composantes d'un assemblage sont répertoriées dans le Tableau J.1.

(4) Une attache poutre-poteau selon l'axe fort est constituée d'une combinaison de certaines des composantes énumérées en (2), à l'exclusion du panneau d'âme de poteau soumis à un cisaillement. En particulier, il comprend toujours les éléments suivants :

— âme de poteau comprimée ;

— âme de poteau tendue ;

— semelle de poteau fléchie.

(5) Des méthodes pour la détermination des propriétés des composantes d'un assemblage sont données :

— pour la résistance en J.3.5 ;

— pour la rigidité élastique en J.4.2.

(6) Les relations entre les propriétés des composantes d'un assemblage et les propriétés structurales de cet assemblage sont données :

— pour le moment résistant en J.3.6 ;

— pour la rigidité en rotation en J.4.1 ;

— pour la capacité de rotation en J.5.

(7) Quelques exemples de différents types d'assemblages constitués de composantes sont donnés à la Figure J.4.

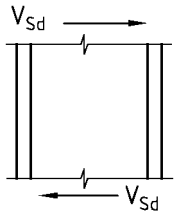
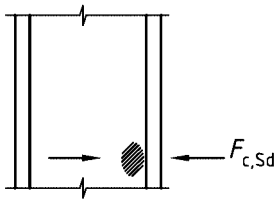
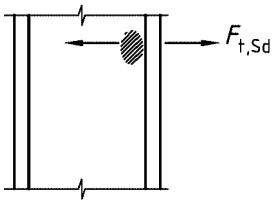
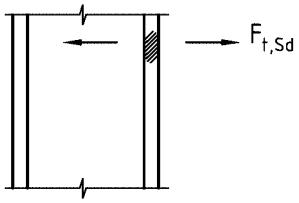
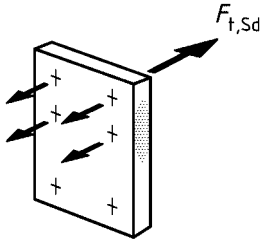
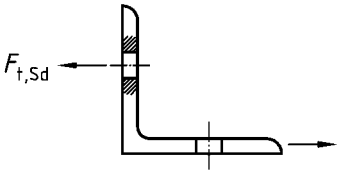
(8) Certaines composantes d'un assemblage peuvent être raidies ou renforcées. Des détails sont donnés :

— pour le renforcement par contreplaques des semelles de poteau fléchies, en J.3.2.3 ;

— pour le raidissage d'âmes de poteau, en J.3.3 ;

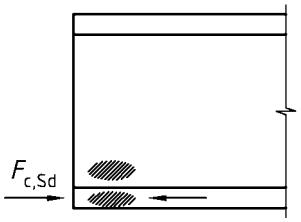
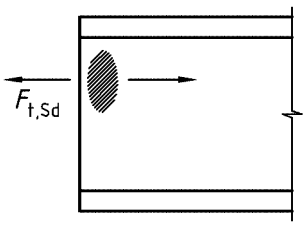
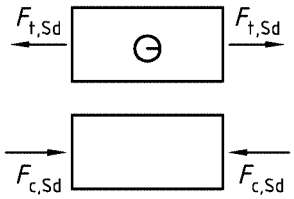
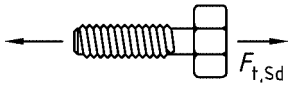
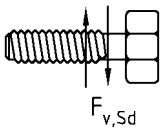
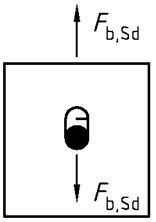
— pour le renforcement d'âmes de poteau par doublures d'âme, en J.3.4.

Tableau J.1 — Composantes de base d'un assemblage

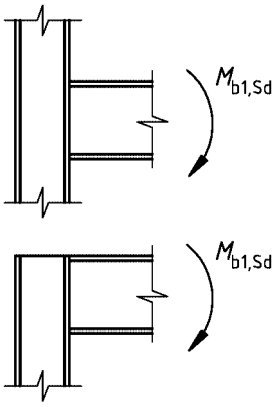
Élément			Référence aux règles d'application		
			Résistance	Coefficient de rigidité	Capacité de rotation
1	Panneau d'âme de poteau en cisaillement		J.3.5.1	J.4.2(1)	J.5(4)
2	Âme de poteau comprimée		J.3.5.2	J.4.2(2)	J.5(5) et J.5(6)
3	Âme de poteau tendue		J.3.5.3	J.4.2(3)	J.5(5)
4	Semelle de poteau fléchie		J.3.5.4	J.4.2(4)	J.5(7)
5	Platine d'about fléchie		J.3.5.5	J.4.2(5)	J.5(7)
6	Cornière de semelle fléchie		J.3.5.6	J.4.2(6)	J.5(7)

(à suivre)

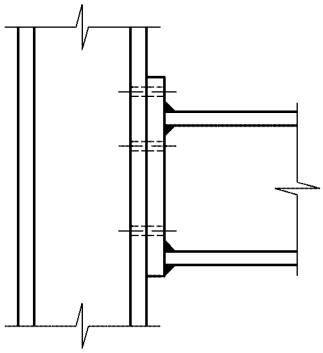
Tableau J.1 — Composantes de base d'un assemblage (fin)

Élément			Référence aux règles d'application		
			Résistance	Coefficient de rigidité	Capacité de rotation
7	Semelle et âme de poteau comprimées		J.3.5.7	J.4.2(7)	*)
8	Âme de poutre tendue		J.3.5.8	J.4.2(8)	*)
9	Platine tendue ou comprimée		tendue : • 5.4.3 comprimée : • 5.4.4	J.4.2(9)	*)
10	Boulons tendus		avec aile de poteau : • J.3.5.4 avec platine d'about : • J.3.5.5 avec cornière de semelle : • J.3.5.6	J.4.2(10)	*)
11	Boulons en cisaillement		6.5.5	J.4.2(11)	*)
12	Boulons en pression diamétrale (sur semelle de poutre, de poteau, platine d'about ou cornière)		6.5.5	J.4.2(12)	*)

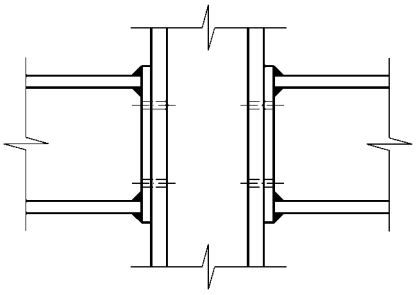
*) *Cette composante ne doit pas être prise en compte dans le calcul de la capacité de rotation.*



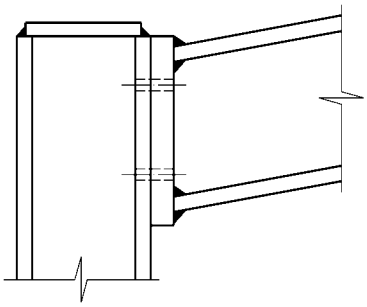
a) Assemblage soudé



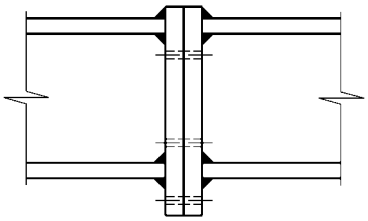
b) Assemblage boulonné avec platine d'about débordante



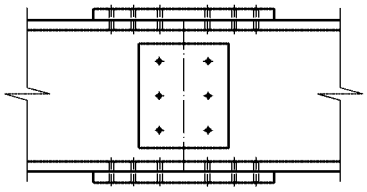
c) Deux assemblages avec platines d'about non débordantes
(Configuration d'un assemblage bilatéral)



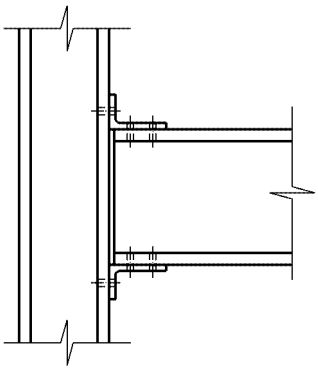
d) Assemblage unilatéral avec platine non débordante



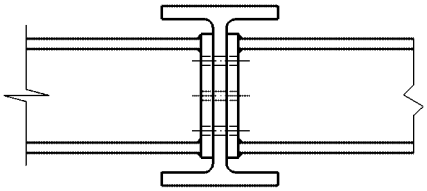
e) Assemblage de continuité de poutres par platine d'about



f) Assemblage de continuité de poutres par éclisse



g) Assemblage boulonné avec cornières de semelle



h) Deux assemblages poutre-poutre
(Configuration d'assemblage bilatéral)

Figure J.4 — Exemples de types d'assemblages

J.2 Analyse et justifications

J.2.1 Analyse globale

J.2.1.1 *Généralités*

(1) Les effets du comportement des assemblages sur la répartition des sollicitations au sein d'une structure, et sur les déformations globales de la structure, doivent en général être pris en compte, mais lorsque ces effets sont suffisamment faibles, ils peuvent être négligés.

(2) Pour déterminer si les effets du comportement des assemblages sur l'analyse globale doivent être pris en compte, on peut distinguer trois modèles d'assemblage simplifiés, voir Figure J.5, de la façon suivante :

— simple, dans lequel on peut considérer que l'assemblage ne transmet pas de moments fléchissants ;

— continu, dans lequel on peut considérer que le comportement de l'assemblage est sans effet sur l'analyse ;

— semi-continu, dans lequel le comportement de l'assemblage doit obligatoirement être pris en compte dans l'analyse.

(3) Le type d'assemblage approprié doit être déterminé à partir des indications du Tableau J.2, en fonction de la classification de l'assemblage et de la méthode choisie pour l'analyse globale.

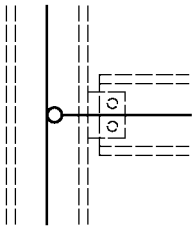
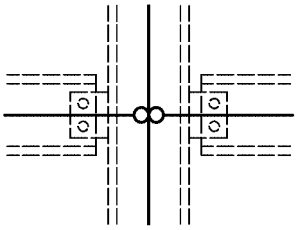
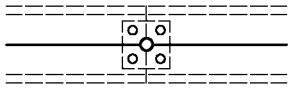
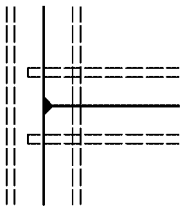
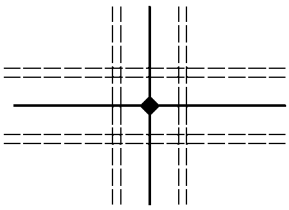
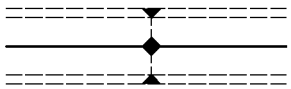
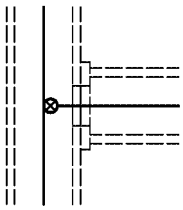
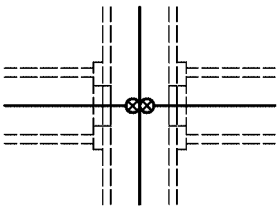
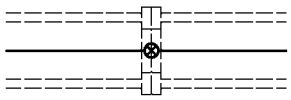
Type de modèle	**Assemblage unilatéral**	**Assemblage bilatéral**	**Assemblage de continuité de poutres**
Simple			
Continu			
Semi-continu			

Figure J.5 — Modélisation simplifiée des assemblages

Tableau J.2 — Type de modèle d'assemblage

Méthode d'analyse globale	Classification de l'assemblage		
Élastique	Type articulé	Rigide	Semi-rigide
Rigide-plastique	Type articulé	Résistance complète	Résistance partielle
Élastique-plastique	Nominalement articulé	Rigide et résistance complète	Semi-rigide et résistance partielle Semi-rigide et résistance complète Rigide et résistance partielle
Type de modèle d'assemblage	Simple	Continu	Semi-continu

J.2.1.2 *Analyse globale élastique*

(1) Lorsque l'on utilise l'analyse globale élastique, il convient de classer les assemblages en fonction de leur rigidité.

(2) Dans le cas d'un assemblage semi-rigide, sa rigidité en rotation S_j pour l'utilisation dans l'analyse globale doit en général être prise égale à la valeur de S_j tirée de J.4.1, correspondant au moment fléchissant $M_{j,Sd}$.

(3) Pour simplifier, on peut adopter la procédure illustrée à la Figure J.6 a), de la façon suivante :

a) À condition que le moment $M_{j,Sd}$ ne soit pas supérieur à 2/3 $M_{j,Rd}$, la rigidité en rotation initiale de l'assemblage $S_{j,ini}$ peut être utilisée dans l'analyse globale.

b) Si le moment $M_{j,Sd}$ est supérieur à 2/3 $M_{j,Rd}$, la rigidité en rotation doit être prise égale à $S_{j,ini}/\eta$ dans l'analyse globale, où η représente le coefficient modificateur de rigidité tiré du Tableau J.3.

(4) Pour simplifier davantage, la rigidité en rotation peut être prise égale à $S_{j,ini}/\eta$ dans l'analyse globale, pour toutes les valeurs du moment $M_{j,Sd}$, comme indiqué à la Figure J.6 b).

J.2.1.3 *Analyse globale de plasticité absolue*

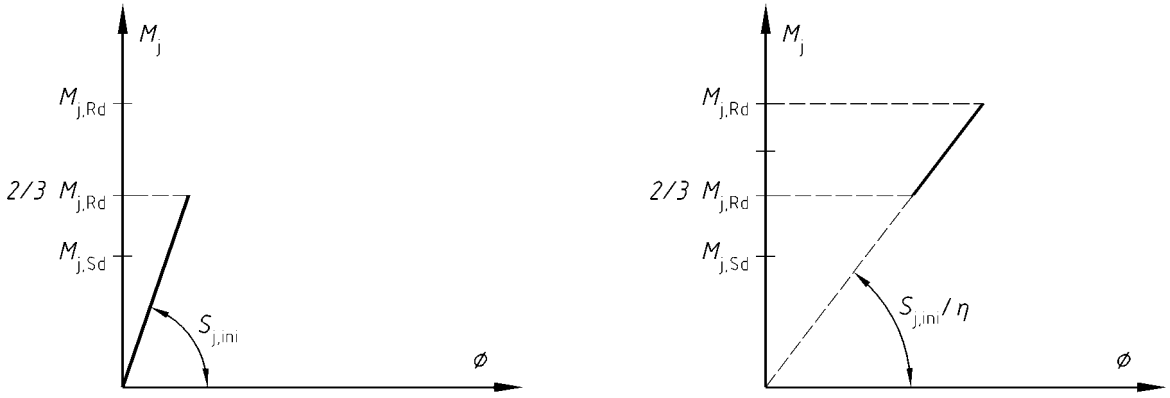
(1) Lorsque l'on utilise l'analyse globale de rigide-plastique, il y convient de classer les assemblages en fonction de leur résistance.

(2) Pour des assemblages à résistance complète, se reporter à 6.4.3.2 et à J.5.

(3) Pour des assemblages à résistance partielle, se reporter à 6.4.3.3 et à J.5.

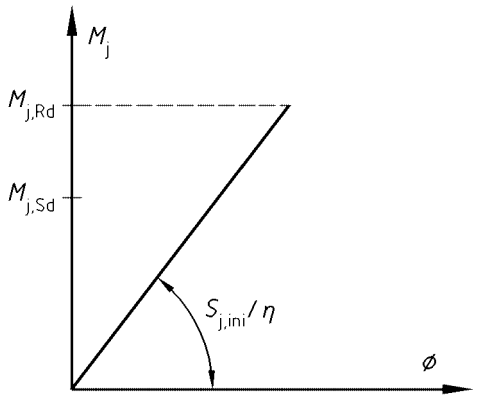
Tableau J.3 — Coefficient modificateur de rigidité η

Type d'attache	Assemblages poutre-poteau	Autres types d'assemblages
Soudé	2	3
Platine d'about boulonnée	2	3
Cornières de semelle boulonnées	2	3,5



$M_{j,Sd} \leq 2/3\ M_{j,Rd}$ $2/3\ M_{j,Rd} \leq M_{j,Sd} \leq M_{j,Rd}$

a) Procédure donnée en J.2.1.2(3)



b) Procédure donnée en J.2.1.2(4)

Figure J.6 — Rigidité en rotation à utiliser dans l'analyse globale élastique

J.2.1.4 *Analyse globale élastique-plastique*

(1) Lorsque l'on utilise l'analyse globale élastique-plastique, il convient de classer les assemblages tant en fonction de leur rigidité qu'en fonction de leur résistance.

(2) Pour les assemblages à résistance complète, se reporter à 6.4.3.2 et à J.5.

(3) Pour les assemblages à résistance partielle, se reporter à 6.4.3.3 et à J.5.

(4) Dans le cas d'assemblages semi-rigides, on peut adopter la loi moment-rotation de calcul bi-linéaire simplifiée illustrée à la Figure J.7. Il convient de déterminer le coefficient modificateur de rigidité η d'après le Tableau J.3.

J.2.2 Classification des assemblages poutre-poteau

J.2.2.1 *Classification par rigidité*

(1) Un assemblage poutre-poteau peut être classé comme rigide, de type articulé ou semi-rigide en fonction de sa rigidité, en déterminant sa rigidité en rotation initiale $S_{j,ini}$ à l'aide de J.4.1 et en la comparant avec les limites de classification données à la Figure J.8.

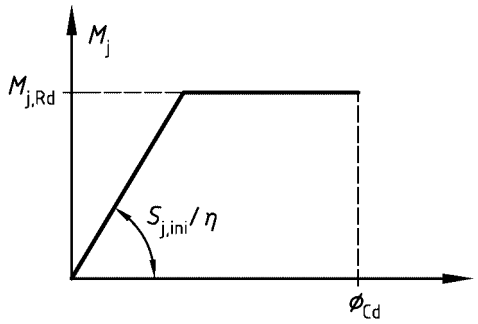
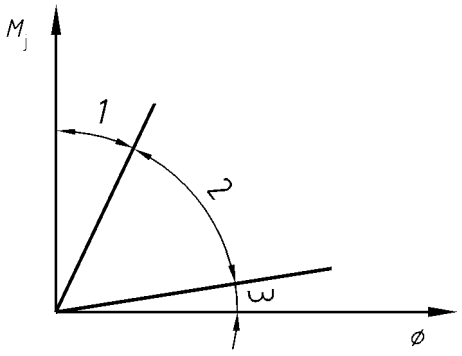


Figure J.7 — Loi moment-rotation de calcul bi-linéaire simplifiée



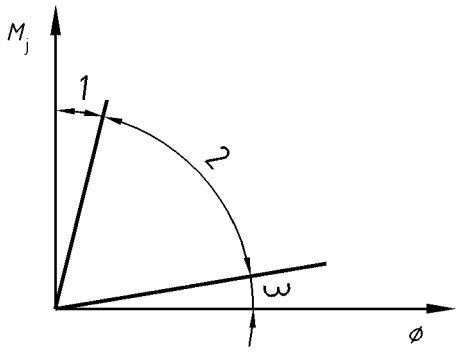
Zone 1 : rigide, si $S_{j,ini} \geq 8EI_b / L_b$

Zone 2 : semi-rigide *)

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

**) 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 également être traités comme semi-rigides si on le souhaite.*

a) Ossatures contreventées



Zone 1 : rigide, si $S_{j,ini} \geq 25\ EI_b / L_b$

Zone 2 : semi-rigide *)

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

**) 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 également être traités comme semi-rigides si on le souhaite.*

b) Ossatures non contreventées [à condition que $K_b/K_c \geq 0{,}1$ pour chaque niveau d'étage]

Légende

K_b est la valeur moyenne de I_b/Lb pour toutes les poutres à la partie supérieure de ce niveau d'étage ;

K_c est la valeur moyenne de I_c/L_c pour tous les poteaux de ce niveau d'étage ;

I_b est le moment d'inertie de flexion d'une poutre ;

I_c est le moment d'inertie de flexion d'un poteau ;

L_b est la portée d'une poutre (entraxe des poteaux) ;

L_c est la hauteur d'étage d'un poteau.

Figure J.8 — Limites pour la classification de rigidité des assemblages poutre-poteau

J.2.2.2 *Classification par résistance*

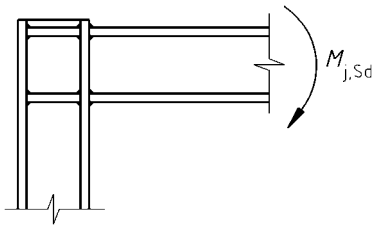
(1) Un assemblage poutre-poteau peut être classé comme assemblage à résistance complète, assemblage de type articulé ou assemblage à résistance partielle en comparant son moment résistant aux moments résistants des éléments qu'il assemble.

(2) Un assemblage poutre-poteau peut être classé comme assemblage à résistance complète s'il répond aux critères donnés à la Figure J.9.

NOTE Ces critères sont plus spécifiques que les critères donnés en 6.4.3.2(1) et 6.9.6.3(3).

(3) Un assemblage peut être classé comme assemblage de type articulé si son moment résistant $M_{j,Rd}$ n'est pas supérieur à 0,25 fois le moment résistant exigé pour un assemblage à résistance complète.

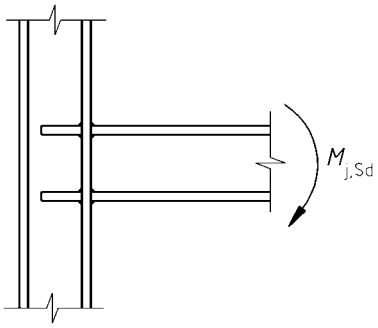
(4) Un assemblage capable de résister à des moments fléchissants mais ne répondant pas aux critères exigés pour un assemblage à résistance complète doit être classé comme assemblage à résistance partielle sauf s'il est classé comme assemblage de type articulé.



Soit $M_{j,Rd} \geq M_{b,p\ell,Rd}$

ou $M_{j,Rd} \geq M_{c,p\ell,Rd}$

a) Tête de poteau



Soit $M_{j,Rd} \geq M_{b,p\ell,Rd}$

ou $M_{j,Rd} \geq 2\ M_{b,p\ell,Rd}$

b) Dans la hauteur de poteau

Légende

$M_{b,p\ell,Rd}$ est le moment résistant plastique d'une poutre ;

$M_{c,p\ell,Rd}$ est le moment résistant plastique d'un poteau.

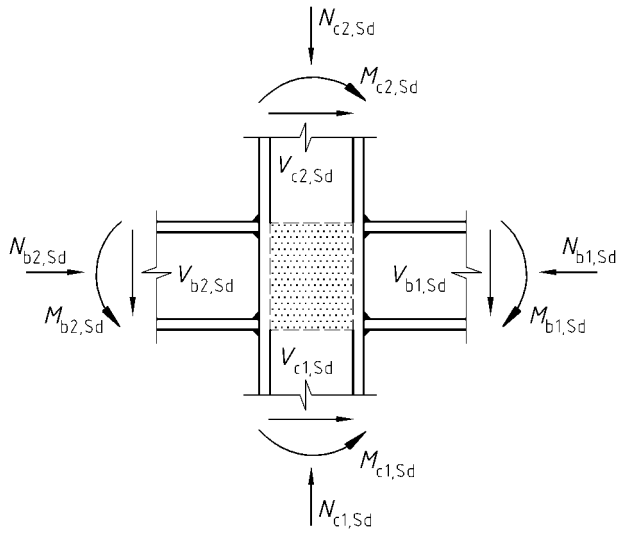
Figure J.9 — Assemblages à résistance complète

J.2.3 Modélisation des assemblages poutre-poteau

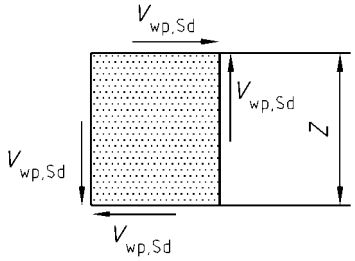
J.2.3.1 *Généralités*

(1) Pour modéliser le comportement de déformation d'un assemblage poutre-poteau, il faut tenir compte de la déformation en cisaillement du panneau d'âme et de la déformation en rotation des attaches.

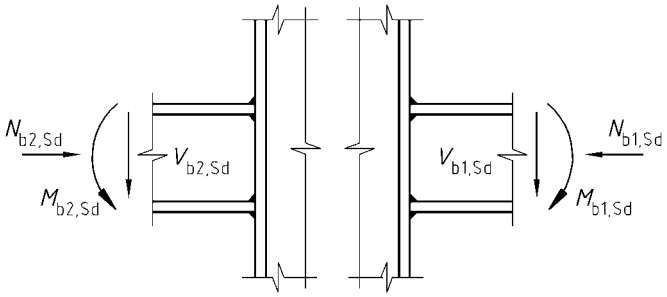
(2) Les configurations des assemblages poutre-poteau doivent être calculées pour résister aux sollicitations suivantes : moments fléchissants $M_{b1,Sd}$ et $M_{b2,Sd}$, efforts normaux $N_{b1,Sd}$ et $N_{b2,Sd}$, et efforts tranchants $V_{b1,Sd}$ et $V_{b2,Sd}$ appliqués aux attaches par les poutres assemblées, voir Figure J.10.



a) Sollicitations agissant sur un assemblage, à la périphérie du panneau d'âme



b) Efforts tranchants dans le panneau d'âme



c) Attaches, avec sollicitations dans les poutres

Figure J.10 — Sollicitations agissant sur le panneau d'âme au niveau des attaches

(3) Il convient de déterminer l'effort tranchant résultant $V_{wp,Sd}$ dans le panneau d'âme par :

$$V_{wp,Sd} = (M_{b1,Sd} - M_{b2,Sd})/z - (V_{c1,Sd} - V_{c2,Sd})/2 \quad \text{... (J.1)}$$

où :

z est le bras de levier, voir J.2.5.

(4) Pour l'analyse globale, des configurations d'assemblages poteau-simple poutre et poutre-double poutre peuvent être modélisées soit comme indiqué en J.2.3.2, soit à l'aide de la méthode simplifiée donnée en J.2.3.3.

J.2.3.2 *Modélisation reflétant le comportement réel*

(1) Pour modéliser un assemblage de façon à reproduire fidèlement le comportement prévu, il convient de modéliser séparément le panneau d'âme et chacune des attaches, en tenant compte des sollicitations dans les éléments agissant à la périphérie du panneau d'âme, voir Figure J.10 a).

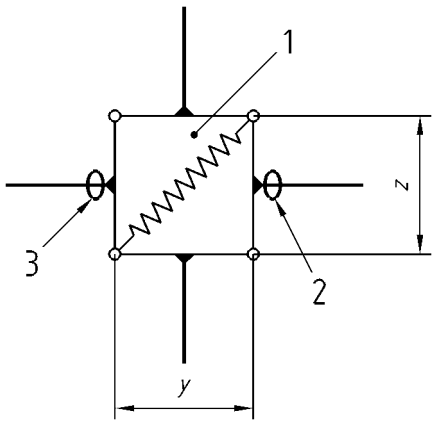
(2) Ceci peut être réalisé comme indiqué à la Figure J.11 a), où la déformation en cisaillement du panneau d'âme est reproduite par un ressort translationnel diagonal et la déformation en rotation de chaque attache est reproduite par des ressorts de flexion.

NOTE Ce type de modélisation n'est pas traité davantage dans la présente annexe.

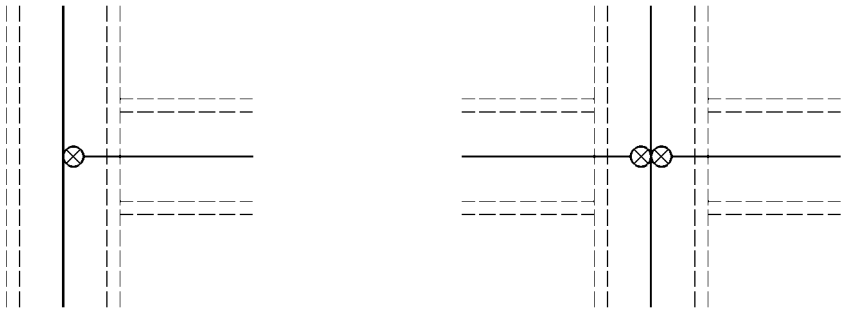
J.2.3.3 *Modélisation simplifiée*

(1) Comme alternative simplifiée à la méthode de modélisation définie en J.2.3.2, une configuration d'assemblage poteau-simple poutre peut être modélisée comme un assemblage unique, et une configuration d'assemblage poteau-double poutre peut être modélisée comme deux assemblages séparés mais interagissants, un pour chaque attache.

(2) Il convient de modéliser chacun de ces assemblages comme un ressort rotationnel séparé, comme indiqué à la Figure J.11 b), où chaque ressort suit une loi moment-rotation qui tient compte du comportement du panneau d'âme aussi bien que de l'influence de l'attache appropriée.



a) Modélisation du panneau d'âme et des attaches par des ressorts distincts



4 5

b) Modélisation des attaches comme ressorts rotationnels

Légende

1 Panneau d'âme
2 Attache de la poutre 1
3 Attache de la poutre 2
4 Configuration d'assemblage unilatéral
5 Configuration d'assemblage bilatéral

Figure J.11 — Modélisation de la déformabilité des assemblages

(3) Lors de 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 au moyen des paramètres de transformation β_1 et β_2, où :

β_1 est la valeur du paramètre de transformation β pour l'assemblage droit ;

β_2 est la valeur du paramètre de transformation β pour l'assemblage gauche.

NOTE Les paramètres de transformation β_1 et β_2 sont utilisés directement en J.3.6.2(7) et J.4.2(1). Ils sont également utilisés en J.3.5.2(4) et J.3.5.3(4) en relation avec le tableau J.5 pour obtenir le coefficient réducteur ω pour le cisaillement.

(4) On peut obtenir des valeurs plaçant en sécurité pour β_1 et β_2, basées sur la valeur des moments $M_{b1,Sd}$ et $M_{b2,Sd}$ à la périphérie du panneau d'âme, voir Figure J.12 a), à partir du Tableau J.4.

(5) Comme alternative, des valeurs plus précises de β_1 et β_2, basées sur la valeur des moments $M_{j,b1,Sd}$ et $M_{j,b2,Sd}$ dans les poutres au point d'épure, peuvent être déterminées d'après le modèle simplifié illustré à la Figure J.12 b) de la façon suivante :

$$\beta_1 = | 1 - M_{j,b2,Sd} / M_{j,b1,Sd} | \quad \text{... (J.2a)}$$

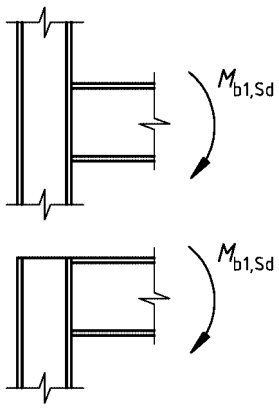
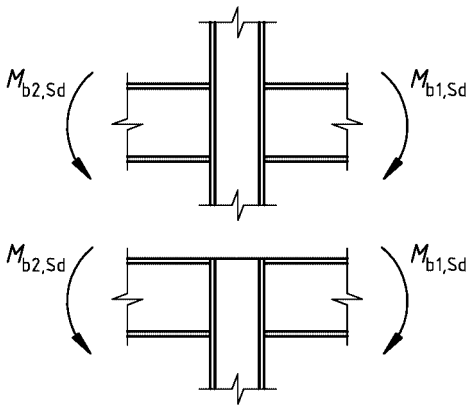
$$\beta_2 = | 1 - M_{j,b1,Sd} / M_{j,b2,Sd} | \quad \text{... (J.2b)}$$

où :

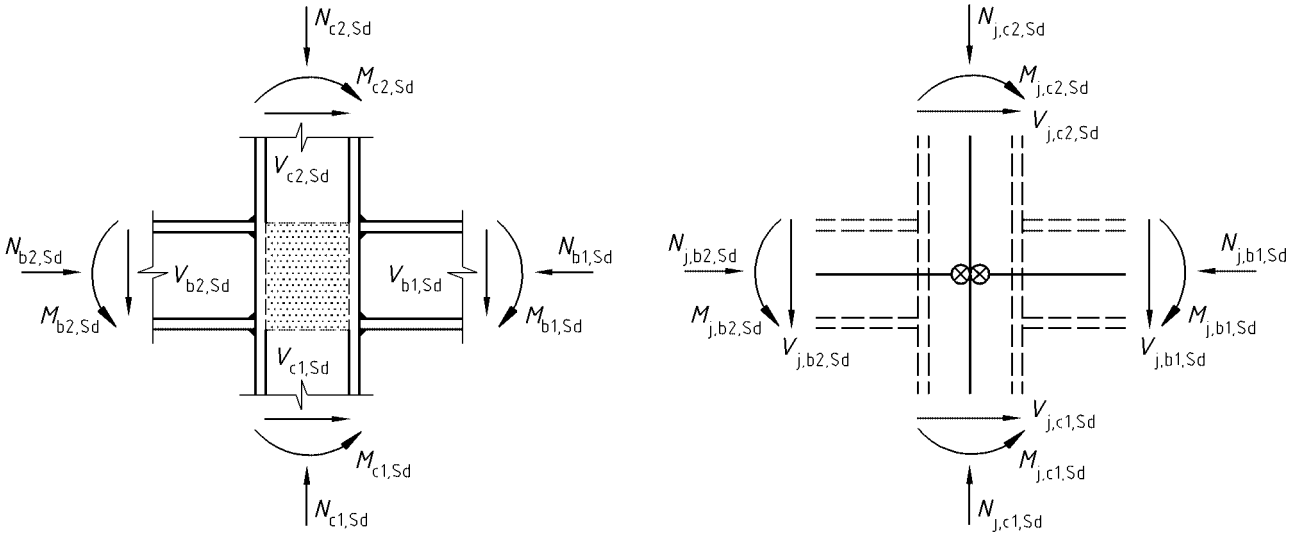
$M_{j,b1,Sd}$ est le moment à l'intersection de la poutre droite ;

$M_{j,b2,Sd}$ est le moment à l'intersection de la poutre gauche.

Tableau J.4 — Valeurs approchées pour le paramètre de transformation β

Type de configuration d'assemblage	Action	Valeur de β
	$M_{b1,Sd}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Sd} = M_{b2,Sd}$	$\beta = 0$ *)
	$M_{b1,Sd} > 0$ $M_{b2,Sd} > 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Sd} < 0$ $M_{b2,Sd} < 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Sd} > 0$ $M_{b2,Sd} < 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b1,Sd} < 0$ $M_{b2,Sd} > 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b1,Sd} + M_{b2,Sd} = 0$	$\beta \approx 2$

*) *Dans ce cas, la valeur de β est la valeur exacte plutôt qu'une valeur approchée.*



a) Valeurs à la périphérie du panneau d'âme

b) Valeurs à l'intersection des axes longitudinaux des éléments

Figure J.12 — Sollicitations agissant sur l’assemblage

J.2.4 Justification des assemblages

(1) Pour un assemblage classé comme de type articulé, seules la résistance au cisaillement (voir J.3.1.2) et la capacité de rotation (voir J.5) nécessitent d'être vérifiées.

(2) Lorsque l'on utilise l'analyse globale élastique, seuls la résistance au cisaillement (voir J.3.1.2) et le moment résistant (voir J.3.1.3) nécessitent d'être vérifiés.

(3) Lorsque l'on utilise l'analyse globale plastique, il convient de vérifier la résistance au cisaillement (voir J.3.1.2) et le moment résistant (voir J.3.1.3). Sauf si la résistance de l’assemblage est d'au moins 1,2 fois la résistance plastique de l'élément (voir 6.4.3.2(2)), il convient de vérifier également la capacité de rotation, voir J.5.

(4) Dans le cas d'une configuration d’assemblage poteau-double poutre dans laquelle les hauteurs des deux poutres ne sont pas similaires, on doit apporter des modifications appropriées aux méthodes de calcul qui supposent que leurs hauteurs sont identiques, à savoir :

— la méthode de détermination de la résistance au cisaillement d'un panneau d'âme de poteau non raidi donnée en J.3.5.1 ;

— la méthode de détermination du coefficient de rigidité d'un panneau d'âme de poteau non raidi en cisaillement, donnée en J.4.2(1).

J.2.5 Bras de levier

J.2.5.1 *Attaches soudées*

(1) Pour les attaches soudées, on doit considérer que le centre de compression est aligné avec l'axe à mi-épaisseur de la semelle comprimée, voir Figure J.13 a).

(2) Pour les attaches soudées, le bras de levier z doit être pris égal à la distance entre le centre de compression et l'axe à mi-épaisseur de la semelle tendue, voir Figure J.13 a), donnée par :

$$z = (h - t_{fb}) \quad \text{... (J.3)}$$

où :

h est la hauteur de la poutre assemblée ;

t_{fb} est l'épaisseur de semelle de la poutre assemblée.

J.2.5.2 *Attaches boulonnées avec cornières de semelle*

(1) Pour les attaches boulonnées avec cornières de semelle, on doit considérer que le centre de compression est aligné avec l'axe à mi-épaisseur de l'aile de la cornière se trouvant sur la semelle comprimée, voir Figure J.13 b).

(2) Pour les attaches boulonnées avec cornières de semelle, le bras de levier z doit être pris égal à la distance entre le centre de compression et la rangée de boulons tendus, voir Figure J.13 b).

J.2.5.3 *Attaches boulonnées avec platines d'about*

(1) Pour les attaches boulonnées avec platines d'about, on doit considérer que le centre de compression est aligné avec l'axe à mi-épaisseur de la semelle comprimée, voir Figures J.13 c), d) et e).

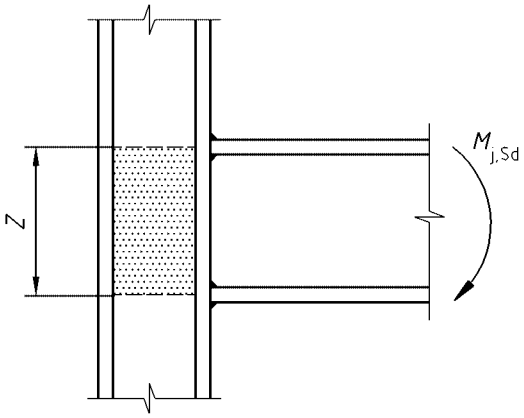
(1) **I** Pour les attaches boulonnées avec platine d'about, on doit considérer que le centre de compression se situe au niveau de l'intrados de la semelle comprimée.

(2) Pour les attaches boulonnées avec platines d'about ne comportant qu'une seule rangée de boulons actifs en traction, le bras de levier z doit être pris égal à la distance entre le centre de compression et la rangée de boulons tendus, voir Figure J.13 c) .

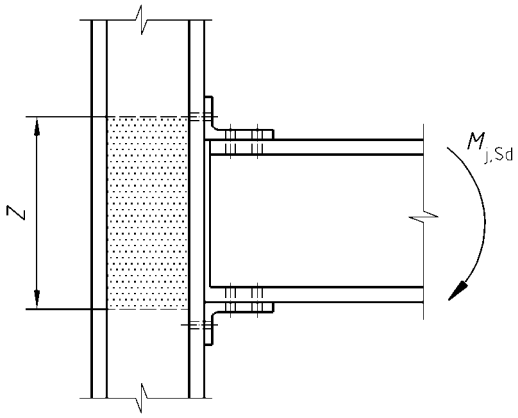
(3) Pour les attaches boulonnées avec platine d'about débordante ne comportant que deux rangées de boulons actifs en traction (une dans la partie débordante et l'autre entre les semelles de la poutre), le bras de levier z peut être pris égal, en toute sécurité, à la distance entre le centre de compression et un point situé à mi-distance entre ces deux rangées de boulons, voir Figure J.13 d) .

(4) Pour d'autres attaches boulonnées avec platine d'about comportant plusieurs rangées de boulons tendus, on peut obtenir une valeur approchée du bras de levier z 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, voir Figure J.13 e) .

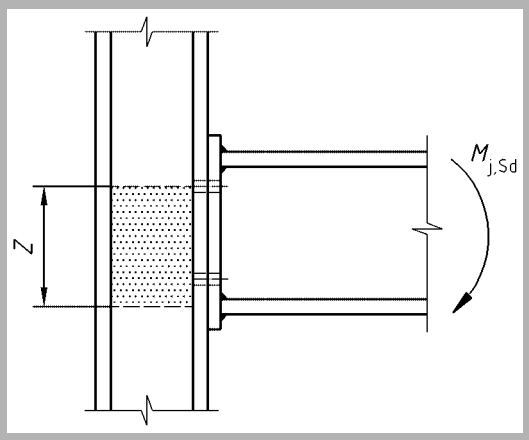
(5) Comme alternative, pour les platines d'about boulonnées comportant plusieurs rangées de boulons tendus, une valeur plus précise peut être déterminée en prenant le bras de levier z égal à z_{eq} obtenu à l'aide de la méthode donnée en J.4.3.1.



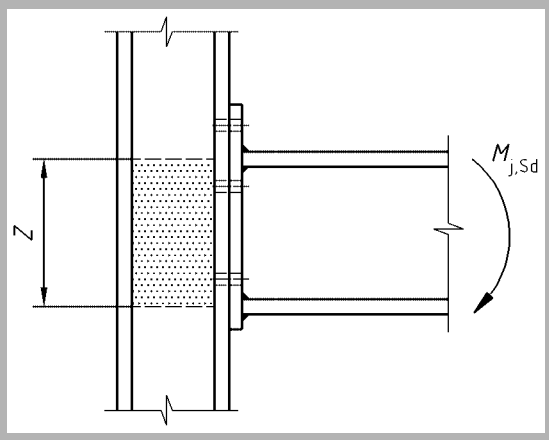
a) Attache soudée



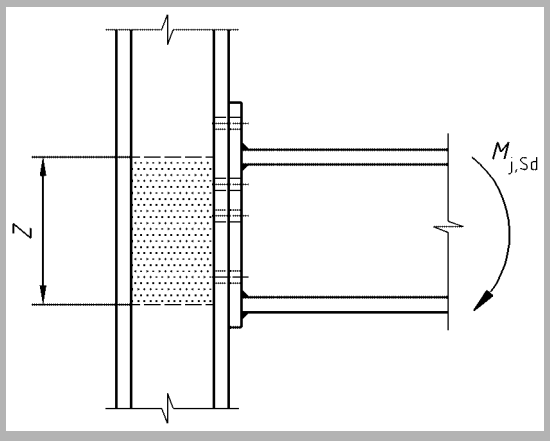
b) Attache boulonnée avec cornières de semelle

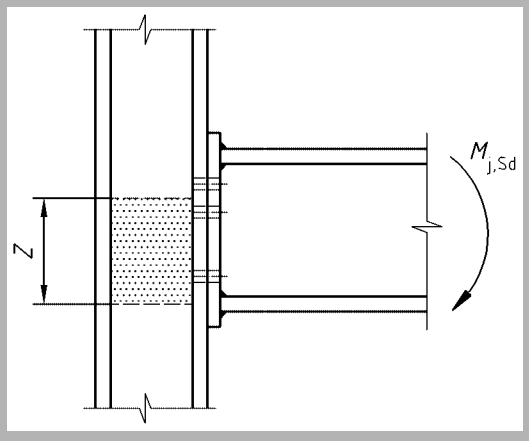


c) Attache boulonnée avec platine d'about ne comportant qu'une seule rangée de boulons actifs en traction



d) Attache boulonnée avec platine d'about débordante ne comportant que deux rangées de boulons actifs en traction





e) Autres attaches boulonnées avec platine d'about comportant plusieurs rangées de boulons tendus

Figure J.13 — Détermination du bras de levier *z*

J.3 Résistance

J.3.1 Généralités

J.3.1.1 *Sollicitations*

(1) Il convient de concevoir les assemblages pour qu'ils résistent aux moments fléchissants, aux efforts tranchants et aux efforts normaux qui leur sont appliqués par les éléments assemblés.

(2) Il convient de répartir localement à l'intérieur de l'assemblage les sollicitations appliquées pour déterminer celles auxquelles chaque composante de l'assemblage est soumise.

(3) Il convient de répartir les sollicitations à l'intérieur d'un assemblage conformément aux dispositions de 6.1.4.

(4) Il convient que la sollicitation à l'intérieur d'une composante de l'assemblage ne soit pas supérieure à sa résistance telle que donnée en J.3.5.

(5) Les contraintes résultant des sollicitations s'exerçant à l'intérieur des barres peuvent être considérées comme n'affectant pas les résistances des composantes d'un assemblage, sauf comme précisé en (6) et (7).

(6) La contrainte longitudinale dans un poteau doit être prise en compte dans la détermination de la résistance des composantes suivantes :

— âme de poteau comprimée, voir J.3.5.2(8) ;

— semelle de poteau fléchie, voir J.3.5.4.2(4) ;

— semelle de poteau raidie, assemblage comportant une platine d'about boulonnée ou des cornières de semelle, voir J.3.5.4.3(5).

(7) Le cisaillement dans un panneau d'âme de poteau doit être pris en compte dans la détermination de la résistance des composantes suivantes :

— âme de poteau comprimée, voir J.3.5.2(4) ;

— âme de poteau tendue, voir J.3.5.3(4).

J.3.1.2 *Résistance aux efforts tranchants*

(1) Dans les attaches soudées, ainsi que dans les attaches boulonnées comportant des platines d'about, il convient de dimensionner les soudures d'attache de l'âme de la poutre de manière à transmettre l'effort tranchant entre la poutre assemblée et l'assemblage, sans aucune contribution des soudures d'attache des semelles de poutre.

(2) Il convient normalement, dans les attaches boulonnées comportant des platines d'about, que l'effort tranchant transmis par les boulons entre la platine d'about et la semelle du poteau ne soit pas supérieur à la somme de :

a) la résistance totale au cisaillement des boulons qui ne sont pas nécessaires pour résister à la traction ;

b) (0,4/1,4) fois la résistance totale au cisaillement des boulons qui doivent aussi résister à la traction.

(3) Comme alternative, la résistance de chaque rangée de boulons à la combinaison d'effort tranchant et de traction peut être vérifiée conformément à 6.5.5, en tenant compte de l'effort de traction total s'exerçant dans le boulon, y compris tout effort résultant de l'effet de levier.

(4) Dans les attaches boulonnées comportant des cornières de semelle, la cornière assemblant la semelle comprimée de la poutre peut être considérée comme transmettant l'effort tranchant entre la poutre et le poteau, à condition que :

— l'espace g entre l'extrémité de la poutre et la face du poteau ne soit pas supérieur à l'épaisseur t_a de la cornière ;

— l'effort ne soit pas supérieur à la résistance au cisaillement des boulons d'attache de la cornière sur le poteau ;

— l'âme de la poutre réponde aux exigences de 5.7.

(5) La résistance d'un assemblage à l'effort tranchant peut être déduite de la répartition des sollicitations à l'intérieur de cet assemblage, et des résistances de ses composantes à ces sollicitations, voir J.3.5.

(6) Dans un assemblage poutre-poteau, l'effort tranchant $V_{wp,Sd}$ s'exerçant à l'intérieur d'un panneau d'âme non raidi, voir J.2.3.1(3), ne doit pas être supérieur à la résistance au cisaillement $V_{wp,Rd}$ du panneau d'âme, voir J.3.5.1.

J.3.1.3 *Résistance aux moments fléchissants*

(1) Le moment résistant d'un assemblage quelconque peut être déduit de la répartition des sollicitations à l'intérieur de cet assemblage et des résistances de ses composantes à ces sollicitations, voir J.3.5.

(2) À condition que l'effort axial N_{Sd} dans l'élément assemblé ne soit pas supérieur à 10 % de la résistance $N_{p\ell,Rd}$ de sa section transversale, le moment résistant d'un assemblage $M_{j,Rd}$ peut être déterminé à l'aide de la méthode donnée en J.3.6.

(3) 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 composantes, et non par la résistance des soudures.

(4) Dans un assemblage où l'on a besoin de la formation d'une rotule plastique et sa rotation sous un cas de charge donné, il convient que les soudures soient calculées pour résister aux effets d'un moment égal à la plus petite des valeurs suivantes :

— le moment résistant plastique de l'élément assemblé $M_{p\ell,Rd}$

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

où, pour une ossature contreventée : $\gamma = 1{,}4$

et, pour une ossature non contreventée : $\gamma = 1{,}7$

(5) 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 situées plus près du centre de compression soient également négligées.

NOTE Ceci entraîne une sous-estimation du moment résistant, mais en général la réduction est relativement faible. À titre d'indication, à condition que l'on retienne au moins 50 % des rangées de boulons, si toutes les rangées de boulons qui sont ignorées sont situées à une distance du centre de compression inférieure à 40 % de la distance le séparant de la rangée de boulons la plus éloignée, la réduction est habituellement inférieure à 15 %.

J.3.2 Tronçon en T équivalent

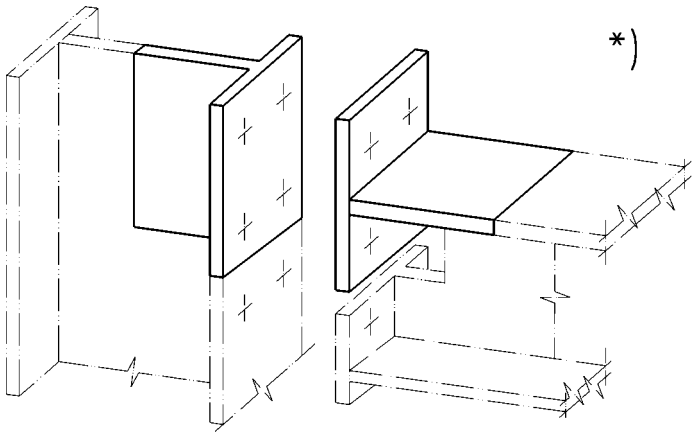
J.3.2.1 *Généralités*

(1) Dans les assemblages boulonnés, la semelle d'un tronçon en T équivalent peut être utilisée comme indiqué à la Figure J.14 pour modéliser la résistance des composantes énumérées en (7).

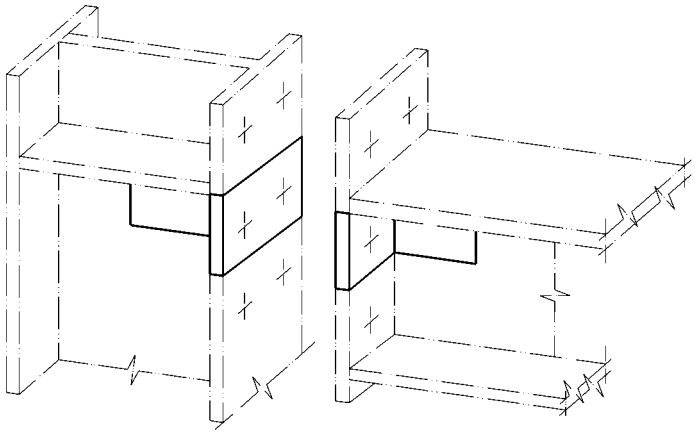
(2) Les trois modes de ruine possibles de la semelle d'un tronçon en T équivalent peuvent être considérés comme similaires à ceux qui sont susceptibles de se produire dans la composante qu'il représente, voir Figure J.15.

(3) Il convient que la longueur efficace totale $\sum \ell_{eff}$ d'un tronçon en T équivalent, voir Figure J.16, soit telle que la résistance à la traction de sa semelle soit équivalente à celle de la composante de l'assemblage qu'il représente.

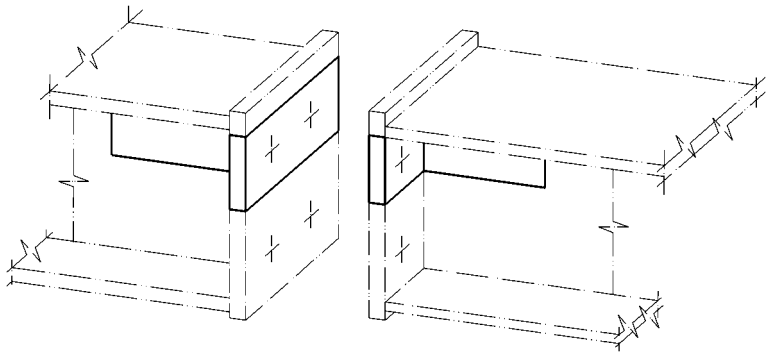
NOTE La longueur efficace d'un tronçon en T équivalent est une longueur théorique et ne correspond pas forcément à la longueur physique de la composante de l'assemblage qu'il représente.



a) Assemblage poutre-poteau non raidi comportant une platine d'about débordante



b) Assemblage poutre-poteau raidi comportant une platine d'about débordante



c) Type d'assemblage de continuité de poutres avec platines d'about non débordantes

**) Ce modèle de platine d'about est utilisé dans une méthode simplifiée donnée en J.3.6.1(6), voir Figure J.32.*

Figure J.14 — Modélisation d'une semelle de poteau et d'une platine d'about sous forme de tronçons en T

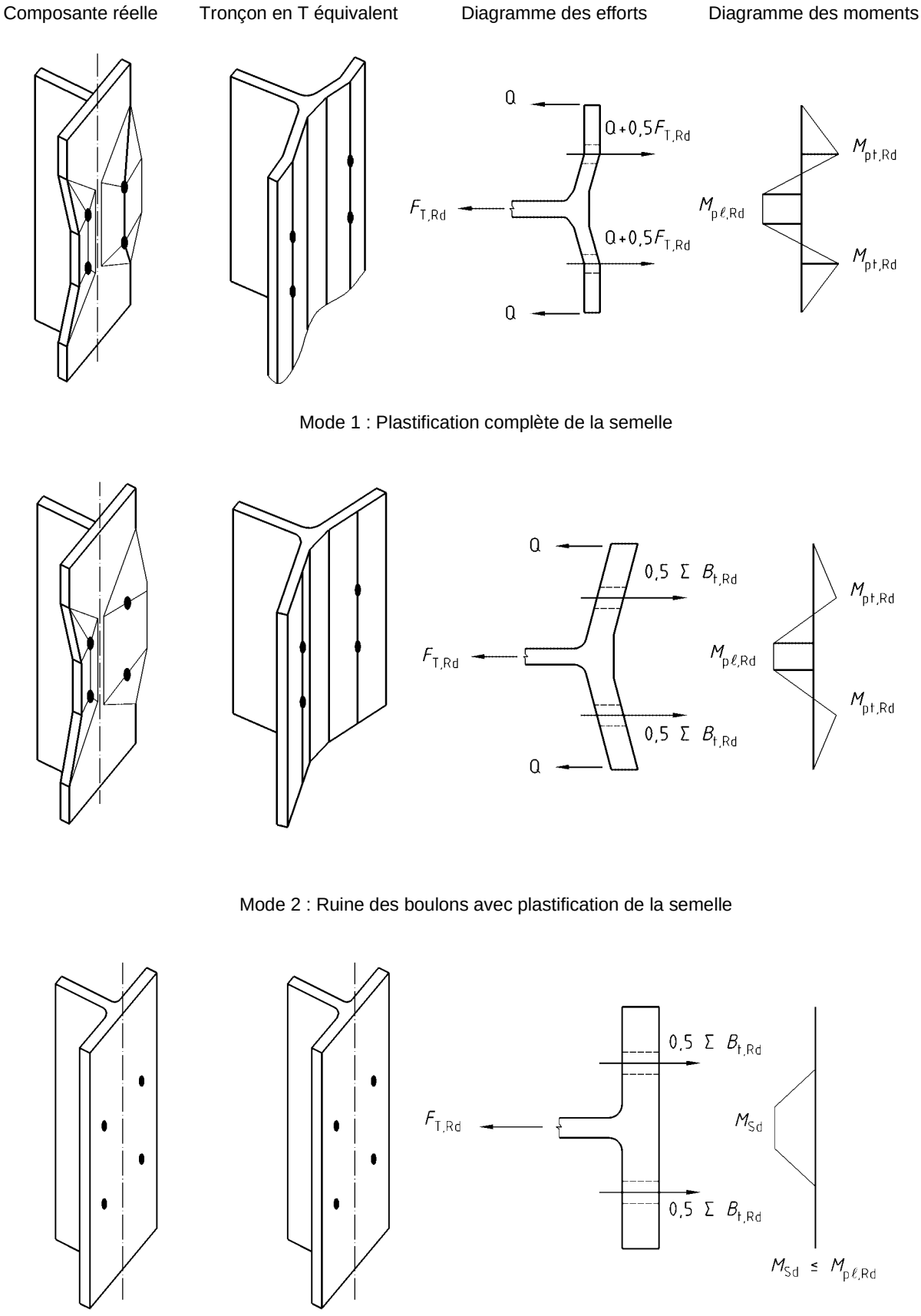


Figure J.15 — Modes de ruine de la semelle d'une composante et du tronçon en T équivalent

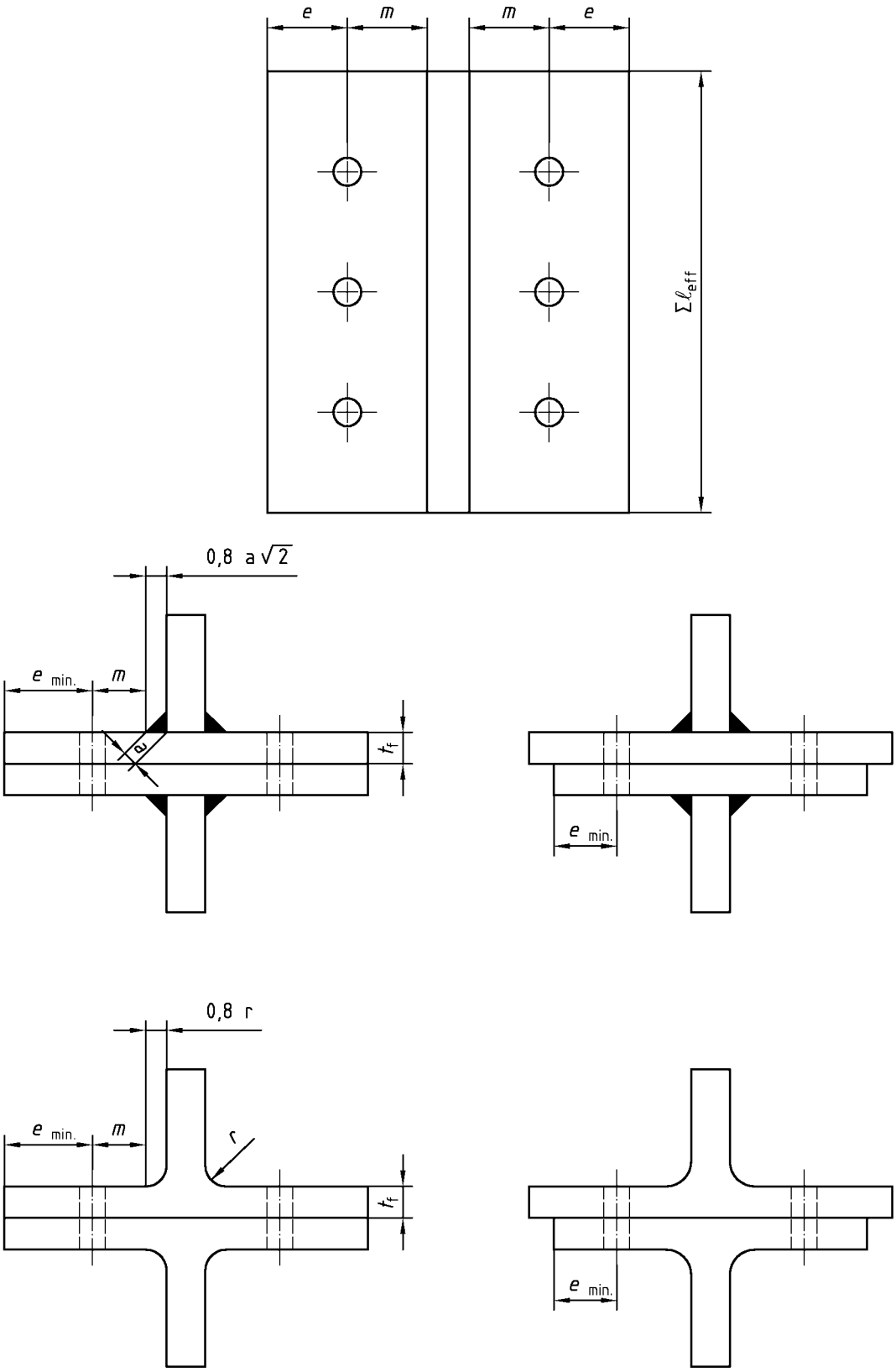


Figure J.16 — Dimensions de la semelle d'un tronçon en T équivalent

(4) Il convient que la résistance à la traction de la semelle d'un tronçon en T, $F_{T,Rd}$, soit prise égale à la plus petite valeur pour les trois modes de ruine possibles, déterminée de la façon suivante :

— Mode 1 : Plastification complète de la semelle :

$$F_{T,Rd} = \frac{4\, M_{p\ell 1,Rd}}{m} \quad \text{... (J.4)}$$

— Mode 2 : Ruine des boulons avec plastification de la semelle :

$$F_{T,Rd} = \frac{2\, M_{p\ell 2,Rd} + n\sum B_{t,Rd}}{m + n} \quad \text{... (J.5)}$$

— Mode 3 : Ruine des boulons :

$$F_{T,Rd} = \sum B_{t,Rd} \quad \text{... (J.6)}$$

avec :

$$M_{p\ell 1,Rd} = 0{,}25 \sum \ell_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} \quad \text{... (J.7a)}$$

$$M_{p\ell 2,Rd} = 0{,}25 \sum \ell_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} \quad \text{... (J.7b)}$$

$$n = e_{min} \qquad \text{mais} \qquad n \le 1{,}25\, m \quad \text{... (J.8)}$$

où :

$B_{t,Rd}$ est la résistance à la traction d'un ensemble boulons-platine, voir (6) ;

$\sum B_{t,Rd}$ est la valeur totale de $B_{t,Rd}$ pour tous les boulons du tronçon en T ;

$\sum \ell_{eff,1}$ est la valeur de $\sum \ell_{eff}$ pour le mode 1 ;

$\sum \ell_{eff,2}$ est la valeur de $\sum \ell_{eff}$ pour le mode 2 ;

et e_{min} et m comme indiqués à la Figure J.16.

(5) Comme alternative, la résistance pour le mode 1 peut être déterminée à l'aide de J.3.2.4.

(6) Dans le cas d'une semelle de tronçon en T, la résistance à la traction $B_{t,Rd}$ d'un ensemble boulons-platine tirée de 6.5.5(4) n'est jamais gouvernée par la résistance au poinçonnement $B_{p,Rd}$ et, par conséquent, il convient d'adopter pour $B_{t,Rd}$ la résistance à la traction du boulon $F_{t,Rd}$ donnée dans le Tableau 6.5.3.

(7) Des méthodes de modélisation de composantes de l'assemblage sous forme de semelles de tronçon en T équivalent, y compris les valeurs à utiliser pour e_{min}, ℓ_{eff} et m, sont données en :

- J.3.5.4 pour une semelle fléchie ;
- J.3.5.5 pour une platine d'about fléchie ;
- J.3.5.6 pour une cornière de semelle fléchie.

J.3.2.2 *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 au niveau de chaque rangée de boulons soient égaux, lorsque l'on utilise une semelle de tronçon en T équivalent pour modéliser une composante de l'assemblage conformément à J.3.5.4, J.3.5.5 ou J.3.5.6, il convient de tenir compte du fait que les efforts sont en général différents au niveau de chaque rangée de boulon.

(2) Lors de la modélisation d'une composante de l'assemblage par des semelles de tronçons en T équivalents conformément à J.3.5, on peut utiliser plusieurs tronçons en T équivalents si nécessaire, avec les rangées de boulons divisées en groupes de boulons séparés correspondant à chaque semelle de tronçon en T équivalent.

(3) Il convient que les conditions suivantes soient satisfaites :

a) l'effort au niveau de chaque rangée de boulons ne doit pas être supérieur à la résistance déterminée en considérant uniquement cette rangée de boulons isolée ;

b) l'effort total sur chaque groupe de rangées de boulons, comprenant deux ou plusieurs rangées de boulons adjacentes à l'intérieur du même groupe de boulons, ne doit pas être supérieur à la résistance de ce groupe de rangées de boulons.

(4) De même, lors du calcul de la résistance à la traction de la composante représentée par une semelle de tronçon en T équivalent, il convient en général de déterminer :

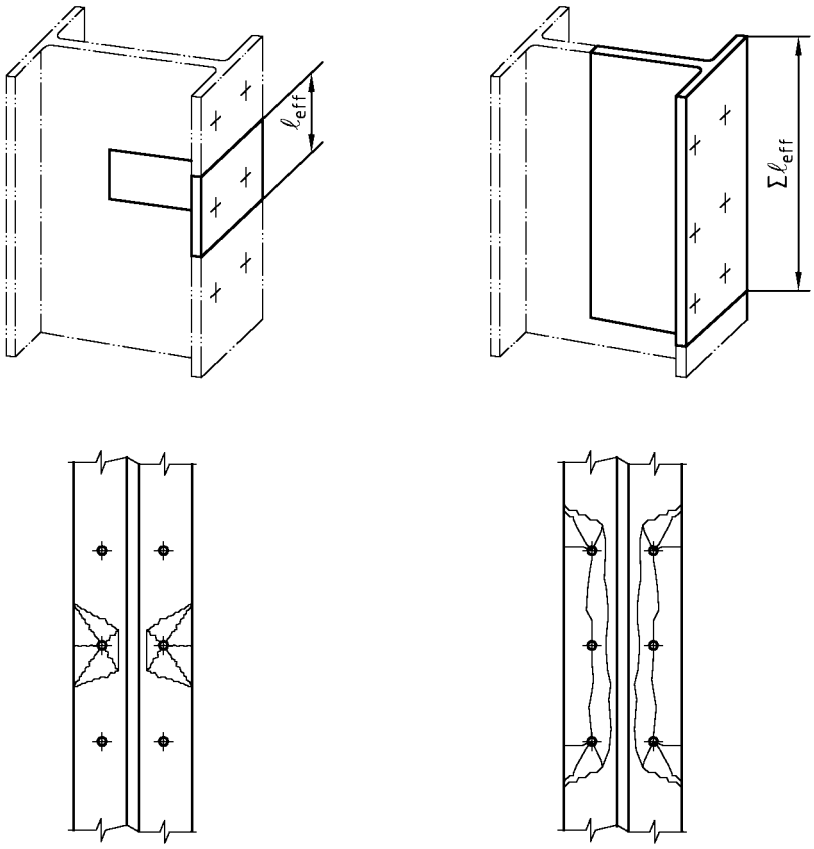
a) la résistance maximale d'une rangée de boulons isolée, déterminée en considérant uniquement cette rangée de boulons, voir Figure J.17 a) ;

b) la contribution de chaque rangée de boulons à la résistance maximale de deux ou plusieurs rangées de boulons adjacentes à l'intérieur d'un groupe de boulons, déterminée en considérant uniquement ces rangées de boulons, voir Figure J.17 b).

NOTE Cette procédure est illustrée par l'exemple de la Figure J.34, voir J.3.6.2(11).

(5) Dans le cas d'une rangée de boulons isolée, il convient de prendre la valeur de $\sum \ell_{eff}$ égale à la longueur efficace ℓ_{eff} présentée sous forme de tableau en J.3.5 pour cette rangée de boulons en tant que rangée de boulons isolée.

(6) Dans le cas d'un groupe de rangées de boulons, la valeur de $\sum \ell_{eff}$ doit être prise égale à la somme des longueurs efficaces ℓ_{eff} présentée sous forme de tableau en J.3.5 pour chaque rangée de boulons appropriée en tant que partie d'un groupe de boulons.



a) Rangées de boulons isolées **b) Groupe de rangées de boulons**

Figure J.17 — Rangées de boulons isolées et groupes de rangées de boulons

J.3.2.3 *Contreplaques*

(1) Les semelles de poteau fléchies peuvent être renforcées par des contreplaques comme indiqué à la Figure J.18.

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

(3) Il convient que la longueur des contreplaques ne soit pas inférieure à la longueur efficace totale pour la rangée de boulons ou pour le groupe de rangées de boulons concernés, et qu'elle dépasse d'au moins 2*d* la dernière rangée de boulons à chaque extrémité, où *d* représente le diamètre nominal des boulons.

(4) Lorsque l'on utilise des contreplaques, il convient que la résistance à la traction $F_{T,Rd}$ du tronçon en T soit déterminée par les expressions données en J.3.2.1 pour les modes 2 et 3, mais par l'expression modifiée suivante pour le mode 1 :

— Mode 1 : Plastification complète de l'aile et des contreplaques :

$$F_{T,Rd} = \frac{4\,M_{p\ell 1,Rd} + 2\,M_{bp,Rd}}{m} \qquad \text{... (J.9)}$$

dans laquelle $M_{bp,Rd}$ représente le moment résistant d'une contreplaque donné par :

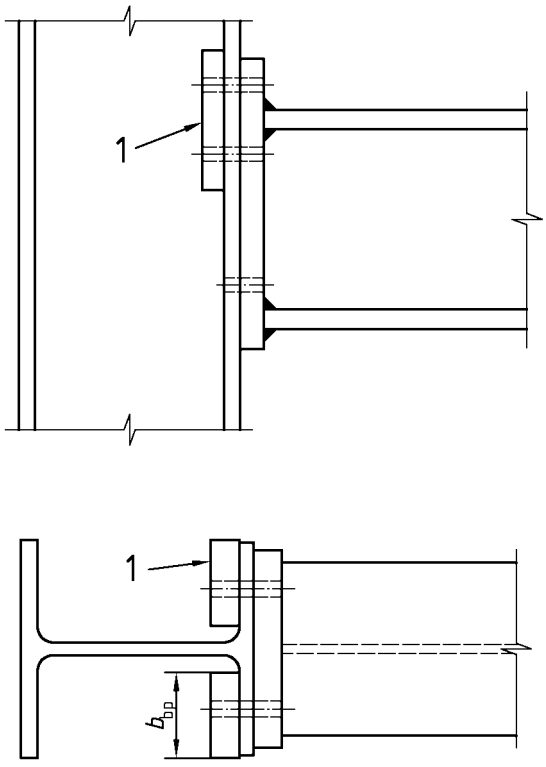
$$M_{bp,Rd} = 0{,}25 \sum \ell_{eff,1} t_{bp}^2 f_{y,bp} / \gamma_{M0} \qquad \text{... (J.10)}$$

où :

$f_{y,bp}$ est la limite d'élasticité des contreplaques ;

t_{bp} est l'épaisseur des contreplaques.

(5) Comme alternative, la résistance pour le mode 1 peut être déterminée à partir de J.3.2.4.



Légende

1 Contreplaque

Figure J.18 — Semelle de poteau avec contreplaques

J.3.2.4 *Méthode alternative*

(1) La résistance à la traction d'une semelle de tronçon en T peut être évaluée à l'aide de la méthode suivante comme alternative aux méthodes données en J.3.2.1 pour les semelles de tronçon en T dépourvues de contreplaques, et en J.3.2.3 pour les semelles de tronçon en T renforcées par des contreplaques.

(2) Dans cette méthode alternative, il convient de considérer l'effort appliqué à la semelle du tronçon en T par un boulon comme uniformément réparti sous la rondelle, la tête du boulon ou l'écrou, selon le cas, voir Figure J.19, au lieu d'être concentré au niveau de l'axe du boulon.

NOTE Cette hypothèse entraîne une valeur plus élevée de la résistance pour le mode 1, mais laisse inchangées les valeurs pour les modes 2 et 3.

(3) Lorsque l'on adopte cette méthode alternative pour une semelle de tronçon en T dépourvue de contreplaques, il convient de déterminer la résistance comme en J.3.2.1 par les expressions données pour les modes 2 et 3, mais par une expression modifiée pour le mode 1, de la façon suivante :

— Mode 1 : Plastification complète de la semelle :

$$F_{T,Rd} = \frac{\left(8n - 2e_w\right) M_{p\ell 1,Rd}}{2\,mn - e_w(m+n)} \quad \text{... (J.11)}$$

avec :

$$e_w = d_w/4$$

où :

d_w est le diamètre de la rondelle, ou largeur sur angle de la tête de boulon ou de l'écrou, selon le cas.

(4) Lorsque l'on adopte cette méthode alternative pour une semelle de tronçon en T renforcée par des contreplaques, il convient de déterminer la résistance comme en J.3.2.1 par les expressions données pour les modes 2 et 3, mais par une expression modifiée pour le mode 1, de la façon suivante :

— Mode 1 : Plastification complète de l'aile et des contreplaques :

$$F_{T,Rd} = \frac{\left(8n - 2e_w\right) M_{p\ell 1,Rd} + 4nM_{bp,Rd}}{2\,mn - e_w(m+n)} \quad \text{... (J.12)}$$

où :

e_w est tel que défini en (3) ;

$M_{bp,Rd}$ est tel que défini en J.3.2.3(4).

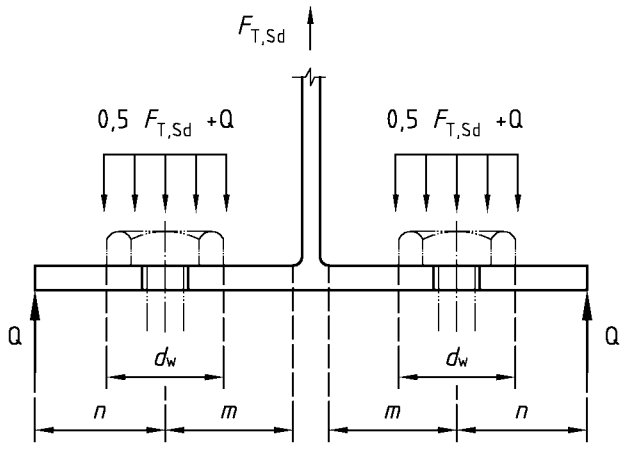


Figure J.19 — Efforts agissant sur une semelle de tronçon en T tendue
(méthode alternative)

J.3.3 Raidisseurs d'âme et de semelle du poteau

J.3.3.1 *Généralités*

(1) La résistance d'une âme de poteau et la résistance d'une semelle de poteau peuvent être augmentées par l'utilisation de raidisseurs, voir figure J.20.

(2) Des raidisseurs peuvent également être utilisés pour accroître la rigidité en rotation d'un assemblage par l'augmentation de la rigidité de l'âme du poteau soumise au cisaillement, à la compression ou à la traction, voir J.4.2(14) et (15).

(3) Il convient de distinguer :

— les raidisseurs transversaux, voir J.3.3.2 ;

— les raidisseurs diagonaux, voir J.3.3.3.

(4) Il convient de dimensionner les raidisseurs pour résister aux efforts appliqués.

J.3.3.2 *Raidisseurs transversaux*

(1) Des raidisseurs transversaux, voir Figure J.20 a), peuvent être utilisés pour augmenter la résistance :

— d'un panneau d'âme de poteau soumis au cisaillement, voir J.3.5.1 ;

— d'une âme de poteau comprimée, voir J.3.5.2 ;

— d'une âme de poteau tendue, voir J.3.5.3 ;

— d'une semelle de poteau fléchie, voir J.3.5.4.

(2) L'exigence exprimée en J.3.3.1(4) peut être considérée comme satisfaite si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

— la nuance d'acier des raidisseurs n'est pas inférieure à celle des semelles de poutre ;

— l'épaisseur des raidisseurs n'est pas inférieure à l'épaisseur de semelle de la poutre ;

— la largeur des raidisseurs n'est pas inférieure à $(b_b - t_{wc}) / 2$

où :

b_b est la largeur de la semelle de poutre ;

t_{wc} est l'épaisseur de l'âme de poteau.

(3) Dans les assemblages soudés, il convient d'aligner les raidisseurs transversaux avec la semelle de poutre correspondante.

(4) Dans les assemblages boulonnés, il convient d'aligner le raidisseur situé dans la zone comprimée avec le centre de compression tel qu'il est défini en J.2.5.2 ou J.2.5.3 selon le cas.

J.3.3.3 *Raidisseurs diagonaux*

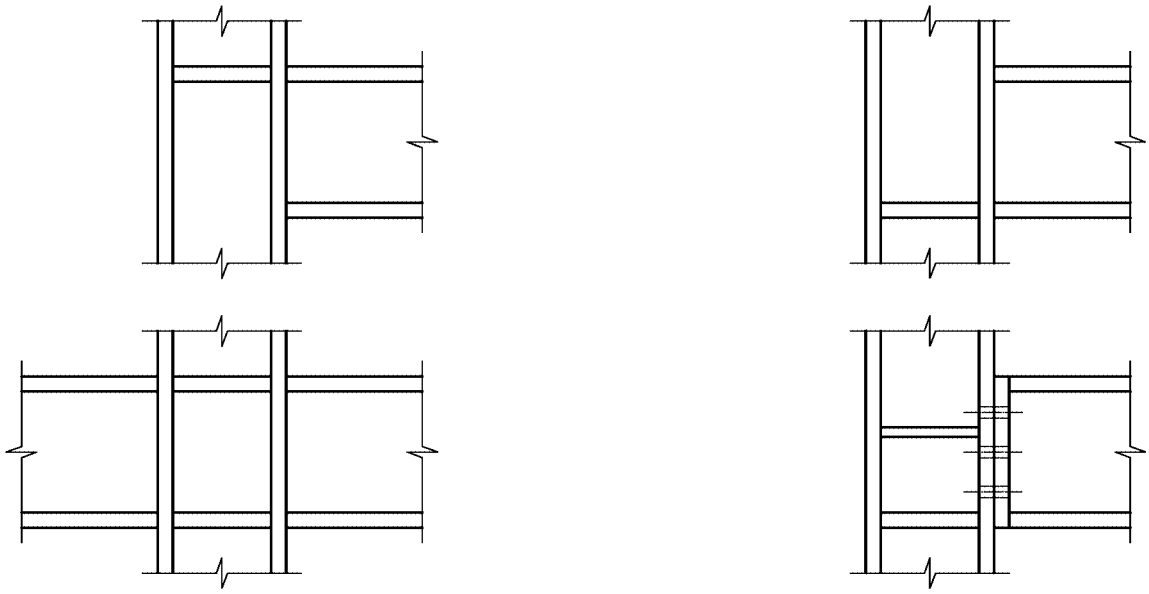
(1) Des raidisseurs diagonaux, voir figure J.20(b), peuvent être utilisés comme alternative à l'utilisation de l'âme de poteau pour résister à l'effort tranchant dans le panneau d'âme.

(2) On peut également utiliser des dispositions appropriées de raidisseurs diagonaux soit en association avec des raidisseurs transversaux, soit à leur place, afin d'augmenter la résistance :

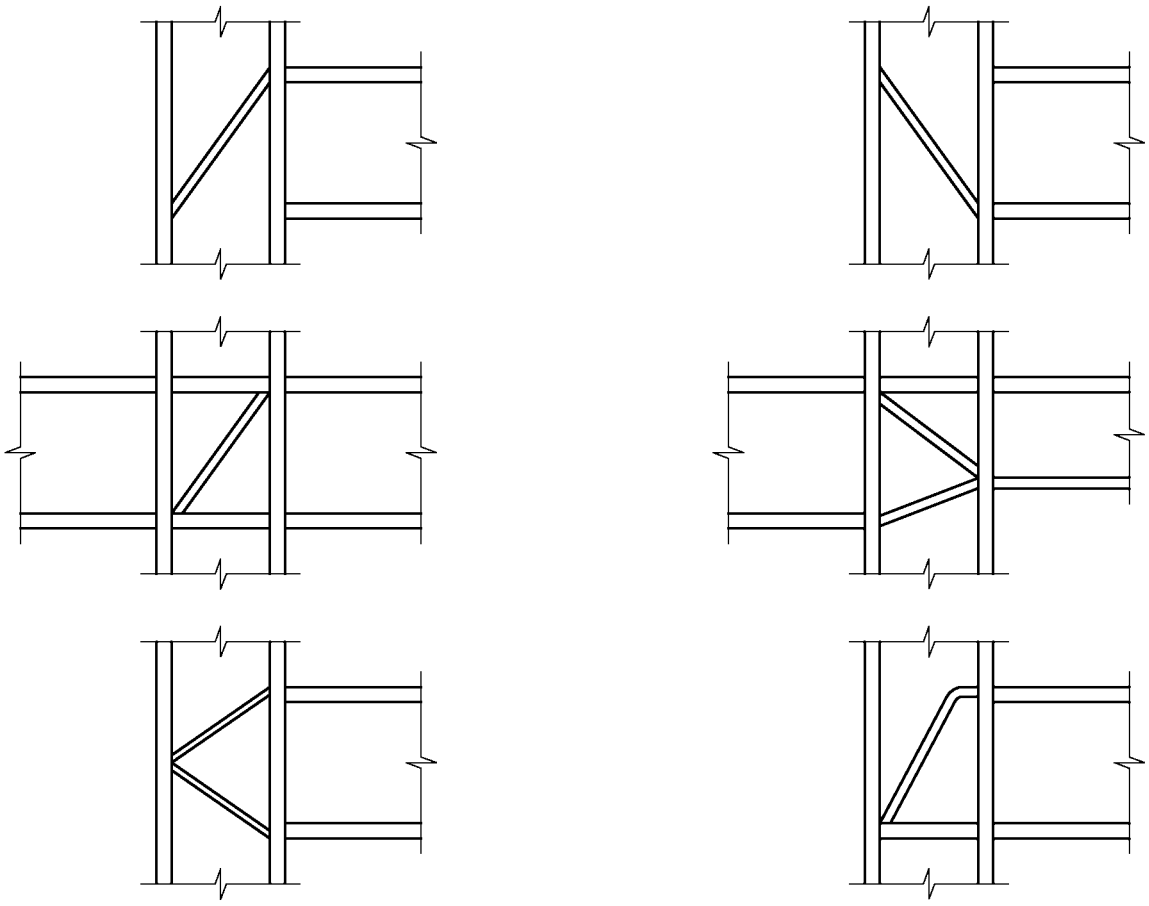
— d'une âme de poteau comprimée, voir J.3.5.2 ;

— d'une âme de poteau tendue, voir J.3.5.3 ;

— d'une semelle de poteau fléchie, voir J.3.5.4.



a) Raidisseurs transversaux



b) Raidisseurs diagonaux

Figure J.20 — Raidisseurs d'âme et de semelle de poteau

J.3.4 Doublures d'âmes

(1) Une doublure d'âme, voir Figure J.21, peut être utilisée sur l'un des côtés ou sur les deux côtés de l'âme d'un poteau en profil laminé en I ou en H, afin d'accroître sa résistance :

— au cisaillement, voir J.3.5.1 ;

— à la compression, voir J.3.5.2 ;

— à la traction, voir J.3.5.3.

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

(3) Il convient que la largeur b_s soit telle que les soudures d'attache de la doublure d'âme s'étendent jusqu'au pied du congé âme-semelle, voir Figure J.21.

(4) Il convient que la longueur ℓ_s soit telle que la doublure d'âme s'étende sur toute la largeur efficace de l'âme tendue et comprimée, voir Figure J.21.

(5) Il convient que l'épaisseur t_s ne soit pas inférieure à l'épaisseur de l'âme de poteau t_{wc}.

(6) Il convient de souder la doublure d'âme sur tout son périmètre, voir Figure J.21. Il convient d'adopter les épaisseurs de gorge *a* suivantes :

a) lorsque la doublure est nécessaire pour accroître la résistance de l'âme au cisaillement ou à la compression :

$$a \geq t_s / \sqrt{2} \qquad \text{... (J.13a)}$$

b) lorsque la doublure est nécessaire pour accroître la résistance de l'âme à la traction :

— pour les soudures bout-à-bout longitudinales :

$$a \geq t_s \qquad \text{... (J.13b)}$$

— pour les soudures transversales et les soudures d'angle longitudinales :

$$a \geq t_s / \sqrt{2} \qquad \text{... (J.13c)}$$

(7) Lorsque la largeur b_s d'une doublure d'âme est supérieure à $40\ \varepsilon\ t_s$, il convient d'utiliser une file de soudures bouchons ou de boulons pour garantir une liaison adéquate entre la doublure d'âme et l'âme de poteau, voir Figure J.22. Les exigences suivantes s'appliquent :

$$e_1 \leq 40\ \varepsilon\ t_s \qquad \text{... (J.14a)}$$

$$e_2 \leq 40\ \varepsilon\ t_s \qquad \text{... (J.14b)}$$

$$p \leq 40\ \varepsilon\ t_s \qquad \text{... (J.14c)}$$

$$d_0 \geq t_s \qquad \text{... (J.14d)}$$

avec :

$$\varepsilon = [\ 235 / f_y\ ]^{0,5}$$

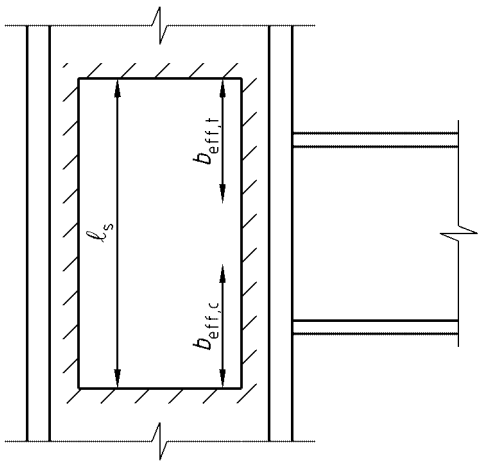
où :

d_0 est le diamètre des trous ;

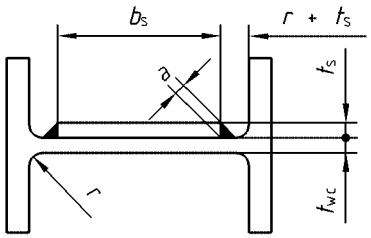
e_1 est la pince longitudinale des trous ;

e_2 est la pince transversale des trous ;

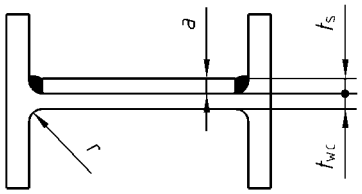
p est l'entraxe des trous.



a) Disposition



b) Section transversale avec soudures d'angle longitudinales



c) Section transversale avec soudures bout-à-bout longitudinales

Figure J.21 — Doublure d'âme

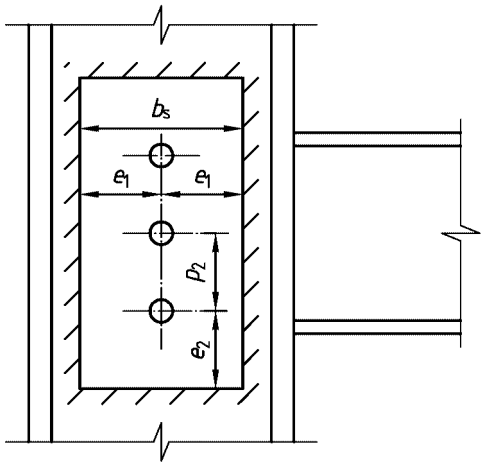


Figure J.22 — Espacement des soudures bouchons ou des boulons pour les doublures d'âme

J.3.5 Résistance des composantes de base

J.3.5.1 *Panneau d'âme de poteau en cisaillement*

(1) Pour un assemblage unilatéral, ou pour un assemblage bilatéral dans lequel les hauteurs de poutre sont similaires, il convient de déterminer la résistance au cisaillement $V_{wp,Rd}$ d'un panneau d'âme de poteau non raidi soumis à un effort tranchant $V_{wp,Sd}$, voir J.2.3.1(3), par :

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9\, f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3}\,\gamma_{M0}} \qquad \text{... (J.15)}$$

où :

A_{vc} est l'aire de cisaillement du poteau, voir 5.4.6.

(2) Lorsqu'une âme de poteau est renforcée par l'ajout d'une doublure d'âme conforme aux exigences de J.3.4, l'aire de cisaillement A_{vc} peut être augmentée de $b_s t_{wc}$, où b_s et t_{wc} sont tels que définis en J.3.4. Au cas où l'on ajoute une doublure d'âme supplémentaire de l'autre côté de l'âme, il convient de ne pratiquer aucune autre augmentation de l'aire de cisaillement.

(3) Lorsque l'on utilise des raidisseurs d'âme transversaux tant dans la zone comprimée que dans la zone tendue, on peut augmenter la résistance au cisaillement plastique du panneau d'âme de poteau $V_{wp,Rd}$ de $V_{wp,add,Rd}$ donnée par :

$$V_{wp,add,Rd} = \frac{4\, M_{p\ell,fc,Rd}}{d_s} \quad \text{mais} \quad V_{wp,add,Rd} \le \frac{2\, M_{p\ell,fc,Rd} + 2\, M_{p\ell,st,Rd}}{d_s} \qquad \text{... (J.16)}$$

où :

d_s est la distance entre les plans moyens des raidisseurs ;

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

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

(4) Lorsque l'on utilise des raidisseurs d'âme diagonaux pour augmenter la résistance au cisaillement d'une âme de poteau, il convient de les déterminer pour qu'ils résistent aux efforts auxquels ils sont soumis.

J.3.5.2 *Âme de poteau comprimée*

(1) Il convient de déterminer la résistance d'une âme de poteau non raidie soumise à une compression transversale par :

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad \text{mais} \quad F_{c,wc,Rd} \le \frac{\omega \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \qquad \text{... (J.17)}$$

où :

ρ est le coefficient réducteur pour le voilement ;

ω est le coefficient réducteur tenant compte des effets éventuels du cisaillement dans le panneau d'âme du poteau.

(2) Il convient de déterminer le coefficient réducteur ρ pour le voilement de la façon suivante :

— Si $\overline{\lambda}_p \le 0,673$:

$$\rho = 1,0 \qquad \text{... (J.18a)}$$

— Si $\overline{\lambda}_p > 0,673$:

$$\rho = \left(\overline{\lambda}_p - 0,22\right) / \overline{\lambda}_p^{\,2} \qquad \text{... (J.18b)}$$

où $\overline{\lambda}_p$ représente l'élancement de plaque.

(3) Il convient de déterminer l'élancement $\overline{\lambda}_p$ à l'aide de :

$$\overline{\lambda}_p = 0{,}932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} \quad \text{... (J.18c)}$$

dans laquelle :

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

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

(4) Il convient de déterminer le coefficient réducteur ω pour les effets éventuels du cisaillement à partir du Tableau J.5, au moyen de la largeur efficace d'âme de poteau comprimée $b_{eff,c,wc}$ donnée en (5), (6) ou (7) selon le cas.

(5) Pour une attache soudée, il convient de déterminer la largeur efficace d'âme de poteau comprimée $b_{eff,c,wc}$, voir Figure J.23, par la relation :

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}\,a_b + 5(t_{fc} + s) \quad \text{... (J.19)}$$

(5) **I** La formule (J.19) est invalidée et remplacée par :

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 5(t_{fc} + s)$$

dans laquelle :

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

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

(6) Pour une attache par platine d'about boulonnée, il convient de déterminer la largeur efficace d'âme de poteau comprimée $b_{eff,c,wc}$, voir Figure J.23, par la relation :

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}\,a_p + 5\,(t_{fc} + s) + s_p \quad \text{... (J.20)}$$

(6) **I** La formule (J.20) est invalidée et remplacée par :

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 5(t_{fc} + s) + s_p$$

dans laquelle s_p représente la longueur obtenue par diffusion à 45° dans la platine d'about (au minimum t_p et, à condition que la longueur de platine d'about en dessous de la semelle soit suffisante, jusqu'à $2t_p$).

(7) Pour une attache boulonnée comportant des cornières de semelle, il convient de déterminer la largeur efficace d'âme de poteau comprimée $b_{eff,c,wc}$, voir Figure J.23, par la relation :

$$b_{eff,c,wc} = 2\,t_a + 0{,}6\,r_a + 5(t_{fc} + s) \quad \text{... (J.21)}$$

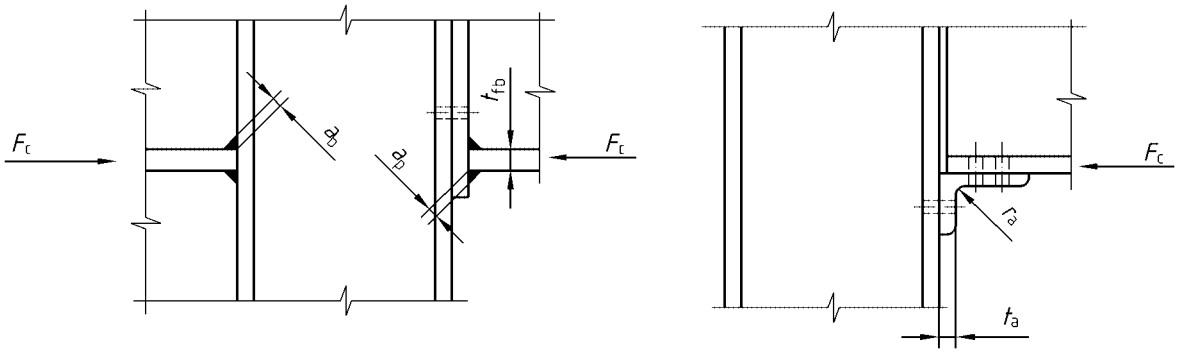
(7) **I** La formule (J.21) est invalidée et remplacée par :

$$b_{eff,c,wc} = t_a + 5(t_{fc} + s)$$

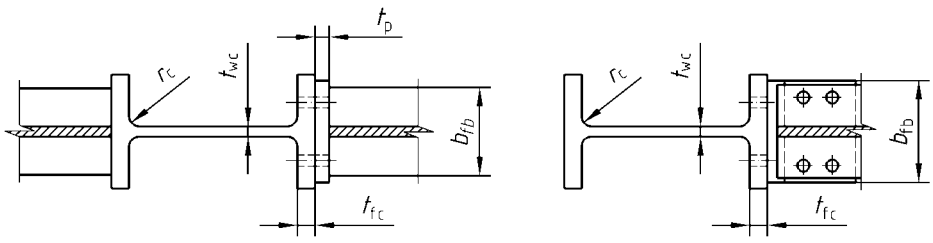
Tableau J.5 — Coefficient réducteur ω pour le cisaillement

Paramètre de transformation β	Coefficient réducteur ω
$0 \le \beta \le 0{,}5$	$\omega = 1$
$0{,}5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2\,(1-\beta)\,(1-\omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)\,(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \dfrac{1}{\sqrt{1 + 1{,}3\left(b_{\text{eff,c,wc}} t_{\text{wc}} / A_{\text{vc}}\right)^2}}$	$\omega_2 = \dfrac{1}{\sqrt{1 + 5{,}2\left(b_{\text{eff,c,wc}} t_{\text{wc}} / A_{\text{vc}}\right)^2}}$
A_{vc} est l'aire de cisaillement du poteau, voir J.3.5.1 ; β est le paramètre de transformation, voir J.2.3.3.	

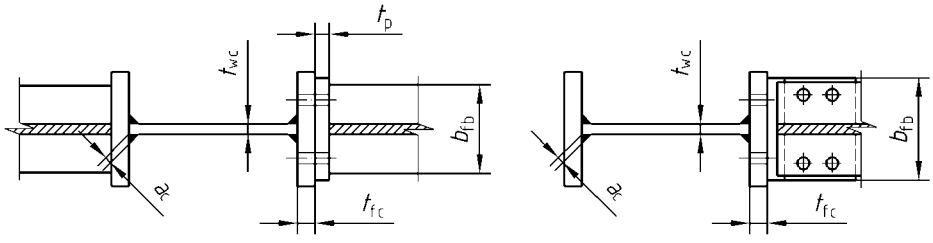
Assemblage soudé Assemblage avec platine d'about Assemblage avec cornières de semelle



a) Élévation



b) Poteau laminé



c) Poteau soudé

Figure J.23 — Compression transversale dans un poteau non raidi

(8) Lorsque la contrainte de compression longitudinale maximale $\sigma_{com,Ed}$ résultant de l'effort axial et du moment fléchissant dans le poteau est supérieure à 0,5 $f_{y,wc}$ 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 l'âme de poteau comprimée en multipliant la valeur de $F_{c,wc,Rd}$ donnée par l'expression (J.17) par un coefficient réducteur k_{wc} tel que :

— lorsque $\sigma_{com,Ed} \leq 0,5\, f_{y,wc}$:

$$k_{wc} = 1$$

— lorsque $\sigma_{com,Ed} > 0,5\, f_{y,wc}$:

$$k_{wc} = 1,25 - 0,5\, \sigma_{com,Ed} / f_{y,wc} \qquad \text{... (J.22)}$$

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.

(9) Il convient normalement d'empêcher le mode de flambement à «semelles déplaçables» d'une âme de poteau non raidie comprimée, illustré à la Figure J.24, par les maintiens appropriés.

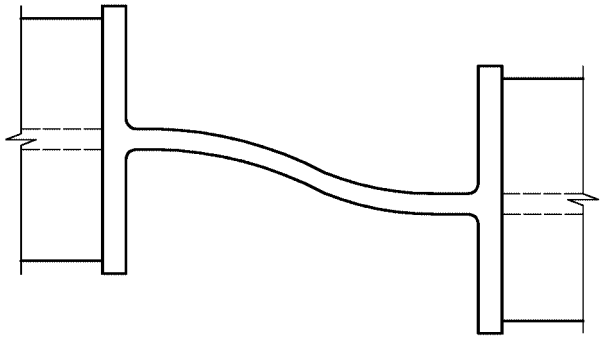


Figure J.24 — Mode de flambement à «semelles déplaçables» d'une âme de poteau non raidie

(10) Lorsqu'une âme de poteau non raidie est renforcée d'une doublure d'âme conforme aux exigences de J.3.4, l'épaisseur efficace de l'âme peut être prise égale à 1,5 t_{wc} si l'on dispose une seule doublure d'âme, ou à 2,0 t_{wc} si l'on dispose des doublures d'âme des deux côtés de l'âme. Lors du calcul du coefficient réducteur ω 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 J.3.5.1(2).

(11) Pour les âmes de poteau raidies, il convient de se référer à J.3.3.

J.3.5.3 *Âme de poteau tendue*

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

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \qquad \text{... (J.23)}$$

où ω représente le coefficient réducteur tenant compte des effets éventuels du cisaillement dans le panneau d'âme du poteau.

(2) Pour une attache soudée, il convient de prendre pour la largeur efficace $b_{eff,c,wc}$ d'âme de poteau tendue :

$$b_{eff,t,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}\ a_b + 5\,(t_{fc} + s) \qquad \text{... (J.24)}$$

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 et r_c sont tels qu'indiqués sur la figure J.25.

(3) Pour une attache boulonnée, la largeur efficace $b_{eff,t,wc}$ d'âme de poteau tendue doit être prise égale à la longueur efficace du tronçon en T équivalent représentant la semelle de poteau, voir J.3.2.

(4) Il convient de déterminer le coefficient réducteur ω tenant compte des effets éventuels du cisaillement dans le panneau d'âme du poteau à partir du Tableau J.5, à l'aide de la valeur de $b_{eff,t,wc}$ donnée en (2) ou (3), selon le cas.

(5) Lorsqu'une âme de poteau non raidie est renforcée par des doublures d'âme conformes aux exigences de J.3.4, la résistance à la traction dépend de l'épaisseur de gorge des soudures longitudinales d'attache des doublures d'âme, voir J.3.4. 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 :

$$t_{w,eff} = 1{,}5\, t_{wc} \quad \text{... (J.25)}$$

- pour des doublures d'âme des deux côtés :

$$t_{w,eff} = 2{,}0\, t_{wc} \quad \text{... (J.26)}$$

— 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 :

$$t_{w,eff} = 1{,}4\, t_{wc} \quad \text{... (J.27a)}$$

- pour les nuances d'acier S 420 ou S 460 :

$$t_{w,eff} = 1{,}3\, t_{wc} \quad \text{... (J.27b)}$$

(6) Lors du calcul du coefficient réducteur ω 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 J.3.5.1(2).

(7) Pour les âmes de poteau raidies, il convient de se référer à J.3.3.

J.3.5.4 *Semelle de poteau fléchie*

J.3.5.4.1 *Semelle de poteau non raidie, attache soudée*

(1) Dans un assemblage soudé, il convient de déterminer la résistance $F_{fc,Rd}$ d'une semelle de poteau non raidie fléchie par la traction ou la compression exercée par une semelle de poutre, par :

$$F_{fc,Rd} = b_{eff,b,fc}\, t_{fb}\, f_{y,fb} / \gamma_{M0} \quad \text{... (J.28a)}$$

avec :

$$b_{eff,b,fc} = t_{wc} + 2\, s + 7\, k\, t_{fc} \quad \text{... (J.28b)}$$

$$k = (t_{fc} / t_{fb})\, (f_{y,fc} / f_{y,fb}) \text{ mais } k \leq 1 \quad \text{... (J.28c)}$$

(2) La dimension s est donnée par :

— pour un poteau en I ou en H laminé : $s = r_c$ ... (J.28d)

— pour un poteau en I ou en H soudé : $s = \sqrt{2}\, a_c$ ... (J.28e)

(3) Si la largeur efficace pour la flexion de la semelle de poteau non raidie $b_{eff,b,fc} < 0{,}7\, b_{fb}$, où b_{fb} représente la largeur de la semelle de poutre, il convient de raidir la semelle du poteau.

(4) Même si $b_{eff,b,fc} \leq b_{fb}$, les soudures d'attache de la semelle de la poutre sur la semelle du poteau doivent être dimensionnées pour résister à un effort égal à la résistance de la semelle de la poutre $b_{fb}\, t_{fb}\, f_{y,fb} / \gamma_{M0}$.

J.3.5.4.2 *Semelle de poteau non raidie, attache boulonnée*

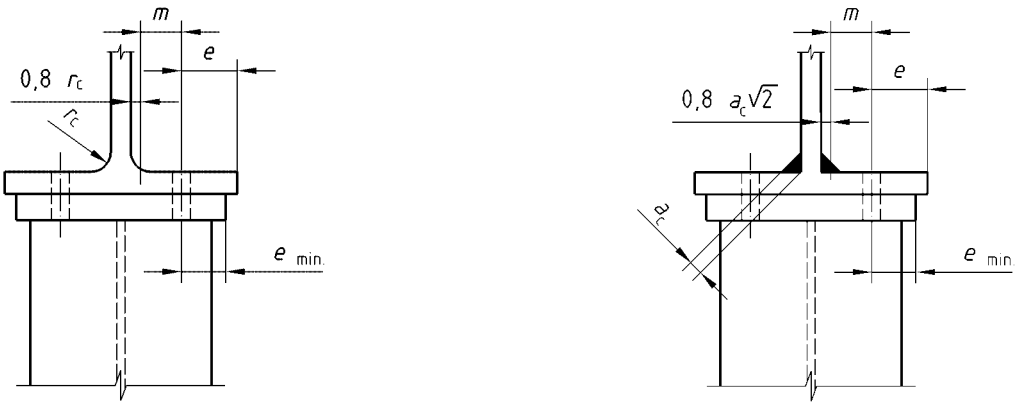
(1) Il convient de déterminer la résistance et le mode de ruine d'une semelle de poteau non raidie fléchie, ainsi que des boulons tendus associés, comme identiques à ceux d'une semelle de tronçon en T équivalent, voir J.3.2, à la fois pour :

— chaque rangée de boulons isolée devant résister à la traction, et

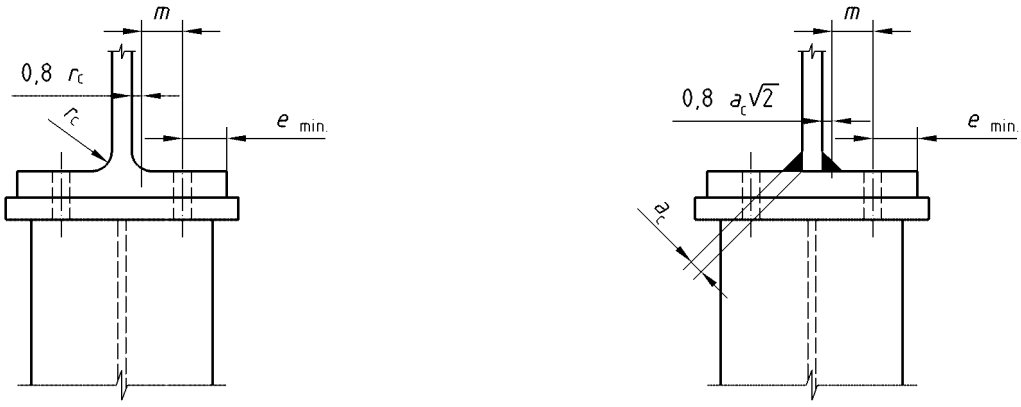
— chaque groupe de rangées de boulons devant résister à la traction.

(2) Il convient de déterminer les dimensions e_{min} et m à utiliser en J.3.2 à partir de la Figure J.25.

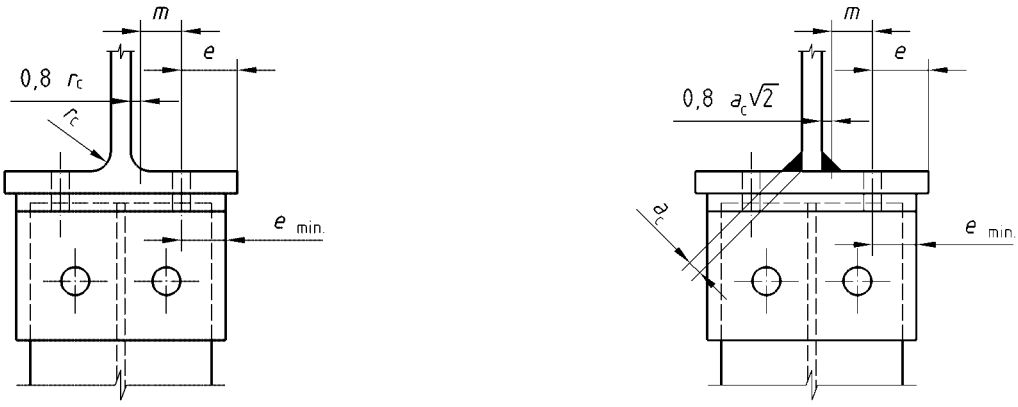
(3) Il convient de déterminer la longueur efficace de la semelle du tronçon en T équivalent pour les rangées de boulons isolées et pour le groupe de boulons conformément à J.3.2.2 à partir des valeurs données pour chaque rangée de boulons dans le Tableau J.6.



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



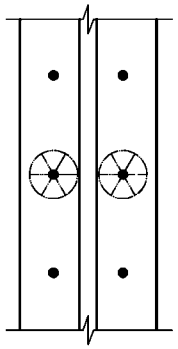
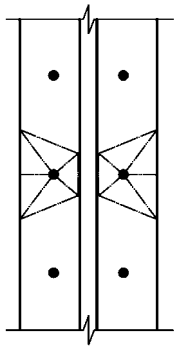
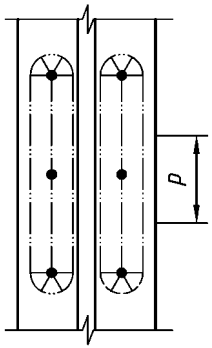
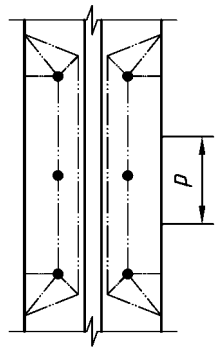
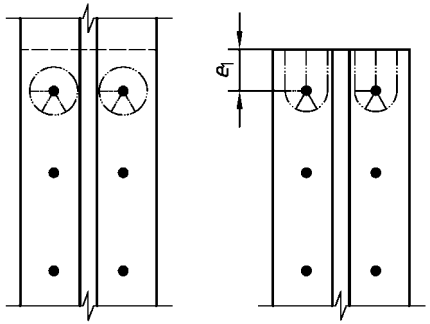
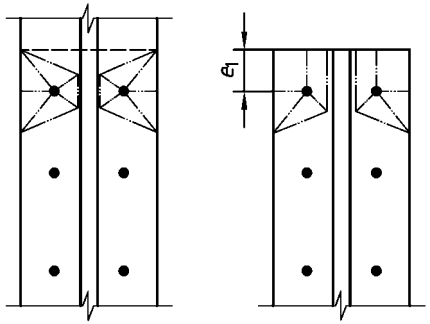
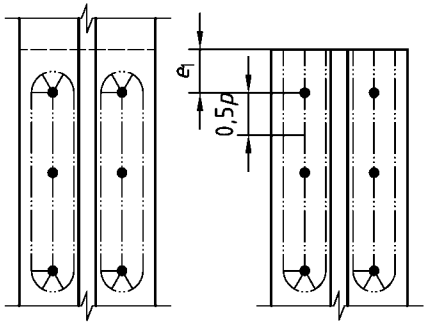
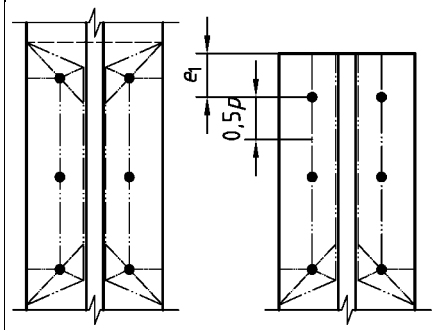
b) Platine d'about soudée plus large que la semelle du poteau



c) Cornières de semelle

Figure J.25 — Dimensions e_{min} et m pour une semelle de poteau

Tableau J.6 — Longueurs efficaces pour une aile 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 $\ell_{eff,cp}$	Mécanismes non circulaires $\ell_{eff,nc}$	Mécanismes circulaires $\ell_{eff,cp}$	Mécanismes non circulaires $\ell_{eff,nc}$
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 :	$\ell_{eff,1} = \ell_{eff,nc}$ mais $\ell_{eff,1} \le \ell_{eff,cp}$		$\sum \ell_{eff,1} = \sum \ell_{eff,nc}$ mais $\sum \ell_{eff,1} \le \sum \ell_{eff,cp}$	
Mode 2 :	$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc}$		$\sum \ell_{eff,2} = \sum \ell_{eff,nc}$	

(4) Lorsque la contrainte de compression longitudinale maximale $\sigma_{com,Ed}$ dans la semelle de poteau considérée, résultant de l'effort axial et du moment fléchissant dans le poteau, est supérieure à 180 N/mm^2, il convient de prendre en compte la réduction éventuelle du moment résistant de la semelle de poteau en multipliant les valeurs de $M_{p\ell,2Rd}$ en J.3.2.1(4) et de $M_{p\ell,1Rd}$ en J.3.2.1(4), J.3.2.3(4) et J.3.2.4(3) et (4) par un coefficient réducteur k_{fc} obtenu de la façon suivante :

— si $\sigma_{com,Ed} \leq 180$ N/mm^2 :

$$k_{fc} = 1 \qquad \text{... (J.29a)}$$

— si 180 N/mm^2 < $\sigma_{com,Ed} \leq f_{y,fc}$:

$$k_{fc} = (2f_{y,fc} - 180 - \sigma_{com,Ed})/(2f_{y,fc} - 360) \text{ mais } k_{fc} \leq 1 \qquad \text{... (J.29b)}$$

où $\sigma_{com,Ed}$ et $f_{y,fc}$ sont en newtons par millimètre carré.

NOTE En général, le coefficient réducteur k_{fc} 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.

J.3.5.4.3 *Semelle de poteau raidie, assemblage avec platine d'about boulonnée ou cornières de semelle*

(1) Il convient de déterminer la résistance et le mode de ruine d'une semelle de poteau raidie fléchie, ainsi que des boulons tendus associés, comme identiques à ceux d'une aile de tronçon en T équivalent, voir J.3.2, à la fois pour :

— chaque rangée de boulons isolée devant résister à la traction, et

— chaque groupe de rangées de boulons devant résister à la traction.

(2) 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 J.26. La résistance et le mode de ruine doivent être déterminés séparément pour chaque tronçon en T équivalent.

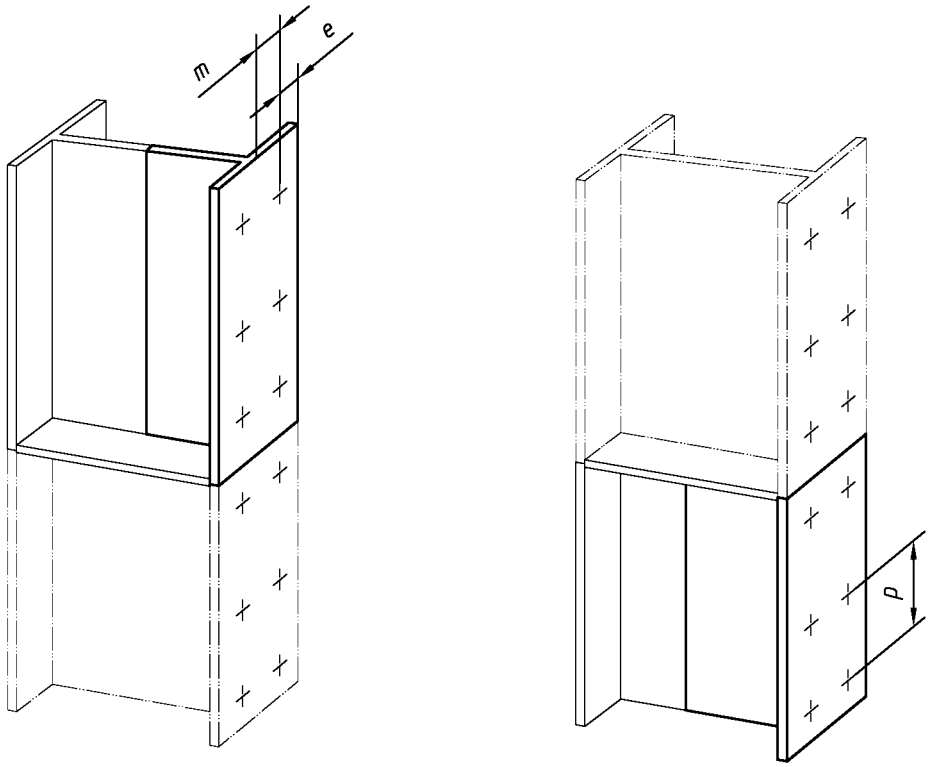


Figure J.26 — Modélisation d'une semelle de poteau raidie sous forme de tronçons en T isolés

(3) Il convient de déterminer les dimensions e_{min} et m à utiliser en J.3.2 à partir de la Figure J.25.

(4) Il convient de déterminer les longueurs efficaces de semelles de tronçons en T équivalent ℓ_{eff} conformément à J.3.2.2 à partir des valeurs données pour chaque rangée de boulons dans le Tableau J.7. Il convient de prendre à la Figure J.27 la valeur de α pour l'utilisation dans le Tableau J.7.

(5) Lorsque la contrainte de compression longitudinale maximale $\rho_{com,Ed}$ résultant de l'effort axial et du moment fléchissant dans le poteau est supérieure à 180 N/mm^2 au niveau de la semelle de poteau fléchie, il convient d'appliquer le coefficient réducteur k_{fc} comme en J.3.5.4.2(4).

(6) Il convient que les raidisseurs satisfassent aux exigences formulées en J.3.3.

Tableau J.7 — Longueurs efficaces pour une semelle de poteau raidie

Emplacement de la rangée de boulons	**Rangée de boulons considérée séparément**		**Rangée de boulons considérée comme partie d'un groupe de rangées de boulons**	
	Mécanismes circulaires $\ell_{eff,cp}$	Mécanismes non circulaires $\ell_{eff,nc}$	Mécanismes circulaires $\ell_{eff,cp}$	Mécanismes non circulaires $\ell_{eff,nc}$
Rangée de boulons adjacente à un raidisseur	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0{,}5p + \alpha m$ $- (2m + 0{,}625e)$
Autre rangée de boulons intérieure	$2\pi m$	$4m + 1{,}25e$	$2p$	p
Autre rangée de boulons d'extrémité	$2\pi m$	$4m + 1{,}25e$	$\pi m + p$	$2m + 0{,}625e + 0{,}5p$
Pour le Mode 1 :	$\ell_{eff,1} = \ell_{eff,nc}$ mais $\ell_{eff,1} \le \ell_{eff,cp}$		$\sum \ell_{eff,1} = \sum \ell_{eff,nc}$ mais $\sum \ell_{eff,1} \le \sum \ell_{eff,cp}$	
Pour le Mode 2 :	$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc}$		$\sum \ell_{eff,2} = \sum \ell_{eff,nc}$	
α déterminé d'après la Figure J.27.				

J.3.5.5 *Platine d'about fléchie*

(1) Il convient de déterminer la résistance 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 J.3.2, à la fois pour :

— chaque rangée de boulons isolée devant résister à la traction, et

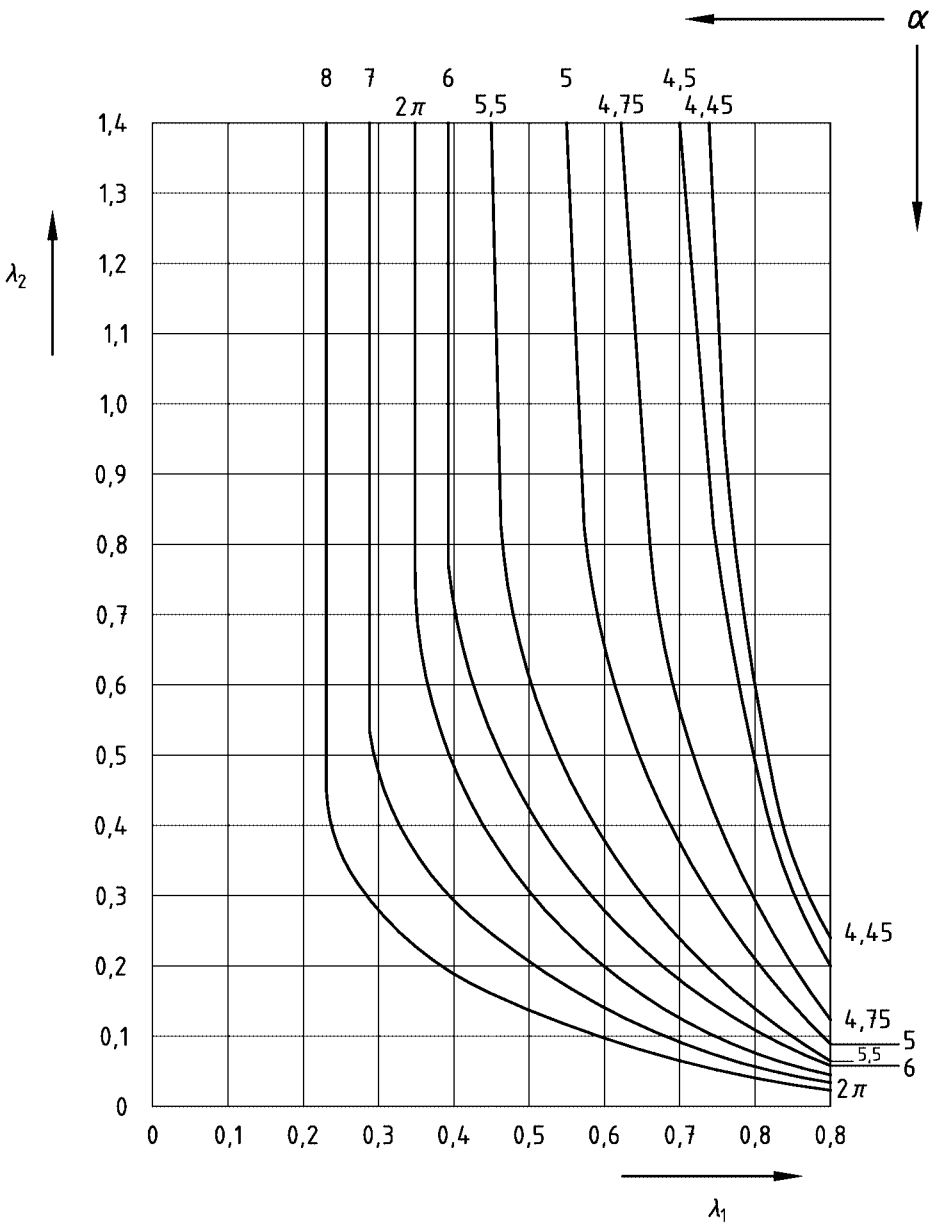
— chaque groupe de rangées de boulons devant résister à la traction.

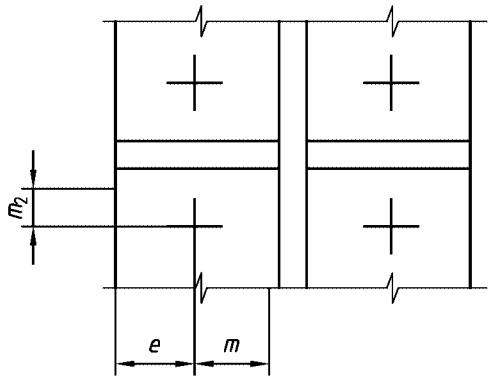
(2) Il convient de traiter les groupes de rangées de boulons situés de chaque côté d'un raidisseur quelconque assemblé sur la platine d'about comme des tronçons en T équivalents séparés. Dans les platines d'about débordantes, il convient de traiter également la rangée de boulons située dans la partie débordante comme un tronçon en T équivalent isolé, voir Figure J.28. Il convient de déterminer la résistance et le mode de ruine séparément pour chaque tronçon en T équivalent.

(3) Il convient de déterminer la dimension e_{min} à utiliser en J.3.2 à l'aide de la Figure J.25 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 J.28.

(4) Il convient de déterminer les longueurs efficaces de semelle de tronçons en T équivalent ℓ_{eff} conformément à J.3.2.2 à partir des valeurs données pour chaque rangée de boulons dans le Tableau J.8.

(5) Il convient de déterminer les valeurs de m et m_x, à utiliser dans le Tableau J.8, à l'aide de la Figure J.28.

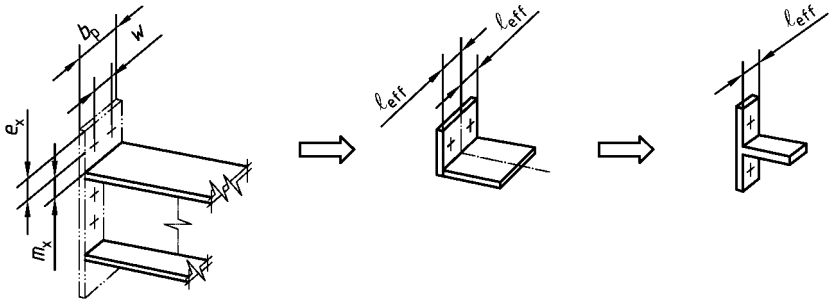


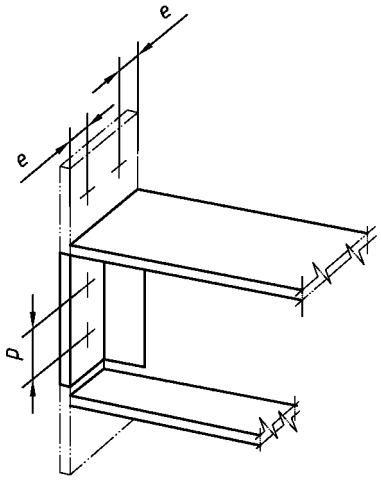


$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m+e}$$

Figure J.27 — Valeurs de α pour les semelles de poteau raidies et les platines d'about





Le débord de la platine d'about et la portion située entre les semelles de poutre sont modélisés comme deux semelles de tronçon en T équivalent séparé.

Pour la partie débordante de la platine d'about, utiliser e_x et m_x à la place de e et m pour déterminer la résistance de la semelle du tronçon en T équivalent.

Figure J.28 — Modélisation d'une platine d'about débordante sous forme de tronçons en T séparés

Tableau J.8 — Longueurs efficaces pour une platine d'about

Emplacement de la rangée de boulons	**Rangée de boulons considérée séparément**		**Rangée de boulons considérée comme partie d'un groupe de rangées de boulons**	
	Mécanismes circulaires $\ell_{eff,cp}$	Mécanismes non circulaires $\ell_{eff,nc}$	Mécanismes circulaires $\ell_{eff,cp}$	Mécanismes non circulaires $\ell_{eff,nc}$
Rangée de boulons située hors de la semelle de poutre tendue	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	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0{,}5p + \alpha m$ $-(2m + 0{,}625e)$
Autre rangée de boulons intérieure	$2\pi m$	$4m + 1{,}25e$	$2p$	p
Autre rangée de boulons d'extrémité	$2\pi m$	$4m + 1{,}25e$	$\pi m + p$	$2m + 0{,}625e + 0{,}5p$
Mode 1 :	$\ell_{eff,1} = \ell_{eff,nc}$ mais $\ell_{eff,1} \le \ell_{eff,cp}$		$\sum \ell_{eff,1} = \sum \ell_{eff,nc}$ mais $\sum \ell_{eff,1} \le \sum \ell_{eff,cp}$	
Mode 2 :	$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc}$		$\sum \ell_{eff,2} = \sum \ell_{eff,nc}$	
α déterminé d'après la Figure J.27.				

J.3.5.6 *Cornière de semelle fléchie*

(1) Il convient de déterminer la résistance 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 J.3.2.

(2) Il convient d'adopter une longueur efficace ℓ_{eff} de semelle du tronçon en T équivalent égale à $0{,}5b_a$, où b_a représente la longueur de la cornière, voir Figure J.29.

(3) Il convient de déterminer les dimensions e_{min} et m, à utiliser en J.3.2, à partir de la Figure J.30.

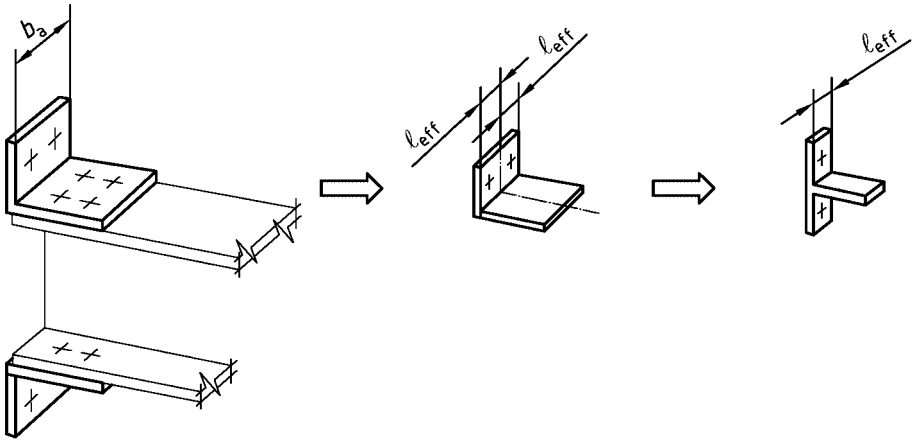
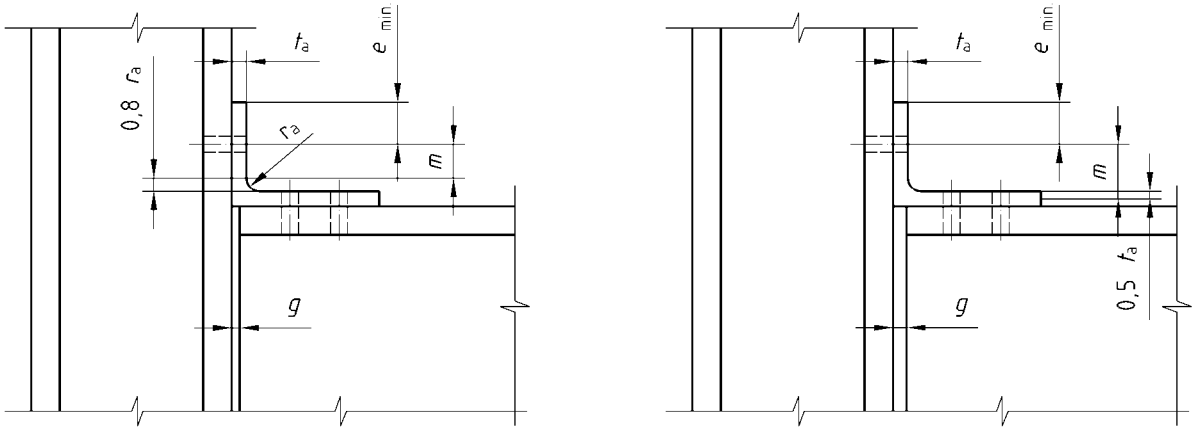


Figure J.29 — Longueur efficace ℓ_{eff} d'une cornière de semelle



a) Jeu $g \leq 0{,}4\ t_a$ **b) Jeu $g > 0{,}4\ t_a$**

NOTE 1 Le nombre de rangées de boulons d'attache de la cornière sur la semelle de poteau est limité à un ;

NOTE 2 Le nombre de rangées de boulons d'attache de la cornière sur la semelle de poutre n'est pas limité ;

NOTE 3 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 J.30 — Dimensions e_{min} et m pour une cornière boulonnée

J.3.5.7 *Semelle et âme de poutre comprimées*

(1) La résistance 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 J.2.5. On peut considérer qu'elle est donnée avec une précision suffisante par :

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb}) \quad \text{... (J.30)}$$

où :

h est la hauteur de la poutre assemblée

$M_{c,Rd}$ est le moment résistant de la section transversale de poutre, réduit si nécessaire pour tenir compte du cisaillement, voir 5.4.5 et 5.4.7 ;

t_{fb} est l'épaisseur de semelle de la poutre assemblée.

J.3.5.8 *Âme de poutre tendue*

(1) Dans une attache par platine d'about boulonnée, il convient de déterminer la résistance à la traction de l'âme de la poutre par :

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb}\, t_{wb}\, f_{y,wb} / \gamma_{M0} \quad \text{... (J.31)}$$

(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 J.3.5.5 pour une rangée de boulons isolée ou pour un groupe de boulons.

J.3.6 Moment résistant

J.3.6.1 *Généralités*

(1) Les méthodes données en J.3.6 pour la détermination du moment résistant d'un assemblage $M_{j,Rd}$ ne tiennent pas compte d'un éventuel effort axial N_{Sd} co-existant dans l'élément assemblé. Il convient de ne pas les utiliser si l'effort axial dans l'élément assemblé est supérieur à 10 % de la résistance plastique $N_{p\ell,Rd}$ de sa section transversale.

(2) Il convient de déterminer le moment résistant d'un assemblage soudé comme indiqué à la Figure J.31 a).

(2) **A** L'effort F_{Rd} à la Figure J.31 a) est à prendre comme le minimum des résistances de composantes suivantes :

— l'âme du poteau en cisaillement :

$V_{wp,Rd} / \beta$ avec β tiré de J.2.3.3

et $V_{wp,Rd}$ suivant J.3.5.1

— l'âme du poteau en compression suivant J.3.5.2,

— l'âme du poteau en traction suivant J.3.5.3,

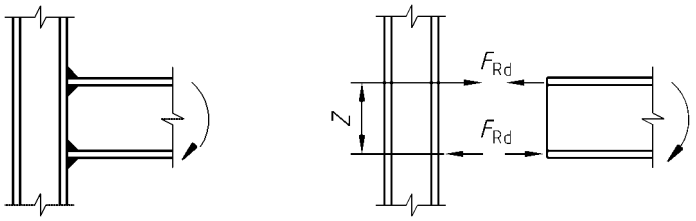
— la semelle du poteau en flexion suivant J.3.5.4.

(3) Il convient de déterminer le moment résistant 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 J.3.1.3(5)) comme indiqué à la Figure J.31 b).

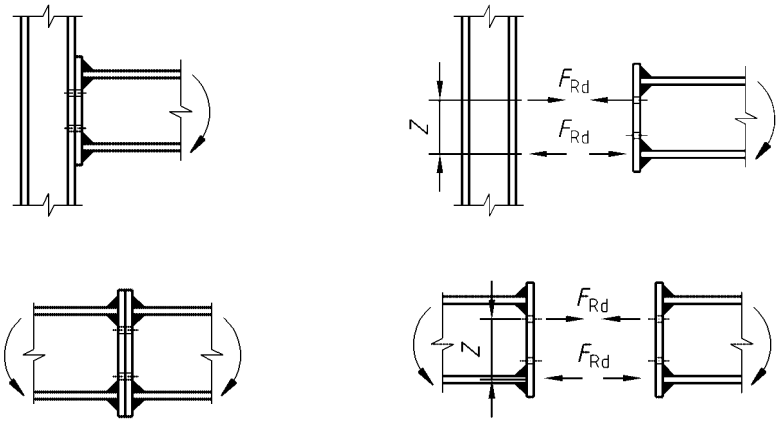
(4) Il convient en général de déterminer le moment résistant d'un assemblage boulonné avec des cornières de semelle comme indiqué à la Figure J.31 c).

(5) Il convient en général de déterminer le moment résistant d'un assemblage boulonné par platine d'about comportant plusieurs rangées de boulons tendus comme indiqué en J.3.6.2.

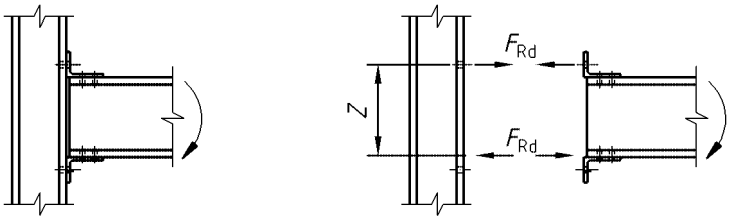
(6) Par simplification plaçant en sécurité, la valeur du moment résistant d'un assemblage avec platine d'about débordante ne comportant que deux rangées de boulons tendus peut être estimée comme indiqué à la Figure J.32, à condition que la résistance totale F_{Rd} ne soit pas supérieure à 3,8 $B_{t,Rd}$, où la valeur de $B_{t,Rd}$ est telle qu'indiquée en J.3.2.1(4). Dans ce cas, la totalité de la région tendue de la platine d'about peut être traitée comme une seul et unique composante. À condition que les deux rangées de boulons soient approximativement équidistantes de chaque coté 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 $2F_{1,Rd}$.



a) Assemblages soudés



b) Assemblages avec platines d'about non débordantes comportant une seule rangée de boulons tendus



c) Assemblage boulonné avec cornières de semelle

NOTE Pour le bras de levier *z* voir J.2.5.

Figure J.31 — Répartition des efforts pour le calcul du moment résistant $M_{j,Rd}$

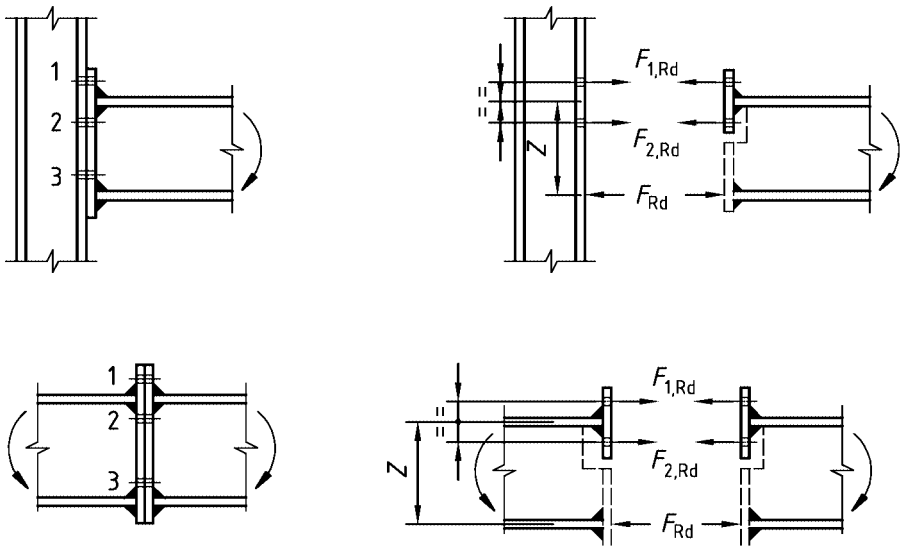


Figure J.32 — Modèles simplifiés pour les assemblages boulonnés avec platines d'about débordantes

J.3.6.2 *Assemblages poutre-poteau avec attaches boulonnées par platines d'about*

(1) Le moment résistant $M_{j,Rd}$ d'un assemblage poutre-poteau avec attache boulonnée par platine d'about peut être déterminé par :

$$M_{j,Rd} = \sum_{r} h_r F_{tr,Rd} \qquad \text{... (J.32)}$$

où :

$F_{tr,Rd}$ est la résistance 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.

(1) **C** Le centre de compression est défini en J.2.5.3(1) I.

(2) Pour les attaches boulonnées par platines d'about, il convient de supposer le centre de compression aligné avec l'axe à mi-épaisseur de la semelle comprimée de l'élément assemblé.

(2) **I** Clause invalidée.

(3) Il convient de déterminer en séquence la résistance 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 valeur de $F_{tr,Rd}$ pour la rangée de boulons r, il convient d'omettre toutes les autres rangées de boulons plus proches du centre de compression.

(5) Il convient de considérer la résistance à la traction efficace $F_{tr,Rd}$ de la rangée de boulons r comme égale à sa résistance à la traction $F_{t,Rd}$ en tant que rangée de boulons isolée déterminée par (6), réduite si nécessaire pour répondre aux conditions énoncées en (7), (8) et (9).

(6) Il convient de considérer la résistance à la traction $F_{t,Rd}$ de la rangée de boulons *r* en tant que rangée de boulons isolée comme égale à la plus petite valeur de résistance à la traction pour une rangée de boulons isolée pour les composantes suivantes :

— l'âme de poteau tendue $F_{t,wc,Rd}$ - voir J.3.5.3 ;

— la semelle de poteau fléchie $F_{t,fc,Rd}$ - voir J.3.5.4 ;

— la platine d'about fléchie $F_{t,ep,Rd}$ - voir J.3.5.5 ;

— l'âme de poutre tendue $F_{t,wb,Rd}$ - voir J.3.5.8.

(7) Il convient, si nécessaire, de réduire la résistance à la traction efficace $F_{tr,Rd}$ de la rangée de boulons *r* en dessous de la valeur de $F_{t,Rd}$ donnée par (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 :

— la résistance totale $\sum F_{t,Rd} \le V_{wp,Rd} / \beta$ — avec β tiré de J.2.3.3 – voir J.3.5.1 ;

— la résistance totale $\sum F_{t,Rd}$ n'est pas supérieure à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- la résistance de l'âme de poteau comprimée $F_{c,wc,Rd}$ – voir J.3.5.2 ;
- la résistance de la semelle et de l'âme de poutre comprimées $F_{c,fb,Rd}$ – voir J.3.5.7.

(8) Il convient, si nécessaire, de réduire la résistance à la traction efficace $F_{tr,Rd}$ de la rangée de boulons *r* en dessous de la valeur de $F_{t,Rd}$ donnée par (6) afin de s'assurer que la somme des résistances 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 ce groupe dans son ensemble. Il convient de faire cette vérification pour les composantes suivantes :

— l'âme de poteau tendue $F_{t,wc,Rd}$ - voir J.3.5.3 ;

— la semelle de poteau fléchie $F_{t,fc,Rd}$ - voir J.3.5.4 ;

— la platine d'about fléchie $F_{t,ep,Rd}$ - voir J.3.5.5 ;

— l'âme de poutre tendue $F_{t,wb,Rd}$ - voir J.3.5.8.

(9) Lorsque la résistance à la traction efficace $F_{tx,Rd}$ d'une des rangées de boulons précédentes *x* est supérieure à 1,9 $B_{t,Rd}$, alors il convient, si nécessaire, de réduire la résistance à la traction efficace $F_{tr,Rd}$ pour la rangée de boulons *r*, afin de s'assurer que :

$$F_{tr,Rd} \le F_{tx,Rd}\, h_r / h_x \qquad \text{... (J.33)}$$

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 à la traction supérieure à 1,9 $B_{t,Rd}$.

(10) La même méthode peut être appliquée à un assemblage de continuité de poutres boulonné avec platines d'about soudées, voir Figure J.33, en omettant les aspects concernant le poteau.

(11) La Figure J.34 illustre la méthode donnée en J.3.6.2 pour un assemblage poteau-simple poutre.

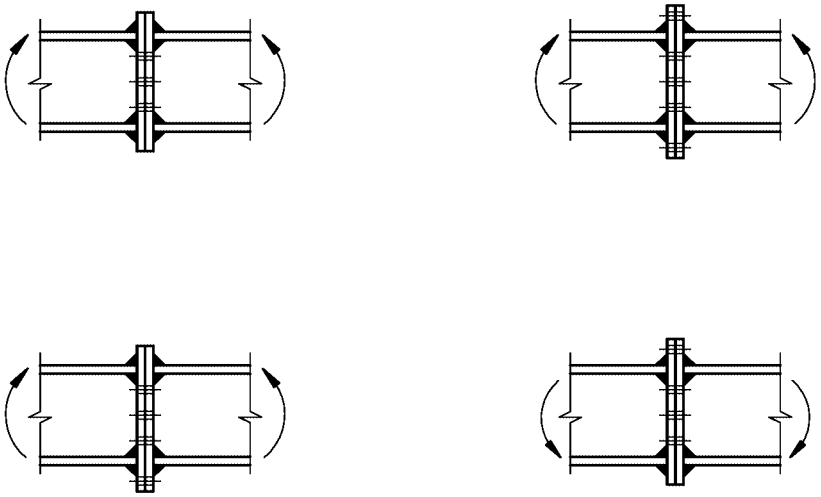
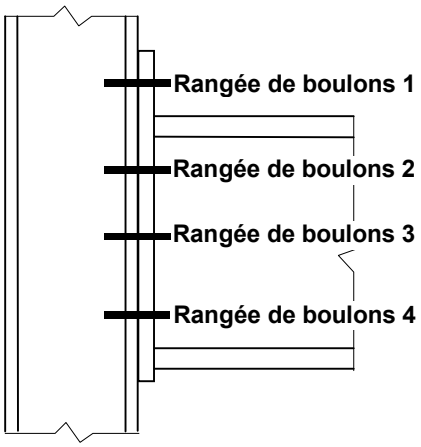
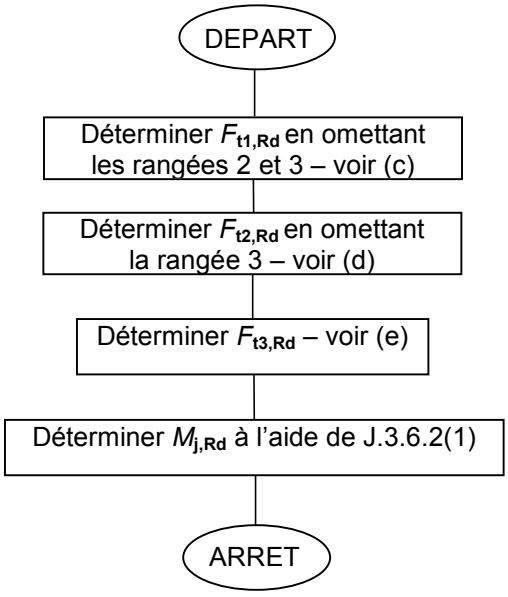


Figure J.33 — Assemblages de continuité de poutres boulonnés avec platines d'about soudées



[La rangée de boulons 4 n'est pas prise en compte, voir J.3.1.3(5)]



a) Disposition de l'assemblage	**b) Organigramme**

NOTE Si la résistance d'une rangée de boulons quelconque est supérieure à 1,9 $B_{t,Rd}$, alors J.3.6.2(9) s'applique également.

Figure J.34 — Assemblage à platine d'about non raidie comportant trois rangées de boulons tendus

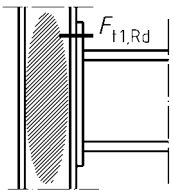
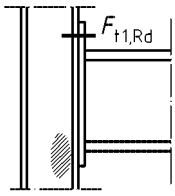
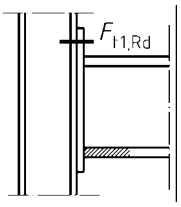
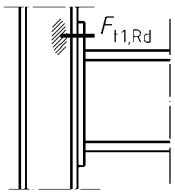
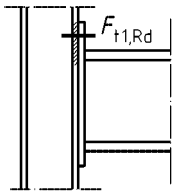
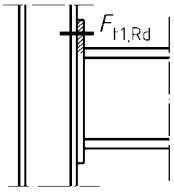
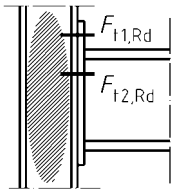
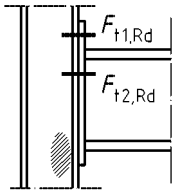
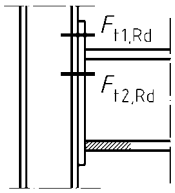
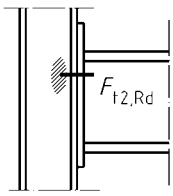
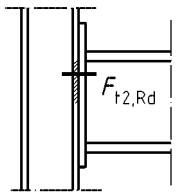
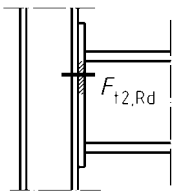
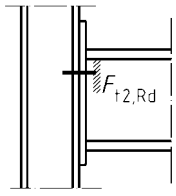
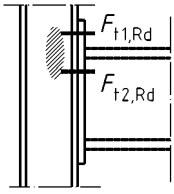
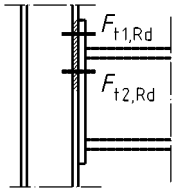
Limites de cisaillement et de compression, voir J.3.6.2(7).	 Panneau d'âme en cisaillement, voir J.3.5.1 : $F_{t1,Rd} \le V_{wp,Rd} / \beta$	 Âme de poteau comprimée, voir J.3.5.2 : $F_{t1,Rd} \le F_{c,wc,Rd}$	 Âme et semelle de poutre comprimées, voir J.3.5.7 : $F_{t1,Rd} \le F_{c,fb,Rd}$
Résistance à la traction pour la rangée de boulons 1, voir J.3.6.2(6).	 Âme de poteau tendue, voir J.3.5.3 : $F_{t1,Rd} \le F_{t1,wc,Rd}$	 Semelle de poteau fléchie, voir J.3.5.4 : $F_{t1,Rd} \le F_{t1,fc,Rd}$	 Platine d'about fléchie, voir J.3.5.5 : $F_{t1,Rd} \le F_{t1,ep,Rd}$
Afin de satisfaire J.3.6.2(5) prendre la valeur de $F_{t1,Rd}$ égale à la plus petite des valeurs suivantes : $V_{wp,Rd} / \beta$: $F_{c,wc,Rd}$: $F_{c,fb,Rd}$: $F_{t1,wc,Rd}$: $F_{t1,fc,Rd}$: $F_{t1,ep,Rd}$			
c) Détermination de l'effort $F_{t1,Rd}$ dans la rangée de boulon 1, en omettant les rangées de boulons 2 et 3.			
Limites de cisaillement et de compression, voir J.3.6.2(7).	 Panneau d'âme en cisaillement, voir J.3.5.1 : $F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd} \le V_{wp,Rd} / \beta$	 Âme de poteau comprimée, voir J.3.5.2 : $F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd} \le F_{c,wc,Rd}$	 Âme et semelle de poutre comprimées, voir J.3.5.7 : $F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd} \le F_{c,fb,Rd}$
Résistance à la traction pour la rangée de boulons 2, voir J.3.6.2(6).	 Âme de poteau tendue, voir J.3.5.3 : $F_{t2,Rd} \le F_{t2,wc,Rd}$	 Semelle de poteau fléchie, voir J.3.5.4 : $F_{t2,Rd} \le F_{t2,fc,Rd}$	 Platine d'about fléchie, voir J.3.5.5 : $F_{t2,Rd} \le F_{t2,ep,Rd}$	 Âme de poutre tendue, voir J.3.5.8 : $F_{t2,Rd} \le F_{t2,wb,Rd}$
Résistance à la traction pour les rangées de boulons (1 + 2) ensemble, voir J.3.6.2(8).	 Âme de poteau tendue, voir J.3.5.3 : $F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd} \le F_{t(1+2),wc,Rd}$	 Semelle de poteau fléchie, voir J.3.5.4 : $F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd} \le F_{t(1+2),fc,Rd}$	
Afin de satisfaire J.3.6.2(5) prendre la valeur de $F_{t2,Rd}$ égale à la plus petite des valeurs suivantes : $V_{wp,Rd} / \beta - F_{t1,Rd}$: $F_{c,wc,Rd} - F_{t1,Rd}$: $F_{c,fb,Rd} - F_{t1,Rd}$: $F_{t2,wc,Rd}$: $F_{t2,fc,Rd}$ $F_{t2,ep,Rd}$: $F_{t2,wb,Rd}$: $F_{t(1+2),wc,Rd} - F_{t1,Rd}$: $F_{t(1+2),fc,Rd} - F_{t1,Rd}$			
d) Détermination de l'effort $F_{t2,Rd}$ dans la rangée de boulons 2, en omettant la rangée de boulons 3.			

Figure J.34 — [feuille 2]

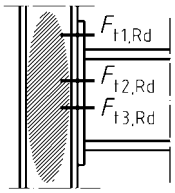
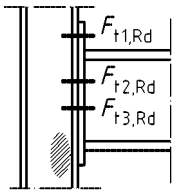
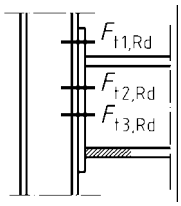
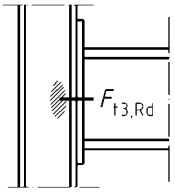
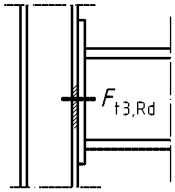
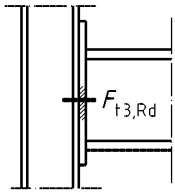
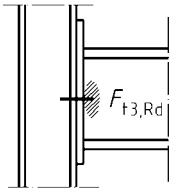
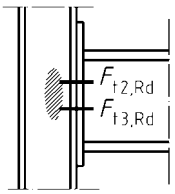
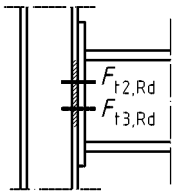
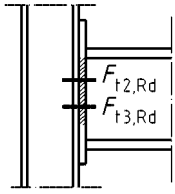
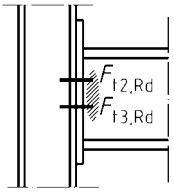
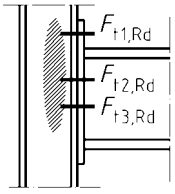
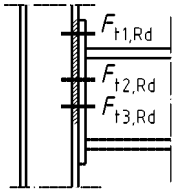
Limites de cisaillement et de compression, voir J.3.6.2(7).	 Panneau d'âme en cisaillement, voir J.3.5.1 : $F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd} + F_{t3,Rd} \le V_{wp,Rd} / \beta$	 Âme de poteau comprimée, voir J.3.5.2 : $F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd} + F_{t3,Rd} \le F_{c,wc,Rd}$	 Âme et semelle de poutre comprimées, voir J.3.5.7 : $F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd} + F_{t3,Rd} \le F_{c,fb,Rd}$
Résistance à la traction pour la rangée de boulons 3, voir J.3.6.2(6).	 Âme de poteau tendue, voir J.3.5.3 : $F_{t3,Rd} \le F_{t3,wc,Rd}$	 Semelle de poteau fléchie, voir J.3.5.4 : $F_{t3,Rd} \le F_{t3,fc,Rd}$	 Platine d'about fléchie, voir J.3.5.5 : $F_{t3,Rd} \le F_{t3,ep,Rd}$	 Âme de poutre tendue, voir J.3.5.8 : $F_{t3,Rd} \le F_{t3,wb,Rd}$
Résistance à la traction pour les rangées de boulons (2 + 3) ensemble, voir J.3.6.2(8).	 Âme de poteau tendue, voir J.3.5.3 : $F_{t2,Rd} + F_{t3,Rd} \le F_{t(2+3),wc,Rd}$	 Semelle de poteau fléchie, voir J.3.5.4 : $F_{t2,Rd} + F_{t3,Rd} \le F_{t(2+3),fc,Rd}$	 Platine d'about fléchie, voir J.3.5.5 : $F_{t2,Rd} + F_{t3,Rd} \le F_{t(2+3),ep,Rd}$	 Âme de poutre tendue, voir J.3.5.8 : $F_{t2,Rd} + F_{t3,Rd} \le F_{t(2+3),wb,Rd}$
Résistance à la traction pour les rangées de boulons (1 + 2 + 3) ensemble, voir J.3.6.2(8).	 Âme de poteau tendue, voir J.3.5.3 : $F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd} + F_{t3,Rd} \le F_{t(1+2+3),wc,Rd}$		 Semelle de poteau fléchie, voir J.3.5.4 : $F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd} + F_{t3,Rd} \le F_{t(1+2+3),fc,Rd}$	
Afin de satisfaire J.3.6.2(5) prendre la valeur de $F_{t3,Rd}$ égale à la plus petite des valeurs suivantes : $V_{wp,Rd} / \beta - F_{t1,Rd} - F_{t2,Rd}$: $F_{t3,wc,Rd}$: $F_{t(2+3),wc,Rd} - F_{t2,Rd}$: $F_{t(1+2+3),wc,Rd} - F_{t1,Rd} - F_{t2,Rd}$ $F_{c,wc,Rd} - F_{t1,Rd} - F_{t2,Rd}$: $F_{t3,fc,Rd}$: $F_{t(2+3),fc,Rd} - F_{t2,Rd}$: $F_{t(1+2+3),fc,Rd} - F_{t1,Rd} - F_{t2,Rd}$ $F_{c,fb,Rd} - F_{t1,Rd} - F_{t2,Rd}$: $F_{t3,ep,Rd}$: $F_{t(2+3),ep,Rd} - F_{t2,Rd}$: $F_{t3,wb,Rd}$: $F_{t(2+3),wb,Rd} - F_{t2,Rd}$				
d) Détermination de l'effort $F_{t3,Rd}$ dans la rangée de boulons 3.			

Figure J.34 — [feuille 3]

J.4 Rigidité en rotation

J.4.1 Modèle de base

(1) Il convient de déterminer la rigidité en rotation d'un assemblage à partir des flexibilités de ses composantes, chacune représentée par son coefficient de rigidité élastique k_i obtenu comme indiqué en J.4.2.

NOTE Ces coefficients de rigidité élastique sont d'application générale.

(2) Pour les attaches à platine d'about boulonnée comportant plusieurs rangées de boulons tendus, il convient de combiner les coefficients de rigidité k_i pour les composantes concernées, voir J.4.3.

(3) 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 situées plus près du centre de compression soient également négligées. Le nombre de rangées de boulons retenu ne doit pas nécessairement être le même que pour la détermination du moment résistant.

(4) À condition que l'effort axial N_{Sd} dans l'élément assemblé ne soit pas supérieur à 10 % de la résistance $N_{p\ell,Rd}$ de sa section transversale, la rigidité en rotation S_j d'un assemblage, pour un moment $M_{j,Sd}$ inférieur au moment résistant $M_{j,Rd}$ de l'assemblage, peut être obtenue avec une précision suffisante par la relation suivante :

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \qquad \text{... (J.34)}$$

où :

k_i est le coefficient de rigidité pour la composante *i* ;

z est le bras de levier, voir J.2.5 ;

μ est le rapport de rigidité $S_{j,ini} / S_j$, voir (5)

$S_{j,ini}$ est la rigidité en rotation initiale de l'assemblage, donnée par l'expression (J.34) avec $\mu = 1,0$.

(5) Il convient de déterminer le rapport de rigidité μ de la façon suivante :

— Si $M_{j,Sd} \leq 2/3\ M_{j,Rd}$:

$$\mu = 1 \qquad \text{... (J.35a)}$$

— Si $2/3\ M_{j,Rd} < M_{j,Sd} \leq M_{j,Rd}$:

$$\mu = (1,5\ M_{j,Sd} / M_{j,Rd})^{\psi} \qquad \text{... (J.35b)}$$

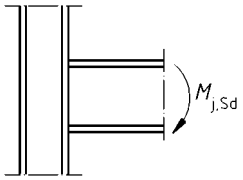
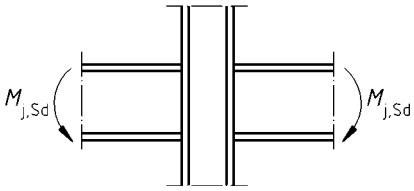
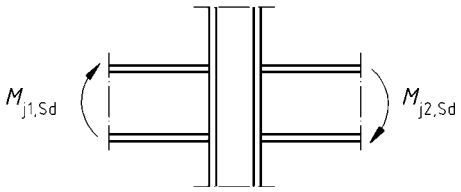
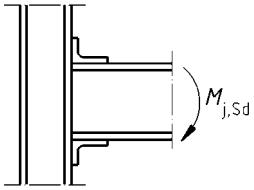
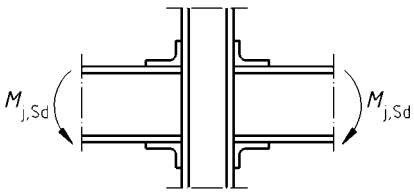
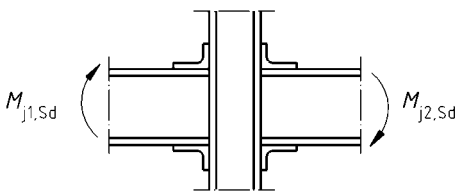
où le coefficient ψ est tiré du Tableau J.9.

(6) Les coefficients de rigidité k_i pour les composantes que l'on doit prendre en compte dans les calculs de rigidité figurent dans le Tableau J.10 pour les configurations de l'assemblage comportant des attaches soudées ou des attaches par cornières de semelle boulonnées, et dans le Tableau J.11 pour les attaches par platines d'about boulonnées.

Tableau J.9 — Valeur du coefficient ψ

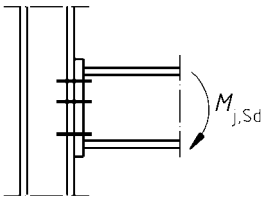
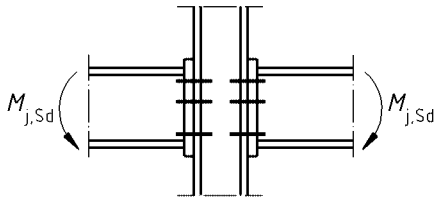
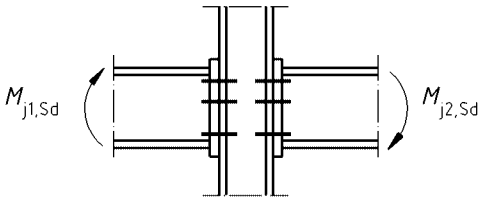
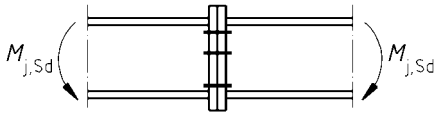
Type d'attache	ψ
Soudé	2,7
Platine d'about boulonnée	2,7
Cornières de semelle boulonnées	3,1

Tableau J.10 — Assemblages comportant des attaches soudées ou des attaches à cornières de semelle boulonnées

Assemblage poutre-poteau comportant des 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 comportant des attaches à cornières 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} **)

*) *Deux coefficients k_{11}, un pour chaque semelle ;*
**) *Quatre coefficients k_{12}, un pour chaque semelle et un pour chaque cornière*

Tableau J.11 — Assemblages comportant des attaches par platines d'about boulonnées

Assemblage poutre-poteau comportant des attaches par platines d'about boulonnées	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}
Assemblage de continuité de poutres avec platines d'about boulonnées	**Nombre de rangées de boulons tendus**	**Coefficients de rigidité k_i à prendre en compte**
	Une	k_5 [gauche] ; k_5 [droite] ; k_{10}
	Deux ou plus	k_{eq}

J.4.2 Coefficients de rigidité des composantes des assemblages

(1) Pour un *panneau d'âme de poteau non raidi en cisaillement*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_1 pour un assemblage unilatéral, ou pour un assemblage bilatéral dans lequel les hauteurs de poutre sont similaires, par :

$$k_1 = \frac{0{,}38\, A_{vc}}{\beta_z} \qquad \text{... (J.36)}$$

où :

A_{vc} est l'aire de cisaillement du poteau, voir 5.4.6 ;

z est le bras de levier selon J.2.5 ;

β est le paramètre de transformation selon J.2.3.3.

(2) Pour une *âme de poteau non raidie comprimée*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_2 par :

$$k_2 = \frac{0{,}7\ b_{\text{eff,c,wc}} t_{\text{wc}}}{d_{\text{c}}} \qquad \text{... (J.37)}$$

où :

$b_{\text{eff,c,wc}}$ est la largeur efficace de l'âme du poteau comprimée selon J.3.5.2 ;

d_{c} est la hauteur libre de l'âme du poteau ;

t_{wc} est l'épaisseur de l'âme du poteau.

(3) Pour une *âme de poteau tendue*, dans une attache boulonnée raidie ou non raidie comportant une seule rangée de boulons tendus, ou dans un attache soudée non raidie, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_3 par :

$$k_3 = \frac{0{,}7\ b_{\text{eff,c,wc}} t_{\text{wc}}}{d_{\text{c}}} \qquad \text{... (J.38)}$$

où :

$b_{\text{eff,t,wc}}$ est la largeur efficace de l'âme du poteau tendue selon J.3.5.3. Pour un assemblage avec une seule rangée de boulons tendus, la valeur de $b_{\text{eff,t,wc}}$ doit être prise égale à la plus petite des longueurs efficaces ℓ_{eff} (isolément ou comme partie d'un groupe de rangées de boulons) données pour cette rangée de boulons dans le Tableau J.6 (pour une semelle de poteau non raidie) ou dans le Tableau J.7 (pour une semelle de poteau raidie).

(4) Pour une *semelle de poteau fléchie*, pour une seule rangée de boulons tendus, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_4 par :

$$k_4 = \frac{0{,}85\ \ell_{\text{eff}} t_{\text{fc}}^3}{m^3} \qquad \text{... (J.39)}$$

où :

ℓ_{eff} est la plus petite des longueurs efficaces (isolément ou comme partie d'un groupe de boulons) pour cette rangée de boulons, données dans le Tableau J.6 pour une semelle de poteau non raidie ou dans le Tableau J.7 pour une semelle de poteau raidie ;

m est tel que défini à la Figure J.25 ;

t_{fc} est l'épaisseur de la semelle de poteau.

(5) Pour une *platine d'about fléchie*, pour une seule rangée de boulons tendus, il convient de déterminer le coefficient k_5 par :

$$k_5 = \frac{0{,}85\ \ell_{\text{eff}} t_{\text{p}}^3}{m^3} \qquad \text{... (J.40)}$$

où :

ℓ_{eff} est la plus petite des longueurs efficaces (isolément ou comme partie d'un groupe de boulons) données pour cette rangée de boulons dans le Tableau J.8 ;

m est généralement tel que défini à la Figure J.27, mais $m = m_{\text{x}}$ pour une rangée de boulons située dans la partie débordante d'une platine d'about débordante, où m_{x} est tel que défini à la Figure J.28.

(6) Pour une *cornière de semelle fléchie*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_6 par :

$$k_6 = \frac{0{,}85\ \ell_{eff} t_a^3}{m^3} \quad \text{... (J.41)}$$

où :

ℓ_{eff} est la longueur efficace de la cornière selon la Figure J.29 ;

m est tel que défini à la Figure J.30 ;

t_a est l'épaisseur de la cornière.

(7) Pour une *âme et une semelle de poutre comprimées*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_7 comme infini. Il est inutile de tenir compte de cette composante dans le calcul de la rigidité en rotation S_j.

(8) Pour une *âme de poutre tendue*, il convient de considérer le coefficient de rigidité k_8 comme infini. Il est inutile de tenir compte de cette composante dans le calcul de la rigidité en rotation S_j.

(9) Pour une *platine tendue ou comprimée*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_9 comme infini. Il est inutile de tenir compte de cette composante dans le calcul de la rigidité en rotation S_j.

(10) Pour des *boulons tendus*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_{10} pour une seule rangée de boulons par :

$$k_{10} = 1{,}6\ A_s / L_b \quad \text{... (J.42)}$$

où :

A_s est l'aire de la section résistante en traction du boulon ;

L_b est la longueur utile d'allongement du boulon, prise égale à la longueur serrée (épaisseur totale des plaques et des rondelles), plus la moitié de la somme de la hauteur de la tête du boulon et de la hauteur de l'écrou.

(11) Pour des *boulons non précontraints en cisaillement*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_{11} pour une seule rangée de boulons par :

$$k_{11} = \frac{16\ n_b d^2 f_{ub}}{E d_{M16}} \quad \text{... (J.43)}$$

où :

d est le diamètre nominal des boulons ;

d_{M16} est le diamètre nominal d'un boulon M16 ;

f_{ub} est la résistance à la rupture en traction des boulons ;

n_b est le nombre de rangées de boulons.

(12) Pour des *boulons non précontraints en pression diamétrale*, pour chaque composante *j* sur laquelle portent les boulons, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_{12} par :

$$k_{12} = \frac{24\ n_b k_b k_t d\ f_u}{E} \quad \text{... (J.44)}$$

avec :

$k_b = k_{b1}$ mais $k_b \le k_{b2}$

$k_{b1} = 0{,}25\ e_b / d + 0{,}5$ mais $k_{b1} \le 1{,}25$

$k_{b2} = 0{,}25 p_b / d + 0{,}375$ mais $k_{b2} \le 1{,}25$

$k_t = 1{,}5\ t_j / d_{M16}$ mais $k_t \le 2{,}5$

où :

e_b est la pince entre la rangée de boulons et le bord libre de la tôle dans la direction de transmission de charge ;

f_u est la résistance à la rupture en traction de l'acier sur lequel porte le boulon ;

p_b est l'entraxe des rangées de boulons dans la direction de transmission de charge ;

t_j est l'épaisseur de cette composante.

(13) Pour des *boulons précontraints*, il est inutile de tenir compte des coefficients de rigidité k_{11} et k_{12}, à condition que les boulons aient été calculés pour ne pas glisser au niveau de charge considéré.

(14) Pour une *âme de poteau raidie en cisaillement ou compression*, il convient de considérer le coefficient de rigidité k_2 comme infini. Il est inutile de tenir compte de cette composante dans le calcul de la rigidité en rotation S_j.

(15) Pour une *âme de poteau située dans un assemblage soudé raidie en traction*, il convient de considérer le coefficient de rigidité k_3 comme infini. Il est inutile de tenir compte de cette composante dans le calcul de la rigidité en rotation S_j.

(16) Il convient de considérer que les *contreplaques* ne modifient pas la rigidité en rotation S_j de l'assemblage.

(17) Lorsque l'on utilise une *doublure d'âme*, il convient d'augmenter les coefficients de rigidité pour les composantes concernées k_1 à k_3, donnés en (1) à (3), de la façon suivante :

- k_1 pour le panneau d'âme de poteau soumis à un cisaillement, est basé sur l'aire de cisaillement A_{vc} augmentée selon J.3.5.1(2) ;
- k_2 pour l'âme de poteau comprimée, est basé sur l'épaisseur efficace de l'âme selon J.3.5.2(10) ;
- k_3 pour l'âme de poteau tendue, est basé sur l'épaisseur efficace de l'âme selon J.3.5.3(5).

J.4.3 Attaches à platines d'about comportant plusieurs rangées de boulons tendus

J.4.3.1 *Méthode générale*

(1) Pour les attaches à platines d'about comportant plusieurs rangées de boulons tendus, il convient de représenter les composantes relatives à la totalité de ces rangées de boulons par un seul et unique coefficient de rigidité équivalent k_{eq} déterminé par :

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}} \qquad \text{... (J.45)}$$

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 composantes énumérées en (4) ou (5) selon le cas ;

z_{eq} est le bras de levier équivalent, voir (3).

(2) Il convient de déterminer le coefficient de rigidité efficace $k_{eff,r}$ pour la rangée de boulons r par :

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} \qquad \text{... (J.46)}$$

où :

$k_{i,r}$ est le coefficient de rigidité représentant la composante i, considérant la rangée de boulon r.

(3) Lorsque l'on utilise l'expression (J.36), il convient de déterminer le bras de levier équivalent z_{eq} par :

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} \qquad \text{... (J.47)}$$

(4) Dans le cas d'un assemblage poutre-poteau avec une attache par platine d'about, il convient d'utiliser k_{eq} en lieu et place des coefficients de rigidité k_i concernant :

— 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 avec platines d'about boulonnées, il convient d'utiliser k_{eq} en lieu et place des coefficients de rigidité k_i concernant :

— les platines d'about fléchies (k_5) ;

— les boulons tendus (k_{10}).

(6) Pour le calcul de la rigidité des assemblages avec des attaches par platines d'about boulonnées, il convient de prendre en compte les coefficients de rigidité k_i pour les composantes énumérées dans le Tableau J.11.

J.4.3.2 *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 J.35), on peut utiliser un ensemble de valeurs modifiées pour les coefficients de rigidité des composantes concernées 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.

(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 J.35.

(3) Dans le cas d'un assemblage poutre-poteau, les coefficients de rigidité concernés sont k_3, k_4, k_5 et k_{10}.

(4) Dans le cas d'un assemblage de continuité de poutres avec platines d'about boulonnées, les coefficients de rigidité concernés sont k_5 [gauche], k_5 [droite] et k_{10}.

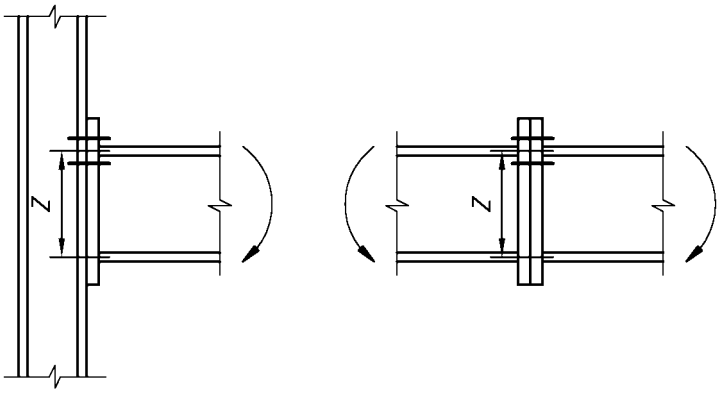


Figure J.35 — Bras de levier *z* pour la méthode simplifiée

J.5 Capacité de rotation

(1) Lorsque l'on utilise l'analyse globale plastique, les assemblages à résistance partielle doivent posséder une capacité de rotation suffisante, voir 6.4.3.3. En cas de nécessité, voir 6.4.3.2, les assemblages à résistance complète doivent également posséder une capacité de rotation suffisante.

(2) Il convient de ne pas considérer un assemblage comportant une attache boulonnée dans lequel le moment résistant $M_{j,Rd}$ est gouverné par la résistance des boulons en cisaillement comme possédant une capacité de rotation suffisante vis-à-vis de l'analyse globale plastique.

(3) Dans le cas d'éléments en acier de nuances S 235, S 275 et S 355, on peut utiliser les dispositions énoncées de (4) à (7) pour les assemblages dans lesquels l'effort axial N_{Sd} dans l'élément assemblé n'est pas supérieur à 10 % de la résistance $N_{p\ell,Rd}$ de sa section transversale. Cependant, ces dispositions ne sont pas adaptées dans le cas d'éléments en acier de nuances S 420 et S 460.

(4) Un assemblage poutre-poteau dans lequel le moment résistant de l'assemblage $M_{j,Rd}$ est gouverné par la résistance du panneau d'âme de poteau au cisaillement peut être considéré comme possédant une capacité de rotation appropriée pour l'analyse globale plastique.

(5) 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 ne soit pas gouverné par la résistance au cisaillement du panneau d'âme de poteau, voir (4), la capacité de rotation ϕ_{Cd} peut être considérée comme n'étant pas inférieure à la valeur donnée par :

$$\phi_{Cd} = 0{,}025\, h_c / h_b \qquad \text{... (J.48)}$$

où :

h_b est la hauteur de la poutre ;

h_c est la hauteur de la section du poteau.

(6) Un assemblage poutre-poteau soudé non raidi calculé conformément aux dispositions de la présente annexe peut être considéré comme possédant une capacité de rotation ϕ_{Cd} d'au moins 0,015 radians.

(7) Un assemblage comportant une attache boulonnée avec des platines d'about ou des cornières de semelle 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 l'assemblage est gouverné par la résistance de l'un des deux éléments suivants :

- la semelle de poteau fléchie ;
- la platine d'about ou la cornière de semelle tendue.

b) l'épaisseur t de la semelle du poteau ou de la platine d'about de la poutre ou de la cornière de semelle tendue (pas nécessairement la même composante qu'en (a)) satisfait la relation suivante :

$$t \le 0{,}36\, d \sqrt{f_{ub} / f_y} \qquad \text{... (J.49)}$$

où :

d est le diamètre nominal des boulons ;

f_{ub} est la résistance à la rupture en traction des boulons ;

f_y est la limite d'élasticité de la composante concernée.

(8) Dans les cas non couverts par (3) à (7), la capacité de rotation peut être déterminée par des essais réalisés conformément aux dispositions de la section 8. Comme alternative, on peut utiliser des modèles de calcul appropriés, à condition qu'ils soient fondés sur des résultats d'essais réalisés conformément aux dispositions de la section 8.

Annexe N

(informative)

Ouvertures dans les âmes

N.1 Généralités

N.1.1 Objet

(1) La présente annexe donne des dispositions supplémentaires pour les poutres pourvues d'ouvertures dans les âmes. Elle s'applique tant aux profils laminés qu'aux profils soudés. Les cas suivants sont pris en compte :

— profils en I avec ouvertures d'âme isolées, voir N.2 ;

— profils en I avec ouvertures d'âme multiples, voir N.3.

(2) Pour les ouvertures d'âme isolées, elle couvre les ouvertures qui sont soit concentriques soit excentriques par rapport à l'axe de l'âme, de forme rectangulaire ou circulaire, et avec ou sans renfort. Les cas comportant ou non des raidisseurs d'âme transversaux intermédiaires sont également inclus.

(3) Pour les ouvertures d'âme multiples, elle couvre les ouvertures espacées selon un pas régulier et situées concentriquement par rapport à l'axe de l'âme, constituées par l'expansion de profils en I laminés ou en pratiquant des ouvertures dans les âmes de profils en I soudés. Elle comprend les ouvertures qui sont de forme polygonale ou circulaire ou qui présentent des extrémités circulaires et des côtés rectilignes. Les ouvertures multiples dans les âmes comportant des raidisseurs d'âme transversaux intermédiaires ne sont pas couvertes.

(4) Cette annexe ne couvre pas les sections transversales à semelles inégales.

(5) Cette annexe ne couvre pas les ouvertures d'âme adjacentes aux emplacements où des rotations de rotule plastique sont exigées pour la redistribution des moments fléchissants dans la structure.

(6) Cette annexe ne couvre pas les ouvertures d'âme dans les poutres mixtes acier-béton.

N.1.2 Définitions

Dans le cadre de la présente annexe, outre les termes définis en 1.4, les définitions suivantes s'appliquent :

N.1.2.1
renfort circulaire
éléments adjacents aux bords d'une ouverture d'âme circulaire s'opposant à la réduction de la résistance au flambement de l'âme provoquée par la présence de l'ouverture

N.1.2.2
renfort longitudinal
éléments adjacents aux bords d'une ouverture d'âme, munis d'un ancrage d'extrémité suffisant au-delà des extrémités de l'ouverture pour :

— augmenter le moment résistant des tés supérieur et inférieur ainsi que de la section transversale ajourée ;

— ou s'opposer à la réduction de la résistance au voilement par cisaillement de l'âme provoquée par la présence de l'ouverture.

N.1.2.3
section transversale ajourée
section transversale d'un élément à mi-longueur d'une ouverture d'âme

N.1.2.4
raidisseur annulaire
bride disposée sur le bord d'une ouverture d'âme circulaire et destinée à empêcher le flambement des montants d'âme ou le voilement local de l'âme

N.1.2.5
raidisseur
élément destiné à empêcher le flambement ou le voilement par cisaillement de l'âme

N.1.2.6
té
partie restante de l'âme au-dessus ou au-dessous d'une ouverture d'âme, plus la semelle supérieure ou inférieure respectivement, y compris les renforts ou les raidisseurs le cas échéant

N.1.2.7
renfort transversal
éléments s'étendant d'une semelle à l'autre, adjacents aux bords verticaux d'une ouverture d'âme pour compenser la réduction locale de la résistance au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme provoqué par la présence de l'ouverture d'âme

N.1.2.8
section transversale non ajourée
section transversale de l'élément éloignée d'une ouverture d'âme

N.1.2.9
ouverture d'âme
trou pratiqué dans une âme et présentant une dimension significative par rapport à la hauteur de l'âme

NOTE Des ouvertures d'âme isolées sont pratiquées pour faciliter le passage de conduites de service au travers des âmes de poutres. Des ouvertures d'âme multiples peuvent être pratiquées dans le même but, mais elles sont également pratiquées pour augmenter la hauteur globale d'une poutre afin d'augmenter son moment résistant ou sa rigidité.

N.1.2.10
montant d'âme
partie restante de l'âme entre des ouvertures d'âme adjacentes, qui relie les tés supérieur et inférieur, y compris les raidisseurs ou les renforts transversaux ou circulaires (annulaires) le cas échéant

N.1.3 Liste des symboles

Dans cette annexe, outre les symboles définis en 1.6, les symboles suivants sont utilisés :

A_r aire de renfort ;

a_o largeur de l'ouverture ;

a_p longueur additionnelle de la zone d'influence d'une ouverture ;

a_r longueur entre le raidisseur d'extrémité et la première ouverture ;

a_s longueur entre une ouverture et le raidisseur transversal intermédiaire le plus proche ;

b_o largeur minimum d'une ouverture polygonale ;

$b_{o,eff}$ largeur minimum efficace d'une ouverture polygonale ;

b_w hauteur libre de l'âme (libre entre rayons de congé ou cordons de soudures âme-semelle) ;

d_o diamètre d'une ouverture circulaire ;

d_w hauteur hors-tout de l'âme ;

e_o excentricité d'une ouverture ;

f_{yr} limite d'élasticité des éléments de renfort ;

h_c hauteur entre les centres de gravité des tés supérieur et inférieur ;

h_o hauteur de l'ouverture ;

h_p hauteur des plaques intercalaires d'âme ;

ℓ_v longueur d'ancrage du renfort longitudinal ;

$M_{c,Rd}$ moment résistant de la section transversale non ajourée ;

$M_{o,Rd}$ moment résistant de la section transversale ajourée ;

p pas des ouvertures d'âme ;

r_c congé de raccordement d'une ouverture rectangulaire ;

r_o rayon d'une ouverture circulaire ;

$V_{c,Rd}$ résistance au cisaillement de la section transversale non ajourée ;

$V_{o,Rd}$ résistance au cisaillement de la section transversale ajourée ;

w largeur du montant d'âme.

N.1.4 Géométrie

(1) Cette annexe comprend les formes d'ouvertures suivantes, comme illustré à la Figure N.1 :

a) ouverture rectangulaire définie par sa hauteur h_o et sa largeur a_o ;

b) ouverture circulaire définie par son diamètre d_o ou son rayon r_o ;

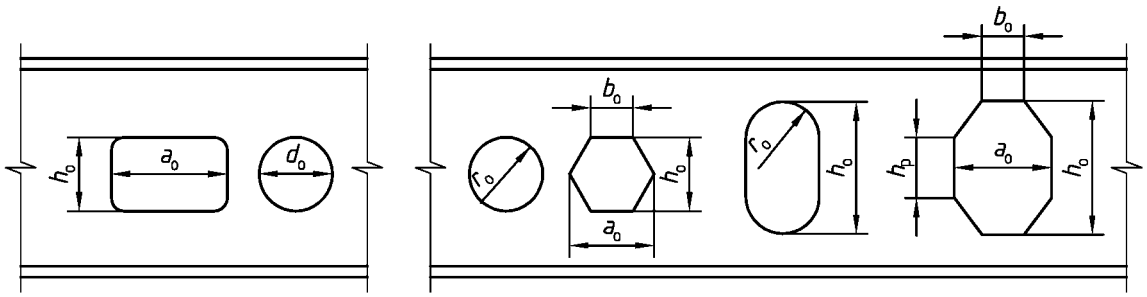
c) ouverture hexagonale définie par sa hauteur h_o, sa largeur a_o et sa hauteur minimum b_o ;

d) ouverture circulaire étendue définie par sa hauteur h_o et son rayon d'extrémité r_o ;

e) ouverture octogonale définie par sa hauteur h_o, sa largeur a_o et sa largeur minimum b_o , et la hauteur de la plaque intercalaire h_p .

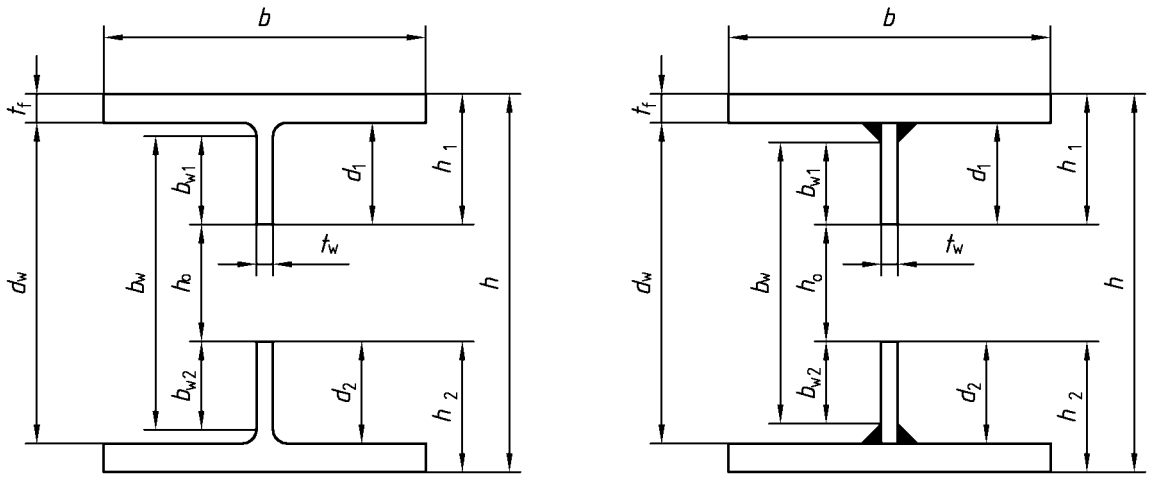
(2) La géométrie d'une section transversale ajourée est indiquée à la Figure N.2.

(3) Les détails des tés et des montants d'âme sont indiqués à la Figure N.3.



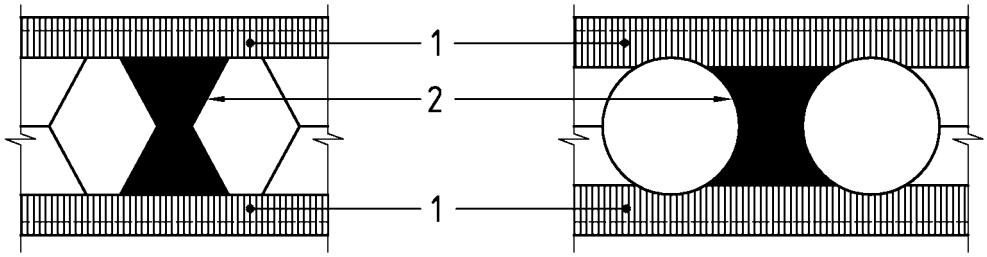
Ouvertures isolées Ouvertures multiples

Figure N.1 — Géométrie des ouvertures



Profil en I laminé — Profil en I soudé

Figure N.2 — Géométrie des sections transversales ajourées



Légende

1 Té

2 Montant d'âme

Figure N.3 — Tés et montants d'âme

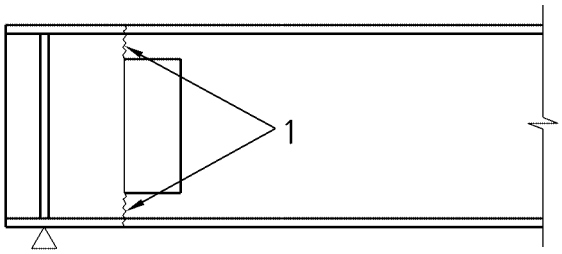
N.1.5 Mode de ruine

(1) Pour toutes les poutres comportant des ouvertures dans les âmes, il convient de vérifier les modes de ruine supplémentaires suivants (voir Figure N.4) :

— ruine par cisaillement de la section transversale ajourée ;

— ruine par flexion de la section transversale ajourée ;

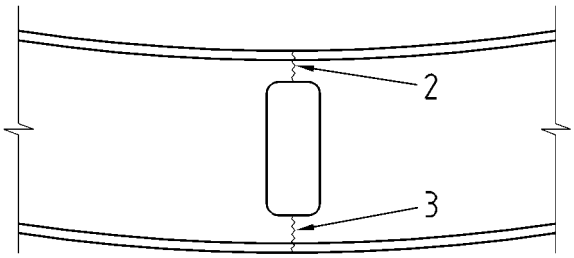
— mécanisme Vierendeel autour des ouvertures.



Légende

1 Plastification par cisaillement

a) Ruine par cisaillement de la section transversale ajourée

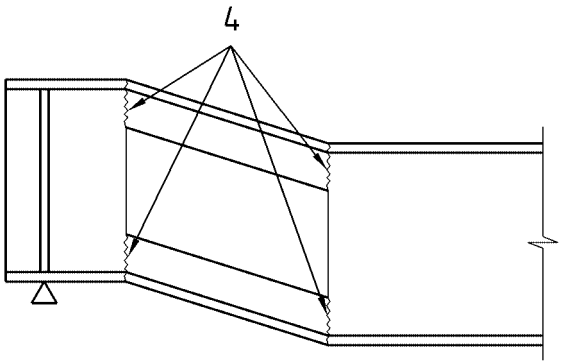


Légende

2 Plastification en compression

3 Plastification en traction

b) Ruine par flexion de la section transversale ajourée



Légende

4 Rotules plastiques

c) Mécanisme Vierendeel autour des ouvertures

Figure N.4 — Modes de ruine supplémentaires dans les poutres comportant des ouvertures d'âme

(2) Pour les poutres comportant des ouvertures d'âme multiples (voir Figure N.5), il convient de vérifier également les modes de ruine supplémentaires suivants résultant du cisaillement longitudinal dans la poutre :

— ruine par plastification ou flambement provoqués par les moments dans les montants d'âme ;

— ruine par cisaillement du montant d'âme ou de la soudure du montant d'âme.

N.1.6 Raidissage et renforcement des ouvertures d'âme

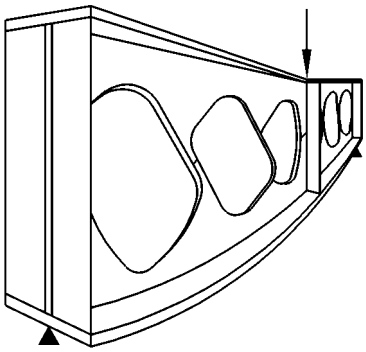
(1) Les bords des ouvertures d'âme peuvent être raidis afin d'éviter le voilement local de l'âme, voir Figure N.6. Il convient que les raidisseurs respectent les limitations des élancements données pour les éléments de Classe 1 ou de Classe 2.

(2) Les raidisseurs longitudinaux peuvent être sur une face ou sur deux faces.

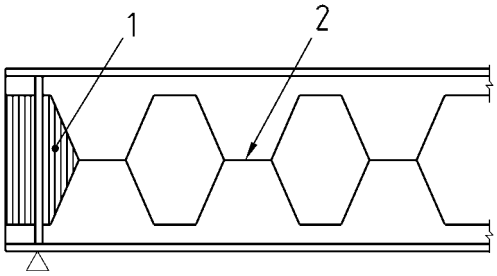
(3) Pour des ouvertures circulaires, des raidisseurs annulaires bordant l'âme, voir Figure N.6 b) peuvent être utilisés.

(4) Les bords des ouvertures d'âme peuvent être renforcés afin d'augmenter la résistance de la poutre. Il convient que le renfort longitudinal, voir Figure N.6 a), soit totalement ancré au-delà des extrémités des ouvertures. Un renfort longitudinal comportant un ancrage d'extrémité total peut être pris en compte dans le calcul de la résistance de la section transversale ajourée au niveau d'une ouverture.

(5) Les raidisseurs longitudinaux peuvent également être pris en compte dans le calcul de la résistance de la section transversale au niveau de l'ouverture, à condition qu'ils soient totalement ancrés au-delà des extrémités de l'ouverture.



a) Flambement du montant d'âme provoqué par le cisaillement longitudinal



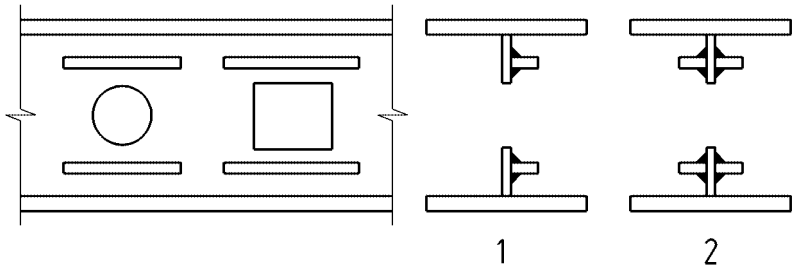
Légende

1 Plaque de remplissage

2 Possibilité de ruine par cisaillement

b) Ruine par cisaillement du montant d'âme ou de la soudure du montant d'âme

Figure N.5 — Modes de ruine supplémentaires dans les poutres comportant des ouvertures d'âme multiples

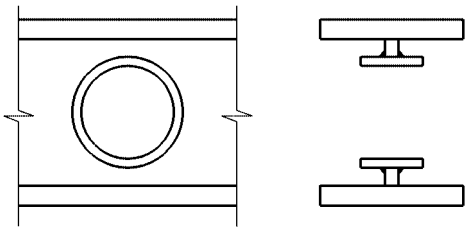


Légende

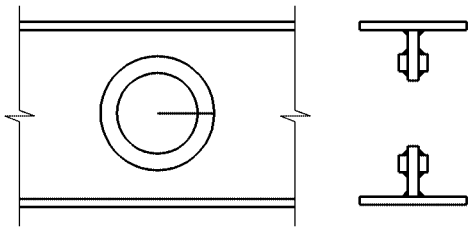
1 Unilatéral

2 Bilatéral

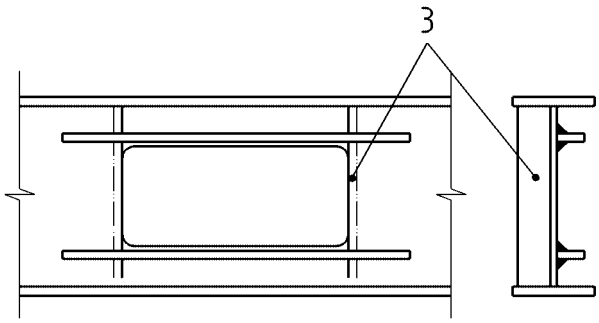
a) Renforts ou raidisseurs longitudinaux



b) Raidisseur annulaire



c) Renfort circulaire



Légende

3 Renfort transversal

d) Renfort longitudinal combiné avec un renfort transversal

Figure N.6 — Raidissage ou renforcement des ouvertures d'âme

(6) Un renfort longitudinal peut être soit sur une face soit sur deux faces. Si un renfort transversal est également utilisé, il convient que le renfort longitudinal et le renfort transversal soient chacun sur une seule face, comme indiqué à la Figure N.6 d). Si l'on utilise un renfort longitudinal sur deux faces, il convient de le prolonger jusqu'à ce qu'il rejoigne le renfort transversal.

(7) Au niveau des ouvertures circulaires, un renfort circulaire peut être utilisé comme alternative au renfort longitudinal. Il peut être soit sur une face soit sur deux faces, ou prendre la forme d'un renfort annulaire.

(8) Il convient de vérifier le té comprimé, formé par la semelle comprimée et la portion d'âme adjacente située au-dessus ou en dessous d'une ouverture (comprenant le renfort le cas échéant), comme élément comprimé, au flambement dans le plan de l'âme, si la longueur de flambement ℓ du té est supérieure à trois fois sa hauteur globale minimum h_1 ou h_2. Il convient de prendre la longueur de flambement ℓ égale à $0{,}65a_0$ pour une ouverture rectangulaire non renforcée, à $0{,}75a_0$ pour une ouverture rectangulaire renforcée ou à $0{,}5d_0$ pour une ouverture circulaire.

(9) Pour prévenir l'éventualité de flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme, il convient de mettre de chaque côté de l'ouverture un renfort transversal d'une aire au moins égale à 0,1 d_w t_w sauf si :

— pour une ouverture rectangulaire : $d_w / t_w \le 0{,}4\,(E / f_{yf})[1 - 0{,}5a_o / d_w][A_w / A_{fc}]^{0,5}$ ... (N.1a)

— pour une ouverture circulaire : $d_w / t_w \le 0{,}4\,(E / f_{yf})[1 - 0{,}45d_o / d_w][A_w / A_{fc}]^{0,5}$ ... (N.1b)

où :

A_{tc} est l'aire de la semelle comprimée ;

A_w est l'aire de l'âme non ajourée ;

a_o est la largeur de l'ouverture ;

d_o est le diamètre d'une ouverture circulaire ;

d_w est la hauteur hors tout de l'âme ;

t_w est l'épaisseur d'âme.

NOTE Cette annexe couvre uniquement les semelles de Classe 1 ou 2, voir N.1.7.1(1). Un coefficient de 0,4 a été utilisé ici car une rotation globale de rotule plastique adjacente aux ouvertures d'âme est exclue de son objet.

N.1.7 Classification des sections

N.1.7.1 *Section transversale non ajourée*

(1) Il convient que la section transversale non ajourée de la poutre à une distance éloignée des ouvertures d'âme comporte des semelles de Classe 1 ou de Classe 2 et une âme de Classe 1, 2 ou 3.

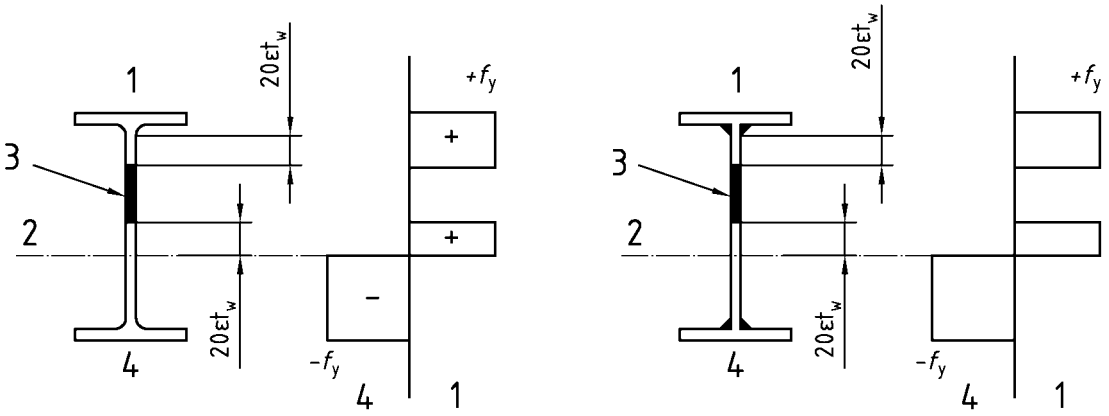
(2) Des sections transversales non ajourées comportant une âme de Classe 3 et des semelles de Classe 1 ou de Classe 2 peuvent être traitées comme des sections transversales efficaces de Classe 2 avec une âme efficace. Il convient que la portion d'âme comprimée soit remplacée par un élément de $20\varepsilon t_w$ adjacent à la semelle comprimée, avec un autre élément de $20\varepsilon t_w$ adjacent à l'axe neutre plastique de la section transversale efficace, voir Figure N.7.

NOTE Ceci est la méthode donnée dans l'ENV 1994-1-1 à laquelle il est fait référence dans 5.3.4(5) de l'ENV 1993-1-1.

N.1.7.2 *Section transversale ajourée*

(1) En raison de la faible ampleur des rotations de rotule plastique nécessaires à l'apparition du mécanisme Vierendeel, on peut considérer qu'il est suffisant pour les âmes non raidies de tés situés au-dessus et en dessous d'ouvertures d'âmes d'être de Classe 1, 2 ou 3.

(2) Il convient que les âmes de tés raidis soient également de Classe 1, 2 ou 3 après raidissage. Il convient que les renforts ou raidisseurs faisant partie de la section transversale d'un té raidi soient de Classe 1 ou de Classe 2.



Légende

1	Compression	3	Négliger
2	Axe neutre plastique	4	Traction

Figure N.7 — Âme efficace de Classe 2

(3) Les portions de l'âme formant les âmes des tés non raidis au-dessus et en dessous d'ouvertures d'âme non raidies peuvent être classifiées en tenant compte de l'encastrement des portions adjacentes de l'âme de la façon suivante :

— pour la Classe 2 :

$$\text{soit } \ell_o \le 32\,\varepsilon t_w \text{ ou } b_{wc} \le \frac{10\,\varepsilon t_w}{\sqrt{1-\left(\frac{32\,\varepsilon t_w}{\ell_o}\right)^2}} \qquad \text{... (N.2a)}$$

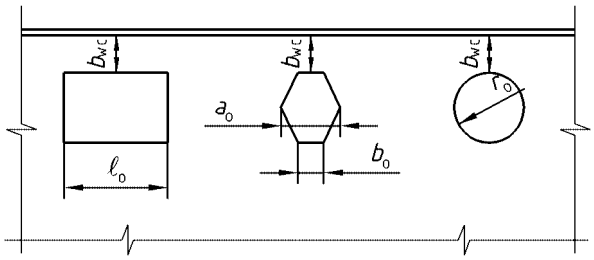
— pour la Classe 3 :

$$\text{soit } \ell_o \le 36\,\varepsilon t_w \text{ ou } b_{wc} \le \frac{14\,\varepsilon t_w}{\sqrt{1-\left(\frac{36\,\varepsilon t_w}{\ell_o}\right)^2}} \qquad \text{... (N.2b)}$$

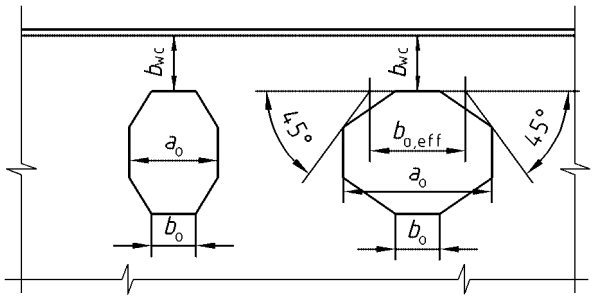
où :

b_{wc} est la longueur saillante d'âme de té b_{w1} ou b_{w2} indiquée à la Figure N.2 ;

ℓ_o est la longueur définie à la Figure N.8.



$$\ell_o = \frac{a_o + b_o}{2} \qquad \ell_o = 1{,}4\,r_o$$



$$\ell_o = \frac{a_o + b_o}{2} \qquad \ell_o = \frac{a_o + b_{o,eff}}{2}$$

Figure N.8 — Portion de l'âme formant l'âme d'un té non raidi

N.2 Poutres comportant des ouvertures d'âme isolées

N.2.1 Résistance des poutres sans raidisseurs d'âme intermédiaires

N.2.1.1 *Généralités*

(1) Il convient que les poutres comportant des ouvertures d'âme satisfassent également les dispositions de la section 5.

(2) Il convient de munir toutes les âmes dont $d_w / t_w > 69\varepsilon$ de raidisseurs d'âme transversaux au niveau des appuis.

(3) Il convient que les dimensions d'une ouverture d'âme isolée, voir Figure N.9, satisfasse les limites suivantes :

- $h_o \le 0{,}75\ d_w$ pour une ouverture polygonale ou $0{,}80\ d_w$ pour une ouverture circulaire ;
- $d_1 \ge 0{,}10\ d_w$
- $d_2 \ge 0{,}10\ d_w$
- $a_o \le 3\ h_o$
- $r_c \ge 2\ t_w$ mais $r_c \ge$ 15 mm.

(4) Il convient que l'excentricité e_o d'une ouverture, voir Figure N.9, ne soit pas supérieure à $0{,}125\ d_w$ en direction de la semelle comprimée.

(5) Il convient que la largeur libre minimum w de l'âme formant un montant d'âme efficace entre deux ouvertures adjacentes satisfasse les conditions suivantes :

— pour les ouvertures rectangulaires :

$$w \ge a_o V_{Sd} / \left(V_{c,Rd} - V_{Sd} \right) \qquad \text{mais } w \ge h_o \qquad \text{... (N.3a)}$$

— pour les ouvertures circulaires :

$$w \ge d_o V_{Sd} / \left(V_{c,Rd} - V_{Sd} \right) \qquad \text{mais } w \ge 1{,}5\ d_o \qquad \text{... (N.3b)}$$

où la résistance au cisaillement $V_{c,Rd}$ de l'âme non ajourée est la plus faible entre la résistance au cisaillement plastique $W_{p\ell,Rd}$ suivant 5.4.6 et la résistance au voilement par cisaillement $V_{ba,Rd}$ suivant 5.6.3.

(6) Si les ouvertures sont de dimensions différentes, il convient d'utiliser la plus grande valeur de a_o et la plus grande valeur de h_o pour les ouvertures rectangulaires, et la plus grande valeur de d_o pour les ouvertures circulaires.

(7) Pour qu'un raidisseur d'extrémité soit pleinement efficace, il convient que la longueur a_r entre le raidisseur et la première ouverture d'âme, voir Figure N.9, soit au moins égale à $0{,}5\ d_w$.

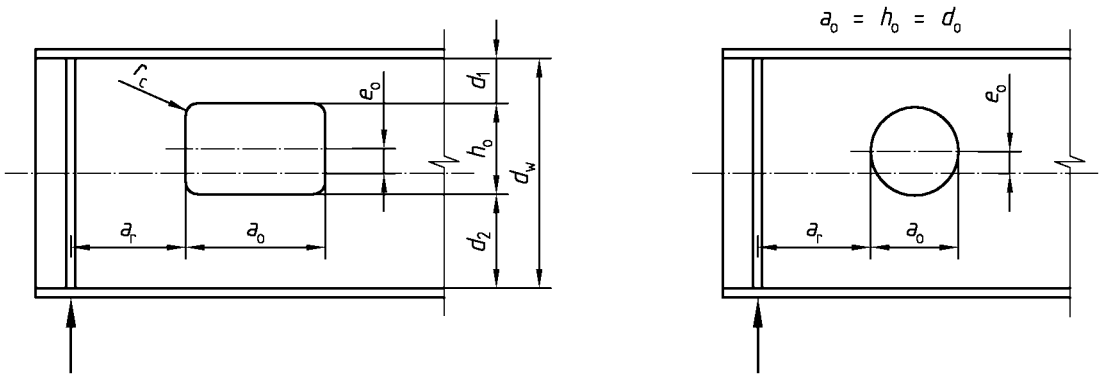


Figure N.9 — Position et dimensions d'une ouverture

(8) Si une ouverture est proche d'un appui d'extrémité, il convient de vérifier la résistance du montant d'âme au cisaillement longitudinal s'exerçant dans la poutre entre l'ouverture et l'extrémité de la poutre. Il convient de baser l'effort tranchant devant être supporté par le montant d'âme sur les efforts axiaux s'exerçant dans les tés supérieur et inférieur à mi-longueur de l'ouverture. Il convient de baser la résistance au cisaillement sur la longueur minimum depuis l'extrémité de la poutre jusqu'au bord le plus proche de l'ouverture, ou, le cas échéant, la longueur jusqu'à l'extrémité la plus proche du renfort longitudinal.

N.2.1.2 *Résistance aux forces transversales*

(1) La résistance d'une poutre sans raidisseurs transversaux intermédiaires aux forces transversales appliquées au travers d'une semelle peut être obtenue en utilisant la méthode exposée en 5.7, à condition que la force ne soit pas appliquée à l'âme non raidie dans la longueur a_z de la zone d'influence d'une ouverture d'âme.

(2) Il convient de prendre la longueur totale a_z de la zone d'influence d'une ouverture, voir Figure N.10, égale à :

$$a_z = a_o + 2a_p \qquad \text{... (N.4)}$$

(3) Il convient de calculer la longueur supplémentaire a_p de la zone d'influence au moyen des expressions suivantes :

— si $d_w / t_w \le 90\varepsilon$:

- pour une ouverture rectangulaire : $a_p = h_o$ .. (N.5a)
- pour une ouverture circulaire : $a_p = 0{,}9\, d_o$ ... (N.5b)

— si $d_w / t_w > 90\varepsilon$ **:**

- pour une ouverture rectangulaire :

$$a_p = \left(\frac{d_w / t_w}{90\varepsilon}\right) h_o \qquad \text{mais } a_p \le d_w \qquad \text{... (N.5c)}$$

- pour une ouverture circulaire :

$$a_p = \left(\frac{d_w / t_w}{100\varepsilon}\right) d_o \qquad \text{mais } a_p \le d_w \qquad \text{... (N.5d)}$$

(4) Il convient de prévoir des raidisseurs d'âme transversaux lorsque des réactions d'appui ou autres forces transversales concentrées significatives sont appliquées dans la longueur totale a_z de la zone d'influence d'une ouverture d'âme.

(5) Il convient que la largeur d'âme comprise dans l'aire efficace d'un raidisseur d'âme transversal, voir 5.7.6(1), ne soit pas supérieure à la distance a_s jusqu'à l'ouverture la plus proche, voir Figure N.10.

(6) Si d'autres forces transversales sont appliquées dans la zone d'influence, il convient d'analyser le té comme une poutre encastrée d'une portée de longueur a_z de la zone d'influence, ou entre raidisseurs transversaux si cette valeur est inférieure.

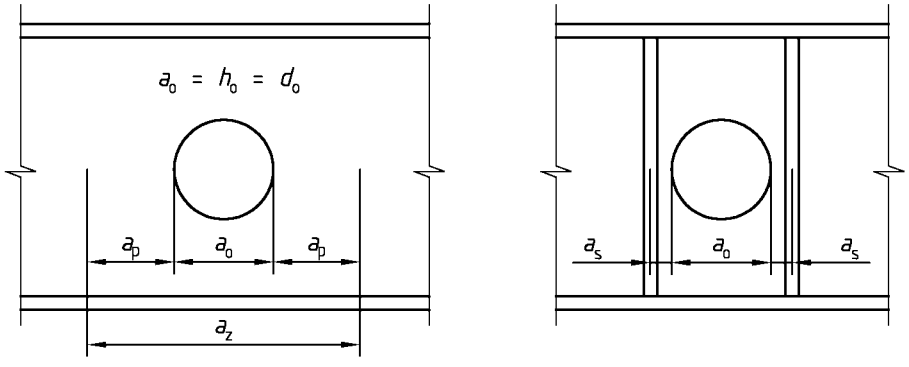


Figure N.10 — Zone d'influence d'une ouverture

N.2.1.3 *Résistance au cisaillement*

(1) La réduction de la résistance au cisaillement provoquée par une ouverture d'âme isolée peut être négligée au niveau des sections transversales situées à une distance de l'ouverture supérieure à la longueur additionnelle a_p de sa zone d'influence, voir N.2.1.2(5), ou au-delà de la distance a_s jusqu'au raidisseur transversal suivant, si elle est moindre.

(2) La résistance au cisaillement d'une section transversale ajourée peut optionnellement être augmentée en renforçant l'ouverture, voir N.2.1.5.

(3) La résistance au cisaillement $V_{o,Rd}$ d'une section transversale ajourée peut être déterminée en utilisant :

$$V_{o,Rd} = V_{o,p\ell Rd} \text{ mais } V_{o,Rd} \geq V_{o,ba,Rd} \quad \text{... (N.6)}$$

(4) La résistance au voilement plastique $V_{o,p\ell Rd}$ peut être obtenue par les expressions suivantes :

— pour les ouvertures rectangulaires :

$$V_{o,p\ell,Rd} = \left(V_{p\ell,Rd} - \frac{h_o t_w f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} \right) \sqrt{\frac{\eta}{1+\eta}} \quad \text{... (N.7a)}$$

avec :

$$\eta = 0{,}75 \left[\frac{\left(d_w - h_o\right)^2 + 4e_o^2}{a_o\left(d_w - h_o\right)} \right]^2 \quad \text{... (N.7b)}$$

— pour les ouvertures circulaires :

$$V_{o,p\ell,Rd} = \left(V_{p\ell,Rd} - \frac{0{,}9\ d_o t_w f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} \right) \sqrt{\frac{\eta}{1+\eta}} \quad \text{... (N.7c)}$$

avec :

$$\eta = 3{,}7 \left[\frac{\left(d_w - 0{,}9\ h_o\right)^2 + 4e_o^2}{d_o\left(d_w - 0{,}9\ d_o\right)} \right]^2 \quad \text{... (N.7d)}$$

où $V_{p\ell Rd}$ représente la résistance au voilement plastique de la section transversale non ajourée, voir 5.4.6.

(5) La résistance au voilement par cisaillement $V_{o,ba,Rd}$ peut être obtenue par les expressions suivantes :

— pour les ouvertures rectangulaires :

$$V_{o,ba,Rd} = V_{ba,Rd} \left(1 - h_o / d_w + 0{,}3\ a_o / d_w\right) \quad \text{... (N.8a)}$$

— pour les ouvertures circulaires :

$$V_{o,ba,Rd} = V_{ba,Rd} \left(1 - d_o / d_w\right) \quad \text{... (N.8b)}$$

où $V_{ba,Rd}$ représente la résistance au voilement par cisaillement de la section transversale non ajourée, voir 5.6.3.

N.2.1.4 *Moment de résistance*

(1) La réduction du moment de résistance provoquée par une ouverture d'âme isolée peut être négligée pour les sections transversales situées à une distance de l'ouverture supérieure à la distance additionnelle a_p de sa zone d'influence, voir N.2.1.2(5).

(2) Le moment de résistance d'une section transversale ajourée peut si nécessaire être augmenté en renforçant l'ouverture, voir N.2.1.5.

(3) Le moment de résistance $M_{o,Rd}$ d'une poutre à mi-longueur d'une ouverture d'âme, en tenant compte des effets de l'effort tranchant V_{Sd} s'exerçant à ce point, peut être déterminé au moyen de la méthode approchée suivante :

a) pour des ouvertures rectangulaires :

- pour les sections transversales de Classes 1 et 2 :

$$M_{o,Rd} = M_{p\ell,Rd}\,(1 - 0{,}25\,t_w\,h_o\,(h_o + 4\,e_o)/\,W_{p\ell} - \mu_1\,V_{Sd}/\,V_{o,Rd}) \quad \text{... (N.9a)}$$

- pour les sections transversales de Classe 3 :

$$M_{o,Rd} = M_{e\ell,Rd}\left(1 - \frac{t_w\left(h_o + 2\,e_o\right)^3}{12\,I_y} - \mu_1\,\frac{V_{Sd}}{V_{o,Rd}}\right)\mu_2 \quad \text{... (N.9b)}$$

avec :

$$\mu_1 = 0{,}25\,t_w d_w^2\left[1 + 3\left(0{,}7 - h_o/d_w\right)a_o/d_w\right]/W_{p\ell} \quad \text{... (N.9c)}$$

$$\mu_2 = 1{,}125 - 0{,}001\,a_o/\,t_w \qquad \text{pour } a_o/\,t_w > 125\varepsilon \quad \text{... (N.9d)}$$

$$\mu_2 = 1 \qquad \text{pour } a_o/\,t_w \le 125\varepsilon \quad \text{... (N.9e)}$$

b) pour des ouvertures circulaires :

- pour les sections transversales de Classes 1 et 2 :

$$M_{o,Rd} = M_{p\ell,Rd}\,(1 - 0{,}225\,t_w\,d_o\,(0{,}9\,d_o + 4\,e_o)/\,W_{p\ell} - \mu_1\,V_{Sd}/\,V_{o,Rd}) \quad \text{... (N.10a)}$$

mais $M_{o,Rd} \le M_{p\ell,Rd}\,(1 - 0{,}25\,t_w\,d_o\,(d_o + 4\,e_o)/\,W_{p\ell})$ ... (N.10b)

- pour les sections transversales de Classe 3 :

$$M_{o,Rd} = M_{e\ell,Rd}\left(1 - \frac{t_w\left(0{,}9\,d_o + 2\,e_o\right)^3}{12\,I_y} - \mu_1\,\frac{V_{Sd}}{V_{o,Rd}}\right)\mu_2 \quad \text{... (N.10c)}$$

mais $M_{o,Rd} \le M_{e\ell,Rd}\left(1 - \dfrac{t_w\left(d_o + 2\,e_o\right)^3}{12\,I_y}\right)$ ... (N.10d)

avec :

$$\mu_1 = 0{,}25\,t_w d_w^2\left[1 + 1{,}35\left(0{,}7 - 0{,}9 d_o/d_w\right)a_o/d_w\right]/W_{p\ell} \quad \text{... (N.10e)}$$

où :

I_y est le moment d'inertie de flexion de la section transversale non ajourée ;

$M_{e\ell Rd}$ est le moment de résistance élastique de la section transversale non ajourée, selon 5.4.5.1(2) ;

$M_{p\ell Rd}$ est le moment de résistance plastique de la section transversale non ajourée, selon 5.4.5.1(1) ;

$V_{o,Rd}$ est la résistance au cisaillement de la section transversale ajourée, selon N.2.1.3 ;

$W_{p\ell}$ est le module plastique de la section transversale non ajourée.

N.2.1.5 *Ouvertures d'âme renforcées*

(1) Cette méthode peut être utilisée pour les ouvertures d'âme renforcées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites :

— le renforcement est adjacent à l'ouverture, en laissant un espace juste suffisant pour les soudures ;

— les renforts au-dessus et en dessous de l'ouverture ont chacun une aire égale A_r ;

— l'aire de renforcement A_r n'est pas supérieure à l'aire de semelle A_f ;

— le renforcement est de Classe 1 ou de Classe 2 ;

— les semelles sont de Classe 1 ou de Classe 2 ;

— après raidissement, les âmes des tés raidis sont de Classe 1 ou de Classe 2.

(2) Il convient de prendre la résistance au cisaillement $V_{o,Rd}$ d'une ouverture rectangulaire renforcée égale à la plus faible des deux valeurs suivantes : la résistance au voilement par cisaillement $V_{o,ba,Rd}$ calculée par l'expression (N.8a) en N.2.1.3(5) ou la résistance plastique au cisaillement $V_{o,p\ell,Rd}$ donnée par :

$$V_{o,p\ell,Rd} = \left(V_{p\ell,Rd} - \frac{h_o t_w f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}}\right)\mu_3 \qquad \text{... (N.11a)}$$

avec :

$$\mu_3 = 2\sqrt{3}A_r / \left(h_o t_w\right) \text{ mais } \mu_3 \le 1{,}0 \qquad \text{... (N.11b)}$$

(3) Il convient de prendre la résistance au cisaillement $V_{o,Rd}$ d'une ouverture circulaire renforcée égale à la plus faible des deux valeurs suivantes : la résistance au voilement par cisaillement $V_{o,ba,Rd}$ calculée par l'expression (N.8b) en N.2.1.3(5) ou la résistance plastique au cisaillement $V_{o,p\ell,Rd}$ donnée par :

$$V_{o,p\ell,Rd} = \left(V_{p\ell,Rd} - \frac{d_o t_w f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}}\right)\mu_3 \qquad \text{... (N.11c)}$$

avec :

$$\mu_3 = 7{,}7\, A_r / \left(d_o t_w\right) \text{ mais } \mu_3 \le 1{,}0 \qquad \text{... (N.11d)}$$

(4) Il convient de déterminer le moment de résistance $M_{o,Rd}$ à mi-longueur d'une ouverture circulaire ou rectangulaire renforcée, en tenant compte des effets de l'effort tranchant V_{Sd} s'exerçant en ce point, au moyen de l'expression suivante :

$$M_{o,Rd} = M_{1,Rd} - \left(V_{Sd} / V_{o,Rd}\right)\left(M_{1,Rd} - M_{2,Rd}\right) \qquad \text{... (N.12a)}$$

avec :

$$M_{2,Rd} = \left(A_f - A_r\right) d_w f_y / \gamma_{M0} \qquad \text{... (N.12b)}$$

(5) Il convient de calculer la valeur de la résistance $M_{1,Rd}$ pour un cisaillement nul au moyen des expressions suivantes :

— si $A_r \le t_w\, e_o$:

$$M_{1,Rd} = M_{p\ell,Rd}\left(1 - \frac{0{,}25\, t_w \left(h_o - 2\, A_r / t_w\right)\left(h_o - 2\, A_r / t_w + 4\, e_o\right)}{V_{p\ell}}\right) \quad \text{... (N.13a)}$$

— si $A_r > t_w\, e_o$:

$$M_{1,Rd} = M_{p\ell,Rd}\left(1 - \frac{t_w \left(0{,}25\, h_o^2 + h_o e_o - e_o^2\right) - A_r h_o}{V_{p\ell}}\right) \quad \text{... (N.13b)}$$

(6) Il convient que les soudures longitudinales d'assemblage des renforts sur l'âme au-delà de chaque extrémité de l'ouverture consistent en des soudures d'angle sur deux côtés. Il convient que ces soudures soient calculées pour transmettre l'effort axial de calcul $F_{r,Sd}$ du renfort dans l'âme de la section non ajourée. La valeur de $F_{r,Sd}$ peut être déterminée à partir du moment de résistance de calcul du té renforcé, ou, comme alternative par simplification, elle peut être prise égale à la résistance du raidisseur $F_{r,Rd}$ donnée par :

$$F_{r,Rd} = A_r f_{yr} / \gamma_{M0} \quad \text{... (N.14)}$$

(7) Il convient que la longueur d'ancrage R_v du renforcement au-delà de chaque extrémité de l'ouverture satisfasse les critères suivants, voir figure N.11 :

a) Un quart de la largeur de l'ouverture :

$$\ell_v \ge 0{,}25\, a_o \quad \text{... (N.15a)}$$

b) Résistance au cisaillement des soudures d'angle :

$$\ell_v \ge \frac{F_{r,Rd}}{2naf_{vw,d}} \quad \text{... (N.15b)}$$

c) Résistance au cisaillement du renforcement :

$$\ell_v \ge \frac{F_{r,Rd}}{nt_r\, f_{yr} / \left(\gamma_{M0}\, \sqrt{3}\right)} \quad \text{... (N.15c)}$$

d) Résistance au cisaillement de l'âme :

$$\ell_v \ge \frac{F_{r,Rd}}{2nt_w\, f_{yr} / \left(\gamma_{M0}\, \sqrt{3}\right)} \quad \text{... (N.15d)}$$

où :

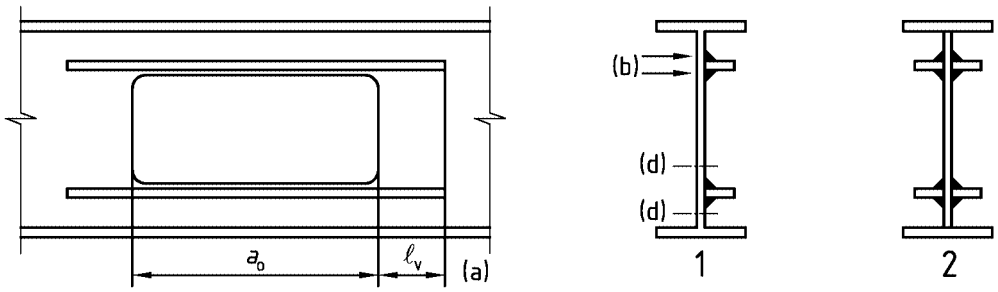
a est la gorge de la soudure d'angle ;

$f_{vw,d}$ est la résistance de calcul au cisaillement d'une soudure d'angle, voir 6.6.5.3 ;

n est 1 pour un renforcement sur une seule face, 2 pour un renforcement sur deux faces.

(8) Des soudures d'angles sur un seul côté peuvent être utilisées sur la longueur de l'ouverture d'âme, mais il convient d'utiliser la même épaisseur pour toutes les soudures d'assemblage du renforcement sur l'âme.

(9) Il convient de ne pas inclure dans la détermination de la résistance les raidisseurs longitudinaux qui ne satisfont pas les critères de longueur d'ancrage ℓ_v du renforcement, mais leur effet de raidissement de l'âme peut être pris en compte dans la classification de la section, à condition que les raidisseurs eux-mêmes possèdent des sections transversales de Classe 1 ou de Classe 2.



Légende

1 Renforcement sur une face

2 Renforcement sur deux faces

Figure N.11 — Critères pour l'ancrage du renfort

N.2.2 Résistance des poutres avec raidisseurs d'âme transversaux intermédiaires

N.2.2.1 *Généralités*

(1) Il convient que les poutres comportant des ouvertures d'âme satisfassent également les dispositions de la section 5.

(2) Il convient que l'élancement de l'âme d_w / t_w ne soit pas supérieur à 390 ε**.**

(3) Il convient qu'une ouverture ménagée dans un panneau d'une âme raidie transversalement respecte une hauteur libre d'au moins 0,1 d_w depuis les semelles supérieure et inférieure. Il convient qu'elle respecte également une distance libre d'au moins 0,1 d_w par rapport aux raidisseurs transversaux lorsque ceux-ci sont exigés pour l'ancrage du champ de traction (voir 5.6.4) dans un panneau adjacent, voir Figure N.12.

(4) Il convient que l'espacement des raidisseurs a satisfasse la condition $1{,}0\ d_w \le a \le 3{,}0\ d_w$.

(5) Lors de la détermination de la résistance au cisaillement d'un panneau d'âme, il convient de réduire la largeur du champ de traction d'une dimension D égale au diamètre d_o d'une ouverture circulaire. Une ouverture rectangulaire peut être traitée comme une ouverture circulaire, voir Figure N.13, avec un diamètre équivalent D donné par l'expression :

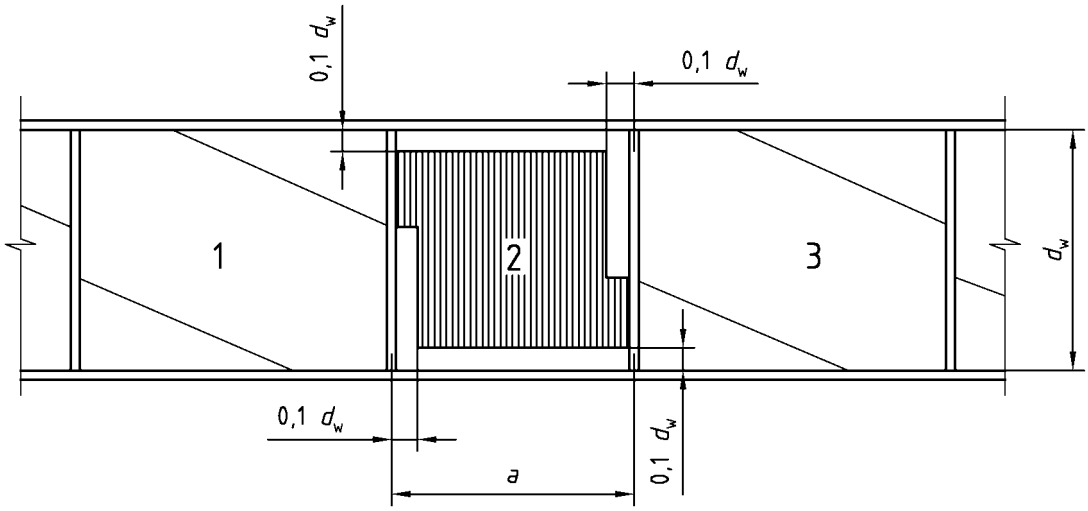
$$D = \sqrt{a_o^2 + h_o^2} \sin(\phi + \theta_o) \quad \text{... (N.16a)}$$

avec :

$$\theta_o = \arctan(h_o / a_o) \quad \text{... (N.16b)}$$

(6) Il convient que la dimension de l'ouverture soit telle que :

$$D \le d_w \cos\phi - a \sin\phi \quad \text{... (N.17)}$$



Légende

1 Champ diagonal de traction dans le panneau adjacent

2 Zone dans laquelle une ouverture est autorisée

3 Champ diagonal de traction dans le panneau adjacent

Figure N.12 — Zone dans laquelle une ouverture est autorisée

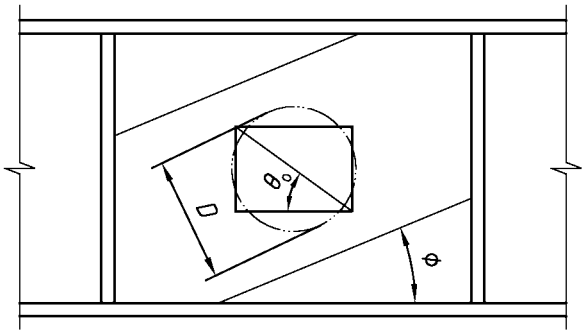


Figure N.13 — Diamètre équivalent d'une ouverture rectangulaire

N.2.2.2 *Résistance aux forces transversales*

(1) La résistance d'une poutre munie de raidisseurs transversaux intermédiaires aux forces transversales appliquées au travers d'une semelle peut être obtenue au moyen des règles données en 5.7 à condition que la force ne soit pas appliquée sur un panneau comportant une ouverture d'âme.

(2) Il convient de prévoir des raidisseurs d'âme transversaux lorsque des réactions d'appui ou autres forces transversales concentrées significatives sont appliquées.

(3) Il convient que la largeur d'âme comprise dans l'aire efficace d'un raidisseur d'âme transversal, voir 5.7.6(1), ne soit pas supérieure à la largeur disponible, libre d'ouvertures d'âmes.

(4) Si d'autres forces transversales sont appliquées sur un panneau comportant une ouverture d'âme, il convient d'analyser le té comme une poutre encastrée s'étendant entre les raidisseurs d'âme transversaux.

N.2.2.3 *Résistance au cisaillement*

N.2.2.3.1 *Généralités*

(1) Dans une âme raidie transversalement, il convient de déterminer la résistance au cisaillement $V_{o,Rd}$ d'un panneau d'âme comportant une ouverture au moyen de l'expression :

$$V_{o,Rd} = V_{o,bb,Rd} \text{ mais } V_{o,Rd} \leq V_{o,p\ell,Rd} \quad \text{... (N.18)}$$

(2) Il convient de calculer la résistance plastique au cisaillement $V_{o,p\ell,Rd}$ au moyen des expressions données en N.2.1.3(4).

(3) Il convient de déterminer la résistance au voilement par cisaillement $V_{o,bb,Rd}$ au moyen des règles données en N.2.2.3.2 à N.2.2.3.4.

N.2.2.3.2 *Panneau d'âme comportant une ouverture centrale*

(1) Il convient de prendre en compte les effets d'une ouverture centrale sur le champ de traction et sur la résistance critique au voilement d'un panneau d'âme en déterminant la résistance au voilement par cisaillement $V_{o,bb,Rd}$ au moyen de l'expression :

$$V_{o,bb,Rd} = [(d_w - D)t_w\tau_{bb} + 0{,}9\ (g - D)t_w\sigma_{bb} \sin \phi]/\gamma_{M1} \quad \text{... (N.19)}$$

où :

g est la largeur du champ diagonal de traction donnée en 5.6.4.1(3) ;

σ_{bb} est la résistance du champ diagonal de traction donnée en 5.6.4.1(1) ;

τ_{bb} est la résistance au voilement par cisaillement initiale donnée en 5.6.4.1(2).

(2) Il convient de déterminer la valeur de τ_{bb} et de σ_{bb} à partir de la résistance critique au cisaillement V_{cr} du panneau ajouré. On peut considérer en toute sécurité que cette valeur est donnée par l'expression $(d_w - D)\ t_w\ \tau_{cr}$ dans laquelle la valeur τ_{cr} est telle qu'indiquée en 5.6.3(3). Comme alternative, on peut utiliser une estimation plus précise de la valeur de V_{cr}.

(3) L'inclinaison ϕ du champ de traction peut être obtenue par une itération pour déterminer la valeur à laquelle la résistance au cisaillement $V_{o,bb,Rd}$ atteint un maximum, ou cette inclinaison peut être approchée en prenant pour hypothèse :

$$\phi = 0{,}67\ (1 - D / d_w)\ \theta \quad \text{... (N.20a)}$$

avec :

$$\theta = \arctan (d_w / a) \quad \text{... (N.20b)}$$

N.2.2.3.3 *Panneau d'âme comportant une ouverture excentrée*

(1) L'augmentation de la résistance au voilement par cisaillement $V_{o,bb,Rd}$ d'un panneau d'âme comportant une ouverture excentrée, par rapport à un panneau similaire comportant une ouverture centrale, peut être prise en compte si le panneau d'âme satisfait les critères suivants :

— l'espacement des raidisseurs a satisfait la condition $1{,}0\ d_w \leq a \leq 1{,}25\ d_w$;

— la dimension D n'est pas supérieure à $0{,}3\ d_w$.

(2) Lorsque les critères donnés en (1) sont satisfaits, l'excentricité de l'ouverture par rapport à la diagonale de traction peut être prise en compte au moyen de l'expression :

$$V_{o,bb,Rd} = V_{oc,Rd} + (r_e/r_{e,max})(0{,}9\ V_{bb,Rd} - V_{oc,Rd}) \text{ mais } V_{o,bb,Rd} \geq V_{oc,Rd} \quad \text{... (N.21)}$$

où :

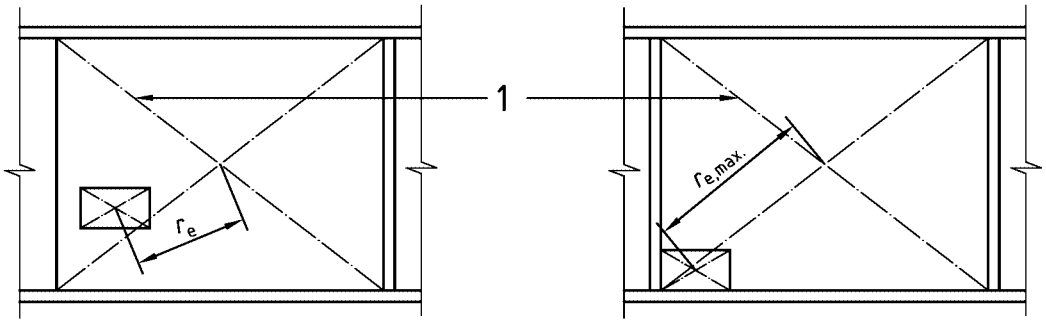
r_e est la distance entre le centre de l'ouverture et le centre du panneau, mesurée parallèlement à la diagonale de compression du panneau, voir Figure N.14 ;

$r_{e,max}$ est la valeur de r_e pour une ouverture similaire (théorique) placée dans l'angle extrême du panneau, sans tenir compte de N.2.2.1(3), voir Figure N.14 ;

$V_{bb,Rd}$ est la résistance au voilement par cisaillement du champ diagonal de traction du panneau non ajouré, voir 5.6.4.1(1) ;

$V_{oc,Rd}$ est la valeur de $V_{o,bb,Rd}$ pour un panneau similaire comportant une ouverture centrale, voir N.2.2.3.2(1).

(3) Pour tous les autres cas, la résistance au voilement par cisaillement pour un panneau d'âme comportant une ouverture centrale peut en toute sécurité être utilisée pour un panneau d'âme comportant une ouverture excentrée.



Légende

1 Diagonale de traction

Figure N.14 — Ouverture d'âme excentrée

N.2.2.3.4 *Panneau d'âme comportant une ouverture renforcée*

(1) Comme alternative à N.2.2.3.2 et N.2.2.3.3 un panneau d'âme peut être renforcé pour compenser les effets d'une ouverture d'âme sur le champ diagonal de traction et la résistance critique au voilement du panneau d'âme.

(2) À condition que le renforcement satisfasse les critères appropriés donnés en (3) à (8), la résistance au voilement par cisaillement $V_{o,bb,Rd}$ de l'élément peut être prise égale à la résistance au voilement par cisaillement du champ diagonal de traction $V_{bb,Rd}$ de la section transversale non ajourée, obtenue selon 5.6.4.1(1).

NOTE La résistance plastique au cisaillement de la section transversale ajourée n'est pas augmentée, voir N.2.2.3.1.

(3) Il convient que le renforcement longitudinal ou circulaire soit calculé pour compenser l'effet de l'ouverture sur le champ diagonal de traction comme indiqué à la Figure N.15. Il convient que le moment de résistance plastique $M_{p\ell,r,Rk}$ du renforcement satisfasse le critère suivant :

$$M_{p\ell,r,Rk} \geq M_{r,Sk} \quad \text{... (N.22a)}$$

dans lequel le moment interne $M_{r,Sk}$ du renforcement est donné par les expressions suivantes :

— pour une ouverture rectangulaire :

$$M_{r,Sk} = \left(h_o \cos \phi + a_o \sin \phi\right)^2 t_w \sigma_{bb} / 16 \quad \text{... (N.22b)}$$

— pour une ouverture circulaire :

$$M_{r,Sk} = d_o^2 t_w \sigma_{bb} / 16 \quad \text{... (N.22c)}$$

où :

σ_{bb} est la résistance du champ diagonal de traction de la section transversale non ajourée, voir 5.6.4.1(1) ;

ϕ est l'inclinaison du champ diagonal de traction pour la section transversale non ajourée, voir 5.6.4.2.

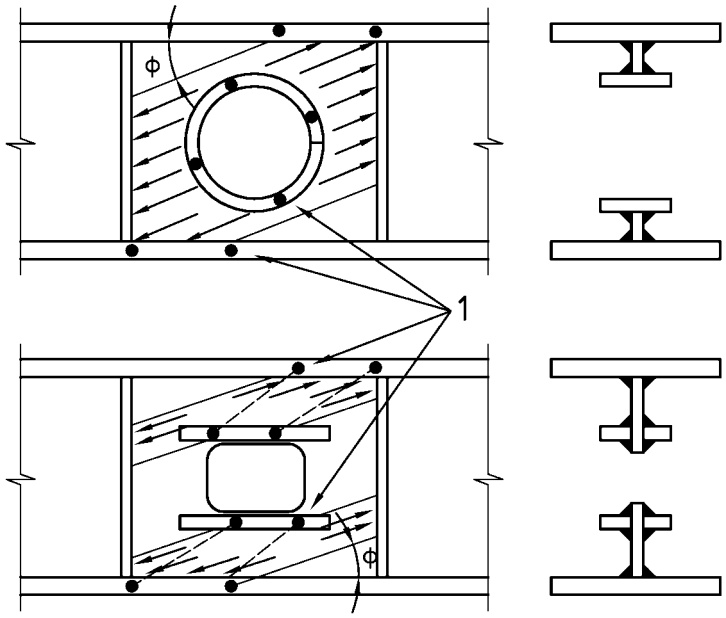
(4) Il convient de calculer le moment de résistance plastique $M_{p\ell,r,Rk}$ du renfort au moyen de l'expression :

$$M_{p\ell,r,Rk} = 0{,}25\, b_r\, d_r^2\, f_{yr} \quad \text{... (N.23)}$$

où :

b_r est la largeur totale du renfort, comprenant l'épaisseur de l'âme entre deux plats de renfort le cas échéant, voir Figure N.16 ;

d_r est la hauteur du renfort, voir Figure N.16.



Légende

1 Position de rotule plastique

Figure N.15 — Modèle de calcul du renfort

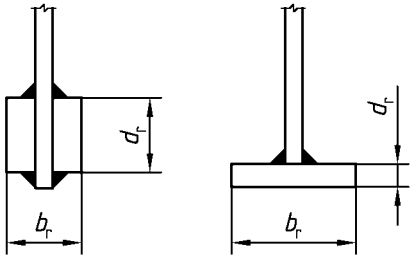


Figure N.16 — Dimensions du renfort

(5) Pour compenser l'effet de l'ouverture sur la résistance critique au voilement, il convient que les dimensions du renfort, voir Figure N.16, satisfassent également les critères suivants :

— pour une ouverture rectangulaire :

$$\frac{d_r}{d_w}\left(\frac{b_r}{t_w}\right)^2\sqrt{\frac{d_w a}{h_o a_o}} \geq 2{,}76 \qquad \text{... (N.24a)}$$

— pour une ouverture circulaire :

$$\left(1-\frac{1{,}5\ d_o}{\sqrt{a^2+d_w^2}}\right)\left[1+\frac{6d_r}{d_w}\left(\frac{b_r}{t_w}\right)^2\sqrt{\frac{d_o}{\sqrt{a^2+d_w^2}}}\right] \geq 1{,}0 \qquad \text{... (N.24b)}$$

(6) Pour des ouvertures rectangulaires, il convient que le renforcement soit convenablement ancré au-delà des extrémités des ouvertures. Outre les quatre critères donnés en N.2.1.4(7), il convient que la longueur d'ancrage ℓ_v du renfort satisfasse également le critère suivant :

$$\ell_v \geq 0{,}5\left(\sqrt{a_o^2+h_o^2}-a_o\right) \qquad \text{... (N.25)}$$

(7) Pour des ouvertures rectangulaires, il convient que les soudures soient calculées pour résister à un effort axial $F_{r,Sd}$ s'exerçant dans le renfort, égal à la résistance axiale de calcul du renfort $F_{r,Rd}$.

(8) Pour des ouvertures circulaires, il convient que la résistance de calcul par unité de longueur $F_{w,Rd}$, voir 6.6.5.3(3), des soudures d'assemblage du renfort sur l'âme satisfasse le critère suivant :

$$F_{w,Rd} \geq t_w \sigma_{bb} \quad \text{... (N.26)}$$

où :

σ_{bb} est la résistance du champ diagonal de traction de la section transversale non ajourée, tel qu'en 5.6.4.1(1) ;

t_w est l'épaisseur de l'âme.

N.2.2.4 *Moment de résistance*

(1) Dans une poutre munie de raidisseurs d'âme transversaux intermédiaires, le moment résistant $M_{o,Rd}$ à mi-longueur d'une ouverture d'âme, en tenant compte des effets de l'effort tranchant V_{Sd} s'exerçant en ce point, peut être déterminé au moyen de l'expression :

$$M_{o,Rd} = M_{f,Rd} + (M_{o,p\ell,Rd} - M_{f,Rd})\,(1 - V_{Sd} / V_{o,Rd}) \quad \text{... (N.27)}$$

où :

$M_{f,Rd}$ est le moment plastique de résistance d'une section transversale composée uniquement des semelles ;

$M_{o,p\ell,Rd}$ est le moment plastique de résistance de la section transversale ajourée ;

$V_{o,Rd}$ est la résistance au cisaillement de la section transversale ajourée ;

V_{Sd} est l'effort tranchant de calcul.

N.2.3 Flèche

(1) Il convient de déterminer la flèche verticale d'une poutre comportant une ouverture d'âme isolée à partir de la déformation globale par cisaillement et flexion de la poutre non ajourée, en ajoutant la déformation additionnelle de la poutre ajourée provoquée par la présence de l'ouverture.

(2) Il convient de déterminer la déformation additionnelle de la poutre ajourée en prenant en compte :

— l'effet de flexion globale sur la déformation totale de la section transversale ajourée ;

— l'effet de déformation par flexion locale des tés supérieur et inférieur ;

— l'effet de déformation par cisaillement des tés supérieur et inférieur.

(3) Il convient d'analyser les déformations provoquées par la présence de l'ouverture d'âme en prenant en compte la compatibilité de pente aux extrémités de l'ouverture.

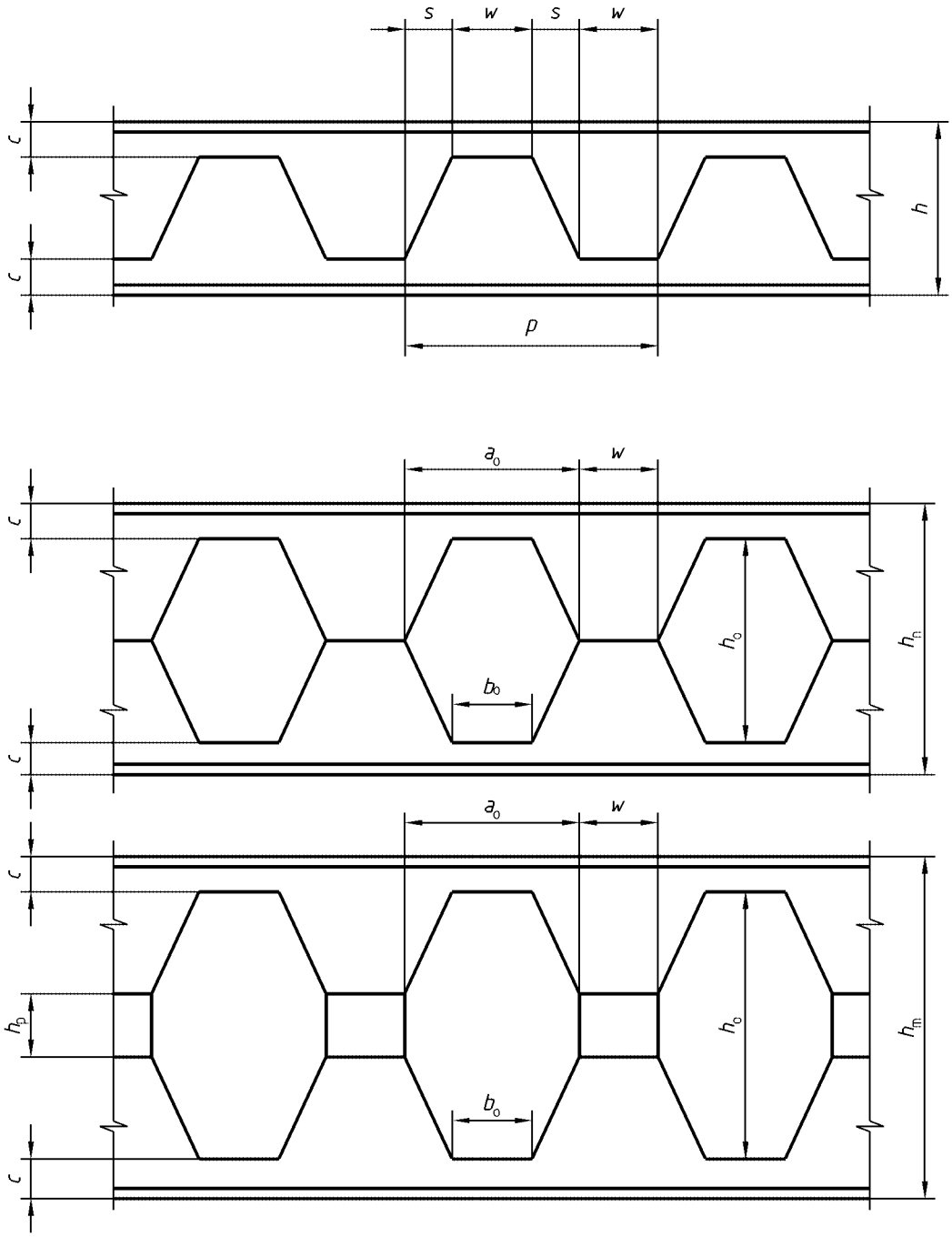
N.3 Poutres comportant des ouvertures d'âme multiples

N.3.1 Généralités

(1) Il convient que les poutres comportant des ouvertures d'âme satisfassent également les dispositions de la section 5.

(2) Dans les poutres comportant des ouvertures d'âme multiples, il convient que les ouvertures d'âme soient espacées régulièrement sur la longueur de la poutre et disposées symétriquement sur la hauteur de la section transversale.

(3) Il convient que la géométrie des poutres comportant des ouvertures d'âme polygonales multiples ou circulaires multiples soit telle qu'illustrée dans les Figures N.17 et N.18 respectivement.

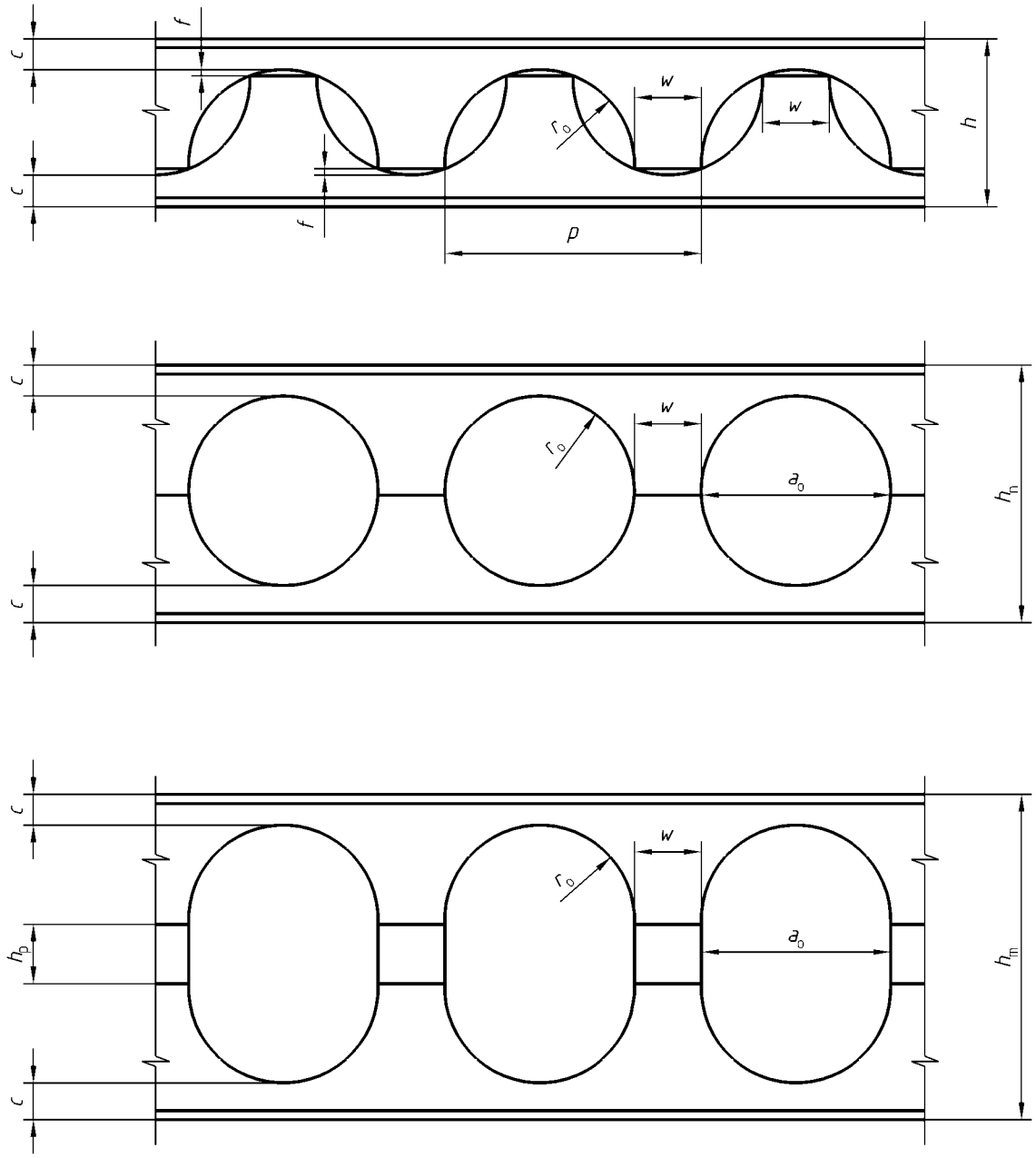


$p = 2\ (w + s)$ $h_n = 2\ (h - c)$

$a_o = w + 2\ s$ $h_m = 2\ (h - c) + h_p$

$b_o = w$

Figure N.17 — Ouvertures d'âme polygonales multiples



$p = w + 2\,r_o$

$f = r_o - \sqrt{r_o^2 - (w/2)^2}$

$c = \left(h - r_o - f\right)/2$

$h_n = 2\,(r_o + c)$

$h_m = 2\,(r_o + c) + h_p$

$a_o = 2\,r_o$

Figure N.18 — Ouvertures d'âme circulaires multiples

(4) Il convient que les dimensions des ouvertures d'âme multiples, voir Figure N.19, satisfassent les limites suivantes :

$h_o \leq 0{,}75\ d_w$ pour une ouverture polygonale ou $0{,}80\ d_w$ pour une ouverture circulaire.

$d_1 \geq 0{,}10\ d_w$

$d_2 = d_1$

$a_o \leq h_o$

$b_o = w$

$0{,}25\ a_o \leq w \leq 0{,}50\ a_o$

(5) Des ouvertures d'âme particulières peuvent être raidies ou renforcées, voir N.16.

(6) Des ouvertures d'âme peuvent être omises, ou encore obturées, ou partiellement bouchées par soudure d'une plaque d'une épaisseur au moins égale à celle de l'âme, si nécessaire au droit des appuis, ou en d'autres points où des forces concentrées sont appliquées.

(7) Il convient que les ouvertures d'âme soient également obturées ou omises aux emplacements munis de raidisseurs transversaux, de sorte qu'il n'existe aucune ouverture à l'emplacement d'un raidisseur transversal.

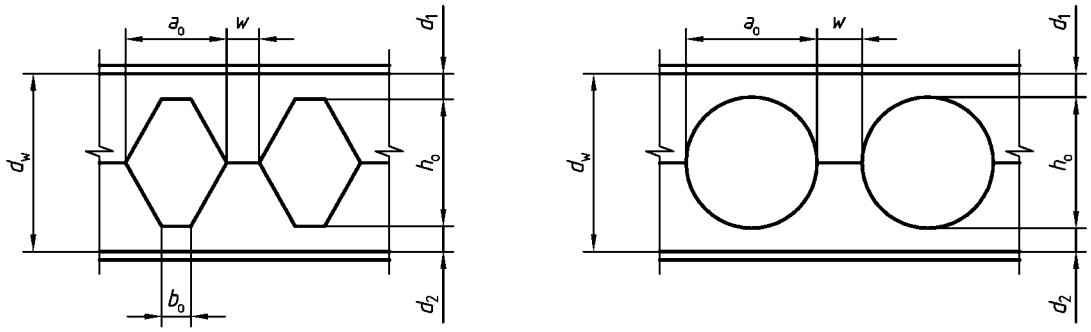
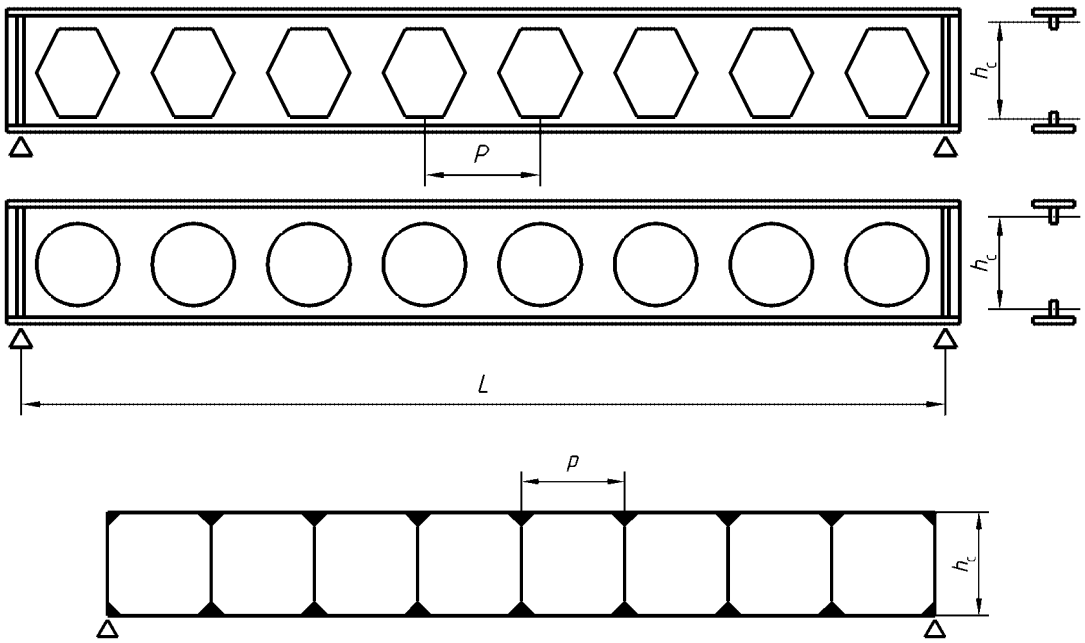


Figure N.19 — Dimensions d'ouvertures d'âme multiples

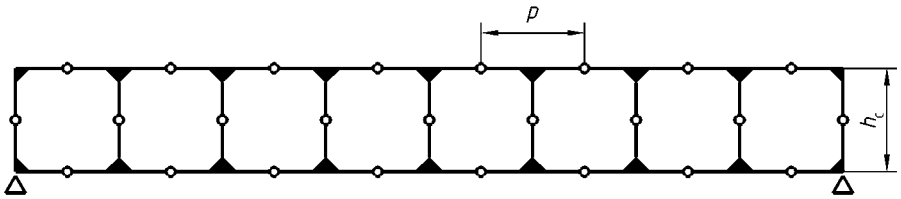
N.3.2 Méthodes d'analyse

(1) Il convient d'analyser une poutre comportant des ouvertures d'âme multiples comme une poutre Vierendeel équivalente, comme indiqué à la Figure N.20 a). Il convient de déterminer les moments s'exerçant dans les montants d'âme et dans les tés supérieur et inférieur en raison de l'effort tranchant s'exerçant dans la poutre, ainsi que les efforts axiaux s'exerçant dans les tés supérieur et inférieur en raison du moment fléchissant s'exerçant dans la poutre.

(2) L'analyse peut selon le cas être simplifiée en prenant pour hypothèse des points d'inflexion à mi-longueur de chaque ouverture et à mi-hauteur de chaque montant d'âme, voir Figure N.20 b).



a) Poutre Vierendeel équivalente



b) Modèle simplifié

Figure N.20 — Modèles d'analyse Vierendeel

N.3.3 Résistance

N.3.3.1 *Modes de ruine*

(1) Pour une poutre comportant des ouvertures d'âme multiples, il convient de vérifier les modes de ruine suivants (voir N.1.5) :

a) ruine des tés supérieur et inférieur au niveau d'une ouverture, voir N.3.3.2, provoquée par les combinaisons de :
   - effort tranchant de la poutre V_{Sd} ;
   - moments Vierendeel $M_{V,Sd}$ provoqués par le cisaillement de la poutre V_{Sd} ;
   - efforts axiaux $N_{M,Sd}$ provoqués par le moment de la poutre M_{Sd}.

b) ruine d'un montant d'âme, voir N.3.3.3, provoquée par les combinaisons de :
   - moments Vierendeel $M_{V,Sd}$ provoqués par le cisaillement de la poutre V_{Sd} ;
   - cisaillement Vierendeel $V_{V,Sd}$ provoqué par le cisaillement de la poutre V_{Sd} ;
   - efforts axiaux $N_{F,Sd}$ provoqués par des forces extérieures F_{Sd}.

c) ruine de la poutre provoquée par le déversement, voir N.3.3.4 ;

d) ruine locale provoquée par des forces transversales, voir N.3.3.5.

N.3.3.2 *Ouvertures d'âme*

N.3.3.2.1 *Généralités*

(1) Il convient de vérifier la résistance d'une poutre comportant des ouvertures d'âme multiples en utilisant les valeurs du cisaillement V_{Sd} et du moment interne M_{Sd} coexistants dans la poutre à mi-longueur de chaque ouverture d'âme.

(2) Les efforts axiaux $N_{M,Sd}$ s'exerçant dans les tés en raison du moment de la poutre M_{Sd} peuvent être calculés par l'expression :

$$N_{M,Sd} = M_{Sd} / h_c \quad \text{... (N.28)}$$

où :

h_c est la distance entre les centres de gravité des tés à mi-longueur de l'ouverture d'âme.

N.3.3.2.2 *Ouvertures polygonales*

(1) Pour chaque ouverture d'âme polygonale, il convient que le moment Vierendeel total $\Sigma M_{V,Sd}$ satisfasse le critère suivant :

$$\Sigma M_{V,Sd} \leq \Sigma M_{V,Rd} \quad \text{... (N.29a)}$$

avec :

$$\Sigma M_{V,Sd} = L_T V_{Sd} \quad \text{... (N.29a)}$$

où :

$\Sigma M_{V,Rd}$ est la résistance totale aux moments Vierendeel au niveau de l'ouverture.

(2) Il convient de prendre la portée efficace L_T des tés au niveau de l'ouverture égale à la longueur minimum b_o de l'ouverture, voir Figure N.19.

(3) Il convient de calculer la résistance totale aux moments Vierendeel $\Sigma M_{V,Rd}$ au niveau de l'ouverture au moyen de l'expression suivante :

$$\Sigma M_{V,Rd} = M_{1c,Rd} + M_{1t,Rd} + M_{2c,Rd} + M_{2t,Rd} \quad \text{... (N.30)}$$

où :

$M_{1c,Rd}$ est le moment de résistance du té supérieur avec l'extrémité de l'âme comprimée ;

$M_{1t,Rd}$ est le moment de résistance du té supérieur avec l'extrémité de l'âme tendue ;

$M_{2c,Rd}$ est le moment de résistance du té inférieur avec l'extrémité de l'âme comprimée ;

$M_{2t,Rd}$ est le moment de résistance du té inférieur avec l'extrémité de l'âme tendue.

(4) Il convient de déterminer les quatre valeurs de moment de résistance pour les tés en prenant en compte :

— l'effort axial coexistant $N_{M,Sd}$ provoqué par le moment de la poutre M_{Sd} ;

— l'effort tranchant coexistant $V_{T,Sd}$ provoqué par le cisaillement de la poutre V_{Sd}.

(5) Le renforcement longitudinal peut être compris dans les sections transversales des tés supérieur et inférieur, à condition qu'il soit totalement ancré au-delà des extrémités de l'ouverture, voir N.1.6.

(6) Il convient de calculer la résistance au cisaillement $V_{T,Rd}$ du té selon 5.4.6.

(7) Sauf si l'effort tranchant $V_{T,Sd}$ est supérieur à 0,5 $V_{T,Rd}$, aucune réduction du moment de résistance du té pour le cisaillement coexistant n'est nécessaire. Dans ce cas, il convient de calculer le moment de résistance du té $M_{N,Rd}$ prenant en compte l'effort axial coexistant selon les indications de 5.4.8.

(8) Si $V_{T,Sd}$ est supérieur à 0,5 $V_{T,Rd}$, le moment de résistance du té $M_{NV,Rd}$ prenant en compte la combinaison coexistante d'effort tranchant et d'effort axial peut être calculée selon 5.4.9.

(9) Comme alternative au (8), par simplification, le moment de résistance du té $M_{NV,Rd}$ prenant en compte la combinaison coexistante d'effort tranchant et d'effort axial peut être déterminée par les approches suivantes :

— pour un té sans renforcement supplémentaire :

$$M_{NV,Rd} = M_{V,Rd}\left(1-\left(N_{Sd}/N_{Rd}\right)^2\right) \quad \text{... (N.31a)}$$

— pour un té avec renforcement supplémentaire :

$$M_{NV,Rd} = M_{V,Rd}\left(1-\left(N_{Sd}/N_{Rd}\right)\right) \quad \text{... (N.31b)}$$

où :

$M_{V,Rd}$ est le moment de résistance du té prenant en compte le cisaillement, voir 5.4.6.

N.3.3.2.3 *Ouvertures circulaires*

(1) Il convient de vérifier la résistance globale d'une poutre comportant des ouvertures d'âme circulaires multiples à mi-longueur des ouvertures, voir section **a-a** de la Figure N.21. Le renforcement longitudinal peut être compris dans les sections transversales des tés, à condition qu'il soit totalement ancré au-delà des extrémités de l'ouverture, voir N.1.6, mais il convient de ne pas inclure un renfort circulaire situé autour de l'ouverture dans cette vérification. Il convient de déterminer les résistances des tés supérieur et inférieur selon les détails donnés pour les ouvertures polygonales dans les alinéas (6) à (9) de N.3.3.2.2.

(2) En outre, il convient de vérifier les effets des moments Vierendeel au niveau de la section transversale critique de chaque ouverture, voir section **b-b** de la Figure N.21. Le renforcement longitudinal peut être compris dans les sections transversales des tés, à condition qu'il soit totalement ancré au-delà des extrémités de l'ouverture, voir N.1.6. Dans cette vérification, le renforcement circulaire situé autour des ouvertures peut être également inclus dans les sections transversales des tés. Il convient de déterminer par itération l'angle critique ϕ correspondant à la section critique **b-b**, voir Figure N.21.

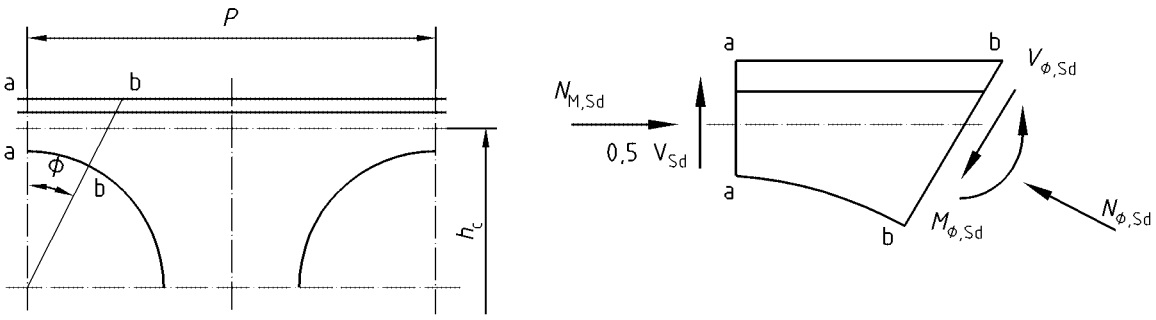


Figure N.21 — Sollicitations au niveau de la section critique

(3) Par commodité, l'itération peut être débutée à 25° avec des incréments de 5° dans les deux sens, et l'on peut réaliser une interpolation en utilisant un diagramme des résultats pour trouver le cas le plus défavorable. Comme alternative, il convient de vérifier la résistance avec des incréments de 1° au maximum.

(4) À la valeur d'angle critique ϕ pour les effets des moments Vierendeel, il convient que les sollicitations présentes sur la section **b-b**, voir Figure N.21, satisfassent le critère suivant :

$$\frac{N_{\phi,Sd}}{N_{\phi,Rd}} + \frac{M_{\phi,Sd}}{M_{\phi,Rd}} \le 1 \quad \text{... (N.32)}$$

où :

$M_{\phi,Rd}$ est le moment de résistance (réduit pour le cisaillement, voir (7)) de la section **b-b** ;

$M_{\phi,Sd}$ est le moment interne sur la section **b-b** ;

$N_{\phi,Rd}$ est la résistance à l'effort normal (réduit pour le cisaillement, voir (7)) de la section **b-b** ;

$N_{\phi,Sd}$ est l'effort normal perpendiculaire à la section **b-b** ;

$V_{\phi,Sd}$ est l'effort tranchant parallèle à la section **b-b**.

(5) Il convient de déterminer les sollicitations s'exerçant sur la section **b-b** en prenant en compte l'équilibre avec ces sollicitations à mi-longueur de l'ouverture, section **a-a**.

NOTE Si l'analyse a été effectuée en prenant pour hypothèse des points d'inflexion, voir 3.3(2), les sollicitations s'exerçant sur la section **a-a** seront telles qu'indiquées à la Figure N.21.

(6) Il convient de déterminer le moment de résistance $M_{\phi,Rd}$ en tenant compte de la classification de la section.

(7) Il convient de déterminer les valeurs des deux résistances $M_{\phi,Rd}$ et $N_{\phi,Rd}$ en tenant compte des effets de l'effort tranchant $V_{\phi,Sd}$ si nécessaire, voir 5.4.6.

N.3.3.3 *Montants d'âme*

(1) Il convient de vérifier la résistance des montants d'âme d'une poutre comportant des ouvertures d'âme multiples à l'effort tranchant longitudinal s'exerçant dans la poutre, de la façon suivante :

— résistance à la plastification ou au flambement provoqués par les moments fléchissants induits dans le montant d'âme ;

— résistance au cisaillement du montant d'âme ;

— résistance des soudures dans le montant d'extrémité.

(2) À condition que la hauteur h_o des ouverture d'âme ne soit pas supérieure à $60\varepsilon t_w$ la résistance au flambement d'un montant d'âme non raidi peut être contrôlée en vérifiant que le moment fléchissant $M_{wp,Sd}$ au niveau de la section transversale critique dans le montant d'âme satisfait le critère suivant :

$$M_{wp,Sd} \le \left(C_1\alpha - C_2\alpha^2 - C_3\right)M_{e\ell,Rd} \quad \text{mais } M_{wp,Sd} \le 0{,}6\ M_{e\ell,Rd} \qquad \text{... (N.33a)}$$

avec :

$$C_1 = 5{,}097 + 0{,}1464\beta - 0{,}00174\beta^2 \qquad \text{... (N.33b)}$$

$$C_2 = 1{,}441 + 0{,}0625\beta - 0{,}000683\beta^2 \qquad \text{... (N.33c)}$$

$$C_3 = 3{,}645 + 0{,}0853\beta - 0{,}00108\beta^2 \qquad \text{... (N.33d)}$$

$$\alpha = p/h_o \qquad \text{... (N.33e)}$$

$$\beta = h_o/t_w \qquad \text{... (N.33f)}$$

où :

$M_{e\ell,Rd}$ est le moment de résistance élastique de la section transversale critique dans le montant d'âme.

(3) Pour les ouvertures polygonales, il convient de prendre la section transversale critique dans le montant d'âme comme située au sommet des ouvertures.

(4) Pour les ouvertures circulaires, il convient de prendre la section transversale critique dans le montant d'âme égale à 0,1 r_o en dessous du sommet des ouvertures.

(5) S'il existe un raidisseur transversal s'étendant d'une semelle à l'autre entre les ouvertures, ou s'il existe un raidisseur annulaire au niveau d'une ouverture circulaire, ils peuvent être compris dans la section transversale critique du montant d'âme.

(6) Il convient que l'effort tranchant $V_{wp,Sd}$ s'exerçant dans un montant d'âme satisfasse le critère suivant :

$$V_{wp,Sd} \le \frac{w\, t_w\, f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \qquad \text{... (N.34)}$$

où :

w est la largeur minimum du montant d'âme, voir Figures N.17 et N.18.

N.3.3.4 *Déversement*

(1) Pour une poutre comportant des ouvertures d'âme multiples, il convient de vérifier la résistance au déversement (voir 5.5.2) au moyen des caractéristiques de section transversale appropriées à mi-longueur des ouvertures.

N.3.3.5 *Résistance aux forces transversales*

(1) La résistance d'une poutre comportant des ouvertures d'âme multiples aux forces transversales appliquées au travers d'une semelle peut être obtenue par la méthode donnée en 5.7, à condition que la force ne soit pas appliquée dans la longueur a_z de la zone d'influence d'une ouverture d'âme, comme indiqué en N.2.1.2(2).

(2) Il convient de prévoir des raidisseurs d'âme transversaux lorsque des réactions d'appui ou autres forces transversales concentrées significatives sont appliquées dans la longueur a_z de la zone d'influence d'une ouverture d'âme.

(3) Il convient que la largeur d'âme comprise dans l'aire efficace d'un raidisseur d'âme transversal, voir 5.7.6(1), ne soit pas supérieure à la largeur disponible, libre d'ouvertures d'âme.

(4) Si d'autres forces transversales sont appliquées sur une poutre comportant des ouvertures d'âme multiples, il convient de les prendre en compte dans la détermination des sollicitations s'exerçant dans les tés et dans les montants d'âme.

N.3.4 Flèche

(1) Il convient de déterminer la flèche verticale d'une poutre comportant des ouvertures d'âme multiples à partir de la déformation globale par cisaillement et flexion de la poutre non ajourée, en ajoutant la déformation additionnelle de la poutre ajourée provoquée par la présence des ouvertures.

(2) Il convient de déterminer la déformation additionnelle de la poutre ajourée en prenant en compte :

— l'effet de la flexion globale sur la déformation totale de la section transversale ajourée ;

— l'effet de la déformation par flexion locale des tés supérieur et inférieur ;

— l'effet de la déformation par flexion locale des montants d'âme ;

— l'effet de la déformation par cisaillement des tés supérieur et inférieur ;

— l'effet de la déformation par cisaillement des montants d'âme.

(3) La poutre ajourée peut être analysée comme une poutre Vierendeel équivalente, voir N.3.2.

Annexe Z

(informative)

Détermination de la résistance de calcul à partir d'essais

Z.1 Généralités

Z.1.1 Objet

(1) La présente annexe donne des directives sur l'évaluation des résultats d'essais en conformité avec la Section 8, réalisés en rapport avec le calcul des structures en acier.

(2) Cette annexe donne des directives spécifiques qui complètent les informations plus générales concernant la détermination de la résistance de calcul à partir d'essais données dans l'annexe D de l'ENV 1991-1.

(3) Cette annexe couvre les cas où il n'existe pas de redondance de structure.

Z.1.2 Symboles

(1) Dans cette annexe, les symboles suivants sont utilisés :

b moyenne du facteur de correction

b_i facteur de correction pour l'échantillon i ;

$\overline{b}$ estimateur de la moyenne du facteur de correction b ;

$\overline{b}_{(r)}$ réalisation de l'estimateur $\overline{b}$;

E_d valeur de calcul d'un effet d'actions ;

E (...) valeur moyenne de (...) ;

$E(\Delta)$ valeur moyenne de Δ ;

$g_{rt}(\underline{X})$ fonction de résistance (des variables de base $\underline{X}$) utilisée comme modèle de calcul ;

k_c rapport de la résistance nominale r_n à la résistance caractéristique r_k ;

n nombre d'essais ;

$P(.)=p$ probabilité p que ... (avec p en %) ;

Q écart type de la variable $\ell n(r)$ [$Q = \sigma_{\ell n(r)}$] ;

R_d valeur de calcul de la résistance ;

r valeur de résistance ;

r_d valeur de calcul de la résistance ;

r_e valeur de résistance expérimentale ;

r_{ee} valeur extrême (maximum ou minimum) de la résistance expérimentale [c'est-à-dire la valeur de r_e qui s'écarte le plus de la valeur moyenne r_{em}] ;

r_{ei} résistance expérimentale pour l'échantillon i ;

r_{em} valeur moyenne de la résistance expérimentale ;

r_k valeur caractéristique de la résistance ;

r_m valeur de résistance calculée à l'aide des valeurs moyennes $\underline{X}_m$ des variables de base ;

r_n valeur nominale de la résistance ;

r_t résistance théorique déterminée à partir de la fonction de résistance g_{rt} ($\underline{X}$) ;

r_{ti} résistance théorique déterminée au moyen des paramètres mesurés $\underline{X}$ pour l'échantillon i ;

S_d valeur de calcul de la sollicitation ;

s estimateur pour l'écart-type σ ;

s_Δ estimateur pour σ_Δ ;

$s_{\delta(r)}$ réalisation de l'estimateur d'écart-type s_δ ;

u valeur de la distribution normale centrée réduite ;

u_d facteur fractile de calcul pour la distribution normale centrée réduite ;

u_k facteur fractile caractéristique pour la distribution normale centrée réduite ;

V coefficient de variation [V = (écart-type) / (valeur moyenne)] ;

V_δ estimateur pour le coefficient de variation du facteur d'erreur d ;

$V_{\delta(r)}$ réalisation de l'estimateur V_δ ;

$\underline{X}$ tableau de j variables de base X_1 ... X_j ;

$\underline{X}_m$ tableau de valeurs moyennes des variables de base ;

$\underline{X}_n$ tableau de valeurs nominales des variables de base ;

α facteur de pondération ;

β indice de fiabilité ;

γ_F facteur partiel pour les actions, combinant les incertitudes comprises dans γ_f et γ_{Sd} ;

γ_f facteur partiel pour les actions, prenant en compte des écarts éventuels des valeurs d'actions par rapport aux valeurs représentatives ;

γ_m facteur partiel pour les résistances, prenant en compte des écarts éventuels des caractéristiques de matériau et des tolérances de fabrication par rapport aux valeurs caractéristiques ;

γ_R facteur partiel pour les résistances, combinant les incertitudes comprises dans γ_m et γ_{Rd} [$\gamma_R = r_k/r_d$] ;

γ_R^* facteur partiel corrigé [$\gamma_R^* = r_n/r_d$ donc $\gamma_R^* = k_c\,\gamma_R$] :

γ_{Rd} facteur partiel pour les résistances, prenant en compte les incertitudes du modèle ;

γ_{Sd} facteur partiel pour les actions ou les effets d'actions, prenant en compte les incertitudes du modèle ;

Δ logarithme du facteur d'erreur δ [$\Delta_i = \ell n(\delta_i)$] ;

$\overline{\Delta}$ estimateur pour $E(\Delta)$;

δ facteur d'erreur ;

δ_i facteur d'erreur observé pour l'échantillon i obtenu par comparaison de la résistance expérimentale r_{ei} et de la valeur moyenne de la résistance théorique corrigée $\overline{b}\,r_{ti}$;

η_k facteur de réduction applicable dans le cas de connaissance préalable ;

σ écart-type $\left[\sigma = \sqrt{\text{variance}}\right]$;

σ_Δ^2 variance du terme Δ.

(2) Dans les exemples, les symboles suivants sont également utilisés :

d_o diamètre de trou ;

d_i diamètre du boulon i ;

e_1 pince longitudinale ;

f_{ui} résistance ultime à la traction du plat i ;

f_u résistance ultime à la traction du boulon ;

t_i épaisseur du plat i .

Z.2 Bases

(1) Dans l'ENV 1991-1, le format de calcul adopté pour les états limites ultimes est le suivant :

$$E_d \leq R_d$$

où :

E_d est la valeur de calcul d'un effet d'actions ;

R_d est la valeur de calcul de la résistance.

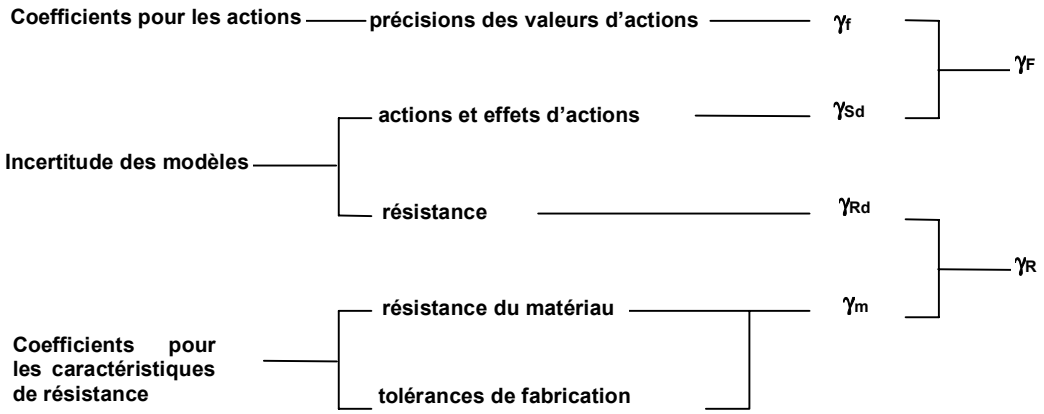
(2) Dans l'ENV 1993-1-1, pour les sollicitations, le format de calcul généralement adopté est le suivant :

$$S_d \leq R_d$$

où :

S_d est lavaleur de calcul de la sollicitation.

(3) Les facteurs partiels utilisés dans l'ENV 1993 (voir également annexe A de l'ENV 1991-1) sont indiqués à la Figure Z.1.



NOTE Dans l'ENV 1993-1-1, le symbole γ_M est utilisé à la place de γ_R pour les facteurs partiels pour la résistance.

Figure Z.1 — Facteurs partiels utilisés dans l'ENV 1993-1-1

(4) Cette annexe décrit une procédure standard pour la détermination de valeurs caractéristiques, de valeurs de calcul et de facteurs partiels pour la résistance γ_R à partir de résultats d'essais. Cette procédure est conforme aux hypothèses fondamentales de sécurité exposées dans l'ENV 1991-1.

(5) Sur la base de l'observation d'un comportement réel lors d'essais et de considérations théoriques, on choisit un «modèle de calcul», ce qui conduit à une fonction de résistance. L'efficacité de ce modèle est alors vérifiée au moyen d'une interprétation statistique de tous les résultats d'essais disponibles. Si nécessaire, le modèle de calcul est ajusté jusqu'à l'obtention d'une corrélation suffisante entre les valeurs théoriques et les résultats d'essais.

(6) La variation dans la prévision du modèle de calcul est également déterminée à partir des essais (c'est-à-dire la variation du facteur «d'erreur» δ). Cette variation est combinée avec les variations des autres variables de la fonction de résistance. Ces variables comprennent :

— la variation de rigidité et de résistance du matériau ;

— la variation des caractéristiques géométriques.

(7) La résistance caractéristique est déterminée en prenant en compte les variations de toutes les variables.

(8) La valeur de calcul est également déterminée à partir des résultats d'essais et l'on obtient ainsi le facteur γ à appliquer à la fonction de résistance caractéristique.

(9) Pour des raisons de clarté, la procédure standard est présentée en Z.3 sous forme d'un certain nombre d'étapes distinctes. Les hypothèses concernant la population et les résultats d'essais sont également expliquées.

Z.3 Procédure d'évaluation standard

Z.3.1 Généralités

(1) Pour la procédure d'évaluation standard, les hypothèses suivantes sont prises :

a) la fonction de résistance est une fonction d'un certain nombre de variables indépendantes ;

b) un nombre suffisant de résultats d'essais est disponible ;

c) toutes les caractéristiques réelles mécaniques et géométriques sont mesurées ;

d) il n'existe aucune corrélation (dépendance statistique) entre les variables dans la fonction de résistance ;

e) toutes les variables suivent une répartition log-normale.

NOTE 1 L'adoption d'une répartition log-normale pour toutes les variables présente l'avantage qu'aucune valeur négative ne peut apparaître pour les variables géométriques et de résistance, ce qui est physiquement correct.

(2) La procédure standard comprend les neuf étapes données dans Z.3.2.1 à Z.3.2.9.

NOTE 2 À titre d'exemple, la procédure est illustrée pour la fonction de résistance pour les boulons en pression diamétrale.

(3) Si la résistance caractéristique n'est pas exigée, les parties appropriées des étapes 7, 8 et 9 peuvent être omises.

Z.3.2 Procédure standard

Z.3.2.1 *Étape 1 : Élaborer un modèle de calcul*

(1) Élaborer un modèle de calcul pour la résistance théorique r_t de l'élément ou du détail de structure considéré, représentée par la fonction de résistance :

$$r_t = g_{rt}(\underline{X}) \qquad \text{... (Z.1)}$$

(2) Il convient que la fonction de résistance comprenne toutes les variables de base appropriées $\underline{X}$ qui influent sur la résistance à l'état limite considéré.

(3) Il convient que tous les paramètres de base pour chaque échantillon *i* (hypothèse (c)) soient mesurés et disponibles pour être utilisés dans l'évaluation.

Z.3.2.2 *Étape 2 : Comparer les valeurs expérimentales et théoriques*

(1) Introduire les caractéristiques réelles mesurées dans la fonction de résistance pour obtenir des valeurs théoriques r_{ti} pour comparaison avec les valeurs expérimentales r_{ei} données par les essais.

EXEMPLE Pour les boulons en pression diamétrale :

Lorsque $e_1 \geq 3d_o$: $r_{ti} = 2{,}5\, d_i\, t_i\, f_{ui}$

(2) Il convient de tracer les points représentant des couples de valeurs correspondantes (r_{ti}, r_{ei}) sur un diagramme, comme indiqué à la Figure Z.2.

(3) Si la fonction de résistance est exacte et complète, tous les points (r_{ti}, r_{ei}) se trouvent sur la bissectrice de l'angle formé par les axes du diagramme (c'est-à-dire $\theta = \pi/4$). En général, les points (r_{ti}, r_{ei}) montrent une certaine dispersion.

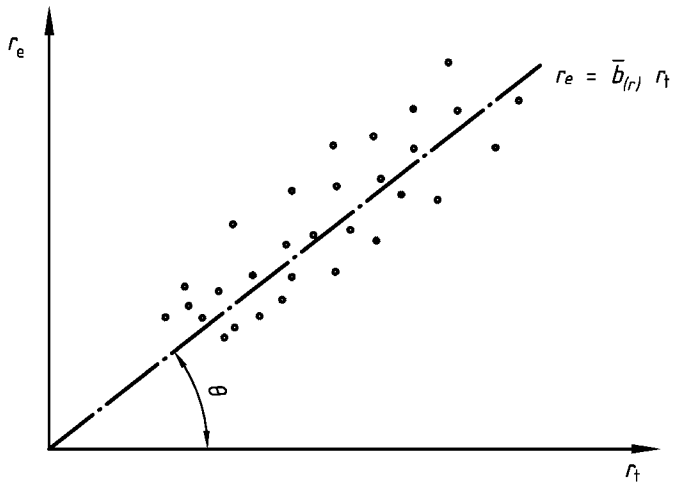


Figure Z.2 — Diagramme $r_e - r_t$

Z.3.2.3 *Étape 3 : Estimer la valeur moyenne du facteur de correction $\bar{b}$*

(1) Représenter le modèle probabiliste de la résistance r dans le format :

$$r = b\, r_t\, \delta \qquad \text{... (Z.2a)}$$

dans lequel le facteur d'erreur δ est tel que la valeur moyenne $E(\delta)$ est donnée par :

$$E(\delta) = 1{,}0 \qquad \text{... (Z.2b)}$$

(2) Il convient d'obtenir l'estimateur $\bar{b}$ pour la valeur moyenne du facteur de correction b en comparant les valeurs théoriques r_{ti} de la fonction de résistance avec les valeurs expérimentales correspondantes r_{ei}.

(3) Pour chaque échantillon i (où i = 1 à n) il convient de déterminer le facteur de correction b_i au moyen de l'expression :

$$b_i = r_{ei} / r_{ti} \qquad \text{... (Z.3a)}$$

(4) Il convient de calculer l'estimateur $\bar{b}$ de la valeur moyenne du facteur de correction b au moyen de l'expression :

$$\bar{b} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} b_i \qquad \text{... (Z.3b)}$$

(5) À partir des essais, il convient de calculer une réalisation $\bar{b}_{(r)}$ de l'estimateur $\bar{b}$ par l'expression :

$$\bar{b}_{(r)} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} b_i \qquad \text{... (Z.4)}$$

EXEMPLE Pour le cas des boulons en pression diamétrale :

$$\bar{b}_{(r)} = 1{,}0$$

(6) Dans le diagramme (r_e , r_t) la valeur moyenne du facteur de correction $\overline{b}_{(r)}$ peut être représentée par la pente d'une droite passant par l'origine, faisant apparaître la valeur moyenne des résultats d'essais comme une correction des valeurs théoriques, voir Figure Z.3.

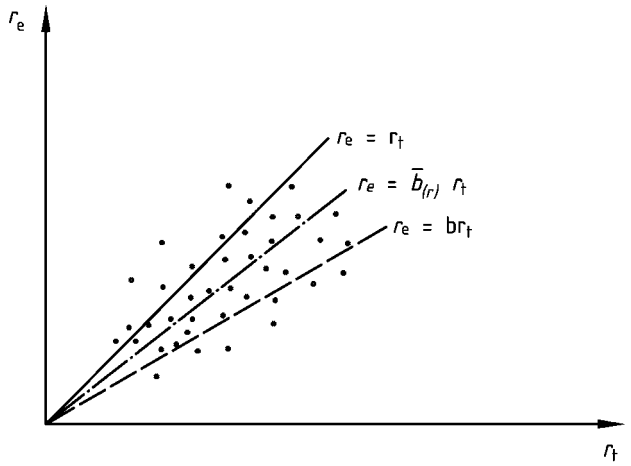


Figure Z.3 — Diagramme (r_e , r_t) avec la droite de correction de valeur moyenne $r_e = \overline{b}_{(r)}\ r_t$

NOTE Nous avons : $E(r) = br_t$ $E(\delta) = br_t$

et nous avons également : $E(\overline{b}r_t) = E(\overline{b})r_t = br_t$

Par conséquent, $\overline{b}r_t$, est un bon estimateur pour $E(r)$.

(7) La fonction de résistance théorique, calculée en utilisant les valeurs moyennes $\underline{X}_m$ des variables de base, peut être obtenue par l'expression :

$$r_m = \overline{b}_{(r)}\, r_t\,(\underline{X}_m) = \overline{b}_{(r)}\, g_{rt}\,(\underline{X}_m) \qquad \text{... (Z.5)}$$

Z.3.2.4 *Étape 4 : Estimer le coefficient de variation V_δ du facteur d'erreur δ*

(1) Il convient de déterminer le facteur d'erreur δ_i pour chaque valeur expérimentale r_{ei} par rapport au résultat théorique corrigé en valeur moyenne correspondant $\overline{b}r_{ti}$ pour $i = 1$ à n au moyen de l'expression :

$$\delta_i = \frac{r_{ei}}{b\ r_{ti}} \qquad \text{... (Z.6)}$$

(2) À partir des valeurs de δ_i il convient de déterminer un estimateur pour V_δ en définissant :

$$\Delta_i = \ell n(\delta_i) \qquad \text{... (Z.7)}$$

(3) Il convient de calculer l'estimateur $\overline{\Delta}$ pour $E(\Delta)$ au moyen de l'expression :

$$\overline{\Delta} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} \Delta_i \qquad \text{... (Z.8)}$$

(4) Il convient de calculer l'estimateur s_Δ^2 pour σ_Δ^2 au moyen de l'expression :

$$s_\Delta^2 = \frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n} \left(\Delta_i - \overline{\Delta}\right)^2 \qquad \text{... (Z.9)}$$

(5) Il convient de calculer l'estimateur V_δ^2 au moyen de l'expression :

$$V_\delta^2 = \exp\left(s_\Delta^2\right) - 1 \qquad \text{... (Z.10)}$$

(6) La réalisation $V_{\delta(r)}$ de V_δ peut être utilisée comme coefficient de variation V_δ du terme d'erreur δ.

EXEMPLE Pour l'exemple des boulons en pression diamétrale $V_{\delta(r)} = 0{,}08$.

(7) Comme alternative, pour de faibles valeurs de $s_{\delta(r)}$ on peut utiliser la valeur approchée $V_{\delta(r)} \approx s_{\delta(r)}$.

Z.3.2.5 *Étape 5 : Analyser la compatibilité*

(1) Il convient d'analyser la compatibilité de la population d'essai par rapport aux hypothèses prises dans la fonction de résistance.

(2) Si la dispersion des valeurs (r_{ei}, r_{ti}) est trop importante pour donner des fonctions de résistance caractéristique économiques, cette dispersion peut être réduite de l'une des façons suivantes :

a) en corrigeant les fonctions de résistance, de telle sorte que les paramètres supplémentaires non convenablement représentés dans les fonctions de résistance soient pris en compte ;

b) en modifiant les estimateurs pour $\overline{b}_{(r)}$ et $V_{\delta(r)}$.

(3) Pour établir avec certitude quels paramètres ont la plus grande influence sur la dispersion, les résultats d'essais peuvent être séparés en sous-ensembles par rapport à ces paramètres.

EXEMPLE À titre d'illustration, les résultats d'essais de cisaillement sur les boulons sont illustrés à la Figure Z.4, séparés en sous-ensembles selon la qualité de boulon. Il apparaît clairement, dans ce cas, que la fonction de résistance peut être améliorée si l'on remplace le coefficient 0,7 de la fonction de résistance par une fonction de la résistance du boulon f_{ub}.

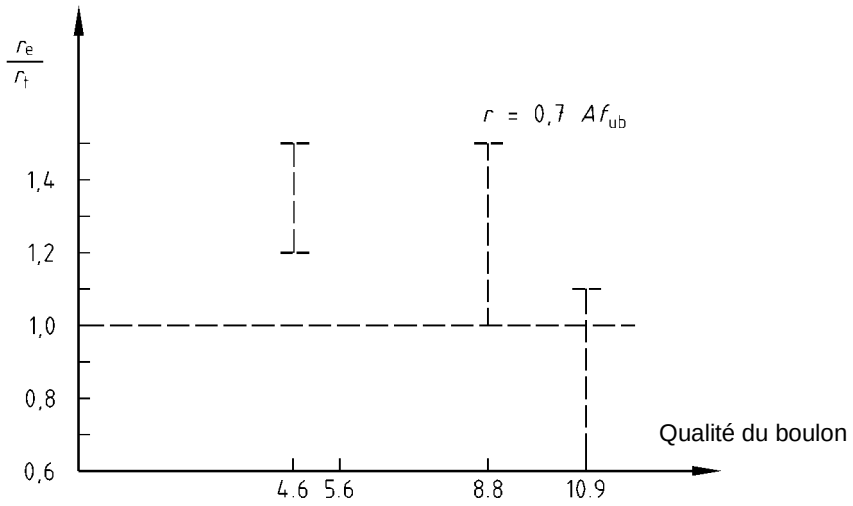


Figure Z.4 — Ruine par cisaillement de boulons avec le plan de cisaillement dans la partie filetée

(4) En de tels cas, il convient que le but soit d'améliorer la fonction de résistance par sous-ensemble en analysant chaque sous-ensemble au moyen de la procédure standard.

NOTE 1 L'inconvénient de la séparation des résultats d'essais en sous-ensembles est que le nombre de résultats d'essais dans chaque sous-ensemble peut devenir assez faible.

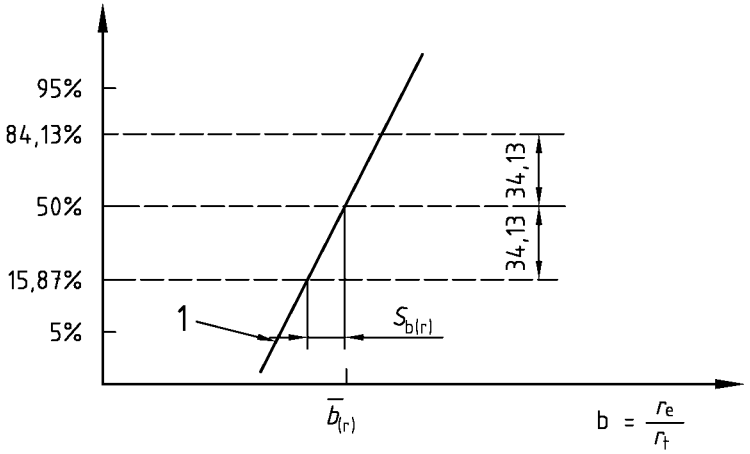
(5) Lors de la détermination des facteurs fractiles u_k (voir étape 7) la valeur u_k pour les sous-ensembles peut être déterminée sur la base du nombre total d'essais dans la série originale.

(6) Ainsi, on peut obtenir une fonction de résistance améliorée composée de la fonction de résistance originale multipliée par un facteur dépendant de la variation de quelques paramètres supplémentaires.

NOTE 2 Il est souvent constaté que la distribution de la résistance issue des essais ne peut pas être décrite par une fonction unimodale, car elle représente deux ou plusieurs sous-ensembles, ce qui implique une fonction bi-modale ou multimodale. Ceci peut être vérifié en traçant un graphe sur papier de Gauss, voir Figures Z.5 et Z.6. Lorsqu'on le trace avec l'axe horizontal suivant une échelle linéaire, une fonction unimodale devrait donner une ligne droite (si sa distribution est normale) ou une ligne courbe monotonique (si elle est log-normale). Il est plus pratique de tracer des fonctions à distribution log-normale avec un axe horizontal logarithmique car on obtient un tracé linéaire.

Si aucun autre moyen de séparer les sous-ensembles n'est trouvé, on peut extraire une fonction uni-modale de fonctions bi-modales ou multimodales en utilisant la procédure exposée à la Figure Z.7. Les données statistiques pour la fonction unimodale peuvent être prises à partir d'une tangente à la distribution réelle. Ainsi on obtient $\overline{b}_{m(r)}$ et $s_{mb(r)}$ au lieu de $\overline{b}_{(r)}$ et de $s_{b(r)}$ et donc $s_{m\delta(r)}$ au lieu de $s_{\delta(r)}$. On peut alors utiliser la procédure d'évaluation pour les fonctions unimodales décrite ci-dessous.

Il est habituellement difficile de construire une tangente représentative, auquel cas on peut effectuer une régression linéaire de la partie inférieure des données, et utiliser la ligne de régression à la place de la tangente. En général, il est conseillé d'utiliser au moins 20 points de données pour cette régression.



Légende

1 Valeur de calcul

Figure Z.5 — Distribution unimodale

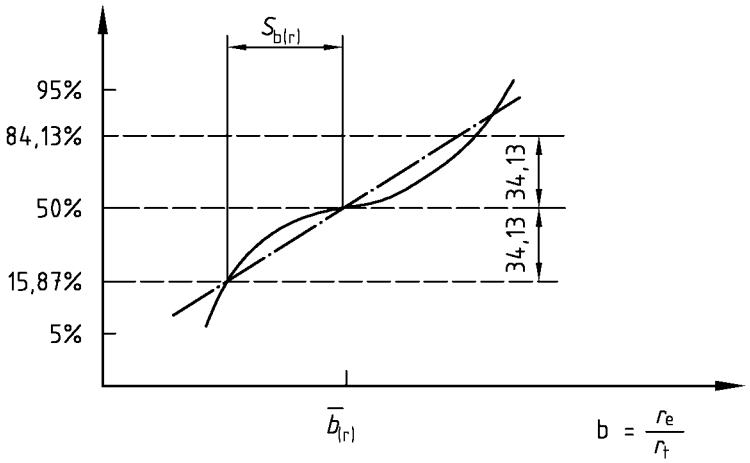
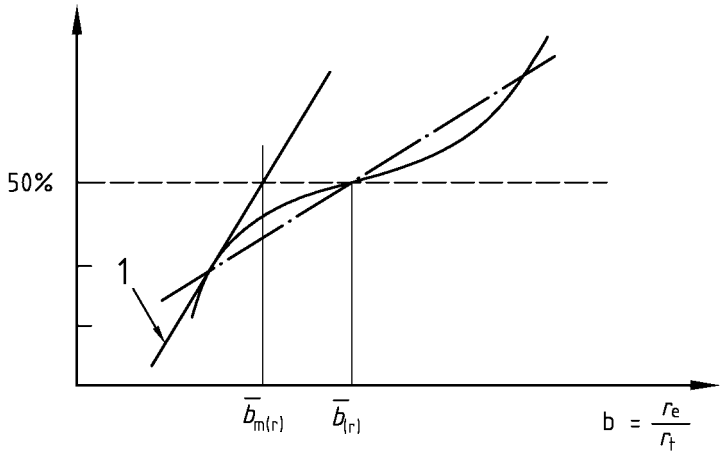


Figure Z.6 — Distribution bi-modale ou multimodale



Légende

1 Valeur de calcul

Figure Z.7 — Extraction d'une fonction unimodale d'une distribution bi-modale ou multimodale par construction d'une tangente, ou, comme alternative, par régression linéaire

Z.3.2.6 *Étape 6 : Déterminer les coefficients de variation V_{xi} des variables de base*

(1) Sauf si l'on peut démontrer que la population d'essai est pleinement représentative de la variation réelle, il convient de ne pas déterminer les coefficients de variation V_{xi} des variables fondamentales de la fonction de résistance à partir des données d'essais. Comme cela n'est généralement pas le cas, il convient normalement de déterminer les coefficients de variation V_{xi} sur la base de connaissances préalables.

EXEMPLE Pour la fonction de résistance considérée pour la résistance en pression diamétrale des boulons, les valeurs suivantes ont été déterminées à partir d'études effectuées sur la variabilité des caractéristiques de matériau et des dimensions des boulons :

V_{dn} = 0,005

V_t = 0,05

V_{fu} = 0,07

Z.3.2.7 *Étape 7 : Déterminer la valeur caractéristique r_k de la résistance*

(1) Pour une distribution log-normale de la résistance, il convient de calculer la résistance caractéristique r_k au moyen de l'expression suivante :

$$r_k = E(r) \exp(- u_k Q - 0{,}5 Q^2) \quad \text{... (Z.11)}$$

avec :

$$Q = \sigma_{\ell n(r)} \sqrt{\ell n \left(V_r^2 + 1 \right)} \quad \text{... (Z.12)}$$

où :

$- u_k$ est la valeur caractéristique [avec $u_k > 0$] de la distribution normale centrée réduite :

$$P (u < - u_k) = p \text{ [par ex. } p = 5 \text{ \% pour } u_k = 1{,}64]$$

V_r est le coefficient de variation de la variable aléatoire r ;

$\sigma_{\ell n(r)}$ est l'écart-type de la variable $\ell n(r)$.

(2) Si la fonction de résistance pour j variables de base est une fonction multiplicative de la forme :

$$r = b r_t \delta = b(X_1 \times X_2 \ldots X_j) \delta$$

la valeur moyenne $E_{(r)}$ peut être obtenue par :

$$E_{(r)} = b\{E(X_1) \times E(X_2) \ldots E(X_j)\} E(\delta) = b g_{rt} (\underline{X}_m) \quad \text{... (Z.13a)}$$

et le coefficient de variation V_r peut être obtenu par la fonction suivante :

$$V_r^2 = \left(V_\delta^2 + 1 \right) \left[\prod_{i=1}^{j} \left(V_{xi}^2 + 1 \right) \right] - 1 \quad \text{... (Z.13b)}$$

(3) Comme alternative, pour des valeurs faibles de V_δ^2 et V_{xi}^2 on peut utiliser la valeur approchée suivante de V_r :

$$V_r^2 = V_\delta^2 + V_{rt}^2 \quad \text{... (Z.14a)}$$

avec :

$$V_{rt}^2 = \sum_{i=1}^{j} V_{xi}^2 \quad \text{... (Z.14b)}$$

EXEMPLE 1 Dans le cas de boulons en pression diamétrale (avec $e_1 / d_o > 3$) :

$g_{rt}(\underline{X}_m) = 2{,}5\, d_m\, t_m\, f_{um}$

$V_{rt} = \sqrt{V_{dn}^2 + V_t^2 + V_{fu}^2} = \sqrt{0{,}005^2 + 0{,}05^2 + 0{,}07^2} = 0{,}086$

$V_{rt} = \sqrt{V_{rt}^2 + V_\delta^2} = \sqrt{0{,}086^2 + 0{,}08^2} = 0{,}118$

(4) Si la fonction de résistance est une fonction plus complexe de la forme :

$$r = br_t\delta = bg_{rt}\,(X_1\,,\,\ldots\,,\,X_j\,)\,\delta$$

la valeur moyenne $E(r)$ peut être obtenue par :

$$E(r) = bg_{rt}\,(E(X_1),\,\ldots\,,\,E(X_j\,))\,E(\delta) = bg_{rt}\,(\underline{X}_m) \times 1{,}0 \qquad \ldots\ (Z.15a)$$

et le coefficient de variation V_{rt} peut être obtenu par :

$$V_{rt}^2 = \frac{VAR\left[g_{rt}(\underline{X})\right]}{g_{rt}^2\left(\underline{X}_m\right)} = \frac{1}{g_{rt}^2\left(\underline{X}_m\right)} \times \sum_{i\,=\,1}^{j}\left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \times \sigma_i\right)^2 \qquad \ldots\ (Z.15b)$$

EXEMPLE 2 La méthode est illustrée pour la fonction de résistance *fictive* suivante :

$$g_{rt}\,(\underline{X}) = b_o^{0,5}\;\; t_o^{1,5}\;\; f_u$$

Considérons :

V_{bo} = 0,005 d'après des connaissances préalables ;

V_{to} = 0,05 d'après des connaissances préalables ;

V_{tu} = 0,07 d'après des connaissances préalables ;

V_δ = 0,09 d'après l'évaluation d'essais.

Substituer les valeurs moyennes aux variables dans le calcul de VAR $[g_{rt}]$ dans l'expression (Z.15b) et calculer par conséquent :

$$V_{rt}^2 = \frac{\mathrm{VAR}\left[g_{rt}(\underline{X})\right]}{g_{rt}^2\left(\underline{X}_m\right)} = \frac{g_{rt}^2\left(\underline{X}_m\right)\left\{\left(0{,}5\,\frac{s_{bo}}{b_{om}}\right)^2 + \left(1{,}5\,\frac{s_{to}}{t_{om}}\right)^2 + \left(\frac{s_{fu}}{f_{um}}\right)^2\right\}}{g_{rt}^2\left(\underline{X}_m\right)}$$

$$V_{rt}^2 = 0{,}25\;V_{bo}^2 + 2{,}25\;V_{to}^2 + V_{fu}^2$$

$$V_r^2 = V_{rt}^2\,V_\delta^2 = 0{,}25\;V_{bo}^2 + 2{,}25\;V_{to}^2 + V_{fu}^2 + V_\delta^2$$

$$V_r^2 = 0{,}25\,(0{,}005)^2 + 2{,}25\,(0{,}05)^2 + (0{,}07)^2 + (0{,}09)^2 = 0{,}019$$

$$V_r = 0{,}14$$

(5) Si un grand nombre d'essais (par exemple $n \geq 100$) est disponible, la résistance caractéristique r_k peut être obtenue en remplaçant b par la réalisation de $\overline{b}_{(r)}$ et $\overline{b}$ en utilisant la réalisation $V_{\delta(r)}$ de V_δ. Ainsi, dans ce cas, la résistance caractéristique r_k peut être obtenue par :

$$r_k = \overline{b}_{(r)}\;g_{rt}\left(\underline{X}_m\right)\,\exp\left(-u_{k,\infty}Q - 0{,}5\;Q^2\right) \qquad \ldots\ (Z.16)$$

avec :

$$Q = \sqrt{\ell\;n\left(V_r^2 + 1\right)} \qquad \ldots\ (Z.17)$$

(6) Si le nombre d'essais est limité à un plus petit nombre n, il convient de prendre en compte les incertitudes statistiques dans la distribution de Δ. Il convient de considérer la distribution comme une distribution de Student centrale avec les paramètres $\overline{\Delta}$, $V_{\Delta(r)}$ et n.

(7) Dans ce cas, il convient de calculer la résistance caractéristique r_k au moyen de l'expression :

$$r_k = \overline{b}_{(r)}\ g_R\ (\underline{X}_m)\ \exp(-\ u_{k,\infty}\ \alpha_{rt}\ Q_{rt} - u_{k,n}\ \alpha_\delta\ Q_\delta - 0{,}5\ Q^2) \qquad \text{... (Z.18)}$$

avec :

$$Q_{rt} = \sigma_{\ell n(rt)} = \sqrt{\ell\ n\left(V_r^2 + 1\right)} \qquad \text{... (Z.19a)}$$

$$Q_\delta = \sigma_{\ell n(\delta)} = \sqrt{\ell\ n\left(V_\delta^2 + 1\right)} \qquad \text{... (Z.19b)}$$

$$Q = \sigma_{\ell n(r)} = \sqrt{\ell\ n\left(V_r^2 + 1\right)} \qquad \text{... (Z.19c)}$$

$$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q} \qquad \text{... (Z.20a)}$$

$$\alpha_\delta = \frac{Q_\delta}{Q} \qquad \text{... (Z.20b)}$$

où :

$u_{k,n}$ est le facteur de fractile caractéristique pris dans le Tableau Z.1 ;

$u_{k,\infty}$ est la valeur de $u_{k,n}$ pour $n \to \infty$ [$u_{k,\infty} = 1{,}64$] ;

α_{rt} est le facteur de pondération pour Q_{rt} ;

α_δ est le facteur de pondération pour Q_δ.

Tableau Z.1 — Facteur $u_{k,n}$ pour la détermination des valeurs de fractile caractéristique de 5 %

Nombre total de résultats d'essais disponibles n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
Facteur $u_{k,n}$ pour le cas où V_δ est inconnue (voir Note 2)	—	—	—	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64
NOTE 1 Ce tableau est un extrait du Tableau D.1 de l'Annexe D de l'ENV 1991-1.											
NOTE 2 La valeur de V_δ est à estimer à partir de l'échantillon considéré.											

EXEMPLE 3 Pour les cas de boulons en pression diamétrale et d'un grand nombre d'essais : [ici $Q \approx V_r$]

$r_k = r_{tm} \exp(-\ 1{,}64 \times 0{,}118 - 0{,}5 \times 0{,}118^2)$

$r_k = r_{tm} \times 0{,}818$

Z.3.2.8 *Étape 8 : Déterminer la valeur de calcul r_d de la résistance*

(1) La procédure donnée pour la détermination de la valeur caractéristique r_k de la résistance peut être étendue en remplaçant le facteur de fractile caractéristique u_k par le facteur de fractile de calcul u_d correspondant à une valeur de l'indice de fiabilité $\beta = 3{,}8$ pour obtenir la valeur de calcul r_d de la résistance.

(2) Dans le cas d'un grand nombre d'essais, la valeur de calcul r_d peut être obtenue par l'expression :

$$r_d = \overline{b}_{(r)}\ g_{rt}\ (\underline{X}_m)\ \exp(-\ u_d\ Q - 0{,}5\ Q^2\ ) \qquad \text{... (Z.21)}$$

(3) Selon l'annexe A de l'ENV 1991-1 pour un grand nombre d'essais la valeur de u_d peut être prise égale à :

$$u_d = \alpha_R \beta = 0{,}8\beta = 3{,}04$$

(4) Dans le cas d'un nombre limité d'essais, il convient d'obtenir la valeur de calcul r_d par l'expression :

$$r_d = \overline{b}_{(r)}\ g_{rt}(\underline{X}_m) \exp(-u_{d,\infty}\,\alpha_{rt}\,Q_{rt} - u_{d,n}\,\alpha_\delta\,Q_\delta - 0{,}5\,Q^2) \quad \text{... (Z.22)}$$

où :

$u_{d,n}$ est le facteur de fractile de calcul pris dans le Tableau Z.2 ;

$u_{d,\infty}$ est la valeur de $u_{d,n}$ pour $n \to \infty$ [$u_{d,\infty} = 3{,}04$].

Tableau Z.2 — Facteur $u_{d,n}$ pour la détermination des valeurs de fractile de calcul

Nombre total de résultats d'essais disponibles n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
Facteur $u_{d,n}$ pour le cas où V_δ est inconnue (voir Note 2)	—	—	—	11,40	7,85	6,36	5,07	4,51	3,64	3,44	3,04
NOTE 1 Ce tableau est un extrait du tableau D.1 de l'annexe D de l'ENV 1991-1. NOTE 2 La valeur de V_δ est à estimer à partir de l'échantillon considéré.											

(5) L'estimation initiale pour le facteur partiel γ_R peut être obtenue au moyen de l'expression :

$$\gamma_R = r_k / r_d \quad \text{... (Z.23)}$$

EXEMPLE Pour le cas de boulons en pression diamétrale et d'un grand nombre d'essais :

$$\gamma_R = \exp((3{,}04 - 1{,}64)\,Q) = \exp(1{,}40 \times 0{,}118) = 1{,}18$$

Z.3.2.9 *Étape 9 : Choix final des valeurs caractéristiques et des valeurs de γ_R*

(1) Les fonctions de résistance de calcul peuvent contenir des variables de base définies comme valeurs nominales $\underline{X}_n$. La valeur nominale de la résistance du matériau peut être adoptée comme valeur caractéristique et les valeurs nominales des variables géométriques peuvent être adoptées comme valeurs moyennes. Cependant, dans ces cas, il convient d'effectuer un ajustement approprié dans le choix final des valeurs de γ_R.

(2) Il convient de calculer le rapport k_c entre la résistance nominale r_n et la résistance caractéristique r_k au moyen de l'expression :

$$k_c = \frac{r_n}{r_k} = \frac{g_{rt}\left(\underline{X}_m\right)}{r_k} \quad \text{... (Z.24)}$$

(3) Le facteur partiel corrigé $\gamma_R{}^*$ à utiliser avec la fonction de résistance nominale peut être obtenu par l'expression suivante :

$$\gamma_R{}^* = k_c\,\gamma_R = \left(r_n / r_k\right)\left(r_k / r_d\right) = r_n / r_d \quad \text{... (Z.25)}$$

EXEMPLE 1 Pour le cas des boulons, les valeurs nominales t et d sont supposées représenter des valeurs moyennes, alors que la valeur nominale de la résistance ultime en traction f_u est supposée égale à la valeur caractéristique définie par le facteur de fractile $u_{k,fu} = 2$.

Ainsi :

$$f_u = \exp(-2 \times 0{,}07 - 0{,}5 \times 0{,}07^2)\,f_{um} = 0{,}867\,f_{um}$$

D'où :

$$k_c = \frac{0{,}867}{0{,}818} = 1{,}06$$

et :

$$\gamma_R{}^* = 1{,}06 \times 1{,}18 = 1{,}25$$

(4) Afin d'éviter des valeurs de $\gamma_R{}^*$ présentant une trop grande variation entre une fonction de résistance et une autre, les classes de valeurs de γ_{Ri} données dans le Tableau Z.3 ont été établies pour l'utilisation dans l'ENV 1993.

Tableau Z.3 — Classes pour γ_{Ri}

Critère de résistance	Paramètre de résistance	Classe	Valeur numérique
Plastification de section transversale	f_y	γ_{R0}	1,00 *)
Ruine de stabilité	f_y	γ_{R1}	1,10
Rupture	f_u	γ_{R2}	1,25
*) *Dans l'ENV 1993-1-1 les valeurs de γ_{R0} et γ_{R1} sont toutes deux fixées à 1,10.*			

(5) Il convient que le choix final de γ_{Ri} soit effectué en fonction de la classe appropriée et que la fonction de résistance nominale $g_{rt}(\underline{X}_n)$ soit modifiée pour donner la fonction de résistance finale r telle que :

$$r = r_t\left(\underline{X}_n\right) = g_{rt}\left(\underline{X}_n\right)\frac{\gamma_{Ri}}{\gamma_R{}^*} = r_n\frac{\gamma_{Ri}}{\gamma_R{}^*} = r_d\,\gamma_{Ri} \qquad \text{... (Z.26)}$$

EXEMPLE 2 Dans le cas de boulons en pression diamétrale :

$\gamma_R{}^* = \gamma_{R2} = 1{,}25$ et par conséquent $r = 2{,}5\,d_n\,tf_u$.

Z.3.3 Procédure standard simplifiée

(1) Une version simplifiée de la procédure standard pour la détermination des résistances de calcul à partir d'un nombre limité d'essais, avec une faible variabilité tant dans les résultats d'essais que dans les variables de base, peut être utilisée telle que résumée dans la procédure pas-à-pas suivante :

Étape 1 : Élaborer un modèle de calcul : $r_t = g_{rt}(\underline{X})$.

Étape 2 : Comparer la théorie avec les essais : Tracer r_e en fonction de r_t.

Étape 3 : Estimer la valeur moyenne du facteur de correction $\overline{b}$:

Résistance corrigée en valeur moyenne : $r_m = \overline{b}_{(r)}\,r_t$

Calculer $\overline{b}_{(r)} = \dfrac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} b_i$

Étape 4 : Estimer la variation V_δ du terme d'erreur δ :

$$V_\delta = V_{\delta(r)} = \sqrt{\exp\left(s_\Delta^2\right) - 1}$$

avec :

$$s_\Delta^2 = \frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}\left(\Delta_i - \overline{\Delta}\right)^2$$

$$\overline{\Delta} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\Delta_i$$

$$\Delta_i = \ell n\left(\delta_i\right) = \ell n\left(\frac{r_{ei}}{\overline{b}\,r_{ti}}\right)$$

Étape 5 : Vérifier la compatibilité de la population d'essai.

Étape 6 : Déterminer les coefficients de variation V_{xi} des variables de base X_i à partir de connaissances préalables.

Étape 7 : Déterminer la résistance caractéristique :

$$r_k = \overline{b}\, g_{rt}\left(\underline{X}_m\right) \exp\left(-u_{k,\infty}\alpha_{rt}Q_{rt} - u_{k,n}\alpha_\delta Q_\delta - 0{,}5\, Q^2\right)$$

$$Q_{rt} \approx V_{rt} = \sqrt{\sum V_{Xi}^2}$$

$$Q_{rt} \approx V_\delta$$

$$Q \approx V_r = \sqrt{V_{rt}^2 + V_\delta^2}$$

$$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q}$$

$$\alpha_\delta = \frac{Q_\delta}{Q}$$

Étape 8 : Déterminer la résistance de calcul :

$$r_d = \overline{b}\, g_{rt}\left(\underline{X}_m\right) \exp\left(-u_{d,\infty}\alpha_{rt}Q_{rt} - u_{d,n}\alpha_\delta Q_\delta - 0{,}5\, Q^2\right)$$

Calculer la valeur initiale du facteur partiel :

$\gamma_R = r_k / r_d$

Étape 9 : Choix final des valeurs caractéristiques et des valeurs de γ_R :

$$k_c = \frac{r_n}{r_k} = \frac{g_{rt}\left(\underline{X}_n\right)}{r_k}$$

Calculer la valeur corrigée du facteur partiel :

$\gamma_R^* = k_c\, \gamma_R = r_n / r_d$

Choisir la valeur finale du facteur partiel γ_{Ri} à partir de γ_{R0} , γ_{R1} ou γ_{R2}

Adopter la fonction de résistance finale :

$$r = r_t\left(\underline{X}_n\right) = r_n \frac{\gamma_{Ri}}{\gamma_R^*} = r_d\, \gamma_{Ri}$$

Z.4 Procédure simplifiée pour le cas de connaissances préalables

(1) Si la validité de la fonction de résistance r_t ainsi qu'une limite supérieure pour le coefficient de variation V_r sont déjà connues d'après un nombre significatif d'essais antérieurs, la procédure simplifiée suivante peut être adoptée lorsque des essais supplémentaires sont réalisés.

(2) Si un seul essai supplémentaire est effectué, la valeur caractéristique r_k peut être déterminée d'après le résultat r_e de cet essai en appliquant l'expression suivante :

$$r_k = \eta_k\, r_e \qquad \text{... (Z.27)}$$

où :

η_k est le facteur de réduction applicable dans le cas de connaissances préalables.

(3) Dans le cas d'un essai supplémentaire unique, le facteur de réduction η_k peut être obtenu par :

$$\eta_k = 0{,}9 \exp(-2{,}31\, V_r - 0{,}5\, V_r^2) \quad \text{... (Z.28)}$$

où :

V_r est le coefficient de variation maximum observée lors d'essais antérieurs.

(4) Si deux ou trois essais supplémentaires sont effectués, donnant une valeur moyenne r_{em}, le facteur de réduction η_k peut être calculé par l'expression :

$$\eta_k = \exp(-2{,}0\, V_r - 0{,}5\, V_r^2) \quad \text{... (Z.29)}$$

à condition que chaque valeur extrême (maximum ou minimum) r_{ee} satisfasse la condition suivante :

$$|r_{ee} - r_{em}| \le 0{,}10\, r_{em} \quad \text{... (Z.30)}$$

(5) Les valeurs du coefficient de variation V_r données dans le Tableau Z.4 peuvent être prises pour hypothèse pour les types de ruine spécifiés, donnant la liste des valeurs de η_k selon les expressions (Z.28) et (Z.29).

Tableau Z.4 — Facteur de réduction η_k

Type de ruine observé lors des essais	**Coefficient de variation V_r**	**Facteur de réduction η_k**	
		Pour 1 essai	Pour 2 ou 3 essais
Plastification excessive ou déformation globale	0,05	0,80	0,90
Voilement local	0,11	0,70	0,80
Flambement global	0,17	0,60	0,70