

ICS 91.010.30; 91.080.10

Version Française

**Eurocode 9: Conception et dimensionnement des structures en
aluminium - Partie 1-1: Règles générales et règles pour les
bâtiments**

Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von
Aluminiumbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln -
Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für
den Hochbau

Eurocode 9: Design of aluminium structures - Part 1-1:
General rules - General rules and rules for buildings

La présente Prénorme européenne (ENV) a été adoptée par le CEN le 26 octobre 1997 comme norme expérimentale pour application provisoire.

La période de validité de cette ENV est limitée initialement à trois ans. Après deux ans, les membres du CEN seront invités à soumettre leurs commentaires, en particulier sur l'éventualité de la conversion de l'ENV en Norme européenne.

Il est demandé aux membres du CEN d'annoncer l'existence de cette ENV de la même façon que pour une EN et de rendre cette ENV rapidement disponible au niveau national sous une forme appropriée. Il est admis de maintenir (en parallèle avec l'ENV) des normes nationales en contradiction avec l'ENV en application jusqu'à la décision finale de conversion possible de l'ENV en EN.

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, Norvège, Pays-Bas, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Suède et Suisse.



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

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

Sommaire

Avant-propos.....	4
1 Généralités.....	7
1.1 Objet.....	7
1.2 Distinction entre principes et règles d'application.....	8
1.3 Références normatives.....	8
1.4 Hypothèses.....	12
1.5 Définitions.....	12
1.6 Unités SI.....	14
1.7 Symboles utilisés dans la présente prénorme européenne.....	15
2 Bases de calcul.....	23
2.1 Exigences fondamentales.....	23
2.2 Définitions et classifications.....	23
2.3 Exigences de calcul.....	27
2.4 Durabilité.....	29
2.5 Résistance au feu.....	29
3 Matériaux.....	30
3.1 Généralités.....	30
3.2 Aluminium de structure.....	30
3.3 Dispositifs de raccordement.....	36
3.4 Durabilité et protection contre la corrosion.....	39
3.5 Critères de sélection pour les alliages d'aluminium.....	43
4 Etats limites de service.....	46
4.1 Principes.....	46
4.2 Flèches.....	46
4.3 Vibrations.....	48
4.4 Effets dynamiques.....	48
5 Etats limites ultimes (éléments).....	49
5.1 Principes.....	49
5.2 Calcul des forces et des moments internes.....	51
5.3 Résistance des sections.....	52
5.4 Classification des sections.....	55
5.5 Ramollissement des zones affectées thermiquement aux abords des soudures.....	62
5.6 La résistance des poutres.....	65
5.7 Résistance des éléments en traction.....	72
5.8 Résistance des éléments comprimés.....	73
5.9 Résistance des éléments soumis à une force axiale et à une flexion biaxiale.....	83
5.10 Résistance des plaques non renforcées soumises à une contrainte au plan d'ossature porteuse.....	89
5.11 Résistance des plaques renforcées en cas de contrainte au plan d'ossature porteuse.....	94
5.12 Résistance des poutres fabriquées.....	100
6 Liaisons soumises à des charges statiques.....	114
6.1 Principes des liaisons boulonnées, rivetées ou soudées.....	114
6.2 Intersections relatives aux liaisons par boulons, rivets et soudures.....	115
6.3 Joint cisailés soumis à des vibrations et/ou à des inversions de charges.....	115
6.4 Classification des liaisons.....	116
6.5 Liaisons effectuées avec des boulons, des rivets ou des clavettes.....	121
6.6 Liaisons soudées.....	137
6.7 Liaisons hybrides.....	146
6.8 Liaisons fixées par adhésif.....	146
7 Fabrication et réalisation.....	150
7.1 Généralités.....	150
7.2 Spécification du projet.....	150
7.3 Préparation du matériau.....	151

7.4	Liaison boulonnée	153
7.5	Soudage	154
7.6	Adhésifs structuraux	156
7.7	Protection	157
7.8	Inspection et sécurité	161
8	Conception assistée par des essais	162
8.1	Base	162
8.2	Planification des essais	162
8.3	Réalisation des essais	163
8.4	Evaluation des essais	163
8.5	Documentation	163
	Annexe A (normative) Essai relatif au facteur de glissement	164
	Annexe B (informative) Sélection des matériaux	168
	Annexe C (informative) Calcul des forces et des moments internes	173
	Annexe D (informative) Méthodes d'analyse globale	185
	Annexe E (informative) Modèles analytiques relatifs au rapport contrainte-déformation	192
	Annexe F (informative) Stabilité des cadres	199
	Annexe G (informative) Comportement des sections au-delà de la limite d'élasticité	202
	Annexe H (informative) Flambement de torsion latérale	208
	Annexe I (informative) Propriétés de torsion des sections à paroi mince	216

Avant-propos

Le présent document a été préparé par le CEN /TC 250 "Eurocodes Structuraux".

Le présent document a été établi dans le cadre d'un mandat donné au CEN par la Commission Européenne et l'Association Européenne de Libre Echange, et vient à l'appui des exigences essentielles de la (des) Directives(s) UE.

Pour la relation avec la (les) Directive(s) UE, voir l'annexe Z. informative, qui fait partie intégrante de la présente norme.

Selon le Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, les instituts de normalisation nationaux des pays suivants sont tenus d'annoncer ce document : Allemagne, Autriche, Belgique, Danemark, Espagne, Finlande, France, Grèce, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Norvège, Pays-Bas, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Suède et Suisse.

Objectifs des Eurocodes

Les Eurocodes structuraux constituent un ensemble de normes pour le calcul structural et géotechnique des bâtiments et des ouvrages de génie civil.

Ils sont destinés à servir de documents de référence pour :

- prouver la conformité des bâtiments et des ouvrages de génie civil aux exigences essentielles de la Directive sur les Produits de Construction (DPC) ;
- servir de cadre pour établir des spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction.

Ils ne traitent de l'exécution et du contrôle que dans la mesure où il est nécessaire de préciser la qualité des produits de construction et le niveau de réalisation nécessaire pour être conforme aux hypothèses adoptées dans les règles de calcul.

Jusqu'à ce que l'ensemble nécessaire des spécifications techniques harmonisées concernant les produits et les méthodes de contrôle de leurs performances soit disponible, certains Eurocodes structuraux traitent certains de ces aspects dans des annexes informatives.

Historique du programme Eurocodes

La Commission des Communautés Européennes (CCE) a initié le travail d'élaboration d'un ensemble de règles techniques harmonisées concernant le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil, règles destinées, au début, à être utilisées en alternative aux différents règlements en vigueur dans les divers Etats Membres et à les remplacer ultérieurement. Ces règles techniques sont connues sous le nom d'« Eurocodes structuraux ».

En 1990, après consultation de ses Etats Membres, la CCE a transféré au CEN la charge de poursuivre le travail d'élaboration, de diffusion et de mise à jour des Eurocodes structuraux, et le secrétariat de l'AELE a accepté de soutenir le CEN dans son travail.

Le Comité technique CEN/TC 250 est responsable de tous les Eurocodes structuraux.

Programme Eurocodes

Le travail est en cours sur les Eurocodes structuraux suivants, chacun 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.

Des sous-comités séparés, chargés des différents Eurocodes énoncés ci-dessus, ont été constitués par le CEN/TC 250.

Cette partie de l'Eurocode structural concernant la conception et le dimensionnement des structures en alliage d'aluminium, est publiée par le CEN comme prénorme européenne (ENV) pour une durée initiale de trois ans.

Cette prénorme est destinée à une application expérimentale dans le cadre de la conception et du dimensionnement des bâtiments et des ouvrages de génie civil relevant du domaine d'application défini en 1.1.2, et au recueil d'observations. Dans deux ans environ, les Membres du CEN seront invités à formuler des observations officielles qui seront prises en compte pour déterminer les actions futures.

En attendant, il convient d'adresser les réactions et les observations sur cette prénorme au secrétariat du sous-comité CEN/TC 250/SC 9 à l'adresse suivante :

Secrétariat du CEN/TC 250/SC 9
c/o Norwegian Council for Building Standardization
Postboks 129 Blindern
N-0314 OSLO

ou à votre organisme national de normalisation.

Documents d'Application Nationale

Etant données les responsabilités des autorités dans les Etats Membres en matière de sécurité, santé et autres points couverts par les exigences essentielles de la DPC, des valeurs indicatives ont été attribuées à certains éléments de sécurité dans cette ENV qui sont identifiées par [...]. Il incombe aux autorités de chaque Etat Membre d'attribuer des valeurs définitives à ces éléments de sécurité.

De nombreuses prénormes d'accompagnement harmonisées ne seront pas disponibles au moment de la publication de cette prénorme. Il est par conséquent prévu qu'un « Document d'Application Nationale » (DAN) donnant les valeurs définitives des éléments de sécurité, faisant référence aux normes d'accompagnement compatibles et précisant les directives nationales d'application de cette prénorme, soit publié par chaque Etat Membre ou son organisme de normalisation.

Il est prévu que cette prénorme européenne soit utilisée conjointement avec le DAN en vigueur dans le pays où est situé le bâtiment ou l'ouvrage de génie civil.

Points spécifiques à cette prénorme

Généralités

L'objet de l'Eurocode 9 est défini en 1.1.1 et celui de la présente partie de l'Eurocode 9 est défini en 1.1.2.

Lors de l'utilisation de cette prénorme dans la pratique, il convient de prêter une attention toute particulière aux hypothèses et conditions sous-jacentes indiquées en 1.4.

Lors de l'élaboration de la présente prénorme, des documents de base ont été établis, qui contiennent des observations et des justifications relatives à certaines dispositions de la prénorme.

Utilisation des annexes

Les huit articles de la présente prénorme sont complétés par un certain nombre d'annexes, dont certaines sont de nature normative et d'autres sont de nature informative.

Les annexes normatives ont le même statut que les articles auxquels elles se rapportent. La plupart d'entre elles ont été intégrées en retirant certaines des règles d'application les plus détaillées, nécessaires uniquement dans les cas particuliers, de la partie principale du texte afin de faciliter sa clarté.

Notion de normes de référence

Afin d'utiliser cette prénorme, il est nécessaire de faire référence à diverses normes CEN ou ISO. Ces dernières servent à définir les caractéristiques de produit et les procédés jugés par hypothèse applicables dans la formulation des règles de calcul.

Cette prénorme mentionne certaines « Normes de référence ». Lorsqu'une norme CEN ou ISO citée en référence n'est pas encore disponible, il convient de consulter le Document d'Application Nationale pour connaître la norme à utiliser. Il est supposé que seules les nuances et qualités données dans l'annexe normative B de la partie 1-1 seront utilisées pour les bâtiments et les ouvrages de génie civil dimensionnés selon la présente prénorme européenne.

Facteurs partiels de sécurité

La présente prénorme donne les règles générales de calcul des structures en aluminium qui se rapportent aux états-limites des éléments tels que rupture sous tension, rupture due à des phénomènes d'instabilité ou rupture des assemblages.

La plupart des règles ont été étalonnées par rapport à des résultats d'essai afin d'obtenir des valeurs cohérentes des facteurs partiels de sécurité pour la résistance γ_M .

Afin d'éviter une trop grande profusion de valeurs de γ_M , deux catégories ont été sélectionnées :

- γ_{M1} qui est applicable à la résistance relative à la charge d'épreuve 0,2 %, $f_{0,2}$ (par exemple pour tous les phénomènes d'instabilité) ;
- γ_{M2} qui est applicable à la résistance relative à limite d'élasticité, f_u (par exemple résistance de surface nette sous tension ou résistance des boulonnages et soudures).

Construction et montage

Le chapitre 7 de la présente prénorme est destiné à indiquer un certain nombre de niveaux minimums de réalisation et de tolérances normales dont sont issues les règles de calcul données dans cette prénorme.

Il fournit également les informations relatives aux éléments spécifiques d'une structure soumis à la fatigue que doit fournir le concepteur afin de définir les exigences de réalisation et de maintenance.

Il définit en outre les jeux et autres détails pratiques dont le concepteur doit tenir compte dans ses calculs.

Calcul assisté par essais

Le calcul de routine ne nécessite pas la prise en compte du chapitre 8, qui est fourni cependant pour utilisation dans les circonstances particulières où il peut s'avérer approprié.

1 Généralités

1.1 Objet

1.1.1 Objet de l'ENV 1999 Eurocode 9

(1) L'ENV 1999 Eurocode 9 s'applique au calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en aluminium. Il est subdivisé en plusieurs parties séparées (voir 1.1.2).

(2) Le présent Eurocode ne traite que des prescriptions en matière de résistance, d'aptitude au service et de durabilité des structures. Les autres prescriptions, par exemple concernant l'isolation thermique ou sonore, n'y sont pas traitées.

(3) Le montage n'est traité que dans la mesure nécessaire pour indiquer la qualité des matériaux et produits de construction qu'il convient d'utiliser et les niveaux de qualité d'exécution nécessaires pour s'assurer que les hypothèses de calcul sont satisfaites. En général, les règles relatives au montage et à l'exécution sont à considérer comme des prescriptions minimales qu'il conviendra éventuellement de développer pour des types particuliers de bâtiments et ouvrages de génie civil et de méthodes de construction.

(4) L'ENV 1999 Eurocode 9 ne couvre pas les exigences particulières pour le calcul sismique.

(5) L'ENV 1999 Eurocode 9 ne donne pas les valeurs numériques des actions sur les bâtiments et ouvrages de génie civil à prendre en compte dans les calculs. Ces valeurs sont données dans l'ENV 1991 Eurocode 1 « Bases de calcul et actions sur les structures », qui est applicable à tous les types de constructions.

1.1.2 Profils structuraux

(1) La présente prénorme européenne constitue la base de calcul des bâtiments et ouvrages de génie civil en alliage d'aluminium.

(2) Les sujets suivants sont traités dans cette version préliminaire de la présente prénorme européenne :

- Chapitre 1 : Généralités
- Chapitre 2 : Base de calcul
- Chapitre 3 : Matériaux
- Chapitre 4 : Etats limites de service
- Chapitre 5 : Etats limites ultimes (éléments)
- Chapitre 6 : Liaisons soumises à des charges statiques
- Chapitre 7 : Montage et construction
- Chapitre 8 : Calcul assisté par essais

(3) La majeure partie du contenu des chapitres 1 et 2 est commune à l'ensemble des Eurocodes structuraux, à l'exception de quelques articles additionnels qui sont spécifiques à certains Eurocodes particuliers.

(4) La présente prénorme européenne ne traite pas des aspects suivants :

- résistance au feu ;
- cas où des mesures particulières peuvent s'imposer afin de limiter les conséquences d'accidents ;
- fatigue.

1.2 Distinction entre principes et règles d'application

- (1) En fonction du caractère de chaque paragraphe, une distinction est faite dans le présent Eurocode entre principes et règles d'application.
- (2) Les principes comprennent :
 - des déclarations générales ou définitives pour lesquelles il n'existe pas de solution de rechange ;
 - des exigences et des modèles analytiques qui n'admettent pas de solution de rechange, sauf mention contraire.
- (3) Les principes sont identifiés par la lettre P suivant le numéro de paragraphe.
- (4) Les règles d'application sont en général des règles reconnues qui suivent les principes et qui satisfont leurs exigences.
- (5) Il est permis d'utiliser des règles de calcul différentes des règles d'application indiquées dans l'Eurocode, à condition de démontrer que ces autres règles sont en accord avec les principes correspondants et sont au moins équivalentes en termes de résistance, d'aptitude au service et de durabilité de la structure.
- (6) Dans le présent Eurocode, les règles d'application sont identifiées par un numéro entre parenthèses, comme dans le cas du présent paragraphe.

1.3 Références normatives

(1)P La présente prénorme européenne comporte par référence datée ou non datée des dispositions d'autres publications. Ces références normatives sont citées aux endroits appropriés du texte et les publications sont énoncées ci-dessous. Pour les références non datées, c'est l'édition la plus récente de la publication citée qui s'applique.

1.3.1 Références concernant les alliages d'aluminium

1.3.1.1 Composition chimique, définition de la forme et de l'état métallurgique des produits corroyés

EN 573-1:1994, *Aluminium et alliages d'aluminium — Composition et forme des produits corroyés — Partie 1 : Système de désignation numérique.*

EN 573-2:1994, *Aluminium et alliages d'aluminium — Composition et forme des produits corroyés — Partie 2 : Système de désignation fondé sur les symboles chimiques.*

EN 573-3:1994, *Aluminium et alliages d'aluminium — Composition et forme des produits corroyés — Partie 3 : Composition chimique.*

EN 573-4:1994, *Aluminium et alliages d'aluminium — Composition et forme des produits corroyés — Partie 4 : Forme des produits.*

EN 515:1993, *Aluminium et alliages d'aluminium — Produits corroyés — Désignation des états métallurgiques.*

1.3.1.2 Conditions techniques de livraison

EN 485-1 :1993, *Aluminium et alliages d'aluminium — Tôles, bandes et tôles épaisses — Partie 1 : Conditions techniques de contrôle et de livraison.*

EN 586-1 :1996, *Aluminium et alliages d'aluminium — Pièces forgées — Partie 1 : Conditions techniques de contrôle et de livraison.*

EN 754-1 :1996, *Aluminium et alliages d'aluminium — Barres et tubes étirés — Partie 1 : Conditions techniques de contrôle et de livraison.*

EN 755-1 :1996, *Aluminium et alliages d'aluminium — Barres, tubes et profilés filés — Partie 1 : Conditions techniques de contrôle et de livraison.*

EN 1592-1 :1996, *Aluminium et alliages d'aluminium — Tubes électrosoudés HF — Partie 1: Conditions techniques de contrôle et de livraison.*

EN 12020-1 :1995, *Aluminium et alliages d'aluminium — Profilés filés de haute précision en alliages EN AW-6060 et EN AW-6063 — Partie 1 : Conditions techniques de contrôle et de livraison.*

1.3.1.3 Dimensions et caractéristiques mécaniques

EN 485-2:1994, *Aluminium et alliages d'aluminium — Tôles, bandes et tôles épaisses — Partie 2 : Caractéristiques mécaniques.*

EN 485-3:1993, *Aluminium et alliages d'aluminium — Tôles, bandes et tôles épaisses — Partie 3 : Tolérances sur forme et dimensions des produits laminés à chaud.*

EN 485-4:1993, *Aluminium et alliages d'aluminium — Tôles, bandes et tôles épaisses — Partie 4 : Tolérances sur forme et dimensions des produits laminés à froid.*

EN 508-2:1996, *Produits de couverture en tôle métallique — Spécification pour les produits de couverture autoporteurs en acier, aluminium ou acier inoxydable.*

EN 586-2 :1994, *Aluminium et alliages d'aluminium — Pièces forgées — Partie 2 : Caractéristiques mécaniques et autres caractéristiques exigées.*

prEN 586-3 :1996, *Aluminium et alliages d'aluminium — Pièces forgées — Partie 3 : Tolérances sur forme et dimensions .*

EN 754-2:1996, *Aluminium et alliages d'aluminium — Barres et tubes étirés — Partie 2 : Caractéristiques mécaniques.*

EN 754-3 :1996, *Aluminium et alliages d'aluminium — Barres et tubes étirés — Partie 3 : Barres rondes, tolérances sur dimensions et forme.*

EN 754-4 :1995, *Aluminium et alliages d'aluminium — Barres et tubes étirés — Partie 4 : Barres carrées, tolérances sur dimensions et forme.*

EN 754-5 :1995, *Aluminium et alliages d'aluminium — Barres et tubes étirés — Partie 5 : Barres rectangulaires, tolérances sur dimensions et forme.*

EN 754-6 :1995, *Aluminium et alliages d'aluminium — Barres et tubes étirés — Partie 6 : Barres hexagonales, tolérances sur dimensions et forme.*

EN 754-7 :1995, *Aluminium et alliages d'aluminium — Barres et tubes étirés — Partie 7 : Tubes filés sur aiguille, tolérances sur dimensions et forme.*

EN 754-8 :1995, *Aluminium et alliages d'aluminium — Barres et tubes étirés — Partie 8 : Tubes filés à pont, tolérances sur dimensions et forme.*

EN 755-2 :1996, *Aluminium et alliages d'aluminium — Barres, tubes et profilés filés — Partie 2 : Caractéristiques mécaniques.*

EN 755-3 :1995, *Aluminium et alliages d'aluminium — Barres, tubes et profilés filés — Partie 3 : Barres rondes, tolérances sur dimensions et forme.*

EN 755-4 :1995, *Aluminium et alliages d'aluminium — Barres, tubes et profilés filés — Partie 4 : Barres carrées, tolérances sur dimensions et forme.*

EN 755-5 :1995, *Aluminium et alliages d'aluminium — Barres, tubes et profilés filés — Partie 5 : Barres rectangulaires, tolérances sur dimensions et forme.*

EN 755-6 :1995, *Aluminium et alliages d'aluminium — Barres, tubes et profilés filés — Partie 6 : Barres hexagonales, tolérances sur dimensions et forme.*

EN 755-7 :1995, *Aluminium et alliages d'aluminium — Barres, tubes et profilés filés — Partie 7 : Tubes filés sur aiguille, tolérances sur dimensions et forme.*

EN 755-8 :1995, *Aluminium et alliages d'aluminium — Barres, tubes et profilés filés — Partie 8 : Tubes filés à pont, tolérances sur dimensions et forme.*

EN 755-9 :1995, *Aluminium et alliages d'aluminium — Barres, tubes et profilés filés — Partie 9 : Profilés, tolérances sur dimensions et forme.*

EN 12020-2 :1995, *Aluminium et alliages d'aluminium — Profilés filés de haute précision en alliages EN AW-6060 et EN AW-6063 — Partie 2 : Tolérances sur dimensions et forme.*

EN 1592-2 :1994, *Aluminium et alliages d'aluminium — Tubes électrosoudés HF — Partie 2: Caractéristiques mécaniques.*

EN 1592-3 :1994, *Aluminium et alliages d'aluminium — Tubes électrosoudés HF — Partie 3: Tolérances sur dimensions et forme des tubes à section circulaire.*

EN 1592-4 :1994, *Aluminium et alliages d'aluminium — Tubes électrosoudés HF — Partie 4: Tolérances sur dimensions et forme des tubes à section carrée, rectangulaire ou profilée.*

1.3.1.4 Pièces moulées en alliage d'aluminium

prEN 1559-1, *Fonderie — Conditions techniques de livraison — Partie 1: Généralités.*

prEN 1559-4, *Fonderie — Conditions techniques de livraison — Partie 4: Spécifications complémentaires pour les pièces moulées en alliage d'aluminium.*

EN 1706 :1993, *Aluminium et alliages d'aluminium — Pièces moulées — Composition chimique et caractéristiques mécaniques.*

prEN 190/120, *Pièces moulées — Système de tolérances dimensionnelles et de jeux d'usinage.*

1.3.2 Références concernant le soudage

EN 287-2:1992, *Qualification des soudeurs — Soudage par fusion — Partie 2 : Aluminium et ses alliages.*

EN 288-1:1992, *Descriptif et qualification d'un mode opératoire de soudage sur les matériaux métalliques — Partie 1 : Règles générales; soudage par fusion.*

EN 288-4:1992, *Descriptif et qualification d'un mode opératoire de soudage sur les matériaux métalliques — Partie 4 : Epreuve de qualification d'un mode opératoire de soudage à l'arc sur l'aluminium et ses alliages.*

prEN 288-13, *Descriptif et qualification d'un mode opératoire de soudage sur les matériaux métalliques — Partie 13 : Epreuve de qualification d'un mode opératoire de soudage à l'arc sur l'aluminium moulé et les combinaisons de matériaux moulés et corroyés.*

EN 439:1994, *Produits consommables pour le soudage — Gaz de protection pour le soudage et le coupage à l'arc.*

prEN 970, *Contrôle non destructif des assemblages soudés — Contrôle visuel.*

prEN 1011-1, *Soudage — Soudage par fusion des matériaux métalliques — Partie 1 : Généralités.*

prEN 1011-4, *Soudage — Soudage par fusion des matériaux métalliques — Partie 4 : Aluminium et alliages d'aluminium.*

prEN 1418, *Personnel en soudage — Epreuve de qualification des opérateurs soudeurs pour le soudage par fusion et des régleurs en soudage par résistance pour le soudage totalement mécanisé et automatique des matériaux métalliques.*

EN 30042:1994, *Assemblages en aluminium et alliages d'aluminium soudables soudés à l'arc — Guide des niveaux d'acceptation des défauts.*

prEN (WI 121127), *Produits consommables pour le soudage — Fils-électrodes, fils d'apport et baguettes pour le soudage à l'arc de l'aluminium et des alliages d'aluminium — Classification.*

prEN (WI 121214), *Produits consommables pour le soudage — Electrodes enrobées pour le soudage manuel à l'arc de l'aluminium et des alliages d'aluminium — Classification.*

1.3.3 Autres références

ENV 1991-1:1994, *Eurocode 1 — Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 1 : Bases de calcul.*

ENV 1991-2-1:1995, *Eurocode 1 — Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 2-1 : Actions sur les structures — Masses volumiques, poids et charges imposées.*

ENV 1991-2.2:1994, *Eurocode 1 — Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 2-2 : Actions sur les structures exposées au feu.*

ENV 1991-2-3:1995, *Eurocode 1 — Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 2-3 : Actions sur les structures — Charges dues à la neige.*

ENV 1991-2-4:1995, *Eurocode 1 — Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 2-4 : Actions sur les structures — Action du vent.*

ENV 1993-1-1:1992, *Eurocode 3 — Calcul des structures en acier — Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.*

ENV 1999-1-2, *Eurocode 9 — Calcul des structures en aluminium — Partie 1-2 : Calcul du comportement au feu.*

ENV 1999-2, *Eurocode 9 — Calcul des structures en aluminium — Partie 2 : Structures sensibles à la fatigue.*

ISO 468:1982, *Rugosité de surface — Paramètres, valeurs et règles générales pour la spécification des exigences.*

ISO 1000:1981, *Unités SI et recommandations pour l'emploi de leurs multiples et de certaines autres unités.*

ISO 8930:1987, *Principes généraux de la fiabilité des constructions — Liste de termes équivalents.*

ISO 11003-1:1993, *Adhésifs — Détermination du comportement en cisaillement de joints structuraux — Partie 1: Méthode d'essai en torsion de cylindres creux collés bout à bout.*

ISO 11003-2:1993, *Adhésifs — Détermination du comportement en cisaillement de joints structuraux — Partie 1: Méthode d'essai en traction sur éprouvette épaisse.*

ISO 1302:1992, *Dessins techniques — Indication des états de surface.*

1.4 Hypothèses

(1) Les hypothèses suivantes s'appliquent :

- les structures sont conçues par du personnel ayant une expérience et une qualification appropriées ;
- les usines, les installations et le site proprement dit font l'objet d'une surveillance et d'un contrôle qualité appropriés ;
- la construction est réalisée par du personnel ayant les compétences et l'expérience appropriées ;
- les matériaux et produits de construction sont utilisés tel que spécifié dans le présent Eurocode ou dans les spécifications de matériaux ou de produits correspondantes ;
- la structure doit faire l'objet d'un entretien approprié (voir 7.7) ;
- la structure est utilisée conformément à l'énoncé du projet.

(2) Les méthodes de calcul sont valables uniquement lorsque les exigences de qualité relatives à l'exécution et à la réalisation données au chapitre 7 sont satisfaites.

(3) Les valeurs numériques indiquées par \square sont données à titre d'indication. D'autres valeurs peuvent être spécifiées par les Etats membres.

1.5 Définitions

1.5.1 Termes communs à tous les Eurocodes

(1) Sauf indication contraire ci-dessous, la terminologie utilisée dans l'ISO 8930 s'applique.

(2) Les termes ci-dessous sont utilisés dans tous les Eurocodes structuraux avec les définitions suivantes :

construction

tout objet construit ou résultant d'opérations de construction. Ce terme couvre à la fois les bâtiments et les ouvrages de génie civil. Il se rapporte à l'ouvrage complet, comprenant tous les éléments structuraux et non structuraux.

exécution

activité visant à créer un bâtiment ou un ouvrage de génie civil. Ce terme couvre les travaux effectués sur le site ; il peut également signifier la fabrication d'éléments hors site et leur érection ultérieure sur le site.

NOTE En anglais, le terme « construction » peut être employé au lieu de « execution » dans certaines expressions dépourvues d'ambiguïté (par exemple « during construction »).

structure

assemblage organisé d'éléments solidaires, conçu pour apporter une certaine mesure de rigidité et de résistance. Ce terme se rapporte aux éléments porteurs.

nature de construction

type de « construction » désignant son utilisation prévue, par exemple : maison d'habitation, bâtiment industriel, pont routier, wagon de chemin de fer, voiture automobile, structure maritime, mât ou tour

NOTE L'expression « type of construction works » ne s'emploie pas en anglais.

type de structure

type structurel dénotant la disposition des éléments structurels, par exemple : poutre, structure triangulée, structure tubulaire, arche

matériau de construction

matériau utilisé dans la construction, par exemple : béton, acier, bois, maçonnerie, aluminium

mode de construction

indication du principal matériau structurel, par exemple : construction en béton armé, construction en bois, construction en maçonnerie, construction en aluminium

procédé d'exécution

manière dont la construction sera réalisée, par exemple : soudé sur site, préfabriqué, porte-à-faux

système structural

éléments porteurs d'un bâtiment ou d'un ouvrage de génie civil et manière dont ces éléments sont sensés fonctionner, à des fins de modélisation

(3) Les termes équivalents dans diverses langues sont données dans le Tableau 1.1.

Tableau 1.1 — Liste de termes équivalents dans diverses langues

English	Français	Deutsch
Construction works	Construction	Bauwerk
Execution	Exécution	(Bau)-Ausführung
Structure	Structure	Tragwerk
Type of building or civil engineering works	Nature de construction	Art des Bauwerks
Form of structure	Type de structure	Art des Tragwerks
Construction material	Matériau de construction	Baustoff ; Werkstoff *) (* nur im Stahlbau)
Type of construction	Mode de construction	Bauweise
Method of construction	Procédé d'exécution	Bauverfahren
Structural system	Système structural	Tragsystem

Tableau 1.1 (suite)

Italiano	Nederlands	Español
Costruzione	Bouwwerk	Construcción
Esecuzione	Uitvoering	Ejecución
Struttura	Draagconstructie	Estructura
Tipo di Costruzione	Type Bouwwerk	Naturaleza de la construcción
Tipo di struttura	Type draagconstructie	Tipo de estructura
Materiale da costruzione	Constructie materiaal	Material de construcción
Sistema costruttivo	Bouwwijze	Modo de construcción
Procedimento esecutivo	Bouwmethode	Procedimiento de ejecución
Sistema strutturale	constructief systeem	Sistema estructural

Tableau 1.1 (suite)

Portugues	Svensk	Norge
Construção	Byggnadsverk	Byggverk
Execução	Utförande	Utførelse
Estrutura	Bärverk	Bærende konstruksjon
Tipo de edificio ou de obras de engenharia civil	Typ av byggnadsverk	Type byggverk
Tipo de estrutura	Typ av bärverk	Konstruksjonsform
Material de construção	Byggmaterial	Byggemateriale
Tipo de construção	Typ av konstruktion med avseende på material	Konstruksjonstype (etter hovedmateriale)
Processo construtivo	Byggnadssätt	Utførelsesmetode
Sistema estrutural	Bärande system	Bærende system

Tableau 1.1 (fin)

Suomi	Dansk	Ελληνικά
Rakennuskohde	Bygge- og anlægsarbejde	Κατασκευείς
Työnsuoritus	Udførelse	Εκτέλεση έργου
Rakenne	Bærende konstruktion	Κατασκευή
Rakennuksen tai maa- ja vesirakennuskohteen tyyppi	Arten af bygge- och anlægsarbejde	Ειδος κατασκευής
Rakenteen muoto	Konstruktionsprincip	Ειδος ξορέα
Rakennusmateriaali	Konstruktionsmateriale	Υλικο κατασκευής
Rakenteen materiaali	Konstruktionstype	Τροπος εκτελεσης
Rakentamistapa	Udførelsesmetode	Μεθοδος εκτέλεσης
Rakenejärjestelmä	Bærende system	Φορέας

1.6 Unités SI

(1) Les unités SI doivent être utilisées conformément à l'ISO 1000:1981.

(2) Pour les calculs, les unités suivantes sont recommandées :

- Forces et charges : kN, kN/m, kN/m²
- masse unitaire : kg/m³
- poids unitaire : kN/m³
- contraintes et résistances : N/mm² (= MN/m² or MPa)
- moments (flexion, etc.): kNm.

1.7 Symboles utilisés dans la présente prénorme européenne

1.7.1 Lettres majuscules latines

- A* action accidentelle ; surface
- B* force de boulonnage
- C* capacité ; valeur fixe ; coefficient
- D* dommage (calcul de la fatigue)
- E* module d'élasticité
- F* action
- F* force
- G* action permanente
- G* module d'élasticité en cisaillement
- H* charge ou réaction totale horizontale
- I* moment quadratique
- K* coefficient de rigidité (I/L)
- L* longueur ; portée ; longueur du système
- M* moment en général
- M* moment fléchissant
- N* force axiale
- Q* action variable
- R* résistance, réaction
- S* forces et moments internes (avec indices d ou k)
- S* rigidité (rigidité en cisaillement, en rotation ... avec indices v, j ...)
- T* moment de torsion ; température
- V* force de cisaillement ; charge ou réaction verticale totale
- W* module de section
- X* valeur d'une propriété d'un matériau

1.7.2 Lettres grecques majuscules

- Δ différence de ... (précède le symbole principal)

1.7.3 Lettres latines minuscules

- a* distance; données géométriques
- a* épaisseur de gorge d'une soudure ; rapport de surface
- b* largeur
- c* distance; saillie
- d* diamètre; profondeur ; longueur diagonale
- e* excentricité ; déplacement de l'axe du centre de gravité
- e* distance de rive ; distance de l'extrémité
- f* résistance (d'un matériau)
- g* écartement ; coefficient du gradient de contrainte
- h* hauteur
- i* rayon de giration; nombre entier
- k* coefficient; facteur
- l* (ou *ℓ* ou *L*) longueur; portée; longueur du système
- n* rapport des efforts normaux ou des contraintes normales
- n* nombre de ...
- p* pas ; espacement
- q* force uniformément répartie
- r* rayon ; rayon d'arrondi
- s* pas d'écartement, distance
- t* épaisseur
- u, v, w* composants de la flèche
- uu* axe principal
- vv* axe secondaire
- xx, yy, zz* axes rectangulaires

1.7.4 Lettres grecques minuscules

- α (alpha) angle ; rapport ; coefficient
- α coefficient de dilatation thermique linéaire
- β (bêta) angle ; rapport ; coefficient
- γ (gamma) coefficient partiel de sécurité, rapport
- ε (epsilon) déformation ;

η (êta)	coefficient
θ (theta)	angle ; pente
λ (lambda)	rapport d'élanement ; rapport
μ (mu)	glissement ; coefficient
ν (nu)	coefficient de Poisson
ρ (rho)	facteur de réduction ; masse unitaire
σ (sigma)	contrainte normale
τ (tau)	contrainte de cisaillement
Φ (phi)	rotation; pente ; rapport
χ (chi)	facteur de réduction (pour le flambement)
ψ (psi)	rapport de contrainte ; facteur de réduction
ψ	facteurs définissant des valeurs représentatives d'actions variables

1.7.5 Indices

<i>A</i>	accidentel ; surface
<i>a</i>	capacité locale d'une surface nette en tension ou en compression
<i>a,b...</i>	première, deuxième, ... option
<i>b</i>	appui; flambement
<i>b</i>	boulon; poutre; buton
<i>C</i>	capacité; conséquence
<i>c</i>	section transversale
<i>c</i>	béton; poteau
<i>com</i>	compression
<i>cr</i>	critique
<i>d</i>	calcul; diagonale
<i>dst</i>	déstabilisant
<i>E</i>	effet des actions (avec <i>d</i> ou <i>k</i>)
<i>E</i>	Euler
<i>eff</i>	effectif
<i>e</i>	effectif (avec autre indice)
<i>el</i>	élastique
<i>ext</i>	extérieur

<i>f</i>	aile; semelle; fixation
<i>fic</i>	fictif
<i>g (ou gr)</i>	brut
<i>G</i>	action permanente
<i>h</i>	hauteur; supérieur; horizontal
<i>haz</i>	zone affectée thermiquement
<i>i</i>	intérieur
<i>inf</i>	inférieur
<i>i, j, k</i>	indices (remplacer par un nombre)
<i>j</i>	joint
<i>k</i>	caractéristique
<i>l</i>	inférieur
<i>L</i>	long
<i>LT</i>	torsion latérale
<i>M</i>	matériau
<i>M</i>	(tenant compte du) moment fléchissant
<i>m</i>	flexion; moyenne
<i>max</i>	maximum
<i>min</i>	minimum
<i>N</i>	(tenant compte de la) force axiale
<i>n</i>	normal
<i>net</i>	net
<i>nom</i>	nominal
<i>o</i>	trou; initial; extérieur
<i>o</i>	fléchissement général en tension et en compression
<i>o</i>	point d'origine du moment
<i>ov</i>	recouvrement
<i>p</i>	plaque ; goupille; garniture
<i>p</i>	préchargement (force)
<i>p</i>	partiel ; cisaillement de poinçonnage
<i>pl</i>	plastique

Q	action variable
R	résistance
r	rivet ; retenue
rep	représentatif
S	force interne ; moment interne
s	contrainte de traction (surface); stabilité générale de flambement
s	glissement; étage
st	rigide ; raidisseur
ser	aptitude au service
stb	stabilisant
sup	supérieur
t (ou ten)	traction, tension
t (ou tor)	torsion
u	axe principal de section transversale
u	ultime (résistance à la traction)
ult	ultime (état limite)
V	(tenant compte de la) force de cisaillement
v	cisaillement ; vertical
v	axe secondaire de section transversale
vec	effets vectoriels
w	âme ; soudure ; voilement
x	axe longitudinal d'un élément ; extension
y	axe de section transversale
z	axe de section transversale
σ	contrainte normale
τ	contrainte de cisaillement
\perp	perpendiculaire
\parallel	parallèle
0,2	résistance à la charge d'épreuve de 0,2 %

1.7.6 Emploi des indices dans la présente norme européenne

(1) Les résistances et propriétés des matériaux en alliage d'aluminium sont des valeurs nominales, traitées comme des valeurs caractéristiques, mais notées comme suit :

- $f_{0,2}$ résistance à la charge d'épreuve, notation simplifiée : f_0
- f_{haz} résistance de la zone affectée thermiquement
- f_u résistance à la traction
- E module d'élasticité

(2) Pour éviter toute ambiguïté, les indices sont indiqués en toutes lettres dans la présente prénorme européenne, mais peuvent être omis dans la pratique lorsque leur omission ne provoque pas d'ambiguïté.

(3) Lorsque les symboles appellent plusieurs indices, ils sont assemblés dans l'ordre suivant :

- paramètre principal : par ex. M, N, β
- type de variante : par ex. pl, eff, b, c
- signification : par ex. t, v
- axe: par ex. y, z
- emplacement : par ex. 1, 2, 3
- nature: par ex. R, E
- niveau : par ex. d, k
- indice : par ex. 1, 2, 3

(4) Des virgules sont utilisées pour séparer les indices en paires de caractères, sauf dans les cas suivants :

- Les indices comptant plus d'un caractère ne sont pas subdivisés.
- Exemple: les combinaisons Rd, Sd , etc. ne sont pas subdivisées.

(5) Lorsque deux indices de type de variante sont nécessaires pour décrire un paramètre, il est permis de les séparer par une virgule :

par ex. M, ψ

1.7.7 Conventions pour les axes des éléments

(1) En général, les conventions suivantes sont adoptées pour les axes des éléments :

- $x-x$ — le long de l'élément
- $y-y$ — axe de la section transversale
- $z-z$ — axe de la section transversale

(2) Pour les profilés en I en alliage d'aluminium, les conventions suivantes sont utilisées pour les axes des sections transversales :

- en général :
 - $y-y$ — axe de la section transversale parallèle aux membrures
 - $z-z$ — axe de la section transversale perpendiculaire aux membrures
- pour les cornières :
 - $y-y$ — axe parallèle à l'aile courte
 - $z-z$ — axe perpendiculaire à l'aile courte
- lorsque cela est nécessaire :
 - $u-u$ — axe principal (lorsque celui-ci ne coïncide pas avec l'axe yy)
 - $v-v$ — axe secondaire (lorsque celui-ci ne coïncide pas avec l'axe zz)

(3) Un assortiment de profilés extrudés en alliage d'aluminium est représenté dans la Figure 1.1.

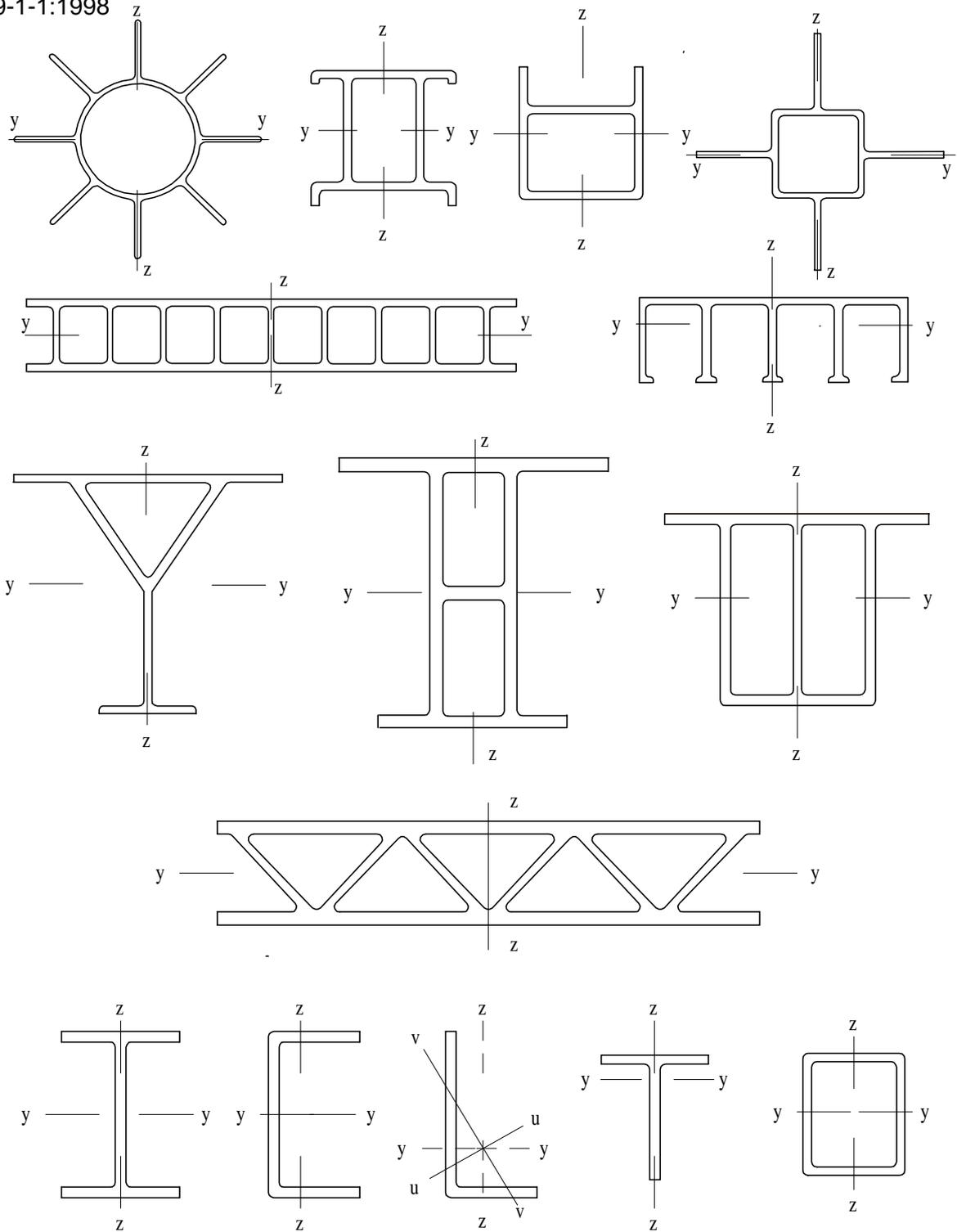


Figure 1.1 -

(4) La convention utilisée pour les indices indiquant les axes des moments est la suivante :

« Employer l'axe autour duquel agit le moment. »

(5) Par exemple, pour un profilé en I, un moment agissant dans le plan de l'âme est noté M_y car il agit autour de l'axe de la section parallèle aux membrures.

2 Bases de calcul

2.1 Exigences fondamentales

(1)P Une structure doit être calculée et réalisée de telle manière

- qu'avec une probabilité acceptable, elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût, et
- qu'avec des degrés appropriés de fiabilité, elle puisse résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable en regard des coûts d'entretien.

(2)P Une structure doit également être conçue et dimensionnée de manière qu'elle ne puisse pas être endommagée par des événements tels que explosions, chocs ou conséquences d'erreurs humaines, dans une mesure disproportionnée par rapport à la cause d'origine.

(3)P L'endommagement potentiel doit être limité ou évité par le choix d'une ou plusieurs des solutions suivantes :

- éviter, éliminer ou réduire les dangers potentiels auxquels la structure pourrait être exposée,
- choisir un type de structure peu sensible aux dangers potentiels à prendre en considération,
- liasonner les éléments structuraux entre eux,
- choisir le type et la conception de la structure de manière qu'elle subsiste malgré l'enlèvement accidentel d'un de ses éléments.

(4)P Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôle adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation.

2.2 Définitions et classifications

2.2.1 Etats limites et situations de projet

2.2.1.1 Etats limites

(1)P Les états limites sont des états au-delà desquels la structure ne satisfait plus aux exigences de performance pour lesquelles elle a été conçue. Les états limites sont classés en :

- états limites ultimes,
- états limites de service.

(2)P Les états limites ultimes sont associés à l'effondrement de la structure, ou à d'autres formes de ruine structurale qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes.

(3)P Les états précédant la ruine de la structure qui, pour des raisons de simplification, sont considérés à la place de la ruine proprement dite, sont également classés et traités comme des états limites ultimes.

(4)P Les états limites ultimes qu'il convient de considérer comprennent notamment :

- la perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties, considérée comme un corps rigide,
- la ruine par déformation excessive, rupture, ou perte de stabilité de la structure ou d'une de ses parties, y compris les appuis et les fondations.

(5) Les états limites de service correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits.

(6) Les états limites de service qu'il convient de considérer comprennent notamment :

- les déformations ou flèches affectant l'aspect ou l'exploitation efficace de la construction (y compris le fonctionnement des machines ou des services) ou provoquant des dommages aux finitions ou aux éléments non structuraux,
- les vibrations incommodes pour les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu, ou limitant son efficacité fonctionnelle.

2.2.1.2 Situations de projet

(1) Les situations de projet sont classées en

- situations durables correspondant aux conditions normales d'exploitation de la construction,
- situations transitoires, par exemple pendant des travaux de construction ou de réparation,
- situations accidentelles. Les situations accidentelles incluent les situations exceptionnelles pouvant ne pas résulter d'un accident.

2.2.2 Actions

2.2.2.1 Définitions et principales classifications¹

(1) Une action (F) est :

- une force (charge) appliquée à la structure (action directe), ou
- une déformation imposée (action indirecte) ; par exemple, effets thermiques, déplacements d'appui.

(2) Les actions sont classées :

a) en fonction de leur variation dans le temps :

- actions permanentes (G), telles que poids propre des structures, installations, accessoires et équipements fixes,
- actions variables (Q), telles que charges d'exploitation, charges de véhicules, action du vent, de la neige ou des vagues,
- actions accidentelles (A), telles que explosions, chocs de masses volantes ou de véhicules.

b) en fonction de leur variation dans l'espace :

- actions fixes, par exemple le poids propre (consulter cependant 2.3.2.3(2) pour les structures très sensibles aux variations du poids propre),
- actions libres, pouvant avoir différentes dispositions géométriques, par exemple charges d'exploitation mobiles, action du vent, de la neige ou des vagues.

(3) Des classifications supplémentaires liées à la réponse de la structure sont données dans des articles spécifiques.

2.2.2.2 Valeurs caractéristiques des actions

(1) Les valeurs caractéristiques F_k sont fixées :

¹ On trouvera des définitions plus complètes de la classification des actions dans l'ENV 1991-1.

- dans l'Eurocode 1, Partie 2 (ENV 1991-2-1, ENV 1991-2-2, ENV 1991-2-3, ENV 1991-2-4), ou dans d'autres normes de charges, ou
- par le client, ou par le concepteur en concertation avec le client, à condition que soient respectées les prescriptions minimales prévues dans les normes de charges spécifiques ou exigées par les autorités compétentes.

(2) Pour les actions permanentes dont le coefficient de variation est grand ou lorsque les actions sont susceptibles de varier pendant la durée de vie de la structure (par exemple certaines charges permanentes de superstructures), on distingue deux valeurs caractéristiques, une valeur supérieure ($G_{k,\text{sup}}$) et une valeur inférieure ($G_{k,\text{inf}}$). Dans les autres cas, une seule valeur caractéristique (G_k) est suffisante.

(3) Il est admis de calculer le poids propre de la structure, dans la plupart des cas, sur la base des dimensions nominales et des masses volumiques moyennes.

(4) Pour les actions variables, la valeur caractéristique (Q_k) correspond :

- soit à la valeur supérieure qui présente une probabilité acceptée a priori de ne pas être dépassée, ou à la valeur inférieure qui présente une probabilité acceptée a priori de ne pas être atteinte pendant une certaine durée de référence, compte tenu de la durée de vie envisagée de la construction ou de la durée supposée de la situation de projet,
- soit à une valeur spécifiée.

(5) Pour les actions accidentelles, la valeur caractéristique A_k (quand elle est nécessaire) correspond, en général, à une valeur spécifiée.

2.2.2.3 Valeurs représentatives des actions variables²

(1) La principale valeur représentative est la valeur caractéristique Q_k .

(2) D'autres valeurs représentatives sont liées à la valeur caractéristique Q_k au moyen d'un facteur Ψ .

Ces valeurs sont définies ainsi :

- valeur de combinaison: $\Psi_0 Q_k$ (voir 2.3.2.2)
- valeur fréquente: $\Psi_1 Q_k$ (voir 2.3.4)
- valeur quasi permanente: $\Psi_2 Q_k$ (voir 2.3.4)

(3) Des valeurs représentatives supplémentaires sont utilisées pour la vérification de la résistance à la fatigue ainsi que pour l'analyse dynamique.

(4) Les valeurs des facteurs Ψ_0 , Ψ_1 et Ψ_2 sont fixées :

- dans l'ENV 1991, Eurocode I, ou dans d'autres normes de charges spécifiques, ou
- par le client, ou par le concepteur en concertation avec le client, à condition que soient respectées les prescriptions minimales prévues dans les normes de charges spécifiques ou exigées par les autorités compétentes.

2.2.2.4 Valeurs de calcul des actions

(1) La valeur de calcul F_d d'une action est exprimée en termes généraux par la formule :

$$F_d = Y_F F_k \tag{2.1}$$

² On trouvera des définitions plus complètes des valeurs représentatives dans l'ENV 1991-1.

où

Y_F est le coefficient partiel de sécurité pour l'action considérée, qui prend en compte, par exemple, la possibilité d'un dépassement dans un sens défavorable du niveau d'intensité des actions, une modélisation imprécise des actions, des incertitudes dans l'évaluation des effets des actions ou de l'état limite considéré.

(2) Des exemples spécifiques de Y_F sont donnés dans l'ENV 1991-1.

2.2.2.5 Valeurs de calcul des effets des actions

(1) Les effets (E) des actions sont les réponses de la structure aux actions (par exemple forces et moments internes, contraintes, déformations). Les valeurs de calcul (E_d) des effets des actions sont déterminées à partir des valeurs de calcul des actions, des données géométriques et des propriétés des matériaux s'il y a lieu, de la façon suivante :

$$E_d = E(F_d, a_d, \dots) \quad (2.2)$$

où

a_d est défini en 2.2.4.

2.2.3 Propriétés des matériaux

2.2.3.1 Valeurs caractéristiques

(1) Une propriété d'un matériau est représentée par une valeur caractéristique X_k qui correspond généralement à un fractile dans la distribution statistique supposée pour cette propriété particulière du matériau, fixée par des normes spécifiques et contrôlée dans des conditions spécifiées.

(2) Dans certains cas, une valeur nominale est utilisée comme valeur caractéristique.

(3) Pour les structures en aluminium, les propriétés des matériaux sont en général représentées par des valeurs nominales utilisées comme valeurs caractéristiques.

NOTE Une valeur minimale garantie peut être définie comme une valeur nominale, voir 3.1 (1).

(4) Une propriété d'un matériau peut posséder deux valeurs caractéristiques, la valeur supérieure et la valeur inférieure. Dans la plupart des cas, seule la valeur inférieure de la résistance est à prendre en compte. Toutefois, dans des cas spéciaux, lorsqu'une sous-estimation de la résistance réelle peut entraîner une réduction de la sécurité, il convient de considérer, par exemple, les valeurs supérieures de la résistance à la charge d'épreuve de 0,2%.

2.2.3.2 Valeurs de calcul

(1) La valeur de calcul X_d d'une propriété d'un matériau est en général définie par :

$$X_d = X_k / Y_M$$

où

Y_M représente le coefficient partiel de sécurité pour la propriété concernée du matériau.

(2) Pour les structures en alliages d'aluminium, la résistance de calcul R_d est en général déterminée directement à partir des valeurs caractéristiques des propriétés des matériaux et des données géométriques, soit:

$$R_d = R(X_k, a_k, \dots) / Y_M \quad (2.3)$$

où

Y_M est le coefficient partiel de sécurité qui s'applique à la résistance.

(3) La valeur caractéristique R_k peut être déterminée par des essais. Des indications sont données à l'article 8.

2.2.4 Données géométriques

(1)P Les données géométriques sont généralement représentées par leur valeur nominale :

$$a_d = a_{\text{nom}} \quad (2.4)$$

(2) Dans certains cas, les valeurs géométriques de calcul sont définies par :

$$a_d = a_{\text{nom}} + \Delta a \quad (2.5)$$

Les valeurs de Δa sont données dans les articles appropriés.

(3) Pour les imperfections à prendre en compte dans l'analyse globale de la structure, voir l'annexe D.

2.2.5 Dispositions de charges et cas de charge³

(1)P Une disposition des charges est déterminée en fixant la position, le niveau d'intensité et la direction d'une action libre ; voir l'ENV 1991-1.

(2)P Un cas de charge est déterminé en fixant les dispositions compatibles des charges et l'ensemble des déformations et des imperfections à considérer pour une vérification donnée.

2.3 Exigences de calcul

2.3.1 Généralités

(1)P On doit vérifier qu'aucun des états limites à considérer n'est dépassé.

(2)P Toutes les situations de projet et tous les cas de charge à prévoir doivent être considérés.

(3)P Les éventuels écarts par rapport aux directions ou positions supposées des actions doivent être pris en compte.

(4)P Les calculs doivent être exécutés en utilisant des modèles appropriés (complétés, au besoin, par des essais), comportant toutes les variables à considérer. Les modèles doivent être assez précis pour permettre de prévoir le comportement de la structure, dans la limite permise par le niveau de qualité de réalisation susceptible d'être atteint et par la fiabilité des données de base du calcul.

³ On trouvera des règles détaillées concernant les dispositions de charges et les cas de charges dans l'ENV 1991-1.

2.3.2 Etats limites ultimes

2.3.2.1 Conditions de vérification

(1)P Lorsque l'on considère un état limite d'équilibre statique, ou de grands déplacements ou déformations de la structure, on doit vérifier que :

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (2.6)$$

où

$E_{d,dst}$ est l'effet de calcul des actions déstabilisantes ;

$E_{d,stab}$ est l'effet de calcul des actions stabilisantes.

(2)P Lorsque l'on considère un état limite de rupture ou de déformation excessive d'une section transversale, d'un élément ou d'une liaison (excepté la fatigue), on doit s'assurer que :

$$E_d \leq R_d \quad (2.7)$$

où

E_d est la valeur de calcul d'une force ou d'un moment internes (ou d'un torseur de plusieurs forces ou moments internes) ;

R_d est la résistance de calcul correspondante.

(3)P Lorsque l'on considère un état limite de formation d'un mécanisme dans la structure, on doit vérifier que le mécanisme ne se produit pas tant que les actions ne dépassent leurs valeurs de calcul, en prenant en compte les valeurs de calcul respectives de toutes les propriétés de la structure.

(4)P Lorsque les effets du second ordre conduisent à considérer un état limite de stabilité, on doit vérifier que l'instabilité ne survient pas, tant que les actions ne dépassent leur valeur de calcul, en prenant en compte les valeurs de calcul respectives de toutes les propriétés de la structure. En outre, les sections doivent être vérifiées conformément à l'alinéa (2) ci-dessus.

(5)P Lorsque la fatigue conduit à considérer un état limite de rupture, on doit vérifier que la valeur de calcul de l'indicateur d'endommagement D_d ne dépasse pas l'unité ; voir l'ENV 1999-2.

2.3.2.2 Combinaisons d'actions

(1)P Pour chaque cas de charge, les valeurs de calcul E_d des effets des actions doivent être déterminées en appliquant les règles de combinaison avec les valeurs de calcul des actions données dans l'ENV 1991-1.

2.3.2.3 Coefficients partiels de sécurité pour les résistances (état limite ultime)

(1) Les coefficients partiels de sécurité pour les résistances sont donnés dans les paragraphes correspondants des articles 5 et 6.

(2) Lorsque des caractéristiques structurales sont déterminées par des essais, se reporter à l'article 8.

(3) Pour les vérifications de la résistance à la fatigue, voir le prENV 1999-2.

2.3.3 Etats limites de service

(1) On doit vérifier que

$$E_d \leq C_d \text{ ou } E_d \leq R_d \quad (2.8)$$

où

C_d est une valeur nominale ou une fonction de certaines propriétés de calcul des matériaux relative à l'effet des actions considéré ;

E_d est l'effet de calcul des actions, déterminé sur la base d'une des combinaisons définies ci-dessous.

Le type de combinaison requis pour une vérification donnée d'état limite de service est défini dans l'article spécifique.

(2) Les combinaisons d'actions pour les états limites de service sont définies dans l'ENV 1991-1.

(3) Les coefficients Y_M doivent être pris égaux à $\boxed{1,0}$ pour tous les états limites de service, sauf spécification différente dans des clauses particulières.

2.4 Durabilité

(1) Pour assurer une durabilité convenable à une construction, on doit tenir compte des facteurs suivants ainsi que de leur interaction :

- utilisation de la construction,
- performances requises,
- conditions prévisibles d'environnement,
- composition, propriétés et performances des matériaux,
- forme des éléments et dispositions constructives,
- qualité de fabrication et niveau de contrôle,
- mesures particulières de protection,
- maintenance prévue pendant la durée de vie envisagée de la construction.

(2) Il convient d'estimer dès le stade du projet les conditions de l'environnement, à l'intérieur et à l'extérieur de l'ouvrage, afin d'évaluer leur influence vis-à-vis de la durabilité et de permettre la prise de mesures appropriées pour la protection des matériaux (voir paragraphe 3.4).

2.5 Résistance au feu

(1) Pour la résistance au feu, se reporter à l'ENV 1999-1-2.

3 Matériaux

3.1 Généralités

(1) Les propriétés des matériaux indiquées dans cette section sont des valeurs minimales garanties en tant que valeurs nominales devant être prises en compte comme valeurs caractéristiques dans les calculs du projet (voir 5.3.5).

(2) D'autres propriétés relatives aux matériaux sont indiquées dans les normes EN énumérées aux paragraphes 1.3.1.3 et 1.3.1.4 ainsi que dans les prEN et les normes ISO.

3.2 Aluminium de structure

3.2.1 Gamme de matériaux

(1) La présente prénorme européenne porte sur le calcul de structures fabriquées à partir d'alliages d'aluminium dont la liste est indiquée dans le Tableau 3.1a, pour des alliages de corroyage conformes aux normes EN du paragraphe 1.3.1.1, et en vue de leur mise en œuvre dans des structures d'alliages de coulée figurant au Tableau 3.1b, conformément aux normes EN du paragraphe 1.3.1.4.

Tableau 3.1a — Alliages d'aluminium de corroyage pour structures

Désignation de l'alliage		Forme du produit	Durabilité
Symboles numériques	Symboles chimiques		
EN AW-3103	EN AW-Al Mn1	SH,ST,PL,ET	A
EN AW-5083	EN AW-Al Mg4,5Mn0,7	SH,ST,PL,ET,SEP,ER/B,DT, FO	A
EN AW-5052	EN AW-Al Mg2,5	SH,ST,PL	A
EN AW-5454	EN AW-Al Mg3Mn	SH,ST,PL	A
EN AW-5754	EN AW-Al Mg3	SH,ST,PL,FO	A
EN AW-6060	EN AW-Al MgSi	ET,EP,ER/B,DT	B
EN AW-6061	EN AW-Al Mg1SiCu	SH, ST, PL, ET,EP,ER/B,DT	B
EN AW-6063	EN AW-Al Mg0,7Si	ET,EP,ER/B,DT	B
EN AW-6005	EN AW-Al SiMg(A)	EP	B
EN AW-6082	EN AW-Al Si1MgMn	SH,ST,PL,ET,EP,ER/B,DT,FO	B
EN AW-7020	EN AW-Al Zn4,5MgCu	SH,ST,PL,ET,SEP,ER/B,DT	C
Abréviations : SH - tôle ST - bande PL - plaque ET - tube filé EP - profils filés SEP - profils simples filés ER/B - tube rond ou barre filé(e) DT - tube étiré FO - pièces forgées			

Tableau 3.1b — Alliages d'aluminium de coulée pour structures

Désignation de l'alliage	Durabilité
--------------------------	------------

Symboles numériques	Symboles chimiques	
EN AC-42100	EN AC-AI Si7Mg0,3	B
EN AC-42200	EN AC-AI Si7Mg0,6	B
EN AC-43200	EN AC-AI Si10Mg(Cu)	C
EN AC-44100	EN AC-AI Si12(b)	B
EN AC-51300	EN AC-AI Mg5	A

(2) Cette prénorme peut être également utilisée pour d'autres alliages d'aluminium de structure indiqués dans les normes EN et ISO, à condition qu'il existe des données adéquates justifiant l'application des règles de construction et de fabrication.

(3) Si ces données adéquates devaient être trouvées à l'aide d'essais, les méthodes et les analyses d'essai devront être conformes aux articles 6.5.9.5 et 6.8.3 de la présente prénorme européenne et les spécifications d'essai devront cadrer avec les normes EN et les prEN indiquées en 1.3.1.

(4) Pour des recommandations relatives au choix des alliages d'aluminium, voir l'annexe B.

3.2.2 Propriétés des matériaux pour alliages de corroyage

3.2.2.1 Valeurs de calcul minimales garanties

(1) Les valeurs limites minimales de calcul de la résistance à la charge d'épreuve $f_{0,2}$, de 0,2 %, et de la résistance ultime en traction f_u des alliages de corroyage pour un certain nombre d'états de dureté et d'épaisseurs sont indiquées dans le Tableau 3.2a pour ce qui concerne les tôles, les bandes et les plaques, dans le Tableau 3.2b pour ce qui concerne les barres filées, les tubes filés et les profils filés ainsi que les tubes étirés et, enfin, dans le Tableau 3.2c pour ce qui concerne les tubes soudés électriquement et le Tableau 3.2d pour les pièces forgées.

(2) Les valeurs limites minimales de calcul des Tableaux 3.2a à 3.2d peuvent être considérées comme des valeurs caractéristiques dans les calculs des structures soumises à des températures d'exploitation inférieures à 100 °C (voir 5.3.5). Pour ce qui concerne les structures soumises à des températures élevées dues au feu, voir ENV 1999-1-2:1997.

Tableau 3.2a — Valeurs minimales garanties de résistance à la charge d'épreuve $f_{0,2} = 0,2\%$ et d'une résistance ultime en traction f_u concernant les alliages de corroyage — Tôles, bandes et plaques

Alliage	Etat de dureté	Epaisseur mm		$f_{0,2}$ 0,2 % Résistance à la charge N/mm ²	f_u Résistance ultime en traction N/mm ²	A_{50} Allongement minimum %
		supé- rieure à	jusqu'à			
EN AW-3103	H14	0,2	25	120	140	2
	H16	0,2	4	145	160	1
EN AW-5052	H12	0,2	4	160	210	4
	H14	0,2	2	180	230	3
EN AW-5454	O/H111	0,2	8	85	215	12
	H24/H34	0,2	25	200	270	4
EN AW-5754	O/H111	0,2	100	80	190	12
	H24/H34	0,2	25	160	240	6
EN AW-5083	O/H111	0,2	50	125	275	11
		50	80	115	270	14
	H24/H34	0,2	25	250	340	4
EN AW-6061	T4	0,4	12,5	110	205	12
	T6	0,4	12	240	290	6
EN AW-6082	T4	0,4	12	110	205	12
		0,4	6	260	310	6
	T6	6	12,5	255	300	9
		12	100	240	295	8
EN AW-7020	T6	0,4	12,5	280	350	7
	T651	12,5	40			9 ¹⁾

¹⁾ Sur la base de A différent de A₅₀

NOTE Les valeurs d'allongement minimum ne s'appliquent pas à toute la plage d'épaisseur donnée, mais en général aux matériaux les plus fins. Les valeurs d'allongement importantes concernent normalement les matériaux épais. Pour les valeurs minimales actuelles, voir les normes EN et prEN indiquées en 1.3.1.3.

Tableau 3.2b — Valeurs minimales garanties de résistance à la charge d'épreuve $f_{0,2} = 0,2 \%$ et d'une résistance ultime en traction f_u concernant les alliages de corroyage — Profils, tubes et barres et ronds filés ainsi que tubes étirés

Alliage	Forme de produit	Etat de dureté	Dimension et épaisseur de paroi ou épaisseur mm	$f_{0,2}$ 0,2 % Résistance à la charge N/mm ²	f_u Résistance ultime en traction N/mm ²	A Allongement minimum %
EN AW-5083	ET, EP,ER/B	F,H112	$t \leq 200$	110	270	12
	DT	H12 H22 H32	$t \leq 10$	200	280	6
		H14 H24 H34	$t \leq 5$	235	300	4
EN AW-6060	EP,ET,ER/B	T5	$t \leq 5$	120	160	8
	EP		$5 < t \leq 25$	100	140	8
	ET,EP,ER/B	T6	$t \leq 15$	140	170	8
	DT		$t \leq 20$	160	215	12
EN AW-6061	ET,EP,ER/B,DT	T6	$t \leq 20$	240	260	8
EN AW-6063	EP,ET,ER/B	T5	$t \leq 3$	130	175	8
	EP		$3 < t \leq 25$	110	160	7
	ET,EP,ER/B	T6	$t \leq 10$	170	215	8
	DT		$t \leq 20$	190	220	10
EN W-6005A	EP/O	T6	$t \leq 5$	225	270	8
			$5 < t \leq 10$	215	260	8
			$10 < t \leq 25$	200	250	8
	EP/H	T6	$t \leq 5$	215	255	8
			$5 < t \leq 15$	200	250	8
EN AW-6082	EP,ET,ER/B	T4	$t \leq 25$	110	205	14
	EP/O, EP/H	T5	$t \leq 5$	230	270	8
	EP/O,EP/H	T6	$t \leq 5$	250	290	8
			$5 < t \leq 25$	260	310	10
	ER/B	T6	$t \leq 20$	250	295	8
			$20 < t \leq 150$	260	310	8
	DT	T6	$t \leq 5$	255	310	8
			$5 < t \leq 20$	240	310	10
EN AW-7020	EP/ER/B,DT,ET	T6	$t \leq 15$	280	350	10

Abréviations : EP - Profils filés EP/O - Profils ouverts filés
 EP/H - Profils creux filés ET - Tube filé
 ER/B - Rond ou barre filé(e) DT - Tube étiré

NOTE 1 Lorsque les valeurs sont indiquées en **gras**, une épaisseur plus grande et/ou des propriétés mécaniques plus élevées peuvent être autorisées pour certaines formes ; voir les normes EN et prEN indiquées en 1.3.1.3.

NOTE 2 Lorsque les valeurs d'allongement sont indiquées en **gras**, des valeurs minimales plus élevées peuvent être tolérées pour certaines formes ou épaisseurs.

NOTE 3 Lorsqu'un produit filé emploie des épaisseurs couvrant toute la gamme d'épaisseurs indiquée plus haut, la valeur la plus élevée pourra être utilisée à condition que le fournisseur puisse étayer la valeur par un certificat d'assurance qualité adéquat.

Tableau 3.2c — Valeurs minimales garanties de résistance à la charge d'épreuve $f_{0,2} = 0,2\%$ et d'une résistance ultime en traction f_u concernant les alliages de corroyage — Tubes soudés électriquement

Alliage	Etat de dureté	$f_{0,2}$ 0,2% Résistance à la charge N/mm ²	f_u Résistance ultime en traction N/mm ²	A Allongement minimum %
EN AW-3103	Hx65	150	170	3
	Hx85	170	190	2

Tableau 3.2d — Valeurs minimales garanties de résistance à la charge d'épreuve $f_{0,2} = 0,2\%$ et d'une résistance ultime en traction f_u concernant les alliages de corroyage — Pièces forgées (L: longues)

Alliage	Etat de dureté	Epaisseur jusqu'à mm	Sens	$f_{0,2}$ 0,2% Résistance à la charge N/mm ²	f_u Résistance ultime en traction N/mm ²	A Allongement minimum %
EN AW-5754	H112	150	longitudinal (L)	80	180	15
EN AW-5083			longitudinal (L)	120	270	12
			transversal (T)	110	260	10
EN AW-6082	T6	100	longitudinal (L)	260	310	6
			transversal (T)	250	290	5

(3) Comme solution de remplacement, les valeurs limites minimales spécifiées dans les normes EN et prEN du paragraphe 1.3.1.3, concernant une gamme étendue d'états de dureté et d'épaisseurs, peuvent être utilisées comme valeurs caractéristiques, en plus de celles qui sont énumérées dans les Tableaux 3.2a à 3.2d.

(4) Les valeurs minimales d'allongement, indiquées dans les Tableaux 3.2a à 3.2d, sont données à titre d'information seulement.

3.2.3 Propriétés des matériaux pour alliages de coulée

3.2.3.1 Valeurs minimales garanties

(1) Les valeurs minimales garanties de la résistance à la charge $f_{0,2}$ de 0,2 % et de la tension à la rupture f_u , concernant les barres d'essai moulées en sable ou coquille à partir d'alliages d'aluminium pour un certain nombre d'alliages et d'états de dureté, sont indiquées dans le Tableau 3.3.

Tableau 3.3 — Valeurs minimales garanties de résistance à la charge $f_{0,2} = 0,2\%$ et de résistance ultime en traction f_u des alliages de coulée — Pièces moulées

Alliage	Processus de moulage	Etat de dureté	$f_{0,2}$ 0,2 % Résistance à la charge N/mm ²	f_u Résistance ultime en traction N/mm ²	A_{50} Allongement minimum %
EN AC-42100	Moulée au sable	T6	190	230	2
	Moulée en coquille	T6	210	290	4
EN AC-42200	Moulée au sable	T6	210	250	1
	Moulée en coquille	T6	240	320	3
EN AC-43200	Moulée au sable	F	80	160	1
	Moulée au sable	T6	180	220	1
	Moulée en coquille	F	90	180	1
	Moulée en coquille	T6	200	240	1
EN AC-44100	Moulée au sable	F	70	150	4
	Moulée en coquille		80	170	5
EN AC-51300	Moulée au sable	F	90	160	3
	Moulée en coquille		100	180	4

NOTE Les propriétés mécaniques indiquées concernent les barres d'essai moulées séparément, et non les pièces moulées elles-mêmes.

(2) Comme solution de rechange, on peut utiliser les valeurs spécifiées dans les normes EN et prEN du paragraphe 1.3.1.4 pour une gamme de processus de coulée et d'autres états de dureté.

(3) Les règles de conception de cette prénorme européenne ne doivent pas être appliquées à ces pièces moulées. Il convient d'utiliser les alliages de coulée indiqués au Tableau 3.3 uniquement dans des structures de piliers porteurs, dans la mesure où leur adéquation et leur résistance pourront être prouvées par des essais, voir 8.1 (2). De plus, les procédures de maîtrise de la qualité concernant la fabrication des articles de fonte doivent être agréés par l'ingénieur.

3.2.4 Cotes, masses et tolérances

(1) Les cotes et les tolérances des produits de structure filés, tôles et les plaques, tubes étirés, tubes soudés électriquement, câbles et pièces forgées doivent être conformes aux normes EN et prEN du paragraphe 1.3.1.3.

(2) Les cotes et les tolérances des pièces moulées de structure doivent être conformes aux normes EN et prEN du paragraphe 1.3.1.4.

3.2.5 Valeurs de calcul des constantes des matériaux

(1) Les constantes des matériaux qui doivent être prises en compte pour les calculs des alliages d'aluminium concernés par la présente prénorme européenne sont les suivantes :

- module d'élasticité $E = 70\,000\text{ N/mm}^2$;
- module de cisaillement $G = 27\,000\text{ N/mm}^2$;
- coefficient de Poisson $\nu = 0,3$;
- coefficient de dilatation thermique $\alpha = 23 \times 10^{-6}$ par °C;

— masse unitaire $\rho = 2\,700 \text{ kg/m}^3$.

(2) Concernant les propriétés des matériaux dans les structures soumises à des températures élevées dues au feu, voir le prEN 1999-1-2:1997.

3.3 Dispositifs de raccordement

3.3.1 Généralités

(1) Les dispositifs de raccordement doivent convenir à l'usage auquel ils sont destinés.

(2) Les dispositifs de raccordement appropriés comprennent les boulons, les attaches de verrouillage par frottement, les rivets pleins et creux, les fixations spéciales, les soudures et les adhésifs.

3.3.2 Boulons, écrous et rondelles

3.3.2.1 Généralités

(1) Les boulons, les écrous et les rondelles doivent être conformes aux normes EN, prEN et ISO existantes.

Les valeurs minimales garanties de la résistance à la charge d'épreuve $f_{0,2}$ de 0,2 % et de la résistance ultime en traction f_u , qui doivent être adoptées comme valeurs caractéristiques dans les calculs, sont indiquées dans le Tableau 3.4 ci-dessous.

Tableau 3.4 — Valeurs minimales garanties de la résistance à la charge $f_{0,2} = 0,2 \%$ et de la résistance ultime en traction f_u pour les boulons et les rivets pleins et creux

Matériau	Type de fixation	Nuance d'alliage	Etat de dureté	$f_{0,2}$ 0,2 % Résistance à la charge N/mm ²	f_u Résistance ultime en traction N/mm ²
Alliage d'aluminium	Rivets pleins	5056A	O	145	270
		5086	O	100	240
		6082	T4 ¹⁾	-	200
			T6 ¹⁾	-	295
	Rivets creux	5154A	O ou F	-	215
	Boulons	6082	T6	260	310
		6061	T6	245	310
		2017A	T4	250	380
7075		T6	440	510	
Acier	Boulons	4.6		240	400
		5.6		300	500
		6.8		480	600
		8.8		640	800
		10.9		900	1000
Acier inoxydable	Boulons	A4	A4-50	210	500
		A4	A4-70	450	700
		A4	A4-80	600	800

¹⁾ Fixés à froid.

3.3.2.2 Boulons précontraints

(1) Des boulons à haute résistance peuvent être utilisés comme boulons précontraints à serrage contrôlé, dans la mesure où ils répondent aux exigences imposées aux boulons précontraints des normes EN, prEN et ISO existantes.

(2) D'autres types de boulons adéquats pourront être également utilisés comme boulons précontraints à serrage contrôlé s'ils ont fait l'objet d'un accord entre le client, l'ingénieur chargé du dimensionnement et les autorités compétentes.

3.3.3 Rivets

(1) Les propriétés relatives au matériau, les cotes et les tolérances des rivets pleins et creux en alliage d'aluminium doivent être conformes aux normes EN, prEN ou ISO (si celles-ci sont disponibles).

(2) Les valeurs minimales garanties de la résistance à la charge d'épreuve $f_{0,2}$ de 0,2 % et de la résistance ultime en traction f_u qui doivent servir de valeurs caractéristiques dans les calculs, sont indiquées dans le Tableau 3.4.

3.3.4 Electrodes de soudage consommables

(1) Les électrodes de soudage consommables doivent répondre aux normes EN, prEN ou ISO (si disponibles) indiquées en 1.3.3.

NOTE Les prEN (WI 121 127 et WI 121 214) sont en cours d'élaboration.

(2) Le choix du métal d'apport de soudage pour la combinaison des alliages qui doivent être assemblés doit être fait à partir du prEN 1011-4, Tableaux B.5 et B.6, en relation avec les caractéristiques exigées pour le joint, voir 6.6.3.1. Dans les Tableaux 3.5 et 3.6, on trouvera une orientation pour le choix du métal d'apport convenant à la gamme de métaux de base indiquée dans le présent document.

Tableau 3.5 — Regroupement des alliages utilisés dans le Tableau 3.6

Regroupement des métaux d'apport	Alliages
Type 3	3103
Type 4	4043A, 4047A ¹⁾
Type 5	5056A, 5356, 5556A, 5183
¹⁾ L'alliage 4047A est utilisé spécialement pour éviter que le métal fondu ne se fissure au niveau des joints et n'entraîne une forte dilution et une retenue importante. Dans la plupart des autres cas, l'alliage 4043A est préférable. NOTE Voir prEN 1011-4 Tableau B.5 pour une gamme plus étendue de métaux d'apport et leurs caractéristiques.	

Tableau 3.6 — Choix des métaux d'apport (voir Tableau 3.5 pour les types d'alliage)

Combinaison de métaux de base ¹⁾							
1 ^{ère} pièce	2 ^{ème} pièce						
	Pièces moulées Al-Si	Pièces moulées Al-Mg	Alliages série 3000	Autres alliages série 5000	5083	Alliages série 6000	7020
7020	NR ²⁾	Type 5 Type 5 Type 5	Type 5 Type 5 Type 4	Type 5 Type 5 Type 5	5556A Type 5 5556A	Type 5 Type 5 Type 4	5556A Type 5 Type 4 ⁴⁾
alliages série 6000	Type 4 Type 4 Type 4	Type 5 Type 5 Type 5	Type 4 Type 4 Type 4	Type 5 Type 5 Type 5	Type 5 Type 5 Type 5	Type 5 Type 4 Type 4	
5083	NR ²⁾	Type 5 Type 5 Type 5	Type 5 Type 5 Type 5	Type 5 Type 5 Type 5	5556A Type 5 Type 5		
autres alliages série 5000	NR ²⁾	Type 5 Type 5 Type 5	Type 5 Type 5 Type 5	Type 5 ³⁾ Type 5			
alliages série 3000	Type 4 Type 4 Type 4	Type 5 Type 5 Type 5	Type 3 Type 3 Type 3				
Pièces moulées Al-Mg	NR ²⁾	Type 5 Type 5 Type 5					
Pièces moulées Al-Si	Type 4 Type 4 Type 4						

¹⁾ Les métaux d'apport de la combinaison de métaux de base à souder apparaissent dans une case située à l'intersection de la ligne et de la colonne des métaux de base correspondants. Dans chaque case, le métal d'apport pour la soudure résistant le mieux apparaît sur la ligne du haut ; dans le cas des alliages des séries 6000 et des alliages 7020, cela sera inférieur à la résistance du métal de base entièrement traité à chaud. Le métal d'apport pour une résistance maximum à la corrosion figure sur la ligne médiane. Le métal d'apport exempt de toute fissure de soudure tenace figure sur la ligne du bas.

²⁾ NR = Non recommandé. La soudure d'alliages contenant environ 2 % ou plus de Mg, avec un métal d'apport en Al-Si, ou vice versa, n'est pas recommandée parce qu'il se forme aux abords de la fusion assez de Mg₂Si de précipitation pour fragiliser la soudure. Au cas où cela ne pourrait pas être évité, voir prEN 1011-4.

³⁾ Le comportement à la corrosion du métal fondu sera probablement meilleur si sa teneur en alliage est proche de celle du métal de base et non sensiblement plus élevée. Ainsi, en cas de mise en œuvre dans des milieux potentiellement corrosifs, il est préférable de souder du 5454 avec du métal d'apport de série 5454. Toutefois, dans certains cas, cela n'est possible qu'aux dépens de la stabilité de la soudure, de telle sorte qu'il faudra trouver un compromis.

⁴⁾ Dans certains cas seulement en raison de la faible résistance de la soudure et de l'allongement du joint.

NOTE Voir prEN 1011-4 Tableau B.5 pour une gamme plus grande de métaux de base, de métaux d'apport et pour plus de détails sur leur choix.

3.3.5 Adhésifs

(1) Les familles d'adhésifs recommandées pour l'assemblage de structures en aluminium sont : les adhésifs époxydes modifiés à un ou deux éléments, les acryliques modifiés, les polyuréthanes à un ou deux éléments ; les adhésifs anaréobies peuvent être aussi utilisés en cas d'assemblages par chevilles ou par bagues.

(2) A la réception de l'adhésif, sa fraîcheur peut être contrôlée avant le traitement de la manière suivante :

- analyse chimique ;
- analyse thermique ;
- mesure de la viscosité et de l'extrait sec, conformément aux normes EN, prEN et ISO existantes afférentes aux adhésifs.

(3) La résistance d'un joint d'adhésif dépend des facteurs suivants :

- a) de la résistance spécifique de l'adhésif lui-même, qui peut être mesurée à l'aide d'essais normalisés (voir ISO 11003-2) ;
- b) de l'alliage et en particulier de la contrainte d'essai lorsque la limite d'élasticité apparente du métal est dépassée avant que l'adhésif ne perde de son effet ;
- c) du prétraitement de la surface : la conversion chimique et l'anodisation donnent généralement de meilleurs résultats à long terme que le dégraissage et l'abrasion mécanique ; l'utilisation de primaires est possible à condition que l'on s'assure par des essais d'adhérence que le primaire, l'alliage et l'adhésif sont compatibles entre eux ;
- d) de l'environnement et du vieillissement ; la présence d'eau ou d'air humide ou un milieu hostile peuvent diminuer radicalement la performance à long terme du joint (en particulier dans le cas de mauvais prétraitements de surfaces) ;
- e) de la configuration du joint et de la répartition des pressions afférente, c'est-à-dire du rapport de la résistance au cisaillement maximale τ_{max} et de la résistance au cisaillement moyenne (τ_{max}/τ_{moyen}) ainsi que du rapport de la contrainte de pelage maximale σ_{max} et de la résistance au cisaillement moyenne ($\sigma_{max}/\tau_{moyen}$), les deux maxima apparaissant à l'extrémité du joint ; il convient de réduire les concentrations des contraintes autant que possible ; elles dépendent de la rigidité de l'assemblage (épaisseur et module de Young de l'adhésif) et de la longueur de recouvrement du joint.

(4) PII ne suffit pas de connaître la résistance spécifique de l'adhésif pour évaluer celle du joint. Celle-ci doit être mesurée par des essais en laboratoire en tenant compte de tout l'assemblage, c'est-à-dire des combinaisons alliage/ prétraitement/ adhésif et du vieillissement ou de l'environnement (voir 6.8.3 et 8).

(5) PII convient de prendre la résistance mesurée sur les échantillons en laboratoire comme valeurs guides ; il faut vérifier les performances des joints sous des conditions réelles ; il est recommandé d'utiliser des prototypes (voir 6.8.3).

3.4 Durabilité et protection contre la corrosion

3.4.1 Généralités

(1) Dans de nombreux cas, les matériaux standards figurant aux Tableaux 3.1a et 3.1 peuvent être utilisés lors du finissage au laminé, à l'état filé ou soudé ou à l'état fondu, sans qu'il soit nécessaire de protéger leur surface.

(2) La bonne résistance à la corrosion de l'aluminium et de ses alliages est imputée au film d'oxyde protecteur qui se forme à la surface du métal immédiatement après son exposition à l'air. Ce film est normalement invisible, relativement inerte, et comme il se forme naturellement dès son exposition à l'air ou à l'oxygène ainsi que dans de nombreux milieux complexes contenant de l'oxygène, le film protecteur devient auto-obturant.

(3) Dans les milieux tempérés, la surface de l'aluminium gardera son apparence d'origine pendant des années et aucune protection ne sera nécessaire pour la plupart des alliages. Dans des conditions industrielles modérées, la surface deviendra sombre et rugueuse. Lorsque l'atmosphère sera plus agressive, comme c'est le cas dans

certaines milieux fortement acides ou fortement alcalins, la décoloration et la rugosité de la surface augmenteront encore davantage, avec des oxydes poudreux blancs visibles à la surface et le film d'oxyde lui-même pourra devenir soluble. Le métal cessera d'être parfaitement protégé et une protection additionnelle deviendra nécessaire. Ces phénomènes pourront également apparaître dans les fissures dues aux conditions acides ou alcalines locales élevées, mais les agents ayant cet effet extrême sont relativement rares.

(4) Dans les milieux côtiers et marins, la surface deviendra rugueuse et prendra une apparence grise, semblable à la pierre et certains alliages auront besoin d'être protégés. Lorsque l'aluminium est immergé dans l'eau, des précautions spéciales devront être prises.

(5) Là où apparaît une attaque de surface, les courbes de temporisation de la corrosion pour l'aluminium et les alliages d'aluminium suivent généralement une forme exponentielle, avec une perte de réflectivité au début, après une faible altération atmosphérique. Après cela, il y aura très peu d'autres changements sur de très longues périodes. A l'air ambiant, l'état initial restera inchangé pendant quelques mois ou même deux ou trois années, puis s'ensuivra, le cas échéant, un autre changement sur des périodes de vingt, trente ou même quatre-vingts ans. Un tel comportement est stable pour toutes les conditions d'exposition libre à l'extérieur et pour toutes les conditions internes ou protégées, sauf dans le cas où se développeraient des pointes d'acidité ou d'alcalinité. En général, les milieux tropicaux ne sont plus nocifs à l'aluminium que les climats tempérés bien que certains alliages 5000 souffrent par suite d'une longue exposition à des températures ambiantes élevées, en particulier en milieu marin.

3.4.2 Durabilité

(1) Les alliages d'aluminium figurant aux Tableaux 3.1a et 3.1b sont divisés en trois catégories de durabilité : A (excellent) , B et C, dans l'ordre décroissant de durabilité. Ces catégories permettent de déterminer l'opportunité et le degré de protection nécessaires. Dans les constructions utilisant plus qu'un alliage, y compris les métaux d'apport dans les constructions soudées, la protection devrait être en conformité avec la plus basse de leurs catégories de durabilité.

(2) En cas d'utilisation d'autres alliages d'aluminium de structure figurant dans les normes sous le paragraphe 1.3.1, il faudra trouver des données adéquates pour affecter à l'alliage une catégorie de durabilité de manière à justifier l'application.

(3) Pour obtenir des conseils sur la durabilité de l'alliage d'aluminium, voir l'annexe B.

3.4.3 Protection contre la corrosion

3.4.3.1 Protection totale contre la corrosion

(1) La raison pour laquelle il faut fournir une protection totale contre la corrosion, pour les structures construites avec des alliages ou une combinaison d'alliages dont la liste figure dans les Tableaux 3.1a et 3.1b, en cas d'exposition à des milieux différents, est expliquée dans le Tableau 3.7. Les méthodes consistant à fournir une protection anti-corrosive dans ces environnements sont indiquées en 7.7. Concernant la protection des tôles utilisées pour la toiture et le recouvrement mural extérieur, voir prEN 508-2:1996.

Tableau 3.7 — Protection générale contre la corrosion de structures d'aluminium

Catégorie de durabilité de l'alliage	Épaisseur du matériau mm	Protection selon le milieu							
		Atmosphérique						Immergé	
		Rural	Industriel/urbain		Marin			Eau douce	Eau de mer
			Modéré	Sévère	Non-industriel	Modéré	Sévère		
A	Toutes	0	0	P	0	0	P	0	(P)
B	< 3	0	(P)	P	(P)	(P)	P	P	P
	≥ 3	0	0	P	0	(P)	P	(P)	P
C	Toutes	0	(P) ²⁾	P	(P) ²⁾	(P) ²⁾	P	(P) ¹⁾	NR

0 Normalement, aucune protection n'est nécessaire.

P Protection normalement exigée, sauf dans les cas exceptionnels, voir 3.4.3.1, à décider par l'ingénieur chargé du dimensionnement.

(P) Le besoin de protection dépend des conditions particulières de la structure, voir 3.4.3.1, à décider par l'ingénieur chargé du dimensionnement.

NR L'immersion dans l'eau de mer n'est pas recommandée.

¹⁾ Pour l'alliage 7020, la protection est nécessaire uniquement dans la zone affectée thermiquement (HAZ), si le traitement thermique n'est pas appliqué après le soudage.

²⁾ Si le traitement thermique de l'alliage 7020 après soudage n'est pas appliqué, l'opportunité de protéger la HAZ sera vérifiée en fonction des conditions qui prévalent, voir 3.4.3.1.

NOTE Concernant la protection des tôles utilisées dans la toiture et le recouvrement mural extérieur, voir prEN 508-2:1996.

(2) En sélectionnant la colonne adéquate du Tableau 3.7 pour un milieu atmosphérique, il ne faut perdre de vue qu'il pourrait y avoir à l'intérieur d'une même région, des endroits qui ont des "microclimats" sensiblement différents des conditions environnementales de la région dans son ensemble. Une région définie comme "rurale" pourrait avoir des environnements locaux ressemblant davantage à une atmosphère industrielle sur des sites proches et sous le vent des usines. De la même façon, un site près de la mer mais tout proche des installations côtières pourrait, avec les vents dominants adéquats, avoir les caractéristiques d'une atmosphère industrielle, plutôt que marine. L'environnement n'est pas nécessairement le même pour une structure située à l'intérieur ou à l'extérieur d'un bâtiment.

(3) La manifestation de la corrosion ne dépend pas seulement de la sensibilité du matériau et des conditions globales, mais davantage, en pratique, de la période de temps durant laquelle l'humidité pourrait se présenter en même temps que la pollution prise au piège et des agents corrosifs. Les régions des éléments de structure, ou les détails de structure, où la pollution est emprisonnée ou retenue sont plus critiques que les régions où la pluie guidée par le vent, nettoie la surface et où le séchage apparaît rapidement.

(4) En évaluant le besoin et le degré de protection nécessaire, il convient de prendre en compte l'évolution de la durée de vie de la structure. Pour des structures ayant une durée de vie brève, des mesures moins rigoureuses, ou bien un manque total de protection, peuvent constituer une solution acceptable. Au cas où une inspection et une maintenance prévues révéleraient l'attaque de la corrosion à un stade précoce, entraînant ainsi la prise de mesures correctives, il est possible de relâcher le niveau initial de protection apportée. Par contre, si l'inspection est difficile à réaliser et ne permet pas d'établir des attaques de corrosion, le niveau initial de protection devra être plus élevé. Par conséquent, le besoin de protection dans ces cas, marqué d'un (P) dans le Tableau 3.7, devra être établi conjointement par l'ingénieur chargé du dimensionnement, le fabricant et, si nécessaire, un spécialiste de la corrosion.

(5) Compte tenu de ces facteurs, des conditions localisées de gravité accrue pourraient en résulter. Il est recommandé d'étudier les conditions précises prévalant sur le site en question avant de se décider pour la colonne du milieu appropriée du Tableau 3.7.

(6) Lorsque des sections creuses sont mises en œuvre, la nécessité de protéger le vide intérieur afin de prévenir la corrosion provenant de la pénétration des agents corrosifs doit être prise en considération. Compte tenu de la difficulté qu'il y a à peindre de telles sections, les revêtements par conversion chimique peuvent présenter un intérêt. Si le vide intérieur est efficacement scellé, la protection intérieure n'est pas nécessaire.

3.4.3.2 Contacts métal sur métal, y compris les joints

(1) Il faut également prendre en considération les surfaces de contact dans les fissures et le contact avec certains métaux ou avec des lavages provenant de certains métaux, qui pourraient causer une attaque électrochimique de l'aluminium. De telles conditions pourraient apparaître à l'intérieur d'une structure, sur les joints. Les surfaces et les joints de contact aluminium sur aluminium ou sur d'autres métaux ou surfaces de contact, dans le cas de joints boulonnés, rivetés, soudés et de joints fixés avec des boulons à verrouillage de frottement à haute résistance, doivent bénéficier d'une protection supplémentaire, telle que définie dans le Tableau 3.8, en plus de celle préconisée par le Tableau 3.7. On trouvera en 7.7.3 des détails sur les méthodes de protection anti-corrosive nécessaire. Concernant la protection des contacts métal sur métal, comprenant des joints pour les tôles mises en œuvre dans les toitures et le recouvrement mural extérieur, voir prEN 508-2:1996.

3.4.3.3 Contact avec d'autres matériaux non métalliques

(1) Contact avec le béton, la maçonnerie ou l'enduit.

Il convient de recouvrir l'aluminium mis en contact avec du béton plein, tassé, de la maçonnerie ou de l'enduit dans un milieu sec non pollué ou un environnement doux, au niveau de la surface de contact, d'un revêtement de peinture à base de bitume ou d'un revêtement apportant la même protection. Dans un milieu industriel ou marin, il convient de recouvrir la surface de contact de l'aluminium de deux couches au moins de peinture à base de bitume à grand rendement ; la surface du matériau de contact devrait être de préférence peinte de la même manière. Le contact immergé entre aluminium et de telles matériaux n'est pas recommandé, mais s'il s'avère inévitable, il est recommandé de séparer les matériaux en utilisant une couche de mastic adéquate ou un écran d'étanchéité à grand rendement.

Le béton léger et les produits similaires demandent une attention particulière au cas où l'eau ou l'humidité montant du sol seraient susceptibles d'extraire du ciment une quantité permanente d'alcalis agressifs. L'eau alcaline pourrait alors attaquer les surfaces d'aluminium autres que les surfaces de contact directes.

(2) Enrobage dans le béton

Avant de les enrober, il convient de protéger les surfaces d'aluminium avec au moins deux couches de peinture à base de bitume ou de bitume chaud, et que les couches dépassent de 75 mm au moins la surface du béton après enrobage.

Si le béton contient des chlorures (p. ex. comme additifs ou par suite de l'utilisation d'un agrégat dragué par la mer), il convient d'appliquer deux couches au moins de brai de goudron de houille souple, conformément aux instructions du fournisseur et de repeindre l'assemblage final sur place avec le même matériau après que le béton se soit tassé, afin que la surface soit scellée. Il convient de prendre des précautions lorsque le contact métallique se produit entre les éléments d'aluminium enrobés et l'acier d'armature.

(3) Contact avec le bois d'œuvre

Dans un environnement industriel, humide ou marin, il convient d'apprêter et de peindre le bois d'œuvre selon les règles de l'art.

Certains produits de conservation du bois peuvent nuire à l'aluminium. Les produits de préservation du bois suivants sont en général considérés comme pouvant être utilisés sans danger avec l'aluminium sans prendre de précautions particulières :

— Créosote de houille, huile de goudron de houille, naphthalines chlorées, naphthénates de zinc, pentachlorophénol, oxydes organostanniques, orthophénylphénol, fluoro-chrome-arséniate-dinitrophénol.

Il convient de n'utiliser les produits de conservation suivants qu'en milieu sec et là où la surface d'aluminium en contact avec le bois traité a une couche importante d'adhésif de fermeture.

— Naphthénate de cuivre, cuivre-chrome, arséniate de cuivre et de chrome, acide borique et borax.

Les conservateurs suivants ne doivent pas être utilisés en association avec l'aluminium :

— chlorure de zinc, sels de mercure, sulfate de cuivre.

Le chêne, le châtaignier et le thuya géant, à moins qu'ils ne soient vieillis, sont probablement nocifs à l'aluminium, en particulier lorsque ce sont des fixations libres

(4) Contact avec les sols

La surface du métal doit être protégée avec deux couches au moins de peinture bitumeuse, de bitume chaud ou de feutre goudronné souple. Des galons d'enveloppement peuvent être utilisés en plus pour éviter des dommages mécaniques au revêtement.

(5) Immersion dans l'eau

Si les éléments en aluminium sont immergés dans l'eau douce ou l'eau de mer contenant de l'eau polluée, il est préférable que l'aluminium soit de la catégorie de durabilité A, avec des fixations en aluminium ou en acier résistant à la corrosion ou qu'il soit fixé par soudage. Les Tableaux 3.7 et 3.8 indiquent les normes de protection en cas d'immersion dans l'eau douce ou l'eau de mer.

Par ailleurs, il convient que l'ingénieur soit proprement informé de la teneur en oxygène, du pH, de la teneur en produits chimiques ou métalliques, en particulier de la teneur en cuivre, et de l'importance de mouvement de l'eau étant donné que ces éléments sont susceptibles d'influer sur le degré de protection exigé.

(6) Contact avec des produits chimiques utilisés dans la construction

Les fongicides et les produits antifongiques peuvent contenir des composés métalliques à base de cuivre, de mercure, d'étain et de plomb qui, sous des conditions humides, pourraient causer la corrosion de l'aluminium. Les effets nocifs peuvent être neutralisés en protégeant les surfaces de contact qui pourraient être soumises au lavage ou au suintement de produits chimiques.

Certains produits de nettoyage peuvent influencer sur la surface de l'aluminium. Lorsque de tels produits chimiques sont utilisés pour nettoyer l'aluminium ou d'autres matériaux de la structure, il convient de veiller à ce que les effets ne soient pas nuisibles à l'aluminium. Souvent, un rinçage rapide et approprié à l'eau suffira alors que dans d'autres cas, des mesures provisoires peuvent s'avérer nécessaires pour protéger l'aluminium d'un contact avec les produits de nettoyage.

(7) Contact avec les produits d'isolation utilisés dans la construction

Des produits tels que la fibre de verre, le polyuréthane ainsi que divers autres produits d'isolation peuvent contenir des agents corrosifs qui risquent d'être extraits sous des conditions humides et porter préjudice à l'aluminium. Il convient de soumettre à l'essai les produits d'isolation quant à leur compatibilité avec l'aluminium soumis à des conditions humides et salines. En cas de doute, il convient d'appliquer un produit d'étanchéité sur les surfaces d'aluminium associées.

3.5 Critères de sélection pour les alliages d'aluminium

(1) Le choix d'un alliage d'aluminium ou d'alliages pour tout ouvrage est déterminé par une combinaison de certains facteurs : résistance, durabilité, propriétés physiques, soudabilité, formabilité et disponibilité dans la forme et l'alliage particuliers recherchés. Les matériaux répertoriés dans les Tableaux 3.1a et 3.1b sont décrits à l'annexe B en fonction des facteurs précités.

Tableau 3.8 — Protection supplémentaire aux contacts métal sur métal pour combattre les fissures et les effets de pile

Métal devant être assemblé à l'aluminium (M)	Matériau de boulon ou de rivet (B/R)	Protection en fonction de l'environnement																	
		Atmosphérique								Marin						Immergé			
		Rural				Industriel urbain				Non industriel		Industriel				Eau douce		Eau de mer	
		sec, non pollué		doux		Modéré		sévère				modéré		sévère					
		M	B/R	M	B/R	M	B/R	M	B/R	M	B/R	M	B/R	M	B/R	M	B/R	M	B/R
Aluminium	Aluminium		O		O		1		1 3		1 (3)		1 (3)		1 3		2 3		2 3
	Acier inoxydable	O	O	O	O	O/X	O	X	3	O/X	(3)	O/X	3	X	3	X	3	X	3 4
	Acier revêtu de zinc		O		(4)		(3) (4)	a/g	3 (4)		(3) (4)	a	(3) (4)	a/z/g	3 (4)		3 4	(g)	3 4
Acier revêtu de zinc Acier peint	Aluminium		O		O		1		1 3		1 (3)		1 (3)		1 3		2 3		2 3 4
	Acier inoxydable	O	O	O	O	O/X	O	X	3	O/X	O	O/X	(3)	X	3	X	3 (4)	Y (Z)	3 4
	Acier revêtu de zinc		O		(4)	a	(4)	a/z/g	3 (4)	a	(3) (4)	a	3 (4)	a/z/g	3 (4)	z	3 4	z/(g)	3 4
Acier inoxydable	Aluminium		O		O		1		1 3		1 (3)		1 (3)		1 3	Y (X)	2 3 4		2 3 4
	Acier inoxydable	O	O	O	O	O/X	O	X	3	O/X	O	O/X	(3)	X	3	(Z)	3	Y (Z)	3 4
	Acier revêtu de zinc		O		(4)	a	(4)	a/z/g	3 (4)	a	(3) (4)	a	(3) (4)	a/g	3 (4)		3 4	(g)	3 4

NOTE 1 Des détails sur la protection contre la corrosion indiqués par O, X, Y, Z, 0, 1, 2, 3, 4, et a, z, g ci-dessus, sont indiqués en 7.7.3.

NOTE 2 Au cas où plus d'une méthode est indiquée, toutes les méthodes s'appliquent en conséquence.

NOTE 3 Concernant la protection des tôles utilisées pour les toitures ou le revêtement mural extérieur, voir prEN 508-2:1996.

NOTE 4 Les valeurs mentionnées entre parenthèses doivent être définies par l'ingénieur chargé du dimensionnement.

NOTE 5 Pour les aciers inoxydables, voir aussi Eurocode 3 Partie 1.4.

4 Etats limites de service

4.1 Principes

(1) Les états limites de service pour l'aluminium de structure sont :

- déformations ou flèches qui affectent de manière défavorable l'utilisation de la structure (y compris le fonctionnement correct des machines ou des équipements techniques),
- déformations ou flèches qui causent des dommages aux éléments de finition ou non structuraux,
- déformations ou flèches qui affectent de manière défavorable l'aspect de la structure,
- distorsion de forme due à la formation graduelle de changements dimensionnels dans les structures devant être assemblés ou démontés fréquemment,
- vibrations qui causent des dommages aux éléments de finition et non structuraux,
- vibrations qui causent un désagrément aux utilisateurs des structures ou des dommages à l'équipement soutenu par la structure.

4.2 Flèches

4.2.1 Valeurs extrêmes de déflexion

- (1) Il convient que les valeurs extrêmes de déflexion soient définies par l'ingénieur chargé du dimensionnement, le client et les autorités compétentes.
- (2) En l'absence d'un accord spécial entre l'ingénieur chargé du dimensionnement et le client, une structure peut être considérée comme étant acceptable pour ce qui concerne la déformation si les valeurs extrêmes indiquées ci-après sont respectées.

4.2.2 Flèches irrécupérables

(1) Il convient de noter que les composants dont la résistance statique a été calculée conformément aux dispositions de la section 5 de la présente prénorme européenne ne subiront pas de déformation significative permanente sous l'action d'une rare simultanéité des charges. Cela s'applique à tous les groupes d'alliages. Il convient de prêter attention aux poutres en treillis hybrides.

4.2.3 Flèches élastiques récupérables

(1) Les valeurs extrêmes pour les flèches verticales indiquées ci-dessous sont illustrées par voie de référence à la poutre libre aux extrémités, illustrée à la Figure 4.1, dans laquelle :

$$\bar{\delta}_{max} = \bar{\delta}_1 + \bar{\delta}_2 \bar{\delta}_0 \quad (4.1)$$

où

$\bar{\delta}_{max}$ est le fléchissement à l'état final par rapport à la ligne droite joignant les supports ;

$\bar{\delta}_0$ est le bombage préliminaire (courbure) de la poutre à l'état non chargé, (état 0) ;

$\bar{\delta}_1$ est la variation de la flèche de la poutre due à des charges permanentes immédiatement après le chargement, (état 1) ;

$\bar{\delta}_2$ est la variation de la flèche de la poutre due au chargement variable, plus toutes déformations chronologiques dues à la charge permanente (état 2).

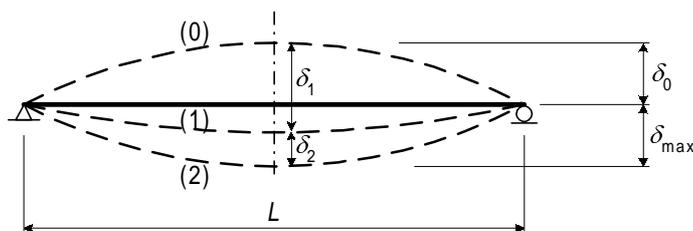


Figure 4.1 -

(2) Pour les structures des bâtiments, il convient de ne pas dépasser les valeurs suivantes. Les flèches élastiques doivent être définies pour des combinaisons de charges fréquentes :

(3) Poutres cantilever supportant des planchers : $L/180$

Poutres portant du plâtre ou autre finition fragile : $L/360$

Pannes et rails de blindage :

a) sous poids propre seulement : $L/200$

b) sous la pire combinaison de charges permanentes, de charges d'exploitation, d'actions du vent et de la neige : $L/100$

Meneaux et impostes de murs rideaux : $L/250$ ou 15 mm,

en retenant la plus petite des deux valeurs. Le calcul ne doit pas tenir compte de l'augmentation de la rigidité due aux produits en verre.

NOTE Afin d'éviter que la résistance des produits en verre et leurs performances soient affectées de manière négative, il est recommandé de ne pas prendre des valeurs de déflexion plus grandes.

Sommets des poteaux : flèche horizontale $L/300$

(où L représente la longueur entre les supports).

4.2.4 Calcul de la flèche élastique

(1) Au cas où on ne tiendrait pas compte chaque fois de la rigidité réelle dans le calcul des flèches, il est possible d'utiliser la procédure simplifiée suivante. Il convient de baser en général le calcul de la flèche élastique sur les propriétés de la section transversale brute de l'élément. Cependant, concernant les sections minces, il peut s'avérer nécessaire de prendre des propriétés de section réduite pour tenir compte du flambement local. (voir section 5.4.5). Il convient de tenir compte aussi des effets de séparation et autres effets de raidissement, d'effets de second plan et de changements dans la géométrie.

(2) Il est possible de profiter des niveaux peu élevés de contrainte de la section de la classe 4 pour calculer l'épaisseur réelle en utilisant le moment quadratique fictif suivant I_{fic} , constant le long du poteau

$$I_{fic} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{f_o} (I_{gr} - I_{eff}) \quad (4.2)$$

où

I_{gr} est le moment quadratique de la section brute ;

I_{eff} est le moment quadratique de la section réelle à l'état limite ultime, en tenant compte du flambement local, voir 5.4.5 ;

σ_{gr} est la contrainte de flexion maximum par compression à l'état limite de service, basé sur la section brute (positive dans la formule).

f_o est la résistance caractéristique pour la flexion et le fléchissement général (5.3.5).

(3) Il convient de calculer les flèches en tenant compte également de la rigidité de rotation des joints semi-rigides ainsi que de l'éventuelle récurrence de la déformation plastique à l'état limite de service.

4.3 Vibrations

4.3.1 Résonance

(1) Les fréquences naturelles des structures et des composants de structure doivent être assez différentes de celles de la source d'excitation, afin d'éviter la résonance. Pour vérifier l'incompatibilité des amplitudes de vibration, des charges nominales doivent être utilisées. Si l'on estime que la vibration pourrait être un problème potentiel, en particulier la vibration induite par les rafales de vent et les tourbillons, il faudra examiner la possibilité de rupture par fatigue.

4.3.2 Amortissement

(1) Pour évaluer les effets des vibrations, il faut tenir compte des caractéristiques d'amortissement des formes et des matériaux de structure. Il convient d'examiner la nécessité de fournir un amortissement artificiel et pour ce faire, des essais sur des composants prototypes peuvent s'avérer indispensables.

4.3.3 Gêne apportée à l'utilisateur

La vibration des structures à basses fréquences naturelles peut indisposer les usagers et il convient donc de la prendre en considération lors de la conception de l'ouvrage.

(2) La fréquence naturelle la plus basse des structures portantes sur lesquelles se déplace le public (par exemple planchers, passerelles, couloirs) ne doit pas être inférieure à $\boxed{3}$ cycles/seconde. Cette limite peut être adoucie si la structure est fortement amortie.

(3) Il convient que la fréquence naturelle la plus basse des structures portantes sur lesquelles le public danse ou saute de manière assez rythmique ne soit pas inférieure $\boxed{5}$ cycles/seconde.

4.4 Effets dynamiques

4.4.1 Chargement dynamique

(1) Les états limites de service concernant la déformation et les flèches s'appliquent aussi bien au chargement dynamique qu'au chargement appliqué statiquement. Les forces provenant des effets dynamiques sont traitées en tant que charges imposées par le choix des facteurs de chargement. Si un "facteur d'amplification dynamique" est utilisé, il convient que l'ingénieur chargé du dimensionnement sache que cette procédure n'est pas recommandée si elle ne tient pas compte de la vulnérabilité de la structure.

5 Etats limites ultimes (éléments)

5.1 Principes

5.1.1 Généralités

(1)P Les structures et les composants en aluminium doivent être dimensionnés de telle sorte qu'ils satisfassent aux caractéristiques exigées pour l'état limite ultime, indiquées dans la section 2. Les caractéristiques exigées pour la fatigue sont indiquées à la partie 2. Les recommandations de calcul et dimensionnement concernent les structures qui sont soumises à des conditions atmosphériques normales.

(2)P Le coefficient partiel de sécurité γ_M doit être choisi comme suit pour les éléments soudés, rivetés ou collés :

- résistance des sections de la classe 1 :¹⁾ $\gamma_{M1} = \boxed{1,10}$
- résistance des sections de la classe 2 ou 3 :¹⁾ $\gamma_{M1} = \boxed{1,10}$
- résistance des sections de la classe 4 :¹⁾ $\gamma_{M1} = \boxed{1,10}$
- résistance de l'élément au flambement : $\gamma_{M1} = \boxed{1,10}$
- résistance de la surface nette au niveau des trous de boulons : $\gamma_{M2} = \boxed{1,25}$

Les valeurs de γ_M pour les joints rivetés, boulonnés, soudés ou collés sont indiquées dans la section 6 (liaisons soumises à une charge statique).

(3) Les règles indiquées pour le calcul des éléments présupposent que les forces et les moments des éléments ont été obtenus au préalable par une forme appropriée d'analyse structurelle globale. Des indications sur les méthodes d'analyse sont données en 5.2.

5.1.2 Eléments en traction

(1)P Les éléments en traction doivent être vérifiés pour ce qui concerne la résistance de la section (voir 5.7).

5.1.3 Eléments en compression

(1)P Les éléments en compression doivent être vérifiés quant à la résistance de la section et la résistance au flambement (voir 5.8).

5.1.4 Poutres

(1)P Les éléments soumis à la flexion doivent être vérifiés, quant à :

- la résistance à la flexion (5.6.2)
- la résistance au cisaillement (5.6.3)
- la résistance à l'effet conjoint de la flexion et du cisaillement (5.6.4)
- la résistance à l'appui de cloison (5.6.5)
- la résistance au flambement de torsion latérale (5.6.6)

¹⁾ Pour la classification des sections, voir 5.4

5.1.5 Éléments soumis à une force axiale, à un moment et un à cisaillement combinés

(1)P Les éléments soumis à une combinaison de force axiale, de moment et de cisaillement doivent être vérifiés, quant à la résistance des sections aux actions combinées et la résistance au flambement sous des actions combinées (voir 5.9).

5.1.6 Cadres

(1)P Les cadres doivent être vérifiés, quant à

- la résistance de leurs éléments
- la résistance des liaisons entre éléments (Section 6)
- la résistance au flambement général.

5.1.7 Placage

(1)P Le placage renforcé ou non, ne faisant partie des poutres à âmes pleines doit faire l'objet d'une vérification, quant à :

- la résistance des sections soumises à une compression uniforme (5.10.2 et 5.11.2)
- la résistance des sections soumises à des moments dans le plan ou à un gradient des contraintes longitudinales (5.10.3, 5.10.4, 5.11.3, 5.11.4)
- la résistance des sections soumises à un cisaillement (5.10.5 et 5.11.5)
- la résistance des sections soumises à des actions combinées et la résistance au flambement sous des actions combinées (5.10.6).

(2)P Les poutres à âmes pleines doivent être vérifiées, pour ce qui concerne :

- la résistance des poutres à âmes pleines renforcées longitudinalement et/ou transversalement, à la flexion dans le plan, au cisaillement et aux effets combinés de la flexion, du cisaillement et des forces axiales (5.12.2, 5.12.3, 5.12.4 et 5.12.8)
- la résistance des raidisseurs d'âmes (5.12.5)
- la résistance des âmes aux contraintes transversales appliquées par la semelle (5.12.6)
- la résistance des âmes ondulées ou renforcées étroitement (5.12.7)
- la résistance des poutres munies de raidisseurs sur leurs supports (5.12.3).

5.1.8 Liaisons (voir section 6)

(1)P Les liaisons entre éléments de structure ou entre les éléments d'un élément "composé", ou entre les détails locaux et les éléments de structure, doivent être calculées de manière à correspondre aux états limites ultimes de contrainte et de fatigue statiques. Les liaisons doivent être vérifiées, quant à :

- la résistance des pièces d'attache, des rivets et des boulons (dans les constructions non soudées) au cisaillement, à la traction axiale, à l'effet combiné de cisaillement et de traction ainsi qu'à la capacité portante
- la résistance des boulons à haute résistance à serrage contrôlé (si utilisés) pour ce qui concerne la capacité de frottement, la précontrainte et le facteur de glissement
- la résistance des clavettes (dans le cas de joints clavetés) en matière de cisaillement ou de flexion
- la résistance des soudures (dans le cas de constructions soudées), pour ce qui concerne le cisaillement et sous des conditions de contraintes normales pour les soudures bout à bout et les soudures d'angle

- la résistance des zones affectées thermiquement (HAZ) attenantes aux soudures
- la résistance des joints collés si le collage est utilisé comme méthode de liage.

5.1.9 Fatigue (voir Partie 2)

(1)P Les structures soumises à des charges variables d'exploitation sont sensibles à la fatigue et leur résistance à la fatigue doit être contrôlée. Les phénomènes de fatigue apparaissent en particulier dans les cas suivants :

- un rapport élevé des charges dynamiques aux charges statiques
- des joints soudés entre les éléments, et entre les fixations locales et les éléments
- complexité de l'élément de joint
- basses fréquences naturelles dans les éléments de structure
- environnement thermal et chimique pauvre.

(2)P Partout où cela sera possible, les structures en aluminium doivent être conçues de telle sorte qu'elles assurent un niveau de sécurité acceptable tout au long de leur vie. Des méthodes d'évaluation de la fatigue doivent être prévues afin de s'assurer que la probabilité d'une rupture due à la fatigue pendant la durée de vie de la structure soit comparable à celle relative à une charge de rupture à des états limites ultimes.

(3) Le calcul de la fatigue doit être basé sur des contraintes nominales (moyennes) réelles ou des contraintes locales réelles, déterminées par une analyse globale des déformations élastiques et avec une section effective dont la superficie aura déjà été réduite pour justifier le flambement local mais en ignorant les zones affectées thermiquement, méconnues. Pour une âme en cisaillement, il convient d'utiliser une contrainte de cisaillement nominale basée sur une épaisseur réelle de $1,7 \rho_c t_w$ (mais non supérieure à t_w) (voir 5.12.3 et 5.12.4).

5.1.10 Vibration

(1)P La résistance à la vibration doit être établie par un contrôle de fatigue et un contrôle des caractéristiques d'amortissement de la structure et de son matériau. Cela s'applique en particulier :

- aux structures supportant des engins de levage ou des charges roulantes
- aux structures supportant des machines vibrantes
- aux structures soumises à des oscillations dues au vent
- aux structures soumises à des oscillations dues à la foule.

5.1.11 Sections hybrides

(1)P La charge utile d'une section hybride contenant des alliages d'aluminium de différentes robustesses doit être déterminée en tenant compte de la résistance de ses divers éléments et en particulier des catégories de ces éléments.

(2) En cas d'utilisation de sections hybrides d'aluminium et d'acier, il faut en contrôler le comportement au fléchissement et tenir compte des déformations thermiques.

5.2 Calcul des forces et des moments internes

5.2.1 Analyse globale

(1)P Les forces et les moments internes d'une structure isostatique doivent être déterminés en faisant appel à la statique.

(2) P En calculant les forces et les moments internes d'une structure hyperstatique, les déformations résultant de la déformation élastique et plastique ou du flambement local doivent être prises en compte, ainsi que celles qui résultent des effets du retard de cisaillement le cas échéant.

(3) Il convient de déterminer les forces et les moments internes en utilisant :

- a) soit l'analyse globale élastique (linéaire ou non linéaire)
- b) soit l'analyse globale plastique (avec ou sans durcissement).

Les différentes méthodes d'analyse sont décrites à l'annexe C (informative).

(4) L'analyse globale élastique peut être utilisée dans tous les cas.

(5) P L'analyse globale élastique doit être utilisée là où les sections des éléments répondent aux exigences spécifiques de la classe 1 indiquées en 5.4. Les sections des classes 2, 3 et 4 ne sont pas autorisées. Pour ce qui concerne les sections de la classe 1, il est toujours demandé de vérifier la capacité de déformation en fonction de la ductilité recherchée du projet structurel. (voir annexe D (informative)).

(6) Pour de plus amples détails sur les méthodes d'analyse globale, voir annexe D (informative).

(7) Les hypothèses de calcul concernant les liaisons doivent correspondre à celles indiquées à l'annexe C (informative).

5.3 Résistance des sections

5.3.1 Généralités

(1) Il convient que tous les éléments satisfassent aux exigences dans les états limites ultimes et les états limites de service. En général, les éléments sont formés d'extrusions, de plaques, de tôles, de tubes, de pièces forgées ou d'une combinaison de ceux-ci. Les ingénieurs chargés du dimensionnement, désireux d'utiliser des pièces de moulage doivent le faire en consultation étroite avec les fabricants concernés.

(2) Lorsqu'il est fait référence aux informations de calcul sous la forme d'expressions mathématiques, les ingénieurs chargés du dimensionnement sont autorisés à utiliser à leur place, des graphiques ou des tableaux résultant de ces expressions. Les éléments peuvent être calculés de façon sûre en suivant les recommandations de la section 5, mais des appendices permettent un traitement plus complet de certains aspects du comportement des éléments. Leur utilisation peut conduire à des structures plus économiques et plus légères.

5.3.2 Résistance de calcul

(1) Les expressions indiquées pour la résistance de calcul d'un élément (qui ne peut pas être inférieur à la sollicitation de calcul agissant sur l'élément, résultant du chargement pondéré) renferment des résistances caractéristiques (f_w , f_w , f_v , f_s) liées aux propriétés des matériaux. Celles-ci sont définies en 5.3.5. Les expressions contiennent également le coefficient partiel de sécurité γ_M , pour la résistance, voir 5.1.1.

(2) La résistance des sections des éléments peut être restreinte par :

- la résistance plastique de la section
- la résistance de la section nette au niveaux des trous des attaches
- la vérification de la stabilité locale des éléments de la section.

(3) Là où cela s'avère utile, il convient de vérifier également la stabilité globale.

(4) La résistance des éléments porteurs comportant des éléments élancés peut être réduite par suite d'un flambement local prématuré. Le calcul proposé d'un élément porteur en compression uniforme ou en compression par suite d'une flexion est vérifié en classant la section en fonction de sa sensibilité par rapport au flambement local. La classification des sections est traitée en 5.4.

5.3.3 Propriétés des sections

(1) Les propriétés de la section brute doivent être déterminées en utilisant les dimensions spécifiées. Il n'est pas nécessaire de déduire les trous des attaches, mais tenir compte d'ouvertures plus importantes. Les pièces de joint et les couvre-joints ne doivent pas être inclus.

(2) La surface nette d'un élément (A_{net}) ou de la section brute d'un élément doit être la surface brute moins des déductions appropriées pour les trous et autres ouvertures. Dans le calcul des propriétés de la section nette, il convient que la déduction pour un simple trou de fixation soit égale à la surface brute de la section du trou dans le plan de l'axe. Pour les trous à collerettes, il faut tenir compte de la partie fraisée. A condition que les trous des attaches ne soient pas disposés en quinconce, il convient que la surface totale à déduire pour les trous de fixation soit égale à la somme maximale des surfaces de coupe des trous de n'importe quelle section perpendiculaire à l'axe de l'élément.

(3) Si les trous de fixation sont positionnés en quinconce, la surface totale à déduire pour les trous de fixation est la plus élevée des deux valeurs suivantes :

- a) la déduction pour les trous non décalés, indiquée en (2)
- b) la somme des surfaces de coupe de tous les trous dans toute ligne en diagonale ou en zigzag s'étendant jusqu'à l'élément ou une partie de l'élément, moins

$$s^2 t / (4p) \text{ et } 0,65st \quad (5.1)$$

pour chaque espace d'écartement dans la chaîne de trous, où :

s est le pas d'écartement (pas longitudinal)

p est l'espacement des centres des deux trous identiques, mesuré perpendiculairement à l'axe de l'élément (pas transversal)

t est l'épaisseur (ou l'épaisseur réelle d'un élément contenant un matériau HAZ).

Dans un angle ou un autre élément ayant des trous dans plus d'un plan, l'espacement p doit être mesuré le long du centre de l'épaisseur du matériau.

(4) Pour le calcul des liaisons des éléments en compression ou des parties d'éléments comprimées, aucune déduction pour trous de fixation n'est normalement nécessaire, sauf pour ce qui concerne les trous allongés. Si aucune déformation plastique de la section nette n'est tolérée dans les liaisons d'éléments comprimés ou des parties d'éléments comprimées, il convient de tenir compte de la déduction des trous.

(5) Pour le calcul des liaisons d'autres types d'éléments, suivre les indications données sous 5.7.3 pour ce qui concerne la traction.

(6) Il n'est pas nécessaire de tenir compte des trous de fixation dans l'aile de tension, à condition que pour ce qui concerne l'aile de tension :

$$0,9 \frac{A_{net}}{A_g} \geq \frac{f_o / \gamma_M I}{f_a / \gamma_{M2} I T A L \gamma_{M2}} \quad (5.2)$$

Si A_{net}/A_g est inférieur à cette limite, l'hypothèse d'une surface de semelle réduite sera avérée.

(7) Il n'est pas nécessaire de tenir compte des trous de fixation présents dans la zone de traction de l'âme, à condition que la limite indiquée dans l'expression ci-dessus soit respectée pour toute la zone de traction comprenant l'aile de tension, plus la zone de traction de l'âme..

(8) Il n'est pas nécessaire de tenir compte des trous de fixation dans les vérifications de cisaillement, à condition que :

$$\frac{A_{v,net}}{A_v} \geq \frac{f_o / \gamma_M I}{f_a / \gamma_M^2} \quad (5.3)$$

Si $A_{v,net}/A_v$ est inférieur à cette limite, on peut supposer qu'il existe réellement une surface de cisaillement de $(f_d/\gamma_{M2})/(f_o/\gamma_{M1}) A_{v,net}$. Il convient de vérifier le critère de cisaillement par compression indiqué à la section 6 sur les extrémités de l'élément.

5.3.4 Zones affectées thermiquement (HAZ)

(1) Le matériau de nombreux alliages et conditions d'aluminium de structure est affaibli dans les zones affectées thermiquement (HAZ) attenantes aux soudures et ceci doit être pris en compte dans les calculs du projet. Des exceptions à cette règle, où on ne détecte pas de faiblesse dans le voisinage des soudures, apparaissent dans des alliages mis en œuvre dans les conditions O ou T4 ; ou lorsque le matériau est dans la condition F et la résistance de calcul est basée sur les propriétés de l'état O.

(2) Les règles permettant d'évaluer la sévérité et l'étendue de la réduction des effets des HAZ sont indiquées en 5.5.

(3) Il est important que les ingénieurs chargés du dimensionnement réalisent qu'une petite soudure destinée à relier une petite fixation à un élément principal peut réduire considérablement la résistance de l'élément en raison de la présence d'une zone affectée thermiquement. Pour calculer le dimensionnement d'une poutre, il est parfois avantageux d'appliquer les soudures et les fixations sur des surfaces à faible contrainte, c'est-à-dire à proximité de l'axe neutre ou loin des zones où le moment fléchissant est élevé.

5.3.5 Résistance caractéristique

(1) Les calculs de résistance des éléments sont effectués en utilisant la résistance caractéristique de la manière suivante :

f_o est la résistance caractéristique pour la flexion et le fléchissement général en traction et en compression

f_a est la résistance caractéristique pour la capacité locale d'une section nette en traction ou en compression

f_v est la résistance caractéristique en cisaillement

f_s est la résistance caractéristique pour la stabilité générale de flambement.

(2) Les valeurs de f_o , f_a et f_v dépendent des propriétés du matériau et sont définies comme suit :

a) $f_o = f_{0,2}$, voir 3.2 (5.4)

b) $f_a = f_u$, voir 3.2 (5.5)

c) $f_v = \frac{f_o}{\sqrt{3}}$ (5.6)

5.4 Classification des sections

5.4.1 Généralités

(1) La classification des sections est nécessaire si l'on tient compte de la résistance des éléments aux moments fléchissants et à l'effet combiné de la flexion, du cisaillement et des forces axiales. Il est également nécessaire, en ce qui concerne la possibilité que des éléments en flexion ou en compression axiale puissent avoir une résistance réduite due au flambement local d'éléments élancés.

5.4.2 Classification

(1) Les sections sont classées en quatre classes :

- Les sections de la classe 1 sont celles qui peuvent former des articulations plastiques avec la capacité de rotation nécessaire à l'analyse plastique. De plus amples informations sur les sections de la classe 1 sont données à l'annexe G (informative).
- Les sections de la classe 2 sont celles qui peuvent développer leur moment résistant plastique, mais ont une capacité de rotation limitée.
- Les sections de la classe 3 sont celles où la contrainte calculée dans la fibre de compression extrême peut atteindre sa résistance à la charge d'épreuve, mais où le flambement local est responsable d'entraver le développement de tout le moment résistant plastique.
- Les sections de la classe 4 sont celles où il est nécessaire de tenir compte explicitement des effets du flambement local au moment où l'on détermine leur moment résistant ou la résistance aux compressions.

(2) La classification d'une section dépend des proportions de chacun de ses éléments de compression.

(3) Les éléments de compression concernent chaque élément d'une section, que celle-ci soit totalement ou partiellement en compression en raison d'une force axiale ou d'un moment fléchissant, en fonction de la simultanéité des charges considérée.

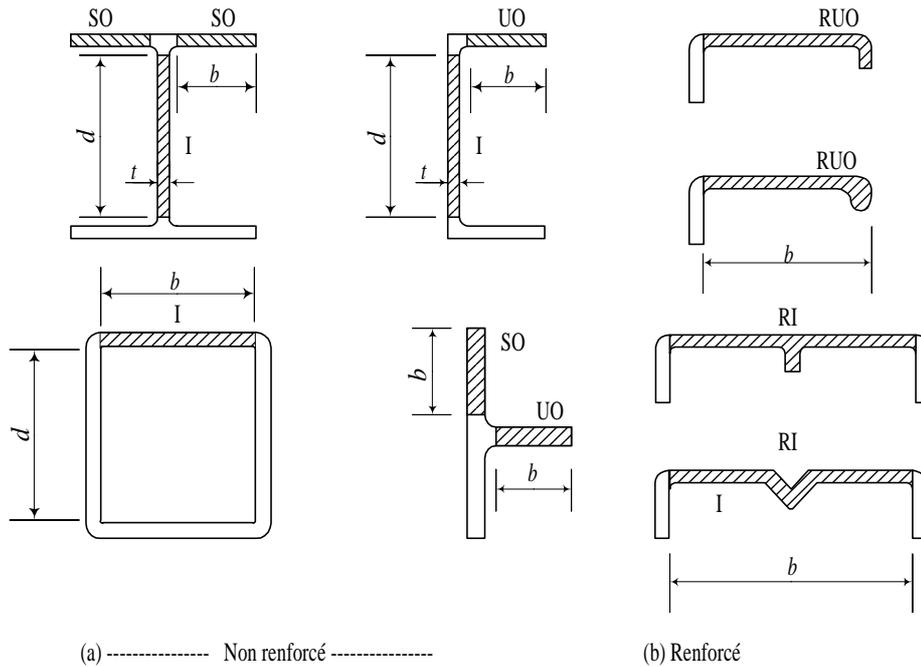
(4) En règle générale, les différents éléments de compression d'une section (tels que l'âme ou la semelle) peuvent appartenir à différentes classes.

(5) Le classement des sections doit être effectué en tenant compte des paramètres d'élancement des éléments qui composent la section (voir annexe G). En l'absence d'une méthode de classification plus précise, une section peut être classée en choisissant la classe la moins favorable de ses éléments de compression.

(6) Les types de base suivants d'éléments à parois minces apparaissent dans le processus de classement :

- a) élément dépassant plat ;
- b) élément intérieur plat ;
- c) élément interne courbé.

Ces éléments peuvent être non renforcés, ou renforcés par des nervures de renforcement longitudinales ou des lèvres ou des bulbes en angle (voir Figure 5.1).



Légende

SO : Dépassement symétrique
 UO : Dépassement asymétrique
 I : interne

RI : renforcé, interne
 RUO : renforcé, asymétrique
 O : dépassement

Figure 5.2 -

5.4.3 Paramètres d'élançement

(1) La sensibilité d'un élément plat non renforcé au flambement local est définie par le paramètre β , qui prend les valeurs suivantes :

- a) éléments plats en saillie ou internes sans déclivité de contrainte $\beta = b/t$
- b) élément interne avec déclivité de contrainte aboutissant dans un axe neutre au centre $\beta = 0,40 b/t$, ou $\beta = 0,40 d/t$
- c) pour toutes autres déclivités de contrainte $\beta = g b/t$ ou $\beta = g d/t$

où

- b est la largeur de l'élément
- t est l'épaisseur de l'élément
- d est la profondeur d'un élément d'âme dans une poutre
- g est le gradient de contrainte.

g est déterminé par les équations :

$$g = 0,70 + 0,30 \psi \quad (1 > \psi > -1), \quad (5.7)$$

$$g = 0,80 / (1 - \psi) \quad (\psi \leq -1), \text{ voir Figure 5.4} \quad (5.8)$$

où

ψ est le rapport des contraintes sur les bords de la plaque respective à la contrainte de compression maximale. En général, l'axe neutre sera l'axe neutre élastique, mais en vérifiant si une section est de la classe 2, il est admis d'utiliser l'axe neutre plastique.

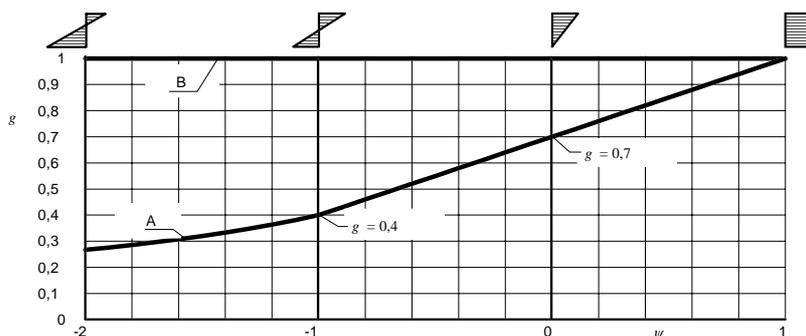


Figure 5.2 –

(2) En ce qui concerne la sensibilité d'un élément plat non renforcé au flambement local, il faut tenir compte de trois modes de flambement possibles, comme indiqué à la Figure 5.3. Pour chaque mode, il convient de trouver des valeurs β différentes. Les modes sont :

- a) Mode 1: l'élément renforcé flambe en tant qu'unité, ce qui fait que le renforcement flambe avec la même courbure que l'élément.
- b) Mode 2: les sous-éléments et le renforcement flambent en tant qu'éléments individuels alors que la jonction entre eux demeure droite.
- c) Mode 3: combinaison des modes 2 et 3, dans laquelle les plis de flambement sont en superposition sur les plis de flambement de tout l'élément. Cela est indiqué à la Figure 5.3(c).

Les valeurs de β sont calculées comme suit :

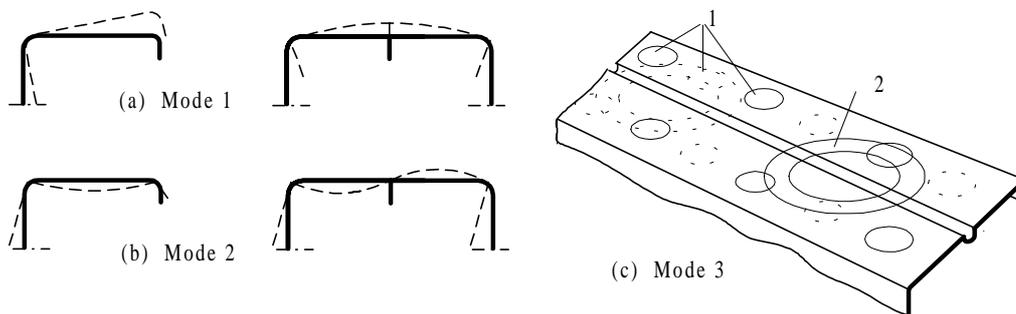


Figure 5.3 –

Légende

- 1 Plis de flambement du sous-élément
- 2 Plis de flambement sur tout l'élément
- 1) Mode 1, compression uniforme, renforcement standard :

Si le renforcement est une nervure ou une lèvre d'épaisseur à une face, égale à l'épaisseur de l'élément t ,

$$\beta = \eta \frac{b}{t} \tag{5.9}$$

où η est calculée dans les expressions 5.9a, b ou c, ou est déterminée à partir de la Figure 5.4(a), (b) ou (c). Dans cette figure, la profondeur c de la nervure ou de la lèvre est mesurée par rapport à la surface interne de l'élément plat.

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{1 + 0,1 (c/t - 1)^2}} \tag{Figure 5.4a}$$

(5.9a)

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{1 + 2,5 \frac{(c/t - 1)^2}{b/t}}} \tag{Figure 5.4b} \tag{5.9b}$$

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{1 + 4,5 \frac{(c/t - 1)^2}{b/t}}} \tag{Figure 5.4c} \tag{5.9c}$$

- 2) Mode 1, compression uniforme, renforcement non standard :

Pour toute autre forme de renforcement, le renforcement est remplacé par une nervure ou une lèvre équivalente, dont l'épaisseur est égale à celle de l'élément (t). La valeur de c pour la nervure ou la lèvre équivalente est choisie de telle sorte que le second moment de la surface du renforcement au niveau du mi-plan de l'élément plat soit égal au renforcement non standard au niveau du même plan.

3) Mode 1, compression uniforme, renforcement complexe :

Pour des formes inusitées de renforcement non soumises à l'analyse décrite plus haut,

$$\beta = \frac{b}{t} \left(\frac{\sigma_{cr0}}{\sigma_{cr}} \right)^{0,4} \quad (5.10)$$

σ_{cr} est la contrainte élastique critique de l'élément renforcé dans le cas de bords simplement supportés

σ_{cr0} est la contrainte élastique critique de l'élément non renforcé dans le cas de bords simplement supportés.

4) Mode 1, gradient de contrainte :

La valeur de β est calculée à partir de l'équation 3) ci-dessus, où σ_{cr} et σ_{cr0} se rapportent cette fois à la contrainte sur le bord le plus fortement comprimé de l'élément.

5) Mode 2 :

La valeur de β est déterminée séparément pour chaque sous-éléments, conformément à 5.4.3(1)a).

(3) La sensibilité au flambement local, d'un élément interne non renforcé, uniformément comprimé et faiblement courbé, est défini par β , où

$$\beta = \frac{b}{t} \frac{1}{\sqrt{1 + 0,006 \frac{b^4}{R^2 t^2}}} \quad (5.11)$$

R = rayon de courbure par rapport au milieu du matériau

b = largeur développée de l'élément au milieu du matériau

t = épaisseur.

Le traitement précité est valide si $R/b > 0,1 b/t$. Les sections comprenant des éléments dont la courbure est plus prononcée nécessitent une étude spéciale ou un agrément par essais.

(4) La sensibilité d'un tube rond à paroi mince au flambement local, qu'il soit uniformément comprimé ou en flexion, est définie par β , où :

$$\beta = 3 \sqrt{\frac{D}{t}} \quad (5.12)$$

D = diamètre par rapport au milieu du matériau.

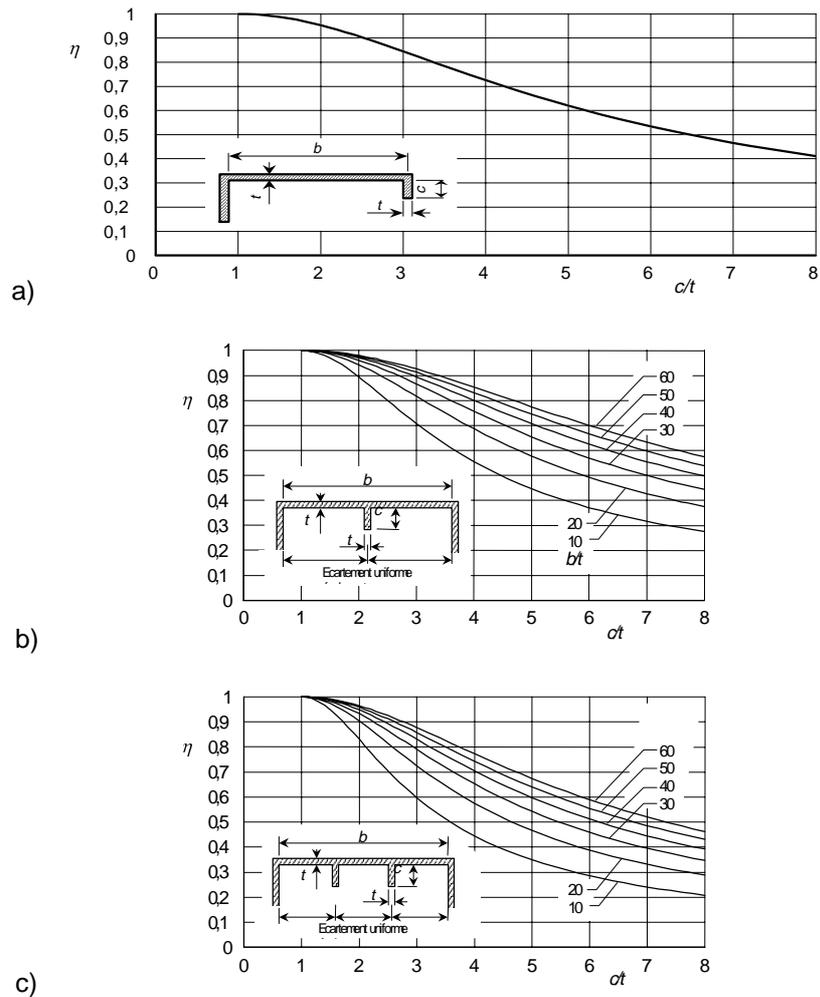


Figure 5.4 -

5.4.4 Classification des éléments

(1) La classification des éléments en sections est liée aux valeurs du paramètre d'élanement β , comme suit :

Éléments dans les poutres

$\beta \leq \beta_1$: classe 1

$\beta_1 < \beta \leq \beta_2$: classe 2

$\beta_2 < \beta \leq \beta_3$: classe 3

$\beta_3 < \beta$: classe 4

Éléments dans les butons

$\beta \leq \beta_2$: classe 1 ou 2

$\beta_2 < \beta \leq \beta_3$: classe 3

$\beta_3 < \beta$: classe 4

(2) Les valeurs de β_1 , β_2 et β_3 sont indiquées au Tableau 5.1.

Tableau 5.1 — Paramètres d'élanement β_1 , β_2 et β_3

Eléments	β_1			β_2			β_3		
	Traité thermiquement, non soudé	Traité thermiquement, soudé ou non traité thermiquement, non soudé	Non traité thermiquement, soudé	Traité thermiquement, non soudé	Traité thermiquement, soudé ou non traité thermiquement, non soudé	Non traité thermiquement, soudé	Traité thermiquement, non soudé	Traité thermiquement, soudé ou non traité thermiquement, non soudé	Non traité thermiquement, soudé
En saillie	3 ϵ	2,5 ϵ	2 ϵ	4,5 ϵ	4 ϵ	3 ϵ	6 ϵ	5 ϵ	4 ϵ
Interne	11 ϵ	9 ϵ	7 ϵ	16 ϵ	13 ϵ	11 ϵ	22 ϵ	18 ϵ	15 ϵ

$$\varepsilon = \sqrt{250/f_o} \text{ où } f_o \text{ est dans N/mm}^2$$

(3) Dans le tableau, un élément est considéré comme étant soudé s'il contient de la soudure sur un bord ou sur tout autre point sur sa largeur. Cependant, les sections d'un élément qui ne comportent pas de soudure peuvent être considérées comme non soudées, même si l'élément est soudé à un autre endroit sur sa longueur.

(4) Il convient de noter que dans un élément soudé, la classification est indépendante de l'étendue de la zone affectée thermiquement (HAZ).

(5) Il est admis d'utiliser une équation modifiée, $\varepsilon = \sqrt{\frac{250 z_1}{f_o z_2}}$ pour classer des éléments de semelles dans les

éléments en flexion, si les éléments sont moins soumis à des contraintes que les fibres de la section très fortement soumises à des contraintes. Dans cette équation, z_1 est la distance de l'axe neutre élastique de la section réelle aux fibres très sévèrement soumises aux contraintes, et z_2 est la distance de l'axe neutre élastique de la section réelle à l'élément en question. z_1 et z_2 doivent être évaluées sur la section réelle à l'aide d'une méthode itérative (minimum deux opérations).

5.4.5 Flambement local

(1) En règle générale, on prévoit le flambement local dans les éléments de la classe 4 en remplaçant la vraie section par une section effective. La section effective est obtenue en utilisant un coefficient de flambement local ρ_c pour abaisser le facteur de l'épaisseur. ρ_c est appliqué à toute épaisseur uniforme de la classe 4 qui se trouve totalement ou partiellement en compression. Les éléments dont l'épaisseur n'est pas uniforme doivent faire l'objet d'une étude spéciale par l'ingénieur chargé du dimensionnement.

(2) Le coefficient ρ_c est déterminé séparément pour les différents éléments de la section, en ce qui concerne le rapport β/ε , où β est calculé comme indiqué en 5.4.3 et ε est défini en 5.4.4.

(3) Les valeurs de ρ_c sont les suivantes :

a) Éléments plats en saillie dans les sections asymétriques (Figure 5.1) :

— traités thermiquement, non soudés :

$$\rho_c = 1,0 \text{ si } \beta/\varepsilon \leq 6,$$

$$\rho_c = 10/(\beta/\varepsilon) - 24/(\beta/\varepsilon)^2 \quad \text{si } \beta/\varepsilon > 6.$$

— traités thermiquement, soudés et non traités thermiquement, non soudés :

$$\rho_c = 1,0 \text{ si } \beta/\varepsilon \leq 5,$$

$$\rho_c = 9/(\beta/\varepsilon) - 20/(\beta/\varepsilon)^2 \quad \text{si } \beta/\varepsilon > 5.$$

— non traités thermiquement, soudés :

$$\rho_c = 1,0 \text{ si } \beta/\varepsilon \leq 4,$$

$$\rho_c = 8/(\beta/\varepsilon) - 16/(\beta/\varepsilon)^2 \quad \text{si } \beta/\varepsilon > 4.$$

b) Éléments plats en saillie dans les sections asymétriques (Figure 5.1), ρ_c est déterminée par les équations précitées relatives au dépassement plat dans les sections asymétriques, mais ne doit pas dépasser $120/(\beta/\varepsilon)^2$.

c) Éléments plats internes ou tubes ronds :

— traités thermiquement, non soudés :

$$\rho_c = 1,0 \text{ si } \beta/\varepsilon \leq 22,$$

$$\rho_c = 32/(\beta/\varepsilon) - 220/(\beta/\varepsilon)^2 \quad \text{si } \beta/\varepsilon > 22.$$

— traités thermiquement, soudés ou non traités thermiquement, non soudés :

$$\rho_c = 1,0 \text{ si } \beta/\varepsilon \leq 18,$$

$$\rho_c = 29/(\beta/\varepsilon) - 198/(\beta/\varepsilon)^2 \text{ si } \beta/\varepsilon > 18.$$

— non traités thermiquement, soudés :

$$\rho_c = 1,0 \text{ si } \beta/\varepsilon \leq 15,$$

$$\rho_c = 25/(\beta/\varepsilon) - 150/(\beta/\varepsilon)^2 \text{ si } \beta/\varepsilon > 15.$$

d) Éléments non renforcés : Prendre en compte tous les modes de flambement possibles et choisir la valeur ρ_c la plus basse. Dans le cas d'un flambement de mode 1, le facteur ρ_c doit être appliqué aussi bien à la surface du renforcement qu'à l'épaisseur de la plaque de base.

(4) Les liens existant entre ρ_c et (β/ε) sont récapitulés à la Figure 5.5.

(5) Pour déterminer la valeur ρ_c dans les sections destinées à supporter une flexion biaxiale ou un flambement et une charge axiale combinés, voir 5.9.

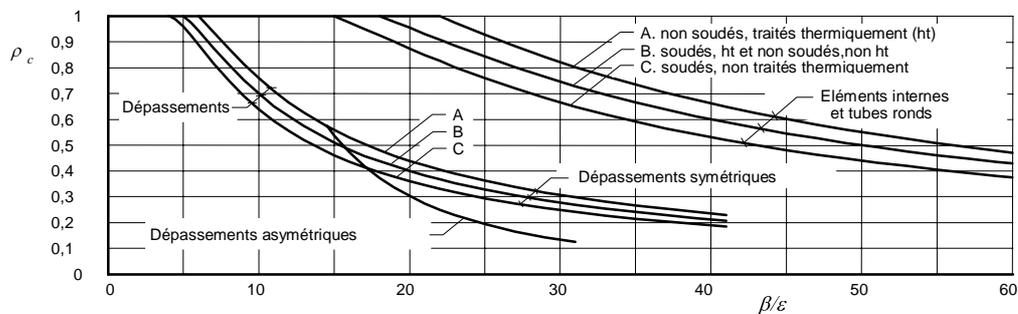


Figure 5.5 -

5.5 Ramollissement des zones affectées thermiquement aux abords des soudures

5.5.1 Généralités

(1) Pour le dimensionnement des structures soudées utilisant des alliages de structure à haute résistance, il faut tenir compte de la diminution des propriétés de résistance qui apparaît à proximité des soudures. Cette diminution touche la résistance à la charge d'épreuve de 0,2 % du matériau plus sévèrement que la résistance ultime à la traction. La zone touchée s'étend immédiatement autour de la soudure, au delà de laquelle les propriétés de résistance reviennent rapidement à toutes leurs valeurs de non soudure.

(2) Pour les besoins du projet, on suppose que tout au long de la zone affectée thermiquement (HAZ), les propriétés de résistance sont diminuées d'un facteur, ρ_{HAZ} . L'intensité du ramollissement, telle que définie par ρ_{HAZ} , est décrite sous 5.5.2. L'étendue de la HAZ, définie par une distance b_{HAZ} à partir du bord de la soudure, est examinée en 5.5.3.

(3) Il est parfois possible d'atténuer les effets du ramollissement de la HAZ par un vieillissement artificiel appliqué après le soudage.

5.5.2 Intensité du ramollissement

(1) Les résistances caractéristiques f_o , f_a et f_v dans la zone affectée thermiquement sont calculées de la même manière que celle qui est indiquée en 5.3.5, mais elles sont alors multipliées par la valeur adéquate de ρ_{HAZ} , tirée du Tableau 5.2. Ces valeurs portent sur une gamme d'alliages de structure typiques.

Dans le matériau 7xxx, les valeurs de ρ_{haz} sont influencées par la nature des contraintes exercées sur la zone affectée thermiquement. Dans le Tableau 5.2, les deux valeurs indiquées :

- a) s'appliquent lorsqu'une contrainte de traction agit obliquement à l'axe sur une soudure bout à bout ou une soudure d'angle ;
- b) s'appliquent dans tous les autres cas, c'est-à-dire pour une contrainte longitudinale, une contrainte de compression transversale ou une contrainte de cisaillement.

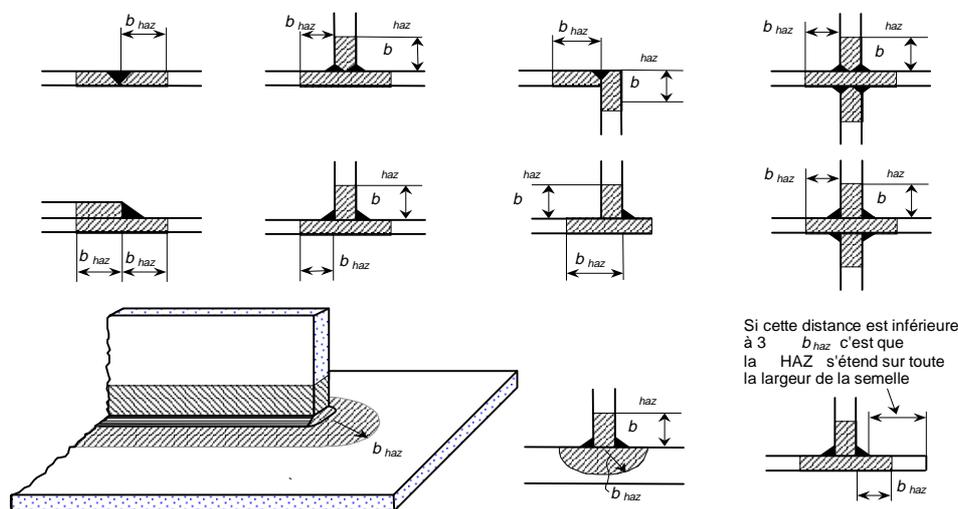


Figure 5.6 -

(2) Les valeurs indiquées au Tableau 5.2 sont valables à partir des durées suivantes après le soudage, à condition que le matériau ait été gardé à une température non inférieure à 10 °C :

- alliages de la série 6xxx 3 jours
- alliages de la série 7xxx 30 jours.

Si le matériau est gardé à une température inférieure à 10 °C après le soudage, le temps de récupération sera prolongé. Il convient de demander conseil aux fabricants.

(3) L'intensité du ramollissement peut être prise en compte par la résistance caractéristique dans la zone HAZ, en ce qui concerne le métal de base, ou en réduisant la surface au delà de laquelle agissent les contraintes. Ainsi, la résistance caractéristique d'une simple section rectangulaire touchée par le ramollissement de la HAZ peut être exprimée par $(f_{q\rho_{haz}})A$ ou $f_d(A\rho_{haz})$.

5.5.3 Etendue de la zone affectée thermiquement (HAZ)

(1) La HAZ est censée s'étendre sur une distance b_{haz} dans une direction quelconque à partir de la soudure, mesurée comme suit (voir Figure 5.6).

- a) dans le sens transversal, à partir de la ligne médiane d'une soudure bout à bout en ligne
- b) dans le sens transversal, à partir du point d'intersection des surfaces soudées, au niveau des soudures d'angle
- c) dans le sens transversal, à partir du point d'intersection des surfaces soudées, au niveau des soudures bout à bout utilisées dans les joints d'angle, les joints en T et en croix
- d) dans un sens radial quelconque, à partir de l'extrémité de la soudure.

(2) Les limites de la HAZ doivent être prises généralement comme lignes droites perpendiculaires à la surface du métal, en particulier dans le cas d'un soudage d'un matériau de faible épaisseur. Cependant, si le soudage de surface est appliqué à un matériau épais, on peut admettre une limite cintrée d'un rayon de b_{haz} , comme indiqué à la Figure 5.6).

Tableau 5.2 — Facteur de ramollissement HAZ (ρ_{haz})

Pour tous alliages livrés sous la forme d'extrusions, de tôle, de plaque, de tubes étirés et de pièces forgées, dans les conditions O et F, $\rho_{haz} = 1,0$.			
Extrusions, tôle, plaque, tube étiré et pièce forgé, en alliages 6xxx et 7xxx dans la condition T4, T5 et T6 :			
Série d'alliage	Etat	ρ_{haz} (soudage MIG)	ρ_{haz} (soudage TIG)
6xxx	T4	1,0	—
7xxx	T5	0,65	0,60
	T6	0,65	0,50
	T6	0,80 ^{a)}	0,60 ^{a)}
		1,0 ^{b)}	0,80 ^{b)}
Tôle, plaque ou pièce forgée, en alliages 5xxx, 3xxx et 1xxx (à l'état écroui(H)):			
Série d'alliage	Etat	ρ_{haz} (soudage MIG)	ρ_{haz} (soudage TIG)
5xxx	H22	0,86	0,86
3xxx	H24	0,80	0,80
1xxx	H14, 16, 18	0,60	0,60
	H14	0,60	0,60
^{a, b)} Pour la définition de a) et b) voir 5.5.2 (1).			

(3) Pour un soudage MIG appliqué sur un matériau non chauffé, et pour un refroidissement entre les passes jusqu'à 60°C ou moins, si des soudures à plusieurs passes sont pratiquées, les valeurs de b_{haz} sont les suivantes :

$$0 < t < 6 \text{ mm: } b_{haz} = 20 \text{ mm}$$

$$6 < t < 12 \text{ mm: } b_{haz} = 30 \text{ mm}$$

$$12 < t < 25 \text{ mm: } b_{haz} = 35 \text{ mm}$$

$$t > 25 \text{ mm: } b_{haz} = 40 \text{ mm}$$

(4) Pour une épaisseur > 12 mm, il peut y avoir un effet de température parce que le refroidissement entre les passes pourrait dépasser les 60 °C, à moins qu'un contrôle qualité strict soit exercé. Cela risque d'augmenter la largeur de la zone affectée thermiquement.

(5) Les chiffres ci-dessus s'appliquent aux soudures bout à bout en ligne (deux trajets thermiques valides) ou à des soudures d'angle aux jonctions en T (trois trajets thermiques valides) dans les alliages de la série 6xxx ou 7xxx, ou les alliages de la série 5xxx dans l'état écroui.

(6) Pour une soudure TIG, l'étendue de la zone HAZ est plus importante parce que l'entrée de chaleur est plus grande que pour une soudure MIG. Les soudures TIG pour des soudures bout à bout en ligne ou des soudures d'angle, pratiquées sur des alliages 6xxx, 7xxx ou des alliages écrouis de la série 5xxx, ont une valeur de b_{haz} calculée par l'équation suivante (voir 6.6.1(2)) :

$$0 < t < 6 \text{ mm: } b_{haz} = 30 \text{ mm}$$

(7) Si deux ou plusieurs soudures sont proches les unes des autres, leurs frontières HAZ se chevauchent. Une seule zone HAZ existera alors pour tout le groupe de soudures. Lorsqu'une soudure est située trop près de l'extrémité libre d'une saillie, la dispersion de chaleur est moins efficace. Cela arrive lorsque la distance de l'extrémité de la soudure à l'extrémité libre est inférieure à $3b_{haz}$. Dans ces cas, on peut prendre pour hypothèse que toute la largeur de la saillie est soumise au facteur ρ_{haz} .

(8) Les autres facteurs influant sur la valeur de b_{haz} sont :

a) Influence des températures supérieures à 60 °C

Si des soudures à plusieurs passes sont déposées, une montée en puissance de la température pourrait se produire entre les passes. Cela conduit à une extension de la zone HAZ. Si la température entre les passes = T_1 (°C), ce qui devrait se situer quelque part entre 60 °C et 120 °C, il est prudent de supposer que pour les alliages de séries 6xxx, 7xxx ou pour les alliages 5xxx écrouis, b_{haz} sera multiplié par un facteur de α_2 , comme suit :

$$\text{alliages 6xxx : } \alpha_2 = 1 + (T_1 - 60)/120,$$

$$\text{alliages 7xxx : } \alpha_2 = 1 + 1,5(T_1 - 60)/120.$$

Si l'on souhaite une valeur de α_2 moins prudente, des essais de dureté pratiqués sur des éprouvettes devront indiquer la véritable étendue de la zone HAZ. Une température de 120 °C est la température maximale recommandée pour le soudage d'alliages d'aluminium.

b) Variations dans l'épaisseur des éléments

Si les éléments à assembler par soudage n'ont pas tous la même épaisseur t , il est prudent de prendre comme hypothèse dans les formules précitées, que t est l'épaisseur moyenne de tous les éléments. Cela s'applique aussi longtemps que l'épaisseur moyenne ne dépassera pas de 1,5 X l'épaisseur la plus basse. Pour des variétés d'épaisseur plus importantes, l'étendue de la zone HAZ doit être déterminée au moyen d'essais de dureté pratiqués sur des éprouvettes.

c) Variations dans le nombre de trajets thermiques

Si les éléments sont assemblés par des soudures d'angle, mais que les jonctions ont un nombre de trajets thermiques (N) différent des trois indiqués plus haut (5), il y aura lieu de multiplier la valeur de b_{haz} par $3/N$.

5.6 La résistance des poutres

5.6.1 Généralités

(1) Les résistances suivantes doivent être normalement contrôlées :

- a) résistance à la flexion (voir 5.6.2), y compris, si besoin, la tolérance pour cisaillement coïncident (voir 5.6.4)
- b) résistance au cisaillement (voir 5.6.3)
- c) capacité portante de l'âme (voir 5.6.5)
- d) résistance au flambement de torsion latérale (voir 5.6.6)

(2) La classe de la section (voir 5.4), la présence de toute zone affectée thermiquement (voir 5.5) et la nécessité de tenir compte de la présence de trous (voir 5.3) doivent être prise en compte.

(3) En ce qui concerne les éléments porteurs appelés à résister à la flexion en même temps qu'à une charge axiale, voir les explications de 5.9.

(4) La flexion biaxiale est décrite en 5.6.7 ou, si elle est accompagnée d'une charge axiale, en 5.9.

5.6.2 Résistance à la flexion uniaxiale

5.6.2.1 Principe de base

(1) En l'absence de force de cisaillement, il convient que la valeur de calcul de la résistance du moment fléchissant M_{Rd} soit la moins élevée de $M_{a,Rd}$ et $M_{c,Rd}$, où

$$M_{a,Rd} = f_a W_{net} / \gamma_{M2} \quad (5.13)$$

dans une section nette et

$$M_{c,Rd} = f_o \alpha W_{el} / \gamma_{M1} \quad (5.14)$$

à chaque section transversale, où

α est le facteur de forme, voir Tableau 5.3 ;

W_{el} est le module élastique de la section brute (voir 5.6.2.2) ;

W_{net} est le module élastique de la section nette relative aux trous et au ramollissement des zones HAZ, en cas de soudage.

Tableau 5.3 — Valeurs du facteur de forme α

Classe	Non soudés	Soudés
1	W_{pl} / W_{el} , mais voir annexe G	W_{ple} / W_{el} , mais voir annexe G
2	W_{pl} / W_{el}	W_{ple} / W_{el}
3	$\alpha_{3,u}$	$\alpha_{3,w}$
4	W_{eff} / W_{el}	W_{effe} / W_{el}

Dans le Tableau 5.3, les différents modules des sections W et $\alpha_{3,u}$, $\alpha_{3,w}$ sont définis comme suit :

W_{pl} module plastique de la section brute ;

W_{eff} module élastique effectif de la section, obtenu en utilisant une épaisseur réduite t_{eff} pour les éléments de la classe 4 (voir 5.6.2.2) ;

W_{ele} module élastique effectif de la section brute, obtenu en utilisant une épaisseur réduite $\rho_{haz} t$ pour le matériau HAZ (voir 5.6.2.2) ;

W_{ple} module plastique effectif de la section brute, obtenu en utilisant une épaisseur réduite $\rho_{haz} t$ pour le matériau HAZ (voir 5.6.2.2) ;

W_{effe} module élastique effectif de la section, obtenu en utilisant une épaisseur réduite t_{eff} pour les éléments de la classe 4 ou une épaisseur réduite $\rho_{haz} t$ pour le matériau HAZ, en retenant la plus petite des deux valeurs (voir 5.6.2.2).

$\alpha_{3,u} = 1$ ou bien l'une des valeurs suivantes :

$$\alpha_{3,u} = \left[1 + \left(\frac{\beta_3 - \beta}{\beta_3 - \beta_2} \right) \left(\frac{W_{pl}}{W_{el}} - 1 \right) \right] \quad (5.15)$$

$\alpha_{3,w} = W_{ele} / W_{el}$ ou bien l'une des valeurs suivantes :

$$\alpha_{3,w} = \left[\frac{W_{ele}}{W_{el}} + \left(\frac{\beta_{SUB3} - \beta}{\beta_3 - \beta_2} \right) \left(\frac{W_{ple} - W_{ele}}{W_{el}} \right) \right] \quad (5.16)$$

où

β est le paramètre d'élanement pour l'élément le plus critique de la section ;

β_2 et β_3 sont les valeurs limites pour le même élément, conformément au Tableau 5.1.

(2) Voir 5.6.4 pour la combinaison de moment fléchissant et de force de cisaillement.

(3) Par ailleurs, la résistance de l'élément au flambement de torsion latérale doit aussi être vérifiée, voir 5.6.6.

5.6.2.2 Section prise en compte

(1) La terminologie utilisée en 5.6.2.1 est la suivante :

- a) la section nette comprend la déduction pour les trous et tient compte d'un matériau à résistance réduite à proximité des soudures pour tenir compte du ramollissement de la zone HAZ en cas de soudage ;
- b) la section effective comprend la prise en compte du ramollissement de la zone HAZ et du flambement local, sans déduction pour les trous.

(2) Dans les paragraphes a) et b) ci-dessus, il faut tenir compte en général de baisses dans la résistance des matériaux pour différents éléments de la section, comme suit :

- a) Élément de la classe 4 exempt de tout effet HAZ. Une valeur $t_{eff} = \rho_c t$ est fixée pour la partie comprimée de l'élément, où ρ_c est calculé selon les indications de 5.4.5.
- b) Éléments des classes 1, 2 ou 3 soumis aux effets HAZ. Une valeur $\rho_{haz} t$ est empruntée aux parties ramollies de l'élément; où ρ_{haz} et l'étendue du ramollissement sont indiquées en 5.5.2 et 5.5.3.
- c) Élément de la classe 4 avec effets HAZ. La valeur prise en compte est la plus petite de celle qui correspond à l'épaisseur réduite t_{eff} et celle qui correspond à l'épaisseur réduite dans la partie ramollie, $\rho_{haz} t$ et en tant que t_{eff} dans le reste de l'élément.
- d) Dans le cas d'éléments renforcés, ρ_c doit être appliqué aussi bien à la surface de renforcement qu'à celle de l'épaisseur de la plaque de base.
- e) Pour un élément soudé dans une section de la classe 3 ou 4, on peut supposer une épaisseur plus importante, selon les modalités suivantes :

1) Le ramollissement HAZ est ignoré dans tous les matériaux inférieurs à $\rho_{haz} y_1$ à partir de l'axe neutre élastique de la section brute, où y_1 représente la distance allant de ce point aux fibres de la section les plus éloignées.

2) En ce qui concerne le matériau HAZ, à une distance $y (> \rho_{haz} y_1)$ partant de l'axe neutre, ρ_{haz} peut être remplacé par une valeur k_{zy} calculée comme suit :

$$k_{zy} = \rho_{haz} + 1 - y/y_1$$

5.6.3 Résistance au cisaillement

(1) La valeur de calcul de la force de cisaillement V_{Ed} à chaque section doit satisfaire à l'équation :

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} \tag{5.17}$$

où $V_{c,Rd}$ est la résistance au cisaillement de calcul qui dépend de la classification de la section pour ce qui concerne le cisaillement (voir 5.10.5) et est considéré comme :

(2) sections des classes 1, 2 ou 3

$$V_{c,Rd} = A_f f_v / \gamma_{MI}$$

où A_v est la surface de cisaillement, considérée comme :

a) pour les sections comprenant des âmes travaillantes

$$A_v = \sum_I^N \left[0,8 D(t_w)_i - (1 - \rho_{haz}) d_z(t_w)_i \right] \quad (5.18)$$

où

d_z est la profondeur totale du matériau HAZ apparaissant entre la hauteur hors tout de l'âme entre les semelles. Pour les sections non soudées, $\rho_{haz} = 1$;

D est la profondeur totale de la section mesurée jusqu'aux surfaces extérieures des semelles ;

t_w est l'épaisseur de l'âme ;

N est le nombre d'âmes.

b) pour une barre pleine et un tube rond

$$A_v = \eta_v A_e \quad (5.19)$$

où

$\eta_v = 0,8$ pour une barre pleine ;

$\eta_v = 0,6$ pour un tube rond.

A_e est la surface de coupe d'une section non soudée, et la surface de la section effective obtenue en prenant une épaisseur réduite $\rho_{haz}t$ pour le matériau HAZ d'une section soudée.

(3) Sections de la classe 4

Les sections de la classe 4 sont décrites de 5.12.4 à 5.12.6.

5.6.4 Flexion et cisaillement combinés

(1) Le moment résistant théorique d'une section est réduite par la présence de cisaillement. Si les forces de cisaillement ne sont pas importantes, cette réduction est si peu élevée qu'elle peut être négligée. Cependant, lorsque la force de cisaillement dépasse la moitié de la résistance au cisaillement, il convient de tenir compte de l'effet qu'elle produit sur le moment résistant.

(2) A condition que la valeur de calcul de la force de cisaillement V_{Ed} n'excède pas 50 % de la valeur de calcul de la résistance au cisaillement $V_{pl,Rd}$, aucune réduction ne sera nécessaire dans le moment résistant indiquée en 5.6.2.1.

(3) Si V_{Ed} dépasse 50 % de $V_{pl,Rd}$, la valeur de calcul du moment résistant de la section doit être réduite à $M_{v,Rd}$ étant entendu que la valeur de calcul réduite du moment résistant tient compte de la force de cisaillement obtenue comme suit :

a) Pour la surface de cisaillement, la contribution à la capacité du moment de la section est basée sur la valeur réduite de la résistance du matériau f_{ow} , donnée par :

$$f_{ow} = f_0 \sqrt{1 - (V_{Ed} / V_{pl,Rd})^2} \quad (5.20)$$

- b) Dans le cas d'une section I à semelles identiques, classée en classe 1, 2 ou 3 en flexion, la valeur résultante de $M_{v,Rd}$ est :

$$M_{v,Rd} = t_f b_f (h_s - t_f) \frac{f_0}{\gamma_{M1}} + \frac{t_w h_w^2}{4} \frac{f_{ow}}{\gamma_{M1}} \quad (5.21)$$

- (4) Concernant les sections classées en classe 4 en flexion ou concernées par le ramollissement HAZ, il convient de baser α sur la section prise en compte, utilisée dans le calcul de $M_{c,Rd}$ (voir 5.6.2.2).

5.6.5 Support d'âme

- (1) Cette disposition concerne la conception d'âmes soumises à des forces localisées causées par des charges concentrées ou de réactions appliquées à une poutre. Pour ce qui concerne l'âme non renforcée, voir 5.12.

(2) Concernant une âme renforcée transversalement, il convient qu'un raidisseur d'appui, si existant, soit de section de la classe 2, ou mieux. Il serait peut-être prudent de faire le calcul dans l'hypothèse qu'il résiste à toute la force d'appui, sans l'appui de l'âme, le raidisseur étant vérifié comme un buton (voir 5.8) pour un flambement de poteau hors plan et un écrasement local, en tenant compte, si nécessaire, des effets de flexion (voir 5.9). Comme solution de rechange, on peut concevoir un raidisseur plus économique en se fondant sur les dispositions relatives au raidisseur de la poutre plate (voir 5.12).

5.6.6 Flambement de torsion latérale

5.6.6.1 Généralités

- (1) Toutes les poutres, sauf celles pour lesquelles des exceptions sont admises en 5.6.6.2, doivent être vérifiées quant à une possible rupture par flambement de torsion latérale.

- (2) Il convient que toutes les longueurs non étayées, situées entre les points d'un support latéral adéquat, satisfassent à l'équation :

$$M_{ed} \leq M_{b,Rd} \quad (5.22)$$

où la valeur de calcul du moment résistant au flambement $M_{b,Rd} = f_s \alpha W_{el,y} / \gamma_{M1}$

$W_{el,y}$ est le module élastique de section de la section brute, sans réduction pour ramollissement HAZ, flambement local ou trous. α est tirée du Tableau 5.3, sous réserve de la contrainte $\alpha \leq W_{pl}/W_{e,y}$. f_s est la contrainte de flambement de torsion latérale (voir 5.6.6.3).

5.6.6.2 Exceptions

- (1) Il n'est pas nécessaire de vérifier le flambement de torsion latérale dans tous les cas de figure suivants :

- La flexion a lieu au niveau du second axe principal.
- La poutre est entièrement retenue sur toute sa longueur contre les mouvements latéraux.
- L'élanement sans dimension $\bar{\lambda}_{LT}$ (voir 5.6.6.3) entre les points de la retenue latérale effective est inférieur à 0,4.

5.6.6.3 Contrainte de flambement

- (1) La contrainte de flambement de torsion latérale f_s pour l'élanement non dimensionnel approprié $\bar{\lambda}_{LT}$ peut être obtenue à partir de :

$$f_s = \chi_{LT} f_0 \quad (5.23)$$

où χ_{LT} résulte de la Figure 5.7 ou de :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad (5.24)$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \lambda_{BAR0,LT}) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (5.25)$$

(2) Il convient de prendre les valeurs de α_{LT} et $\bar{\lambda}_{0,LT}$ égales à :

$\alpha_{LT} = 0,10$ et $\bar{\lambda}_{0,LT} = 0,6$ pour les sections des classes 1 et 2 ;

$\alpha_{LT} = 0,20$ et $\bar{\lambda}_{0,LT} = 0,4$ pour les sections des classes 3 et 4.

(3) La valeur de $\bar{\lambda}_{LT}$ peut être calculée à partir de $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\alpha W_{el,y} f_o}{M_{cr}}}$

où

α est tirée du Tableau 5.3, sous réserve de la limitation $\alpha \leq W_{pl} / W_{el,y}$

M_{cr} est le moment élastique critique pour le flambement de torsion latérale (voir annexe H).

(4) La valeur de $\bar{\lambda}_{LT}$ peut être obtenue raisonnablement à partir de :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \lambda_{LT} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{f_o}{E}} \quad (5.26)$$

où

$$\lambda_{LT} = l/i_z;$$

l est la longueur effective pour le flambement de torsion latérale ;

i_z est le rayon de second axe de la giration de la section brute.

(5) Pour les sections I et les profilés en U indiqués dans le Tableau 5.4, la valeur de λ_{LT} peut être obtenue à partir de :

$$\lambda_{LT} = \frac{X L / i_z}{\left[1 + Y \left(\frac{L / i_z}{D / t_2} \right) \right]^4} \quad (5.27)$$

où

D est la profondeur hors tout de la section ;

t_2 est l'épaisseur de la semelle ;

X et Y sont les coefficients tirés du Tableau 5.4. Il est raisonnable de prendre $X = 1,0$ et $Y = 0,05$.

Si le renforcement de la semelle concernant une section I ou un profilé en U n'est pas de la forme précise indiquée au Tableau 5.4 (lèvres simples), il est toujours possible d'obtenir λ_{LT} en utilisant l'équation ci-dessus, à condition que X et Y soient considérés comme une lèvre simple équivalente ayant la même profondeur interne C , tandis que i_z est calculé pour la section avec son renforcement réel.

(6) Pour les cas suivants, se référer aux indications de l'annexe H pour trouver la valeur adéquate de λ_{LT} ou M_{cr} :

- a) Poutres cantilever.
- b) Poutres à sections symétriques autour du second axe seulement.
- c) Poutres soumises à des charges verticales.
- d) Poutres soumises à des moments d'extrémité inégaux.

Pour tous les autres cas, l peut être choisie comme la distance entre les points de retenue latérale effective.

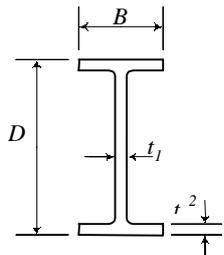
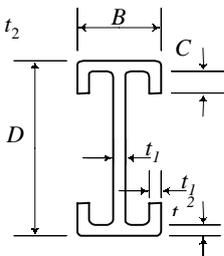
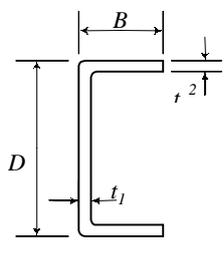
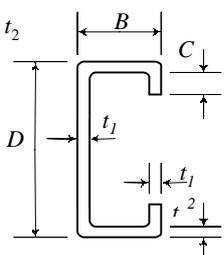
5.6.6.4 Retenues latérales effectives

(1) Il convient de calculer les systèmes d'entretoisement entraînant une retenue latérale en partant du fait que la force latérale totale exercée par une semelle comprimée, soumise à une charge pondérée, partagée entre les points de retenue dans un intervalle quelconque, représente 3 % de la compression comprise dans cette semelle.

(2) Lorsque la série de deux ou plusieurs poutres parallèles nécessite une retenue latérale, il ne suffit pas seulement d'attacher entre elles les semelles de compression de manière qu'elles deviennent mutuellement dépendantes. La retenue adéquate ne peut être effectuée qu'en ancrant les tirants à un support robuste indépendant ou en assurant un système d'entretoisement triangulé. Si le nombre de poutres parallèles est supérieur à trois, il suffit de calculer le système de retenue de manière qu'il résiste à la somme des forces latérales résultant des trois plus importantes forces de compression seulement.

5.6.7 Flexion biaxiale

(1) Le calcul des éléments soumis à la flexion par rapport aux deux axes principaux peut être effectué en utilisant les indications données en 5.9.4, tout en notant que le terme correspondant à N_{Ed} doit être supprimé.

	$X = 0,90 - 0,03 D/B + 0,04 t_2/t_1$ $Y = 0,05 - 0,010 \sqrt{D/B(t_2/t_1 - 1)}$
	$X = 0,94 - D/B(0,03 - 0,07 C/B) - 0,3 C/B$ $Y = 0,05 - 0,06 C/D$
	$X = 0,95 - 0,03 D/B + 0,06 t_2/t_1$ $Y = 0,07 - 0,014 \sqrt{D/B(t_2/t_1 - 1)}$
	$X = 1,01 - D/B(0,03 - 0,06 C/B) - 0,3 C/B$ $Y = 0,07 - 0,10 C/D$

1) Expressions pour X et Y valables pour $1,5 \leq D/B \leq 4,5$, $1 \leq t_2/t_1 \leq 2$ et $0 \leq C/B \leq 0,5$

Figure 5.4 -

5.7 Résistance des éléments en traction

5.7.1 Généralités

(1) Pour les éléments soumis à une traction axiale, la valeur de calcul de la force de traction N_{Sd} exercée sur chaque section doit satisfaire à l'équation :

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} \tag{5.28}$$

où $N_{t,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance à la traction de la section, choisie comme la plus petite des deux valeurs respectivement valables :

- a) fléchissement général le long de l'élément (voir 5.7.2) ;
- b) rupture locale sur une section critique (voir 5.7.3).

(2) Pour les angles reliés par un côté, voir paragraphe 6 : Liaisons. De la même manière, il convient de tenir compte d'autres types de sections raccordées par des saillies, telles que les sections en T et les profilés en U.

(3) Pour les trous échelonnés, voir 5.3.3(3).

5.7.2 Fléchissement général

(1) La valeur $N_{t,Rd}$ est basée sur la section générale de l'élément sur toute sa longueur, abstraction faite de l'effet des raccords d'extrémité, des trous occasionnels ou des zones HAZ localisées, conformément à :

$$N_{t,Rd} = A_g f_o / \gamma_{M1} \quad (5.29)$$

où

A_g est soit la section brute ou une section réduite relative au ramollissement HAZ. Dans ce dernier cas, A_g est déterminée en choisissant une surface réduite égale à ρ_{HAZ} multipliée par la surface totale de la zone HAZ, voir section 5.5.2 ;

f_o est la résistance caractéristique (voir 5.3.5(2)) ;

γ_{M1} est le coefficient partiel de sécurité pour le matériau (voir 5.1.1(2)).

5.7.3 Rupture locale

(1) La valeur de $N_{t,Rd}$ est calculée sur la base de la section la plus critique :

$$N_{t,Rd} = A_{net} f_a / \gamma_{M2} \quad (5.30)$$

où

f_a est la résistance caractéristique (voir 5.3.5(2)) ;

A_{net} est la surface de la section nette, déduction faite des trous, ainsi qu'une déduction, si nécessaire, pour tenir compte de l'effet de ramollissement HAZ. Cette dernière déduction est basée sur l'épaisseur réduite de $\rho_{HAZ} t$;

γ_{M2} est le facteur de résistance du matériau (voir 5.1.1(2)).

5.8 Résistance des éléments comprimés

5.8.1 Généralités

(1) La rupture des éléments soumis à une compression axiale peut se faire de l'une des trois façons :

- a) par flexion (voir 5.8.4)
- b) par torsion (voir 5.8.5)
- c) par écrasement latéral (voir 5.8.6)

Le contrôle de a) doit être fait en permanence. Le contrôle de b) est en général nécessaire, mais il pourra être négligé dans certains cas. Quant au contrôle de c), il est nécessaire uniquement pour les butons peu élancés qui sont affaiblis par endroits de manière significative par des trous ou des soudures..

(2) Pour les éléments soumis à une compression et une flexion combinées, voir 5.9.

5.8.2 Classification des sections en matière de compression axiale

(1) Avant de procéder aux contrôles indiqués en 5.8.1, il convient d'abord de classer les sections en classes 1, 2 ou 3 ou en classe 4. La classification est effectuée sur la base du moins favorable des ses éléments constitutifs, conformément à 5.4.4.

5.8.3 Résistance au flambement général

(1) Les deux contrôles en 5.8.1(1) a) et b) doivent satisfaire à la condition

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} \quad (5.31)$$

où

$N_{b,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance au flambement et égale à $f_s A / \gamma_{M1}$;

A est la surface brute, sans réduction pour ramollissement HAZ, flambement local ou trous ;

f_s est la contrainte de flambement en cas de flambement avec flexion (5.8.4) ou avec torsion (5.8.5).

(2) Lorsqu'on calcule f_s pour le flambement avec flexion, il faut tenir compte de la rupture au niveau des deux axes principaux et choisir la valeur adéquate.

5.8.4 Résistance au flambement de flexion

5.8.4.1 Contrainte de flambement

(1) La valeur de f_s pour l'élancement non dimensionnel adéquat peut être calculée à partir de

$$f_s = \chi \eta k_1 k_2 f_o \quad (5.32)$$

où χ est choisie à partir de la Figure 5.8 ou de :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (5.33)$$

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

α est un facteur d'imperfection, voir Tableau 5.6

$\bar{\lambda}_o$ est la limite du palier horizontal, voir Tableau 5.6

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \eta f_o}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

λ est l'élancement pour l'axe afférent (voir 5.8.4.2)

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{\eta f_o}}$$

N_{cr} est la charge élastique critique pour l'axe afférent

η est le facteur à prendre en compte pour toute perte d'efficacité due à la présence d'éléments de la classe 4, à savoir :

$\eta = 1$ pour une section de la classe 1, 2 ou 3

$\eta = A_e/A$ pour une section de la classe 4, avec $A_e = A - A_c(1 - \rho_c)$, A_c = surface de l'élément de la classe 4,

$\rho_c = t_{ef}/t$ pour chaque élément de la classe 4.

k_1 est un facteur tenant compte de l'asymétrie de la section, indiqué au Tableau 5.5

k_2 est un facteur tenant compte des effets affaiblissants du soudage, indiqué au Tableau 5.5.

NOTE Pour les sections de la classe 4 contenant des matériaux HAZ, il est recommandé de choisir A_c comme la plus faible des valeurs indiquée plus haut ou dans le Tableau 5.5. Concernant les sections contenant plus d'un élément de la classe 4 ou plus d'un élément affecté par la zone HAZ, la réduction doit tenir compte des différentes valeurs de ρ_{haz} ou ρ_c pour différents éléments plats.

(2) Les valeurs de α et $\bar{\lambda}_o$ doivent être choisies conformément aux indications du Tableau 5.6.

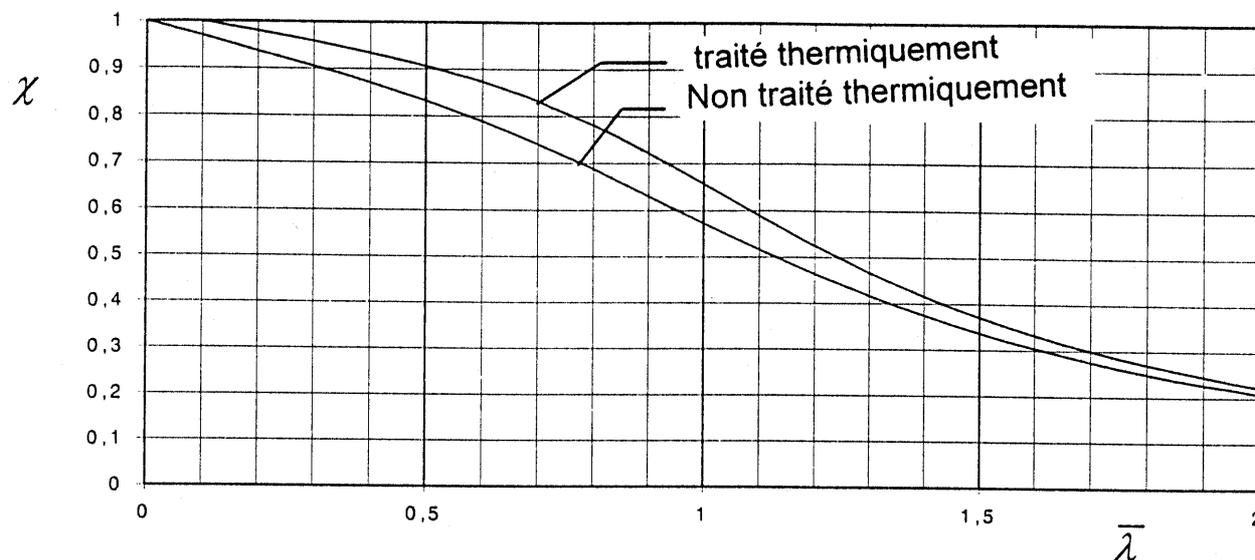


Figure 5.8 – Facteur de réduction χ pour le flambement de flexion

Tableau 5.5 — Valeurs des facteurs k_1 et k_2

		Alliages traités thermiquement	Alliages non traités thermiquement
k_1	section symétrique	$k_1 = 1$	$k_1 = 1$
	section asymétrique	$k_1 = 1 - 2,4 \psi^2 \frac{\bar{\lambda}^2}{(1 + \bar{\lambda}^2)(1 + \bar{\lambda})^2}$	$k_1 = 1 - 3,2 \psi^2 \frac{\bar{\lambda}^2}{(1 + \bar{\lambda}^2)(1 + \bar{\lambda})^2}$
		$\psi = \frac{\gamma_{max} - \gamma_{min}}{h}$ où γ_{max} et γ_{min} sont les distances entre les extrémités des sections et le point médian dans le plan du flambement, et h la profondeur de la section	
k_2	soudures longitudinales	$k_2 = 1 - \left(1 - \frac{A_1}{A}\right) 10^{-\bar{\lambda}} - \left(0,05 + 0,1 \frac{A_1}{A}\right) \bar{\lambda}^{-1,3(1-\bar{\lambda})}$ avec $A_1 = A - A_{haz}(1 - \rho_{haz})$ où A_{haz} = surface de la zone HAZ	$k_2 = 1 + 0,04(4\bar{\lambda})^{(0,5-\bar{\lambda})} - 0,22\bar{\lambda}^{-1,4(1-\bar{\lambda})}$
	soudures transversales	$k_2 = \rho_{haz}$ ou ω_x conformément à 5.9.4.5	$k_2 = \rho_{haz}$ ou ω_x selon 5.9.4.5

Tableau 5.6 — Valeurs des facteurs d'imperfection α et $\bar{\lambda}_o$

Alliage	α	$\bar{\lambda}_o$
Traité thermiquement	0,20	0,10
Non traité thermiquement	0,32	0,00

5.8.4.2 Paramètre d'élançement

(1) Le paramètre d'élançement avec flambement de poteau λ est défini comme suit

$$\lambda = l/i \tag{5.34}$$

où

l est la longueur réelle,

i est le rayon de giration,

les deux valeurs étant appropriées à la direction du flambement afférent.

Il convient de prendre la longueur réelle l égale à KL , où L représente la longueur entre les points du support latéral ; pour un buton cantilever, L représente sa longueur. La valeur de K , le véritable facteur longueur pour les butons, doit être évaluée sur la base des conditions d'extrémité connues; voir les explications du Tableau 5.7.

Il convient de calculer la valeur de i sur la base de la section brute pour tous les éléments.

NOTE Si la section est affectée entièrement ou fortement par le ramollissement HAZ au niveau de l'extrémité d'un élément, restreinte en direction, une telle retenue doit être ignorée si l'on arrive à une valeur convenable pour K . Ainsi, pour le 1^{er} cas du Tableau 5.7, K prend la valeur de 1,0 si la section est totalement ramollie à chaque extrémité.

Tableau 5.7 — Facteur de longueur réel K pour butons

Etats de l'extrémité	K
1. Maintenu en position et restreint en direction, aux deux extrémités	0,7
2. Maintenu en position aux deux extrémités et restreint en direction, à l'une des extrémités	0,85
3. Maintenu en position aux deux extrémités, mais non restreint en direction	1,0
4. Maintenu en position à une extrémité et retenu en direction, aux deux extrémités	1,25
5. Maintenu en position et restreint en direction à une extrémité, mais non maintenu en position, à l'autre extrémité	1,5
6. Maintenu en position et restreint en direction à une extrémité, mais non maintenu en position ou restreint en direction, à l'autre extrémité	2,0

5.8.5 Flambement de torsion

5.8.5.1 Exceptions

(1) L'éventualité d'un flambement de torsion peut être ignorée dans les cas suivants :

- a) sections creuses fermées
- b) sections I doublement symétriques
- c) sections composées entièrement de saillies en éventail, p. ex. angles, en T, cruciformes, classés en classe 1 conformément à 5.4.4

5.8.5.2 Paramètre d'élançement

(1) Le paramètre d'élançement du flambement de torsion λ peut être calculé en utilisant l'équation a) ou b) ci-dessous, ou autrement en suivant les indications de l'annexe J. Il doit être toujours rapporté à la surface brute de la section comme suit :

a) Equation générale

$$\lambda = \pi \sqrt{\frac{E A}{N_{cr}}} \quad (5.35)$$

où

A est la surface brute de la section, sans déduction pour flambement local, ramollissement HAZ ou trous ;

E est le module d'élasticité ;

N_{cr} est la charge élastique critique pour flambement de torsion, tenant compte de l'interaction avec le flambement de poteau, si nécessaire.

b) Sections, telles qu'indiquées au Tableau 5.9

$$\lambda = k \lambda_t \quad (5.36)$$

où k est donnée par la Figure 5.9 ou déduite de l'expression :

$$k = \sqrt{\frac{2 X s^2}{I + s^2 - \sqrt{(I + s^2)^2 - 4 X s^2}}} \quad (5.36a)$$

où X et s sont empruntés au Tableau 5.9.

λ_t est déterminé comme suit :

1) pour les sections en angles, en T, cruciformes

$$\lambda_t = \lambda_o \quad (5.36b)$$

2) pour les profilés en U, les pièces en U renversé

$$\lambda_t = \frac{\lambda_o}{\sqrt{I + Y \lambda_o^2 / \lambda_y^2}} \quad (5.36c)$$

Le Tableau 5.9 contient les formules pour les valeurs λ_o et Y et aussi pour s et X (utilisées dans la formule 5.36b et pour la Figure 5.9).

En 2), la quantité λ_y doit être prise comme un élançement effectif pour le flambement de poteau par rapport à l'axe y-y (tel que défini au Tableau 5.9).

5.8.5.3 Contrainte de flambement

La valeur de f_s pour le flambement de torsion doit être déduit de la formule indiquée en 5.8.4.1 (1) où φ est calculé à partir de

$$\varphi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_I) + \bar{\lambda}^2] \quad (5.37)$$

et en utilisant une valeur pour α et $\bar{\lambda}_I$ choisie conformément aux indications du Tableau 5.8.

Tableau 5.8 — Valeurs de α et $\bar{\lambda}_I$ pour flambement de torsion

Section	Valeur de α	Valeur de $\bar{\lambda}_I$
générale	0,35	0,4
composée entièrement de saillie en éventail (voir 5.8.5.4)	0,20	0,6

5.8.5.4 Sections composées de saillies en éventail

(1) Pour les sections en angles, en T ou cruciformes, composées entièrement de saillies en éventail, les flambements local et de torsion sont étroitement liés.

(2) Si l'on considère le flambement de torsion des sections contenant uniquement des saillies non renforcées, il convient de tenir compte, le cas échéant, de la présence de matériau HAZ pour le calcul de A_e , mais sans faire de déduction pour le flambement local, à savoir $\rho_c = 1$.

(3) Pour les sections contenant des saillies renforcées telles que le mode 1 serait critique en matière de flambement local (voir 5.4.3), l'élément devra être considéré comme "général" dans le Tableau 5.8 et A_e calculé en tenant compte du flambement ou du matériau HAZ ou des de l'un et l'autre.

5.8.6 Ecrasement local

(1) Il convient que la poussée axiale N_{Ed} ne dépasse pas $N_{a,Rd}$ pour la section la plus favorable sur toute la longueur du buton, déterminée comme suit :

Sections classe 1, 2 ou 3, exemptes d'effets HAZ $N_{a,Rd} = f_{\sigma} A_n / \gamma_{M1}$

Autres sections, en général $N_{a,Rd} = f_{\sigma} A_{ne} / \gamma_{M1}$

où

A_n est la surface de la section nette, déductions faites pour trous non chargés ;

A_{ne} est la surface effective de la section nette.

Il convient que la surface A_{ne} soit prise égale à A_e sous déduction pour trous non chargés, où A_e est la surface effective utilisée dans le cas d'un flambement total (de flexion et de torsion). Concernant les trous situés dans les zones de faible épaisseur, la déduction peut être effectuée sur la base de l'épaisseur réduite, au lieu de l'épaisseur totale.

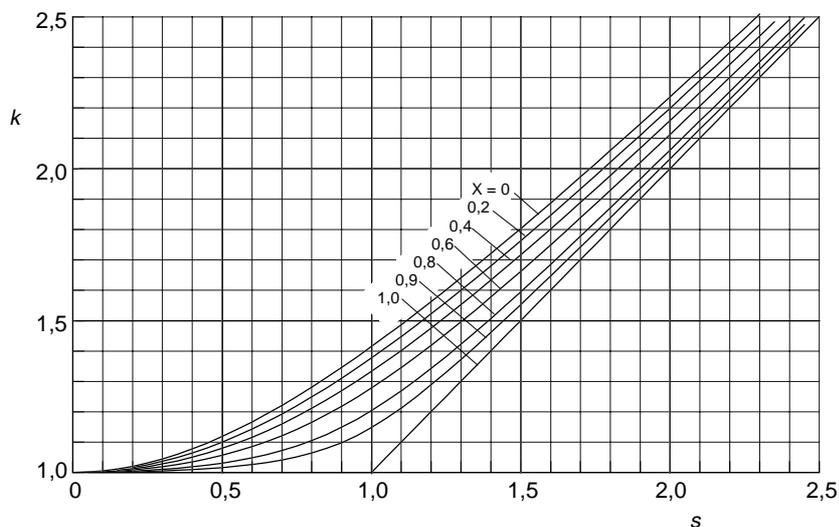
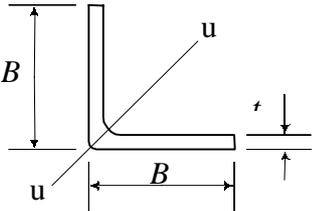
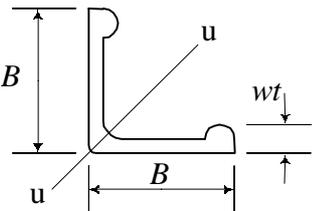
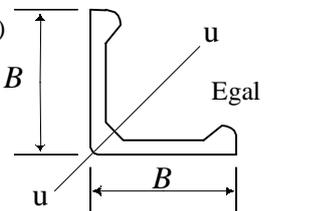
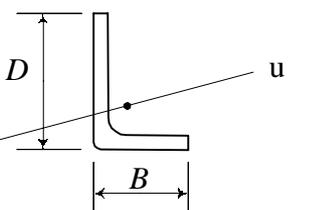
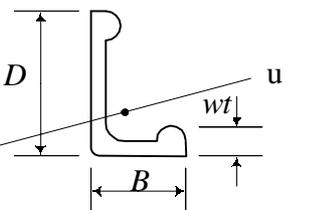
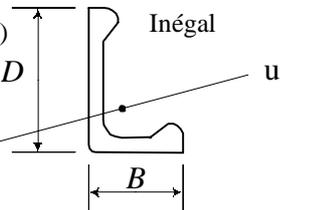
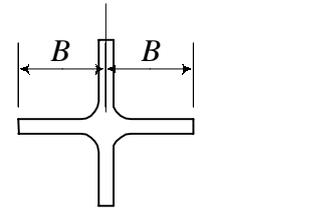
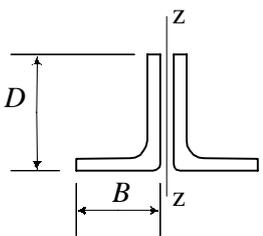
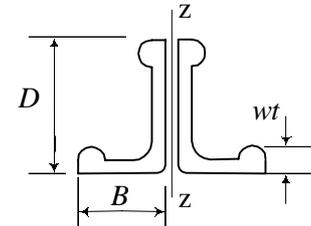
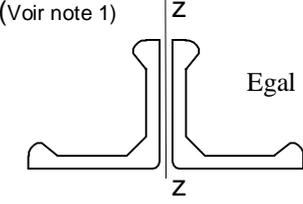
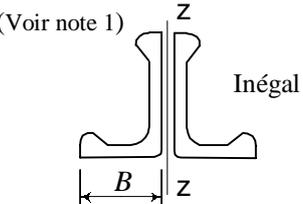
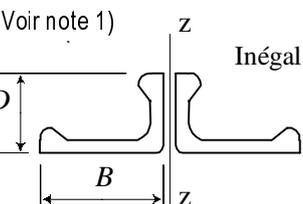
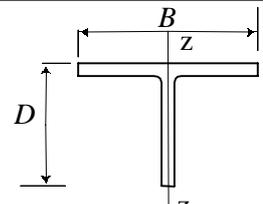
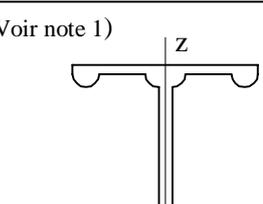
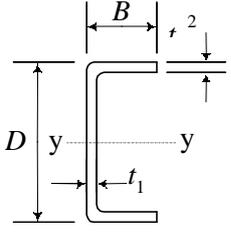
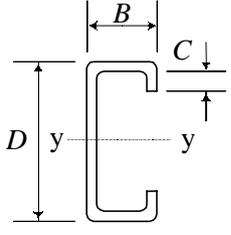
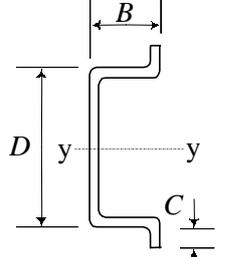
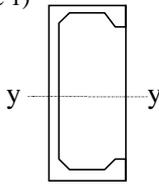


Figure 5.9 –

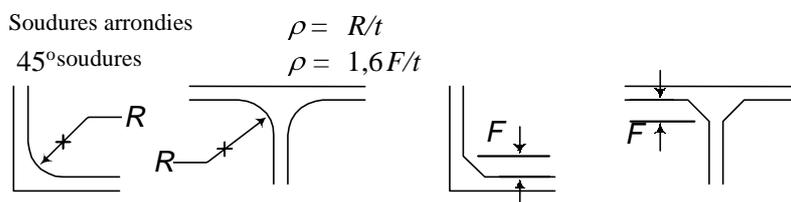
Tableau 5.9 -

1		$\rho \leq 5$	$\lambda_o = \lambda_1 = 5 B/t - 0,6 \rho^{1,5} (B/t)^{0,5}$ $s = \lambda_u / \lambda_o$ $X = 0,6$
2		$\rho \leq 5$ $1 \leq w \leq 2,5$	$\lambda_o = \lambda_1 - (w - 1)[2(w - 1)^2 - 1,5 \rho]$ $s = \lambda_u / \lambda_o$ $X = 0,6$
3	<p>(Voir note 1)</p> 		$\lambda_o = 66$ $s = \lambda_u / \lambda_o$ $X = 0,61$
4		$\rho \leq 5$ $0,5 \leq B/D \leq 1$	$\lambda_o = (D/t)[4,2 + 0,8(B/D)^2] - 0,6 \rho^{1,5} (D/t)^{0,5}$ $s = s_4 = \{1 + 6(1 - B/D)^2\} (\lambda_u / \lambda_o)$ $X = X_4 = 0,6 - 0,4(1 - B/D)^2$
5		$\rho \leq 5$ $0,5 \leq B/D \leq 1$ $1 \leq w \leq 2,5$	$\lambda_o = \lambda_4 + 1,5 \rho (w - 1) - 2(w - 1)^3$ $s = s_4$ $X = X_4$
6	<p>(voir note 1)</p> 		$\lambda_o = 57$ $s = 1,4 \lambda_u / \lambda_o$ $X = 0,6$
7		$\rho \leq 3,5$	$\lambda_o = 5,1 B/t - \rho^{1,5} (B/t)^{0,5}$ $X = 1$

8		$\rho \leq 5$ $0,5 \leq D/B \leq 2$	$\lambda_o = \lambda_8 = (B/t)[4,4 + 1,1(B/D)^2] - 0,7 \rho^{1,5} (B/t)^{0,5}$ $s = \lambda_z / \lambda_o$ $X = X_8 = 1,1 - 0,3 D/B$
9		$\rho \leq 5$ $0,5 \leq D/B \leq 2$ $1 \leq w \leq 2,5$	$\lambda_o = \lambda_8 + 1,5 \rho(w - 1) - 2(w - 1)^3$ $s = \lambda_z / \lambda_o$ $X = X_8$
10	(Voir note 1)  Egal		$\lambda_o = 70$ $s = \lambda_z / \lambda_o$ $X = 0,83$
11	(Voir note 1)  Inégal		$\lambda_o = 60$ $s = \lambda_z / \lambda_o$ $X = 0,76$
12	(Voir note 1)  Inégal		$\lambda_o = 63$ $s = \lambda_z / \lambda_o$ $X = 0,89$
13		$\rho \leq 3,5$ $0,5 \leq D/B \leq 2$	$\lambda_o = (D/t)[1,4 + 1,5 B/D + 1,1 D/B] - \rho^{1,5} (D/t)^{0,5}$ $s = \lambda_z / \lambda_o$ $X = 1,3 - 0,8 D/B + 0,2(D/B)^2$
14	(Voir note 1) 		$\lambda_o = 65$ $s = \lambda_z / \lambda_o$ $X = 0,78$

15		$1 \leq D/B \leq 3$ $1 \leq t_2/t_1 \leq 2$	$\lambda_o = (B/t_2)[7 + 1,5 (D/B)(t_2/t_1)]$ $s = \lambda_y / \lambda_t$ $X = 0,38 D/B - 0,04(D/B)^2$ $Y = 0,14 - 0,02 D/B - 0,02 t_2/t_1$
16		$1 \leq D/B \leq 3$ $C/B \leq 0,4$	$\lambda_o = (B/t)(7 + 1,5 D/B + 5C/B)$ $s = \lambda_y / \lambda_t$ $X = 0,38 D/B - 0,04(D/B)^2 - 0,25 C/B$ $Y = 0,12 - 0,02 D/B + \frac{0,6(C/B)^2}{D/B - 0,5}$
17		$1 \leq D/B \leq 3$ $C/B \leq 0,4$	$\lambda_o = (B/t)(7 + 1,5 D/B + 5C/B)$ $s = \lambda_y / \lambda_t$ $X = 0,38 D/B - 0,04(D/B)^2$ $Y = 0,12 - 0,2 D/B - \frac{0,05 C/B}{D/B - 0,5}$
18	(Voir note 1) 		$\lambda_o = 126$ $s = \lambda_y / \lambda_t$ $X = 0,59$ $Y = 0,104$

- 1) Les sections ont en général une épaisseur unique t, sauf les cas 14 et 15.
- 2) λ_u , λ_y ou λ_z est le paramètre d'élanement (l/r) pour flambement en flexion sur l'axe u, y, ou z.
- 3) ρ est un facteur qui dépend de la quantité de matériaux sur la racine de la section :



- 4) Les valeurs attribuées à λ_o , X et Y ne s'appliquent que dans les limites indiquées. Dans le cas d'angles dos-à-dos (cas 8 à 12), les formules cessent de s'appliquer, si le vide compris entre les angles excède $2t$.

5.8.7 Butons à liaison excentrée

5.8.7.1 Butons à travée unique

(1) A condition que les fixations de bord empêchent la rotation dans le plan de l'élément relié et qu'aucune flexion délibérée ne soit appliquée, les types suivants de butons à liaison excentrée peuvent être prévus en utilisant une méthode simplifiée. Cela représente une alternative à la méthode générale pour l'effet combiné de flexion et de compression, indiqué en 5.9.

- a) simple angle relié par un seul côté seulement
- b) angles dos à dos reliés à un côté d'une plaque gousset
- c) simple profilé en U relié par son âme seulement
- d) simple barre en T reliée par ses semelles seulement

(2) Lorsqu'on vérifie le flambement en flexion en utilisant les formules de 5.8.4 en dehors du plan du ou des élément(s) joints, l'excentricité de la charge doit être ignorée et la valeur de f_s doit être prise égale à 40 % de la valeur donnée à la charge centroïde.

(3) La valeur pour a) doit être celle qui se trouve au niveau de l'axe parallèle à(aux) l'élément(éléments) relié(s). Pour ce qui a trait au flambement de torsion, la méthode de 5.8.5 n'a pas besoin d'être changée.

5.8.7.2 Butons composés de deux éléments dos à dos

(1) Les butons comprenant des paires d'angles, des barres en U ou en T, reliés à l'un ou l'autre côté des plaques goussets, peuvent être conçus comme un simple élément composé, si

- a) les deux éléments constitutifs sont attachés solidement à leurs extrémités
- b) les deux éléments constitutifs sont également reliés entre eux sur leurs trois points, en utilisant des pièces d'espacement égales à l'épaisseur des goussets.

5.8.8 Butons à liernes

(1) Il convient de concevoir en général les butons à liernes en calculant d'abord les forces auxquelles chaque élément sera soumis puis en proportionnant chaque élément pour résister à ces forces. Cependant, ils peuvent être conçus comme un simple élément de structure composé, à condition que leur disposition satisfasse aux sept conditions suivantes :

- a) être chargés dans la direction de leur axe.
- b) comprendre deux éléments principaux joints par des butons également espacés, la section brute étant symétrique par rapport à un axe perpendiculaire aux butons.
- c) être en général par paires. Cependant, si les éléments principaux sont des barres en T dont les pointes se rejoignent, ou des angles, des butons simples sont autorisés.

d) $\lambda_2 \leq 0,8 \lambda_1$

où λ_1 et λ_2 sont les paramètres d'élanement relatifs au flambement de poteau de l'élément porteur complet autres des axes respectivement parallèles et perpendiculaires aux butons.

e) $\lambda_3 \leq 0,7 \lambda_2$

où λ_3 est le paramètre d'élanement relatif au flambement d'un élément principal entre les butons, sur la base d'un flambement de poteau ou de torsion, en retenant le plus critique.

- f) Il convient de concevoir le système de butons de manière qu'il puisse résister à la contrainte de cisaillement totale V exercée dans le plan du buton, fixée à 2,5 % de la force axiale exercée dans tout l'élément de structure en cas de charge pondérée.

g) Il convient de concevoir la liaison de chaque buton à chaque élément principal de manière à transmettre les actions simultanées suivantes en cas de charge pondérée :

- 1) cisaillement longitudinal de V_{Ed}/N
- 2) moment de $V_{Ed}/2N$ agissant dans le plan du buton

où

d est l'écartement longitudinal entre les centres des butons ;

a est l'écartement des éléments principaux mesuré des centroïdes des joints à chaque bouton ;

N est le nombre de butons sur chaque position (1 ou 2).

Pour la conception des butons, il est important de tenir compte des effets d'affaiblissement possibles du flambement local et du ramollissement HAZ (en cas de soudage).

5.9 Résistance des éléments soumis à une force axiale et à une flexion biaxiale

5.9.1 Généralités

(1) Ce paragraphe indique les équations d'interaction destinées à contrôler les éléments de structure soumises à une combinaison de force axiale et de flexion sur le grand axe et/ou le second axe

(2) Deux contrôles sont en général nécessaires

— flambement de flexion

— flambement de torsion latérale.

(3) Le contrôle des sections est inclus dans celui du flambement de flexion et de torsion latérale si les méthodes indiquées aux paragraphes 5.9.3 et 5.9.4 sont mises en œuvre.

(4) Dans le calcul de la résistance N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ et $M_{z,Rd}$, il convient de bien tenir compte de la présence de ramollissement HAZ provenant des soudures longitudinales. (voir 5.6.2 et 5.8.7). La présence d'un ramollissement HAZ localisé provenant des soudures transversales et la présence de trous doivent être pris en compte selon, respectivement, 5.9.4(5) et (6).

5.9.2 Classification et flambement local des sections soumises à des actions combinées

(1) Une classification des sections brutes pour des éléments de structure soumises à une action combinée de flexion et de forces axiales est effectuée séparément pour les composantes de chargement, conformément à 5.4. Aucune classification n'est faite pour l'état de contrainte combiné.

(2) Une section peut appartenir à différents types en ce qui concerne la force axiale, la flexion au niveau du grand axe et du second axe. Il est tenu compte de l'état de contrainte dans les équations d'interaction indiquées en 5.9.3 et 5.9.4. Ces équations d'interaction peuvent être utilisées pour tous les types de sections. L'influence du flambement local et du fléchissement sur la résistance, en ce qui concerne le chargement combiné, est prise en compte dans les capacités comprises dans les dénominateurs et les exposants qui sont des fonctions de l'élançement de la section.

5.9.3 Flexion et force axiale. Contrôle de la section

5.9.3.1 Flexion et traction axiale

(1) Les éléments de structure soumis à une flexion et à une traction axiale combinées doivent être contrôlés quant à leur résistance au flambement de torsion latérale, tout en considérant la force axiale et le moment fléchissant comme un effet vectoriel.

(2) Là où la force axiale et le moment fléchissant risquent de varier indépendamment l'un de l'autre, la valeur de calcul de la traction axiale doit être multipliée par un coefficient de réduction pour les effets vectoriels :

$$\psi_{vec} = 0,8$$

(3) La contrainte nette $\sigma_{com,Ed}$ (qui peut dépasser f_o/γ_{M1}) calculée dans la fibre comprimée extrême, due aux effets vectoriels, doit être déterminée à partir de l'équation :

$$\sigma_{com,Ed} = M_{Sd} / W_{com} - \psi_{vec} N_{t,Sd} / A \quad (5.38)$$

où W_{com} est le module de section élastique pour la fibre comprimée extrême et $N_{t,Ed}$ est la valeur de calcul de la traction axiale.

(4) Il convient d'effectuer le contrôle en utilisant un moment interne de dimensionnement effectif $M_{eff,Ed}$ obtenu à partir de :

$$M_{eff,Ed} = W_{com} \sigma_{com,Ed} \quad (5.39)$$

(5) Il convient d'obtenir le moment résistant au flambement de calcul $M_{b,Rd}$ en utilisant les équations du paragraphe 5.6.6.

(6) Les éléments de structure soumis à la flexion et à la torsion axiale combinées et ceux qui sont soumis à l'action combinée de la flexion et de la compression axiale doivent satisfaire aux équations 5.40 et 5.41 ou 5.43, au cas où il n'y aurait pas de risque de flambement de torsion latérale ou de flambement de torsion. Les équations s'appliquent également aux autres éléments de structure soumises à la flexion et à la compression axiale à condition que $M_{y,Ed}$ ou $M_{z,Ed}$ soit déterminé quant à la théorie de second ordre et en ce qui concerne l'augmentation des flèches qui apparaissent par suite des contraintes résiduelles et la courbe contrainte - déformation réelle..

5.9.3.2 Poutres I

(1) Il convient de vérifier les deux équations suivantes :

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\omega_0 N_{Rd}} \right)^{\xi_0} + \frac{M_{y,Ed}}{ITAL\Omega\omega_0 M_{y,Rd}} \leq 1,00 \quad (5.40)$$

et

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\omega_0 N_{Rd}} \right)^{\eta_0} + \left(\frac{M_{y,Ed}}{\omega_0 M_{y,Rd}} \right)^{\gamma_0} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{\omega_0 M_{z,Rd}} \right)^{\xi_0} \leq 1,00 \quad (5.41)$$

où les exposants η_0 , γ_0 et ξ_0 sont :

$$\eta_0 = 1,0 \text{ ou pouvant être aussi pris égal à } \alpha_z^2 \alpha_y^2 \text{ mais } \eta_0 \geq 1 \text{ et } \eta_0 \leq 2 \quad (5.42a)$$

$$\gamma_0 = 1,0 \text{ ou pouvant être aussi pris égal à } \alpha_z^2 \text{ mais } \gamma_0 \geq 1 \text{ et } \gamma_0 \leq 1,56 \quad (5.42b)$$

$$\xi_0 = 1,0 \text{ ou pouvant être aussi pris égal à } \alpha_y^2 \text{ mais } \xi_0 \geq 1 \quad (5.42c)$$

(2) Les notations comprises dans les paragraphes 5.9.3.2 à 5.9.3.5 sont :

N_{Ed} = compression axiale ou force de traction

$M_{y,Ed}$ = montant de flexion au niveau de l'axe y

$M_{z,Ed}$ = montant de flexion au niveau de l'axe z

N_{Rd} = Af_o/γ_{M1} ou $A_{ef}f_o/\gamma_{M1}$ pour les sections de la classe 4

$$M_{y,Rd} = \alpha_y W_{pl,y} f_o / \gamma_{M1}$$

$$M_{z,Rd} = \alpha_z W_{pl,z} f_o / \gamma_{M1}$$

$\omega_0 = 1$ pour les poutres - poteaux sans soudures ou trous localisés. Sinon, voir 5.9.4(5) ou (6)

$\alpha_y, \alpha_z =$ facteur de forme pour flexion au niveau de l'axe y et z, basé sur les sections brutes et compte tenu du flambement et du ramollissement HAZ provenant des soudures longitudinales, voir 5.6.2, α_z ne doit pas être supérieur à 1,25.

5.9.3.3 Sections pleines et sections creuses

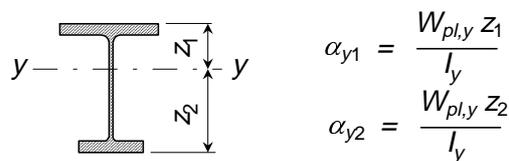
(1) Il convient de vérifier les équations suivantes :

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\omega_0 N_{Rd}} \right)^\psi + \left[\left(\frac{M_{y,Ed}}{\omega_0 M_{y,Rd}} \right)^{1,7} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{\omega_0 M_{z,Rd}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} \leq 1,00 \quad (5.43)$$

où $\psi = 2$ pour les sections pleines et 1,3 pour les sections creuses. ψ peut être aussi pris égal à $\alpha_y \alpha_z$, à condition que $\psi \leq 2$.

5.9.3.4 Autres sections

(1) L'équation 5.41 peut être utilisée avec $\eta_0 = \alpha_0^2$ (mais $\eta_0 \leq 2,0$ et $\eta_0 > 1$) et $\gamma_0 = \xi_0 = 1$ où α_0 est la plus grande de α_{y1} et α_{y2} pour les deux fibres extrêmes. Voir Figure 5.10. Pour les sections à paroi mince, voir 5.9.4.4.



$$\alpha_{y1} = \frac{W_{pl,y} Z_1}{I_y}$$

$$\alpha_{y2} = \frac{W_{pl,y} Z_2}{I_y}$$

Figure 5.10 -

5.9.3.5 Éléments de structure contenant des soudures localisées

(1) Dans une section affectée par le ramollissement HAZ, la valeur de calcul de f_o doit être prise égale à la résistance caractéristique pour le *fléchissement total* du matériau à résistance réduite. Cela comporte des effets HAZ dus au soudage de fixations temporaires.

(2) Cependant, si un tel ramollissement HAZ se trouve à un endroit spécifique sur la longueur et que le ramollissement ne dépasse pas en longueur une distance supérieure que la largeur moindre de l'élément de structure, alors la résistance de calcul f_o / γ_{M1} doit être prise égale à la *résistance ultime* de calcul f_o / γ_{M2} du matériau à résistance réduite.

5.9.4 Flexion et compression axiale

5.9.4.1 Généralités

(1) Pour les éléments soumis à la compression axiale et à la flexion, des équations appropriées pour

a) le flambement de flexion et

b) le flambement de torsion latérale doivent être satisfaites sur toute longueur non soutenue, exposée au flambement.

(2) Toutes les quantités comprises dans les équations d'interaction doivent être positives.

5.9.4.2 Flambement de flexion

Les équations suivantes doivent être vérifiées :

(1) flexion sur axe y d'une poutre I

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_y \omega_x N_{Rd}} \right)^{\xi_{yc}} + \frac{M_{y,Ed}}{\omega_0 M_{y,Rd}} \leq 1,00 \quad (5.44)$$

(2) flexion sur axe z de la poutre I

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_z \omega_x N_{Rd}} \right)^{\eta_c} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{\omega_0 M_{z,Rd}} \right)^{\xi_{zc}} \leq 1,00 \quad (5.45)$$

Dans les équations 5.44 et 5.45, tous les exposants peuvent prendre la valeur 0,8 ou aussi

$$\eta_c = \eta_0 \chi_z \text{ but } \eta_c \geq 0,8$$

$$\xi_{yc} = \xi_0 \chi_y \text{ but } \xi_{yc} \geq 0,8$$

$$\xi_{zc} = \xi_0 \chi_z \text{ but } \xi_{zc} \geq 0,8$$

où

η_0 et ξ_0 sont déterminés selon 5.9.3.2(1) ;

$\omega_x = \omega_0 = 1$ pour poutres - poteaux sans soudures locales. Sinon, voir 5.9.4.5.

(3) Sections pleines

L'équation 5.45 peut être utilisée avec les exposants ayant la valeur 0,8 ou

$$\eta_c = 2 \chi \text{ but } \eta_c \geq 0,8$$

$$\xi_c = 1,56 \chi \text{ but } \xi_c \geq 0,8$$

(4) sections creuses et canalisations

L'équation 5.46 peut être utilisée avec $\psi_c = 0,8$ ou prise égale à $\chi_y \psi$ ou $\chi_z \psi$ en fonction du sens de la flexion, mais à condition que $\psi_c \leq 0,8$. ψ soit déterminée selon l'équation 5.43.

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_{\min} \omega_x N_{Rd}} \right)^{\psi_c} + \frac{I}{\omega_0} \left[\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^{1,7} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} \leq 1,00 \quad (5.46)$$

(5) Autres sections

L'équation 5.44 peut être utilisée pour les sections symétriques et bi-symétriques fléchissant autour de l'un ou l'autre axe, pour l'axe z, en remplaçant ξ_{yc} , $M_{y,Ed}$, $M_{y,Rd}$ et χ_y par ξ_{zc} , $M_{z,Ed}$, $M_{z,Rd}$ et χ_z .

(6) Les notations dans les équations 5.44, 5.45 et 5.46 signifient :

N_{Ed} = force de compression axiale

$N_{Rd} = A f_o / \gamma_{M1}$ ou $A_{ef} f_o / \gamma_{M1}$ pour sections de classe 4

χ_y = facteur de réduction pour flambement dans le plan z-x

χ_z = facteur de réduction pour flambement dans le plan y-x

$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ = moment fléchissant autour des axes y et z. Les moments sont calculés selon la théorie de premier ordre

$M_{y,Rd} = \alpha_y W_{yf} / \gamma_{M1}$ capacité du moment fléchissant autour de l'axe y

$M_{z,Rd} = \alpha_z W_{zf} / \gamma_{M1}$ capacité du moment fléchissant autour de l'axe z

α_y, α_z = facteur de forme, sous réserve de α_z inférieur à 1,25

ω_x, ω_0 = facteurs de ramollissement HAZ, selon 5.9.4.5. Si pas de soudures, $\omega_x = \omega_0 = 1$.

5.9.4.3 Flambement de torsion latérale

(1) Il convient de vérifier l'équation suivante pour les poteaux de poutres avec des sections en I et similaires.

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_z \omega_x N_{Rd}} \right)^{\eta_c} + \left(\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \omega_{xLT} M_{y,Rd}} \right)^{\gamma_c} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{\omega_0 M_{z,Rd}} \right)^{\xi_{zc}} \leq 1,00 \quad (5.47)$$

où

N_{Ed} = force axiale

$M_{y,Ed}$ = moments fléchissants autour de l'axe y. Dans le cas de poteaux de poutres avec des extrémités articulées et dans le cas d'éléments de palées non stables, $M_{y,Ed}$ est un moment de *premier ordre*. Pour les éléments de palées libres d'osciller, $M_{y,Ed}$ est le moment fléchissant selon la théorie de *second ordre*.

$M_{z,Ed}$ = moments fléchissants autour de l'axe z. $M_{z,Ed}$ est le moment fléchissant selon la théorie de *premier ordre*.

N_{Rd} = $A_f f_o / \gamma_{M1}$ ou $A_{ef} f_o / \gamma_{M1}$ pour sections de la classe 4

χ_z = facteur de réduction pour flambement lorsque l'une ou les deux semelles fléchit latéralement (flambement dans le plan y-z ou flambement de torsion latérale)

$M_{y,Rd} = \alpha_y W_{yf} / \gamma_{M1}$ = la capacité du moment fléchissant pour la flexion de l'axe y

χ_{LT} = facteur de réduction pour le flambement de torsion latérale

$M_{z,Rd} = \alpha_z W_{zf} / \gamma_{M1}$ = la capacité du moment fléchissant pour la flexion de l'axe z

η_c = 0,8 ou également $\eta_0 \chi_z$ mais $\eta_c \leq 0,8$

γ_c = γ_0

ξ_{zc} = 0,8 ou également $\xi_0 \chi_z$ mais $\xi_{zc} \leq 0,8$

ω_x, ω_0 et ω_{xLT} = facteurs de ramollissement HAZ, voir 5.9.4.5

η_0, γ_0 et ξ_0 sont définis selon l'équation figurant en 5.9.3.2.

L'équation relative au flambement de torsion, voir 5.9.4(2), doit être également vérifiée.

5.9.4.4 Sections à parois minces

(1) Il convient d'utiliser ici les équations d'interaction d'après 5.40 et 5.41. Le flambement local est pris en compte par les facteurs de forme α_y et α_z . Les coefficients η_0, γ_0 et ξ_0 ne doivent pas être inférieurs à 1.

5.9.4.5 Eléments comportant des soudures localisées

(1) La valeur de calcul de ω_0 , ω_x et ω_{xLT} pour un poteau de poutre soumis à un ramollissement HAZ doit être généralement basée sur la résistance ultime du matériau ramollie par la zone HAZ. Sur la partie saine, on peut se reporter à la section la moins favorable de la travée en question, même si un tel ramollissement apparaît seulement localement suivant la longueur. Dans ce cas, ω_0 , ω_x et ω_{xLT} dans les équations de 5.44, 5.45 et 5.46 sont :

$$\omega_0 = \omega_x = \omega_{xLT} = \frac{\rho_{haz} f_a / \gamma_{M2}}{f_o / \gamma_{M1}} \text{ but } \leq 1,00 \quad (5.48)$$

où

ρ_{haz} est le facteur de réduction pour le matériau affecté par la chaleur, conformément à 5.4.2.

(2) Cependant, si le ramollissement HAZ apparaît à proximité des extrémités de la travée, ou près des points de contre flexure seulement, on pourra augmenter ω_x et ω_{xLT} dans le flambement de flexion et de torsion latérale considéré, à condition qu'un tel ramollissement ne dépasse pas une distance le long de l'élément supérieure à la plus petite largeur de la section.

$$\omega_x = \frac{\omega_0}{\chi + (1 - \chi) \sin \frac{\pi x_s}{l_c}} \quad (5.49)$$

$$\omega_{xLT} = \frac{\omega_0}{\chi_{LT} + (1 - \chi_{LT}) \sin \frac{\pi x_s}{l_c}} \quad (5.50)$$

$$\omega_0 = \frac{\rho_{haz} f_a / \gamma_{M2}}{f_o / \gamma_{M1}} \text{ but } \omega_0 \leq 1,00 \quad (5.51)$$

où

$\chi = \chi_y$ ou χ_z dépend de le sens du flambement ;

χ_{LT} = facteur de réduction pour le flambement de torsion latérale du poteau de la poutre en flexion seulement ;

x_s = distance de la soudure localisée jusqu'à un support ou un point de contre flexure pour la courbe de déflexion concernant le flambement élastique de la force axiale seulement, voir Figure 5.11 ;

l_c = longueur de flambement.

(3) Il convient de baser le calcul de χ et χ_{LT} sur la résistance au fléchissement du matériau de base.

(4) Si la longueur de la zone de ramollissement est plus importante que la plus petite largeur de la section, alors la résistance de calcul f_a / γ_{M2} concernant la rupture locale des équations relatives à ω_0 , ω_x et ω_{xLT} doit être remplacée par la résistance de calcul f_o / γ_{M1} relative au fléchissement total.

(5) Si la zone de ramollissement localisée couvre une partie de la section (p. ex. une semelle), c'est toute la section qui sera considérée comme ramollie.

5.9.4.6 Eléments de structure comportant des sections localement réduites

(1) Les éléments comportant des sections localement réduites, par exemple à cause de trous de boulons ou de découpages de semelle, peuvent être contrôlés selon 5.9.4(5) en remplaçant ρ_{haz} dans ω_0 , ω_x , ω_{xLT} par A_{net} / A_g où :

A_{net} = surface de section nette, avec réduction de trous

A_g = surface de section brute

5.9.4.7 Moments d'arêtes inégales et/ou charges latérales

(1) Pour les éléments soumis à une action combinée de force axiale et de moments d'arêtes inégales et/ou de charges latérales, différentes sections le long du poteau-poutre sont contrôlées. Le moment fléchissant de la section étudiée est utilisée dans les équations d'interaction. ω_x et ω_{xLT} sont alors (voir 5.9.4(5)) :

$$\omega_x = \frac{I}{\chi + (1 - \chi) \sin \frac{\pi x_s}{l_c}} \quad (5.52)$$

$$\omega_{xLT} = \frac{I}{\chi_{LT} + (1 - \chi_{LT}) \sin \frac{\pi x_s}{l_c}} \quad (5.53)$$

(2) x_s est la distance comprise entre la section étudiée et un simple support ou point de contre flexure de la courbe de déflexion pour le flambement élastique d'une force axiale seulement, voir Figure 5.11.

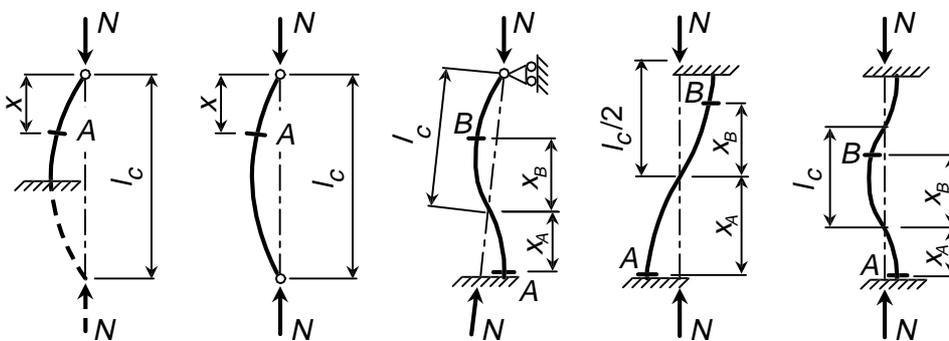


Figure 5.11 -

A et B dans la Figure 5.11 sont des exemples des sections étudiées marquées par des lignes transversales.

Voir le Tableau 5.7 pour la longueur de flambement $l_c = KL$.

5.10 Résistance des plaques non renforcées soumises à une contrainte au plan d'ossature porteuse

5.10.1 Généralités

(1) Dans certains types de structures, il peut exister des plaques non renforcées en tant qu'éléments séparés soumis à une contrainte directe, une contrainte de cisaillement, ou une combinaison des deux. Les plaques sont fixées à la structure porteuse, par soudage, rivetage, boulonnage ou liaison, et la forme de la fixation peut influencer sur les conditions environnantes. Les plaques minces doivent être contrôlées quant aux états limites ultimes de flexion sous un chargement latéral, un flambement sous contrainte aux limites dans le plan de la plaque, et vis-à-vis de la flexion et du flambement combinés. Les règles de calcul indiquées dans le présent paragraphe ne concernent que les plaques rectangulaires.

5.10.2 Résistance à une compression uniforme

(1) Une plaque rectangulaire soumise à une compression extrême uniforme est illustrée à la Figure 5.2. La longueur de la plaque dans le sens de compression = a , et la largeur de la plaque en sens transversal = b . L'épaisseur, présumée uniforme, est égale à t . La plaque peut être soutenue à ses quatre extrémités, dans le cas où les supports seraient liés, serrés de manière élastique ou fixés, ou elle peut être libre le long d'une arête longitudinale.

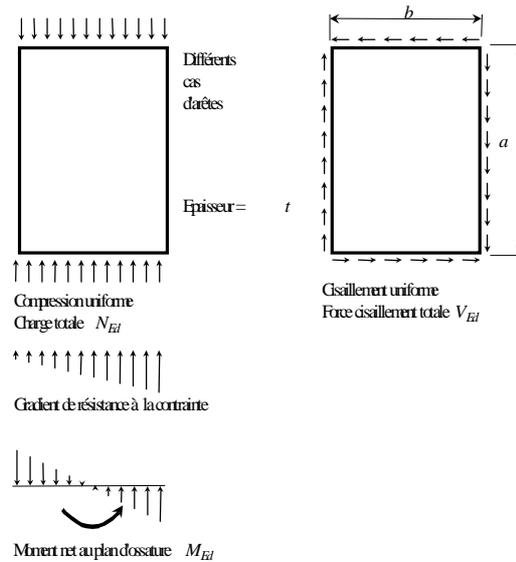


Figure 5.12 -

(2) La sensibilité au flambement de la plaque non renforcée est définie par le paramètre β , où $\beta = b/t$. La classification de la section est effectuée de la même manière que celle décrite en 5.4.4, où les plaques aux arêtes longitudinales simplement soutenues, serrées de manière élastique ou fixées, sont choisies de manière à correspondre à des "éléments internes", et les plaques avec une arête longitudinale libre de manière à correspondre à des "saillies". Ainsi

$$\beta > \beta_2 \quad \text{classe 1 ou 2}$$

$$\beta_2 < \beta < \beta_3 \quad \text{classe 3}$$

$$\beta_3 < \beta \quad \text{classe 4}$$

où les valeurs de β_2 et β_3 sont indiquées dans le Tableau 5.1.

(3) La valeur de calcul de la force de compression N_{Ed} doit satisfaire à l'équation

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \tag{5.54}$$

où N_{Rd} est la valeur moindre de

$$N_{o,Rd} = A_{ef} f_o / \gamma_{M1} \quad (\text{fléchissement total et flambement local}) \tag{5.55}$$

et

$$N_{a,Rd} = A_{net} f_a / \gamma_{M2} \quad (\text{rupture locale}) \tag{5.56}$$

où

A_{ef} est la surface effective de la section compte tenu du flambement local pour la section de la classe 4 et du ramollissement HAZ des soudures longitudinales ;

A_{net} est la surface de la section la moins favorable compte tenu, le cas échéant, des trous non chargés et du ramollissement HAZ des soudures transversales ou longitudinales ;

f_o est la résistance caractéristique pour le fléchissement total (voir paragraphe 5.3.5) ;

f_a est la résistance caractéristique pour la rupture locale (voir paragraphe 5.3.5).

(4) La valeur A_{ef} pour la section de la classe 4 est déterminée en prenant une épaisseur moindre pour tenir compte aussi bien du flambement que de l'adoucissement HAZ, mais en ignorant la présence de trous. A_{ef} est basée en général sur la section la moins favorable, en prenant une épaisseur égale à la plus petite valeur de $\rho_c t$ et $\rho_{haz} t$ dans les zones affectées thermiquement, et à $\rho_c t$ partout ailleurs. Lors de ce contrôle, le ramollissement de la zone affectée thermiquement, dû aux arêtes chargées, peut être négligé.

Le facteur ρ_c est déterminé à partir du plus favorable des traitements suivants :

- a) Calculer ρ_c à partir de 5.4.5 (3) ou lire sur la Figure 5.5, en utilisant les équations de l'élément interne pour les plaques simplement soutenues, serrées de manière élastique, ou fixées le long des arêtes longitudinales, ainsi que les équations de l'élément en saillie pour les plaques munies d'une arête longitudinale libre.
- b) Prendre $\rho_c = \chi$, où χ le facteur de réduction du flambement du poteau, figurant en (5.8.3). Pour le calcul de χ , prendre un paramètre d'élanement égal à 3,5 a/t , correspondant à un appui simple sur les arêtes chargées. Pour les arêtes chargées retenues, on peut utiliser une valeur de λ moins élevée, à la discrétion de l'ingénieur chargé du dimensionnement.

5.10.3 Résistance en cas de moment sur un plan d'ossature porteuse

(1) Si un moment nettement sur le même plan agit sur les arêtes (largeur = b) d'une plaque rectangulaire non renforcée (voir Figure 5.12), la sensibilité au flambement est définie par le paramètre β , où $\beta = 0,40 b/t$. La classification de la section est effectuée de la même manière que dans le paragraphe 5.10.2.

(2) Il convient que la valeur de calcul du moment fléchissant M_{Ed} satisfasse à l'équation

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5.57)$$

où la résistance de calcul du moment fléchissant M_{Rd} est la plus petite valeur de $M_{o,Rd}$ et $M_{a,Rd}$, suivant les formules de 5.10.3 (3) et (4).

(3) La résistance de calcul du moment fléchissant $M_{o,Rd}$ pour le fléchissement total et le flambement local est déterminée comme suit :

Section de la classe 1 ou 2

$$M_{o,Rd} = W_{pl} f_o / \gamma_M \quad (5.58)$$

Section de la classe 3

$$M_{o,Rd} = \left[W_{el} + \frac{\beta_3 - \beta}{ITAL\beta_3 - \beta_2} (W_{pl} - W_{el}) \right] f_o / \gamma_{M1} \quad (5.59)$$

Section de la classe 4

$$M_{o,Rd} = W_{ef} f_o / \gamma_{M1} \quad (5.60)$$

où

W_{pl} et W_{el} sont les modules élastique et plastique pour la section brute ou une section réduite pour tenir compte du ramollissement de la zone HAZ provenant des soudures longitudinales, mais en négligeant la présence de trous ;

W_{ef} est le module élastique pour la section effective obtenu en prenant une épaisseur réduite pour tenir compte, si nécessaire, du flambement ainsi que du ramollissement de la zone HAZ provoqué par les soudures longitudinales, et tout en ignorant la présence de trous ;

β est le facteur d'élançement pour l'élément le plus critique de la section ;

β_2 et β_3 sont les valeurs limites des classes 2 et 3 de β pour cet élément ;

f_o est le facteur d'élançement pour le fléchissement total.

(4) La résistance de calcul du moment fléchissant $M_{a,Rd}$ pour la rupture locale des sections munies de trous ou de soudures transversales est :

$$M_{a,Rd} = W_{net} f_a / \gamma_{M2} \quad (5.61)$$

où

W_{net} est le module plastique dans le cas de trous et compte tenu d'une épaisseur réduite $\rho_{haz}t$ dans toutes les zones affectées par le ramollissement HAZ.

5.10.4 Résistance en cas d'un gradient de contrainte transversale ou longitudinale

(1) Lorsque les actions appliquées au niveau des arêtes d'une plaque rectangulaire entraînent une pente de contrainte transversale, la sensibilité au flambement est définie par $\beta = gt$, où g est déterminé à partir de 5.4.3. Après avoir calculé β , procéder comme indiqué en 5.10.2 ci-dessus.

(2) Si la compression appliquée ou le moment fléchissant au plan de l'ossature porteuse varie longitudinalement tout au long de la plaque (c'est-à-dire dans le sens de la dimension a), la résistance de calcul du moment de n'importe quelle section de la classe 1, 2 ou 3, ne doit pas être inférieure à l'action agissant sur la section soumise à une charge pondérée. Concernant les sections de la classe 4, le contrôle du fléchissement peut être effectué sur chaque section, mais en ce qui concerne le contrôle du flambement, il est admis de comparer la résistance de calcul de la compression ou du moment avec l'action survenant à une distance à partir de l'arête la plus chargée de la plaque, égale à 0,4 fois la demi-longueur d'onde élastique du flambement de la plaque.

5.10.5 Résistance en cas de cisaillement

(1) Une plaque rectangulaire soumise à des forces de cisaillement uniformes est illustrée à la Figure 5.12. L'épaisseur est présumée uniforme et les conditions d'appui le long des quatre arêtes sont simplement soutenues, retenues de manière élastique ou fixées.

(2) La sensibilité au flambement de cisaillement est définie par le paramètre β , où $\beta = b/t$ et b est la plus courte des dimensions latérales. Pour toutes les conditions d'arête, la classification de la section est effectuée comme suit :

$$\beta < 49\epsilon \quad \text{classes 1, 2 et 3}$$

$\beta > 49\varepsilon$ classe 4

où

$$\varepsilon = \sqrt{150 / f_v} ;$$

f_v = la résistance caractéristique au cisaillement, exprimée en N/mm^2 .

(3) La valeur de calcul de la force de cisaillement V_{Ed} sur chaque section doit satisfaire à l'équation

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (5.62)$$

où V_{Rd} est la résistance de calcul au cisaillement de la section, basée sur la section la moins favorable, comme suit :

a) Sections de la classe 1, 2 ou 3 :

$$V_{Rd} = A_{net} f_v / \gamma_{M1} \quad (5.63)$$

où f_v est la résistance caractéristique au cisaillement (voir 5.3.5), et A_{net} est la surface nette effective tenant compte des trous et d'une épaisseur réduite $\rho_{haz}t$ dans toutes les surfaces affectées par le ramollissement HAZ. Si la zone HAZ s'étend sur tout le périmètre de la plaque, il est à supposer que l'épaisseur réduite s'étende sur toute la section. En ce qui concerne les trous, la présence de petits trous peut être ignorée si leur surface de coupe totale est inférieure à 20 % de la surface de coupe bt .

b) Sections de la classe 4 :

Il convient de contrôler les valeurs de V_{Rd} pour le fléchissement et le flambement. Pour contrôler le fléchissement, il convient d'utiliser les indications de a) ci-dessus pour les sections de la classe 1, 2 ou 3. En ce qui concerne le contrôle du flambement :

$$V_{Rd} = v_I b t f_v / \gamma_{M1} \quad (5.64)$$

où

$$v_I = \left[5,35 + 4(b/a)^2 \right] \frac{430 t^2 \varepsilon^2}{b^2} \quad \text{pour } 0,40 \leq b/a < 1,0$$

$$v_I = \left[5,35 (b/a)^2 + 4 \right] \frac{430 t^2 \varepsilon^2}{b^2} \quad \text{pour } 1,0 \leq b/a$$

Ces équations ne profitent pas de l'action de la zone de traction, mais si l'on sait que les appuis aux arêtes de la plaque sont capables de supporter une zone de traction, le traitement indiqué en 5.12.3 pourra être mis en œuvre.

5.10.6 Résistance en cas d'action combinée

(1) Une plaque soumise à une action combinée de force axiale et de moment dans le plan, en cas de charge pondérée, recevra une classification séparée pour les actions séparées, conformément à 5.10.2. Pour ce faire, la valeur de β doit être basée sur le type de contrainte aux arêtes produite lorsque la force (N_{Ed}) et le moment (M_{Ed}) agissent séparément.

(2) En cas d'une plaque de classe 4, il convient de baser chaque résistance prise à part, $N_{o,Rd}$ et $M_{o,Rd}$ sur le type spécifique de l'action concernée (voir 5.9).

(3) Si l'action combinée consiste en une force axiale et un moment dans le plan, il convient de satisfaire les conditions suivantes :

$$(N_{Ed} / N_{c,Rd}) + (M_{Ed} / M_{c,Rd}) \leq 1,0 \quad (5.65)$$

(4) Si l'action combinée comporte l'effet d'une force de cisaillement coïncidente, V_{Ed} , alors V_{Ed} pourra être négligée si elle ne dépasse pas $0,5 V_{Rd}$ (voir 5.9.5).

Si $V_{Ed} > 0,5 V_{Rd}$, les valeurs de $N_{c,Rd}$ et $M_{c,Rd}$ peuvent être réduites chacune par le facteur suivant :

$$\text{Facteur de réduction du cisaillement} = 1,6 - 1,2 V_{ed}/V_{Rd}$$

5.11 Résistance des plaques renforcées en cas de contrainte au plan d'ossature porteuse

5.11.1 Généralités

(1) Les règles suivantes concernent les plaques soutenues sur leurs quatre arêtes et renforcées à l'aide d'une ou de deux raidisseurs longitudinaux centraux ou excentriques, ou trois ou plusieurs raidisseurs ou nervures de renforcement longitudinaux, également espacés (voir Figure 5.13). Des indications générales sont également données pour la plaque de recouvrement orthotrope (Figure 5.13(c), (d) et 5.11.6). Les règles concernant les profils filés munis d'un ou de deux raidisseurs ouverts sont indiquées en 5.3.5.

(2) Les raidisseurs peuvent ne pas être renforcés sur toute leur longueur ou autrement être disposés en continu sur des raidisseurs transversaux intermédiaires. La dimension L doit être choisie comme espacement pour les supports lorsque ceux-ci sont fixés. Une caractéristique du projet est que le renforcement longitudinal, mais pas le renforcement transversal, est "sous-critique", c'est-à-dire qu'il peut être déformé avec le recouvrement par plaque dans un mode de flambement total.

(3) La résistance d'un tel recouvrement à la contrainte longitudinale directe dans le sens du renforcement est indiquée de 5.11.2 à 5.11.4, et la résistance au cisaillement est donnée en 5.11.5. L'interaction existant entre les différents effets peut être considérée de la même manière que pour les plaques non renforcées (voir 5.10.6). Les traitements sont valables également si la section contient des éléments qui sont classés comme élancés.

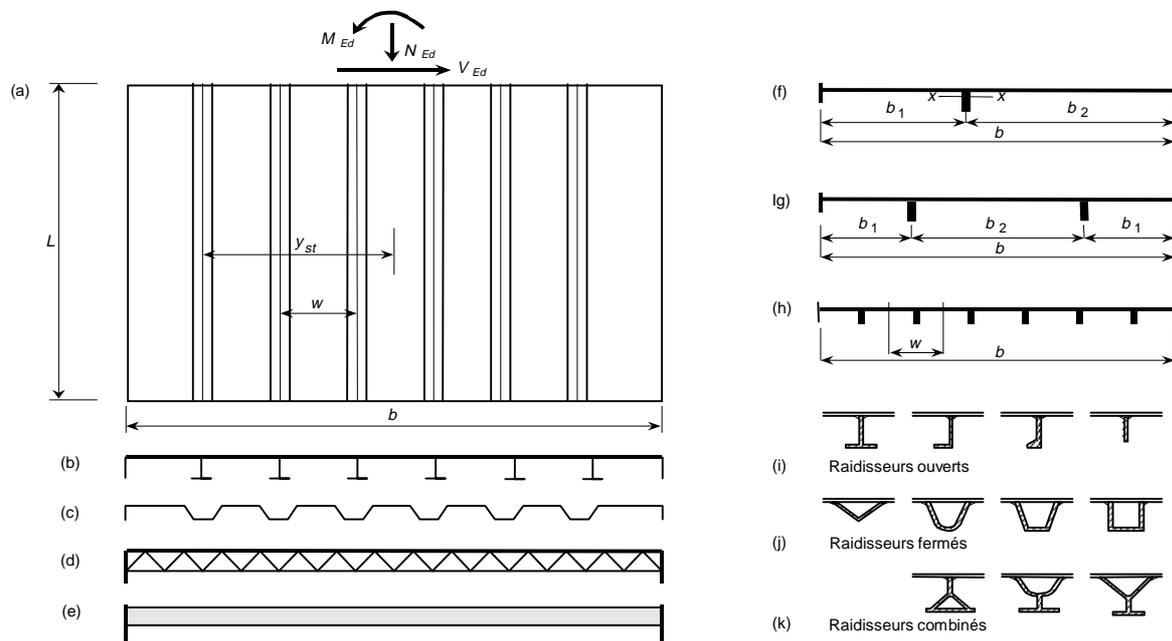


Figure 5.13 -

(4) Si la construction consiste en une plaque plate avec des raidisseurs appliqués, on peut prendre la même résistance à la contrainte transversale directe que celle qui est utilisée pour la plaque non renforcée. Dans le cas d'une construction ondulée, cela est négligeable. La plaque orthotrope et les panneaux sandwichs peuvent avoir une résistance considérable à la charge latérale.

5.11.2 Plaques renforcées en cas de compression uniforme

(1) Généralités

La section doit être classée comme compacte ou élancée, conformément aux dispositions de 5.4, en prenant en considération tous les éléments constitutifs avant d'effectuer l'un ou l'autre contrôle.

La valeur de calcul de la force de compression N_{Ed} doit satisfaire à l'équation

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (5.66)$$

où N_{Rd} est la moindre valeur de $N_{a,Rd}$ et $N_{o,Rd}$ conformément aux indications de 5.11.2(2) et (3).

(2) Contrôle de fléchissement

Il convient de contrôler toute la section quant à l'écrasement local de la même manière que pour un buton (voir 5.8). Il convient de baser la résistance de calcul $N_{a,Rd}$ sur la surface de section nette A_{net} pour la section la moins favorable, en tenant compte, si nécessaire, du flambement local et du ramollissement HAZ, de même que des trous non chargés.

$$N_{a,Rd} = A_{net} f_a / \gamma_M^2 \quad (5.67)$$

où f_a est la résistance caractéristique pour la rupture locale.

(3) Contrôle des poteaux

Le revêtement métallique est considéré comme un assemblage de sous-unités de poteaux, chacun d'eux contenant un raidisseur central ou une nervure de renforcement et d'une largeur égale au pas w . La résistance axiale de calcul $N_{c,Rd}$ est alors prise égale à :

$$N_{c,Rd} = A_{ef} \chi_c f_o / \gamma_M^1 \quad (5.68)$$

où

χ_c est le facteur de réduction pour le flambement du poteau ;

A_{ef} est la surface effective de la section du revêtement métallique. Pour déterminer A_{ef} , on peut négliger le ramollissement HAZ dû aux soudures sur les arêtes chargées ou sur les raidisseurs transversaux. De même, on peut ignorer les trous non chargés ;

f_o est la résistance caractéristique pour le fléchissement total du matériau de revêtement.

Le facteur de réduction χ_c doit être obtenu à partir de la courbe adéquate du poteau relative au flambement du poteau de la sous-unité, en tant que simple buton situé à l'extérieur du plan du revêtement.

(4) Le paramètre d'élancement λ_c , pour calculer χ_c est

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{A_{ef} f_o}{N_{cr}}} \quad (5.69)$$

où

N_{cr} est la charge de flambement orthotrope élastique relative à la section brute, sauf pour les éléments en saillie élancés, où il faut utiliser l'épaisseur effective.

(5) Pour une plaque de recouvrement munie de *raidisseurs ouverts* :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_x}{L^2} + \frac{L^2 c}{\pi^2} \quad \text{si } L < \pi \sqrt{\frac{EI_x}{c}} \quad (5.70)$$

$$N_{cr} = 2 \sqrt{c E I_x} \text{ si } L \geq \pi \sqrt[4]{\frac{E I_x}{c}} \quad (5.71)$$

où c est le support élastique émanant de la plaque, conformément aux équations (5.72), (5.73) ou (5.74) et I_x est le moment quadratique de tous les raidisseurs à l'intérieur de la largeur b de la plaque.

(6) Pour un élément avec *un seul raidisseur central ou excentré* (Figure 5.13(f)) :

$$c = \frac{0,27 E t^3 b}{b_1^2 b_2^2} \quad (5.72)$$

où t est l'épaisseur de la plaque de recouvrement, b est la largeur hors tout de la plaque et b_1 et b_2 sont les largeurs des éléments de recouvrement sur les deux faces du raidisseur.

(7) Pour un élément avec deux *raidisseurs symétriques* situés à une distance b_1 des supports longitudinaux (Figure 5.13(g)) :

$$c = \frac{1,1 E t^3}{b_1^2 (3b - 4b_1)} \quad (5.73)$$

(8) Pour une *plaque à renforcement multiple avec des raidisseurs ouverts* (Figure 5.13(h) et (i)) avec une faible raideur en torsion :

$$c = \frac{8,9 E t^3}{b^3} \quad (5.74)$$

(9) Pour une plaque à renforcement multiple avec des raidisseurs fermés ou partiellement fermés (Figure 5.13(j))

N_{cr} est la charge de flambement orthotrope élastique. Voir 5.11.6.

(10) La demi-longueur d'onde dans le flambement élastique est :

$$l_w = \pi \sqrt[4]{\frac{E I_x}{c}} \quad (5.75)$$

La demi-longueur d'onde est utilisée lorsque l'action appliqué varie en direction du raidisseur ou des nervures de renforcement. Voir 5.11.4(3).

5.11.3 Plaques renforcées en cas de moment dans le plan

(1) Généralités

Deux contrôles doivent être effectués, un contrôle du fléchissement (voir 5.11.3(3)) et un contrôle de poteaux (voir 5.11.3(4)).

(2) Classification des sections et flambement local

Il convient de classer la section comme compacte, semi-compacte ou élancée (voir 5.3) en effectuant le contrôle. Afin de classer les éléments isolés, et aussi pour déterminer l'épaisseur effective des éléments élancés, on peut en général partir du fait que chaque élément se trouve sous une compression uniforme en prenant $g = 1$ dans le paragraphe 5.3.3. Cependant, au cas où seul le contrôle du fléchissement est effectué, il est admis de fonder g sur le type de contrainte actuel des éléments comprenant la zone située le plus à l'extérieur de la plaque, et de répéter cette valeur, en plus, pour les éléments correspondants. Cela peut être avantageux lorsque le nombre des raidisseurs et des nervures de renforcement est faible.

(3) Contrôle du fléchissement

Toute la section de la plaque doit être traitée comme une poutre soumise à une flexion dans le plan (voir 5.5) La résistance de calcul du moment M_{Rd} doit être basée sur la section la moins favorable, en prenant en considération, le cas échéant, le flambement local ainsi que tous les trous.

(4) Contrôle des poteaux

La plaque de recouvrement est considérée comme un assemblage de sous-unités de poteaux, de la même manière que pour la compression axiale (voir 5.11.2(3)), la résistance de calcul du moment étant définie comme suit :

$$M_{c,Rd} = \frac{\chi_c I_{ef} f_o}{y_{st} \gamma_M I} \quad (5.76)$$

où

χ_c est le facteur de réduction pour le flambement de poteau de la sous-unité ;

I_{ef} est le moment quadratique de la section effective de la plaque de recouvrement en ce qui concerne la flexion dans le plan ;

y_{st} est la distance comprise entre le centre de la plaque et le centre du raidisseur le plus à l'extérieur ;

f_o est la résistance caractéristique pour le fléchissement total du matériau de la plaque.

Le facteur de réduction χ_c doit être calculé de la même manière que pour la compression uniforme (voir 5.11.2(3)).

5.11.4 Gradient de la contrainte longitudinale exercée sur des plaques à renforcement multiples

(1) Généralités

Les cas où l'action N_{Ed} ou M_{Ed} appliquée sur une plaque à renforcement multiple varierait en direction des raidisseurs ou des nervures de renforcement, sont décrits en 5.11.4(2) et 5.11.4(3).

(2) Contrôle du fléchissement

Il convient que la résistance de calcul d'une section ne soit pas inférieure à la sollicitation de calcul produite sur cette section.

(3) Contrôle des poteaux

Pour le contrôle des poteaux, il suffit de comparer la résistance de calcul à la sollicitation de calcul produite à une distance x de l'arête la plus chargée d'un panneau, où x est 0,4 fois la demi-longueur d'onde l_w de la flexion élastique, conformément à 5.11.2(10).

5.11.5 Plaque à renforcement multiple soumise au cisaillement

(1) Généralités

Un contrôle du fléchissement (voir 5.11.5(2)) et un contrôle de la flexion (voir 5.11.5(3)) doivent être effectués. Les méthodes indiquées en 5.11.5(2) et (3) sont valables, à condition que les raidisseurs ou les nervures de renforcement ainsi que la plaque de recouvrement actuelle répondent aux conditions suivantes :

- a) liés effectivement, à chaque extrémité, aux cadres transversaux ;
- b) en continu dans toutes les positions transversales des raidisseurs.

(2) Contrôle du fléchissement

La résistance de calcul de la force de cisaillement V_{Rd} est définie de la même manière que celle d'une plaque plate non renforcée ayant le même aspect général ($L \leq b$) et la même épaisseur t , calculée conformément à 5.10.5(2).

(3) Contrôle du flambement

La résistance de calcul à la force de cisaillement ressort des indications du paragraphe 5.12.10.

Pour calculer cette résistance, il convient d'utiliser les valeurs suivantes :

$I_z = t^3/10,9$ pour une plaque plate avec raidisseurs, sinon, conformément à 5.12.7(3) avec $t_w = t$

I_x est le moment quadratique par largeur de plaque et de raidisseur, autour d'une ligne des centres de gravité, parallèle au plan de la plaque

h_w est la longueur effective l qui peut être considérée en toute sécurité comme la longueur libre L (voir Figure 5.13). Si L dépasse largement b , un résultat plus favorable pourra être obtenu en donnant à $V_{o,cr}$ la même valeur que la force de cisaillement du flambement orthotrope élastique. Pour le contrôle du flambement, il n'est pas nécessaire de tenir compte du ramollissement HAZ .

5.11.6 Plaques orthotropes

(1) Pour une plaque orthotrope soumise à une *compression uniforme*, on peut utiliser la procédure indiquée en 5.11.2. La charge de flambement orthotrope élastique N_{cr} pour une plaque orthotrope libre aux extrémités est donnée par l'équation

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{b} \left[\frac{B_x}{(L/b)^2} + 2H + B_y(L/b)^2 \right] \text{ si } \frac{L}{b} < 4 \sqrt{\frac{B_x}{B_y}} \quad (5.77)$$

$$N_{cr} = \frac{2\pi^2}{b} \left[\sqrt{B_x B_y} + H \right] \text{ si } \frac{L}{b} \geq 4 \sqrt{\frac{B_x}{B_y}} \quad (5.78)$$

Les équations pour B_x , B_y et H pour les différentes sections sont indiquées au Tableau 5.10, où Eq.1, Eq.2, Eq.3, et Eq.4 sont indiquées ci-après.

Eq.1 :

$$B_y = \frac{2Ba}{2a_4 + \frac{2a_1 a_3 t_1^3 (4a_2 t_3^3 - a_3 t_2^3)}{a_3 t_1^3 (4a_2 t_3^3 - a_3 t_2^3) + a_1 t_3^3 (12a_2 t_3^3 - 4a_3 t_2^3)}} \quad (5.79a)$$

où $B = \frac{E t_1^3}{12(1-\nu^2)}$

Eq.2 :

$$H = 2B + \frac{\frac{G I_T}{2a}}{1 + \frac{1,6G I_T a_4^2}{L^2 a B} \left[1 + \frac{I}{10 C_1 / L^4 + C_2} \right]} \quad (5.79b)$$

où

$$C_1 = 4(1-\nu^2)(a_2 + a_3) a_1^2 a_4^2 h^2 t_2 / (3a t_1^3) \quad (5.79c)$$

$$B = \frac{E t_1^3}{12(1-\nu^2)} \quad (5.79d)$$

$$C_2 = \frac{4(a_1 + a_2)^2 a_1 a_4 (1 + a_1/a_2 + a_2/a_1 + a^2/(a_1 a_3))}{a_2^3 (3a_3 + 4a_2)} \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^3 \quad (5.79e)$$

Eq.3 :

$$B_y = \frac{E t_1^3}{12(1-\nu^2)} \frac{10 b^2}{32 a^2} \frac{a t_3^3 + a t_2^3 t_3^3 / t_1^3 + 6 h t_2^3}{a t_3^3 + 2 h (t_1^3 + t_2^3) + 3 h^2 t_1^3 t_2^3 / (a t_3^3)} \quad (5.80a)$$

Eq.4 :

$$H = \frac{2 E}{3 \left(1 - \frac{t_3}{2a} \right)^3} \left[\frac{t_1^3}{1 + \frac{6 t_1}{2a - t_3}} + \frac{t_2^3}{1 + \frac{6 t_2}{2a - t_3}} \right] \quad (5.80b)$$

Tableau 5.10 — Rigidité en flexion et en torsion des plaques orthotropes

Section transversale	B_x	B_y	H
	$\frac{EI_L}{2a}$	$\frac{E t^3}{12(1-\nu^2)}$	$\frac{G t^3}{6}$
	$\frac{EI_L}{2a}$	Eq.1	Eq.2
	$\frac{EI_L}{d}$	$\frac{d}{s} \frac{E t^3}{12(1-\nu^2)}$	$\frac{d}{s} \frac{G t^3}{6}$
	$\frac{EI_L}{2a}$	$\frac{E t_1 t_2 h^2}{t_1 + t_2}$	$\frac{G I_T}{2a}$
	$\frac{EI_L}{2a}$	Eq.3	Eq.4
	$\frac{EI_L}{d}$	0	$\frac{G I_T}{d}$

I_L est le moment quadratique d'un raidisseur et d'une plaque adjacente (dans $2a$ ou d) dans le sens longitudinal.

I_T est la rigidité en torsion de la même section.

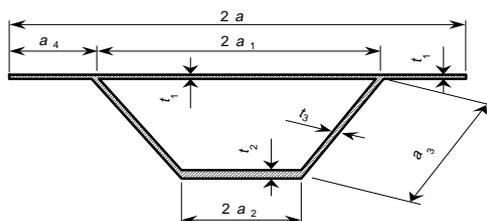


Figure 5.14 -

(2) La résistance *au cisaillement* pour une plaque orthotrope concernant le flambement total peut être calculée selon 5.12.7, où :

$$V_{o,cr} = \frac{k_{\tau} \pi^2}{b} \sqrt[4]{B_x B_y^3} \tag{5.81}$$

$$k_{\tau} = 3,25 - 0,567\phi + 1,92\phi^2 + (1,95 + 0,1\phi + 2,75\phi^2) \eta \tag{5.82}$$

$$\phi = \frac{L}{b} \sqrt[4]{\frac{B_y}{B_x}} \text{ (valable pour } 0 < \phi < 1,2) \tag{5.83}$$

$$\eta = \frac{H}{\sqrt{B_x B_y}} \text{ (valable pour } 0 < \eta < 1,5) \tag{5.84}$$

B_y , B_x et H sont indiquées au Tableau 5.10.

(3) Pour une plaque orthotrope dont l'arête libre forme une partie de la structure de profilés en U, comme illustré à la Figure 5.15, le flambement total doit être basé sur les propriétés de la section, indiquées au Tableau 5.10.

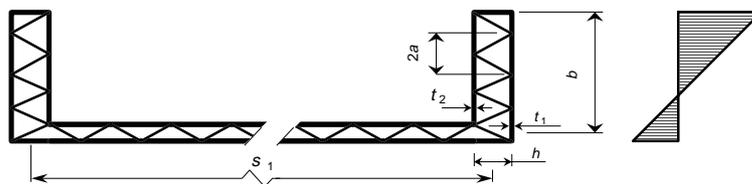


Figure 5.15 -

5.12 Résistance des poutres fabriquées

5.12.1 Généralités

(1) Une poutre à âme pleine est une poutre cloison fabriquée comportant une semelle en flexion, une semelle en compression et une âme. L'âme a en général une dimension élancée et peut être renforcée transversalement avec des raidisseurs porteurs et des raidisseurs intermédiaires. Elle peut être en outre renforcée par des raidisseurs longitudinaux, comme indiqué à la Figure 5.16.

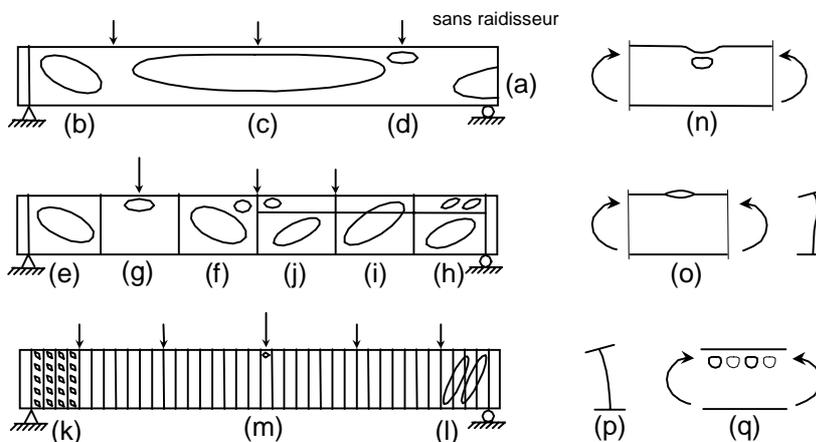


Figure 5.16 -

(2) Les âmes flambent en cisaillement à des charges appliquées relativement basses, mais une résistance de post-flambement considérable peut être mobilisée en raison de l'action du champ de tension. Les poutres à âmes pleines sont parfois fabriquées avec un renforcement de semelle transversal en forme de nervures de renforcement ou de raidisseurs transversaux étroitement serrés.

(3) Les poutres peuvent être sollicitées par une action combinée de moment, de cisaillement et de force axiale, et par une charge locale sur les semelles. En raison de leurs dimensions élancées, elles peuvent être soumises à un flambement de torsion latérale, Figure 5.16(p), à moins qu'elles ne soient proprement soutenues sur leur longueur.

(4) Le traitement des poutres décrites ici est généralement aussi applicable aux éléments latéraux des poutres-caissons.

(5) La résistance des âmes des poutres fabriquées dépend du rapport hauteur-épaisseur b_w/t_w et des dispositions des raidisseurs d'âmes.

Les types de défaillance et les références aux paragraphes comprenant des équations sont indiqués au Tableau 5.11.

Tableau 5.11 — Modes de flambement (Figure 5.16) et paragraphe correspondant avec les équations des résistances

Mode de flambement	Figure 5.16	Paragraphe
Flambement d'âme par contraintes de pression	q	5.12.2 et 5.12.3
Flambement de cisaillement	b, d, e, h, k, l	5.12.4, 5.12.5 et 5.12.10
Interaction entre force de cisaillement et moment fléchissant	f, j	5.12.7
Flambement d'âme à cause de charge locale sur les semelles	d, g, m	5.12.8
Flambement d'âme induit par la courbure	c, n	5.12.9
Flambement de torsion de la semelle	o	5.4.5
Flambement de torsion latérale	p	5.6.6

5.12.2 Résistance des poutres à âmes pleines soumises à une flexion au même plan

(1) Il convient d'effectuer un contrôle du fléchissement et un contrôle du flambement et de rechercher, pour les âmes comportant des soudures longitudinales en continu, l'effet de la zone affectée thermiquement. L'effet HAZ causé par le soudage de raidisseurs transversaux peut être négligé, de même que les petits trous dans l'âme peuvent être ignorés, à condition qu'ils n'occupent pas plus de 20 % de la surface de section de l'âme. La hauteur de l'âme entre les semelles est b_w .

(2) Pour le contrôle du fléchissement, la valeur de calcul du moment M_{Ed} sur chaque section, doit satisfaire à l'équation

$$M_{Ed} \leq M_{o,Rd} \quad (5.85)$$

où $M_{o,Rd}$ est la résistance de calcul du moment de la section qui s'appliquerait si la section était classée en classe 3. Ainsi,

$$M_{o,Rd} = W_{el} f_o / \gamma_{M1} \quad (5.86)$$

où W_{el} est le module élastique relatif aux trous et qui tient compte d'une épaisseur réduite $\rho_{haz} t$ dans des zones voisines des semelles pouvant être affectées par le ramollissement de la zone HAZ (voir 5.5.2).

(3) En effectuant le contrôle du flambement, on part du principe que les raidisseurs transversaux sont conformes aux exigences de la section effective du raidisseur indiquée sous 5.12.6. On suppose également que l'écart entre les raidisseurs transversaux voisins est plus grand que la moitié de la hauteur hors tout de l'âme entre les semelles. Si cela n'est pas le cas, voir 5.12.10 en ce qui concerne les âmes nervurées ou à raidisseurs serrés.

(4) Pour chaque travée de la poutre de la longueur a entre les raidisseurs transversaux, le moment produit sous la charge de calcul à une distance $0,4 a$ de l'extrémité la plus sollicitée, ne doit pas dépasser le résistance de calcul du moment, $M_{o,Rd}$ relative à cette travée, où

$$M_{o,Rd} = W_{ef} f_o / \gamma_{M1}$$

W_{ef} est le module élastique effectif obtenu en définissant une épaisseur réduite pour tenir compte du flambement et du ramollissement HAZ, mais en ignorant la présence des trous. L'épaisseur réduite est égale à la plus petite valeur de $\rho_{haz} t$ et $\rho_c t$ dans les zones affectées thermiquement, et à $\rho_c t$ dans les autres cas.

(5) L'épaisseur est réduite seulement dans la partie comprimée de l'âme.

Le rapport de contrainte ψ , utilisée en 5.4.3, et conforme à b_c peut être obtenu en utilisant la surface effective de la semelle comprimée et la surface brute de l'âme, voir Figure 5.17.

(6) Si le bord comprimé de l'âme est plus proche de l'axe neutre de la poutre que dans la semelle de tension, voir Figure 5.17(c) l'élançement λ_p d'un élément pourra être remplacé par

$$\lambda_{p,red} = \lambda_p \sqrt{\sigma_{com,Ed} / f_{yd}} \tag{5.87}$$

où

$\sigma_{com,Ed}$ est la contrainte de compression maximale de calcul dans l'élément utilisant les surfaces effectives de tous les éléments comprimés.

Cette procédure exige généralement un calcul itératif où ψ est déterminé de nouveau à chaque étape par les contraintes calculées sur la section effective définie à l'extrémité de la phase précédente..

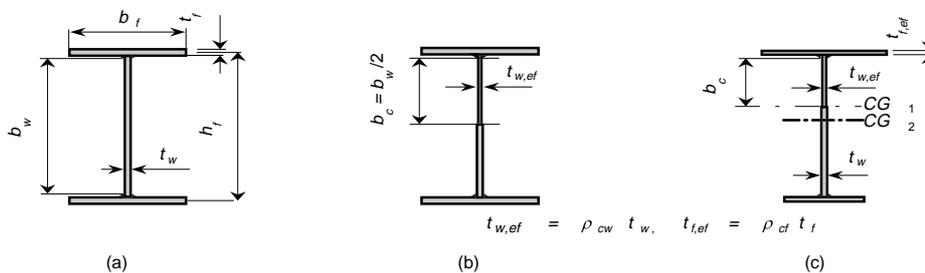


Figure 5.17 -

5.12.3 Résistance des poutres équipées de raidisseurs d'âme longitudinaux

(1) Le flambement de la plaque dû à des contraintes de compression longitudinales peut être pris en compte en utilisant une section effective applicable aux sections de la classe 4.

(2) Il convient de baser les propriétés de la section effective sur des surfaces effectives des éléments comprimés et sur leur emplacement à l'intérieur de la section effective.

(3) Dans un premier temps, il convient d'obtenir les surfaces effectives des sous-panneaux plats situés entre les raidisseurs en utilisant l'épaisseur effective, conformément à 5.4.5. Voir Figure 5.18.

(4) Le flambement de plaque général, y compris le flambement des raidisseurs, est considéré comme un flambement de poteau d'un poteau fictif comportant des raidisseurs et la moitié de l'élément appartenant à l'âme. Si les contraintes passent de la compression à la traction à l'intérieur du sous panneau, un tiers de l'élément comprimé est considéré comme un élément du poteau fictif. Voir Figure 5.18(c).

(5) Les épaisseurs effectives des différents éléments de la section afférente au poteau fictif sont de nouveau réduites dans un deuxième temps, avec un facteur de réduction χ_c déduit de la courbe du poteau utile au flambement de poteau du poteau fictif, en tant que buton extérieur au plan de l'âme.

(6) Le paramètre d'élanement non dimensionnel, pour le calcul de χ_{cr} est

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{A_{st,ef} f_o}{N_{cr}}} \quad (5.88)$$

où

$A_{st,ef}$ est la surface effective du poteau fictif, à partir du premier palier. N_{cr} est la charge de flambement élastique définie par l'équation suivante :

$$N_{cr} = 1,05 E \frac{\sqrt{I_{st} t_w^3 b_w}}{b_1 b_2} \quad \text{si } a > a_c \quad (5.89)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_{st}}{a^2} + \frac{E t_w^3 b_w a^2}{4 \pi^2 (1 - \nu^2) b_1^2 b_2^2} \quad \text{si } a \leq a_c \quad (5.90)$$

$$a_c = 4,33 \sqrt[4]{\frac{I_{st} b_1^2 b_2^2}{t_w^3 b_w}} \quad (5.91)$$

où

I_{st} est le moment quadratique de la section brute afférente au poteau fictif (voir 5.12.3(7)) autour d'un axe passant par son centre de gravité et parallèle au plan de l'âme ;

b_1 et b_2 sont les distances des bords longitudinaux au raidisseur ($b_1 + b_2 = b_w$).

(7) Dans le calcul de I_{st} le poteau consiste en un raidisseur réel ainsi qu'en une largeur effective $15 t_w$ de la plaque de l'âme sur les deux faces du raidisseur. Voir Figure 5.18(d1) et (d2).

(8) Dans le cas de deux raidisseurs longitudinaux, les deux étant en compression, les deux raidisseurs sont considérés comme étant mis en bloc ensemble, avec une aire effective et un moment quadratique égaux à ceux de chacun des raidisseurs. Si l'un des raidisseurs est tendu la procédure sera délicate.

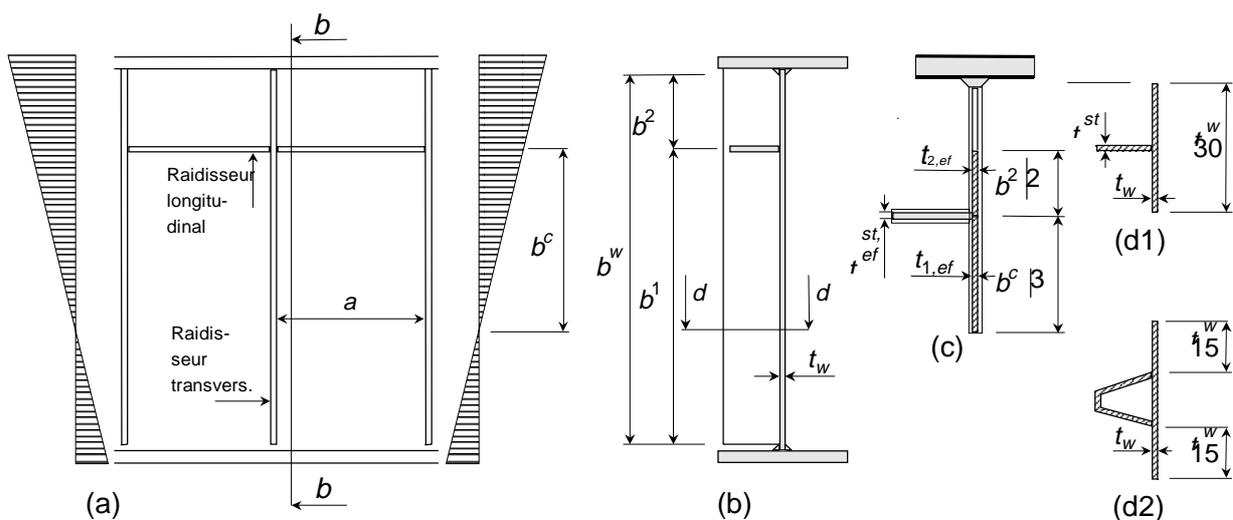


Figure 5.18 -

5.12.4 Résistance au cisaillement des poutres à âme pleine avec raidisseurs sur les appuis seulement

(1) Pour les âmes avec raidisseurs transversaux au niveau des appuis seulement, la résistance au cisaillement de calcul V_{Rd} est déduite de

$$V_{Rd} = \rho_v t_w b_w f_{ow} / \gamma_{M1} \tag{5.92}$$

où ρ_v est le facteur de réduction pour le flambement de cisaillement, conformément au Tableau 5.12 et à la Figure 5.20.

Tableau 5.12 — Facteur de réduction ρ_v pour le flambement de cisaillement

λ_w	Montant de bout rigide	Montant de bout non rigide
$\lambda_w \leq 0,48/\eta$	η	η
$0,48/\eta < \lambda_w < 0,949$	$0,48/\lambda_w$	$0,48/\lambda_w$
$0,949 \leq \lambda_w$	$1,32/(1,66+\lambda_w)$	$0,48/\lambda_w$

$\eta = 0,4 + 0,2 f_{uw}/f_{ow}$ mais inférieur à 0,7, où

f_{ow} est la contrainte pour le fléchissement général et f_{uw} est la résistance ultime du matériau de l'âme.

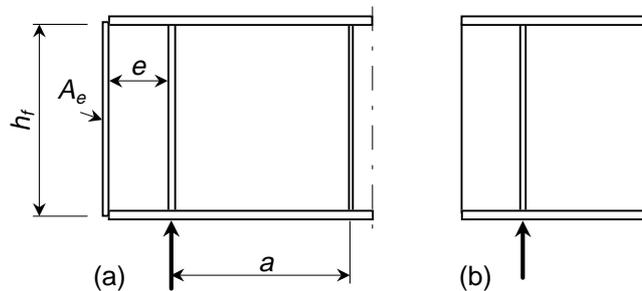


Figure 5.19 -

(2) Il convient de faire une distinction entre :

- a) les montants d'extrémité rigides, selon 5.12.5(6). Ce cas s'applique aussi aux panneaux non situés à l'extrémité du poteau et au niveau d'un support intermédiaire d'une poutre continue.
- b) les montants d'extrémité non rigides, selon 5.12.5(7).

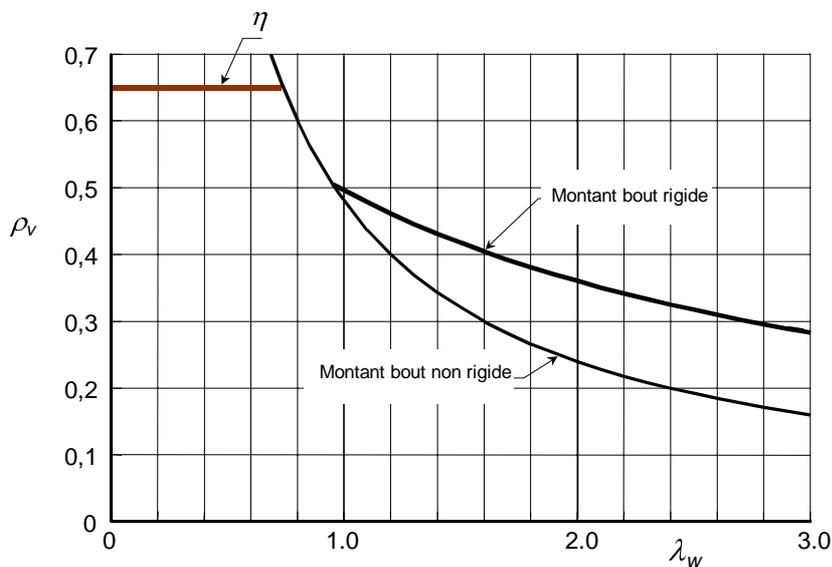


Figure 5.20 -

(3) Le paramètre d'élanement λ_w du Tableau 5.12 et de la Figure 5.20 est

$$\lambda_w = 0,35 \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_o}{E}} \quad (5.93)$$

5.12.5 Résistance au cisaillement des âmes équipées de raidisseurs intermédiaires

(1) Concernant les poutres avec raidisseurs transversaux et longitudinaux, la résistance de calcul au flambement de cisaillement, V_{Rd} est la somme de la contribution $V_{w,Rd}$ de l'âme et $V_{f,Rd}$ des semelles.

$$V_{Rd} = V_{w,Rd} + V_{f,Rd} \quad (5.94)$$

(2) $V_{w,Rd}$ inclut l'action partielle du champ de tension, exercée dans l'âme, selon 5.12.5(3). $V_{f,Rd}$ est un accroissement du champ de tension causé par la résistance à la flexion locale des semelles. Voir 5.12.5(8).

(3) La résistance au cisaillement de calcul de l'âme est

$$V_{w,Rd} = \rho_v t_w b_w f_{ow} / \gamma_{M1} \quad (5.95)$$

où ρ_v est le facteur d'épaisseur effectif pour le flambement de cisaillement, selon le Tableau 5.12 et la Figure 5.20.

(4) Le facteur d'élanement λ_w est

$$\lambda_w = \frac{0,81}{\sqrt{k_\tau}} \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_o}{E}} \quad (5.96)$$

(5) Le coefficient de flambement de cisaillement k_τ dans (4) est :

$$k_\tau = 5,34 + 4,00 (b_w/a)^2 + k_{\tau st} \quad \text{si } a/b_w \geq 1 \quad (5.97)$$

$$k_\tau = 4,00 + 5,34 (b_w/a)^2 + k_{\tau st} \quad \text{si } a/b_w < 1 \quad (5.98)$$

où

$$k_{\tau st} = 9 \left(\frac{b_w}{a} \right)^2 \left(\frac{I_{st}}{t_w^3 b_w} \right)^{\frac{3}{4}} \text{ mais non inférieur à } \frac{2,1}{t_w} \left(\frac{I_{st}}{b_w} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (5.99)$$

a est la distance comprise entre les raidisseurs transversaux. Voir Figure 5.21.

I_{st} est le moment quadratique du raidisseur longitudinal dans le sens de l'axe z . Voir Figure 5.21(b). Pour ce qui est des âmes avec deux ou plusieurs raidisseurs égaux, pas nécessairement équidistants, I_{st} est la somme de la rigidité de chacun des raidisseurs.

(6) Pour les âmes avec raidisseurs longitudinaux, il convient que le paramètre d'élanement λ_w ne soit pas inférieur à

$$\lambda_w = \frac{0,8I}{\sqrt{k_{\tau I}} t_w} \sqrt{\frac{f_o}{E}} \quad (5.100)$$

où le coefficient de flambement de cisaillement $k_{\tau I}$ se rapporte au sous-panneau le plus important avec une hauteur de b_{w1} et une longueur de a , voir Figure 5.21. L'équation figurant en 5.12.5(5) peut être utilisée avec $k_{\tau st} = 0$.

(7) Si les semelles ne sont pas entièrement utilisées par le moment fléchissant ($M_{Ed} < M_{f,Rd}$) il se produit une contribution de résistance au cisaillement $V_{f,Rd}$ des semelles, déduite de

$$V_{f,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{of}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) \quad (5.101)$$

où

$$c = \left(0,08 + \frac{4,4 b_f t_f^2 f_{of}}{t_w b_w^2 f_{ow}} \right) a$$

b_f, t_f sont définies pour la semelle la plus petite.

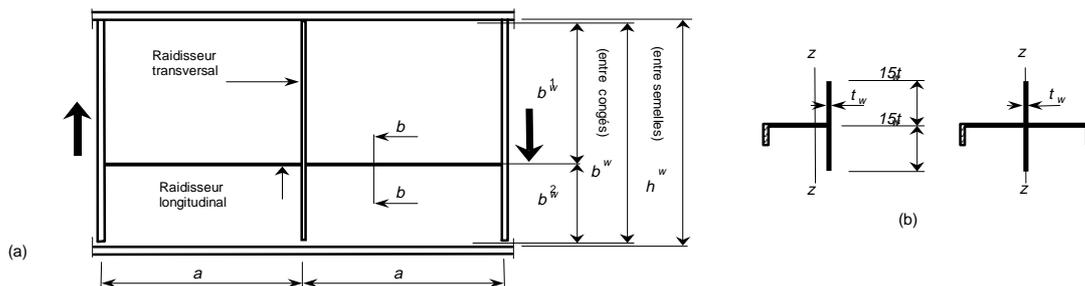


Figure 5.21 -

(8) Si une force axiale N_{Sd} est également appliquée, la valeur de $M_{f,Rd}$ doit être réduite d'un facteur

$$\left(1 - \frac{N_{Sd}}{(A_{f1} + A_{f2}) f_{of} / \gamma_{M1}} \right) \quad (5.102)$$

f_{of} est le facteur d'élanement pour le fléchissement total du matériau de la semelle, et A_{f1} et A_{f2} sont les surfaces des semelles.

(9) Si $M_{Sd} \geq M_{f,Rd}$ alors $V_{f,Rd} = 0$.

5.12.6 Raidisseurs d'âmes

5.12.6.1 Montant d'extrémité rigide

(1) Il convient que le montant d'extrémité rigide agisse comme un raidisseur porteur résistant à la réaction exercée sur l'appui de la poutre, et comme une petite poutre résistant aux contraintes de membrane longitudinales dans le plan de l'âme.

(2) Un montant de bout rigide peut être composé de deux raidisseurs transversaux à doubles faces formant les semelles d'une petite poutre de longueur h_f , voir Figure 5.19(a). La semelle filante de l'âme comprise entre les raidisseurs constitue l'âme de la petite poutre. Sinon, un montant de bout peut avoir la forme d'une section insérée, liée à l'extrémité de l'âme.

(3) Chaque raidisseur doit avoir une surface de section de $4 h_f t_w^2 / e$ minimum, où e est la distance entre les raidisseurs, $e > 0,1 h_f$, voir Figure 5.19(a).

(4) Si le montant de bout est le seul moyen capable d'apporter une résistance contre la torsion à l'extrémité de la poutre, il convient que le moment quadratique de la section du montant de bout autour de la ligne médiane de l'âme (I_{ep}) satisfasse à :

$$I_{ep} \geq b_w^3 t_f R_{Ed} / 250 W_{Ed} \quad (5.103)$$

où

t_f est la valeur maximale de l'épaisseur de la semelle le long de la poutre ;

R_{Ed} est la réaction à l'extrémité de la poutre sous la charge de calcul ;

W_{Ed} est la charge de calcul totale sur la portée adjacente.

5.12.6.2 Montant d'extrémité non rigide

(1) Un montant d'extrémité non rigide peut prendre la forme d'un simple raidisseur, tel qu'illustré à la Figure 5.19(b). Il peut être fait de manière qu'il agisse en tant que raidisseur porteur résistant à la réaction exercée au niveau de l'appui de la poutre fabriquée.

5.12.6.3 Raidisseurs intermédiaires transversaux

(1) Les raidisseurs intermédiaires faisant fonction d'appuis rigides aux panneaux d'âme intérieurs doivent être contrôlés quant à leur résistance et leur rigidité.

(2) D'autres raidisseurs intermédiaires transversaux peuvent être considérés comme flexibles, leur rigidité étant prise en compte dans le calcul de k_τ dans 5.12.5(4).

(3) Des raidisseurs intermédiaires transversaux agissant comme des appuis rigides pour le panneau d'âme doivent avoir un moment quadratique répondant aux conditions suivantes :

$$I_{st} \geq 1,5 h_w^3 t_w^3 / a^2 \text{ si } a / h_w < \sqrt{2} : \quad (5.104)$$

$$I_{st} \geq 0,75 h_w^3 t_w^3 \text{ si } a / h_w \geq \sqrt{2} : \quad (5.105)$$

Il convient de contrôler la résistance des raidisseurs intermédiaires rigides vis-à-vis d'une force axiale égale à V_{Ed} , moins $\rho_v b_w t_w f_o$ de l'âme dont le raidisseur concerné est retiré.

5.12.6.4 Raidisseurs longitudinaux

(1) Les raidisseurs longitudinaux peuvent être soit rigides, soit flexibles. Dans les deux cas, leur rigidité doit être prise en compte dans le calcul de l'élançement λ_w dans 5.12.5.

- (2) Si la valeur de λ_w est déterminée par le sous-panneau, alors le raidisseur pourra être considéré comme rigide.
- (3) Il convient de contrôler la résistance vis-à-vis des contraintes directes si les raidisseurs sont pris en compte pour résister à la contrainte directe.

5.12.7 Interaction entre force de cisaillement, moment fléchissant et force axiale

(1) A condition que les semelles puissent résister à toute la valeur de calcul du moment fléchissant et de la force axiale dans l'élément porteur, la résistance de l'âme au cisaillement de calcul n'a pas besoin d'être réduite pour tenir compte du moment et de la force axiale de l'élément porteur, à l'exception de ce qui est indiqué en 5.12.5(8).

(2) Si $M_{Ed} > M_{f,Rd}$ il convient que les deux équations suivantes soient vérifiées :

$$\frac{\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} + 2 \frac{V_{Ed}}{V_{w,Rd}} \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right)}{2 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}} \leq 1,00 \tag{5.106}$$

$$M_{Ed} \leq M_{ef,Rd}$$

où

$M_{ef,Rd}$ est la résistance de moment fléchissant de calcul, selon 5.12.3 ;

$M_{f,Rd}$ est la résistance de moment fléchissant de calcul, des semelles seulement, voir 5.12.5(7). L'épaisseur effective est utilisée pour la semelle comprimée de la classe 4.

(3) Si une force axiale N_{Ed} est également appliquée, il convient alors de remplacer $M_{pl,Rd}$ par le couple résistant plastique réduit $M_{N,Rd}$ calculé par

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left(1 - \left(\frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) f_o / ITALgamma_M I} \right)^2 \right) \tag{5.107}$$

où

A_{f1}, A_{f2} sont chacune des surfaces des semelles.

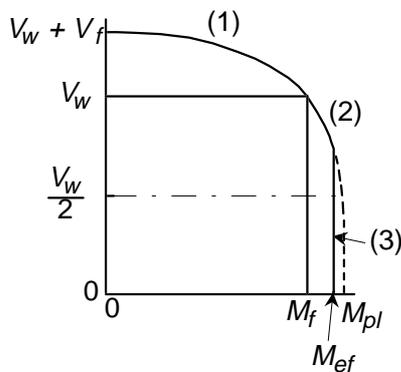


Figure 5.22 -

5.12.8 Résistance des âmes aux forces transversales

(1) La résistance d'une âme non renforcée aux forces transversales appliquées par une semelle est déterminée par l'un des types de défaillance suivants

- écrasement de l'âme à proximité de la semelle, accompagné d'une déformation plastique de la semelle
- défaillance de l'âme sous forme de flambement localisé et écrasement de l'âme à proximité de la semelle, accompagné d'une déformation plastique de la semelle
- flambement de l'âme sur la plus grande partie de la hauteur de l'élément porteur
- flambement général de l'âme sur la plus grande partie de la hauteur de l'élément porteur. Ce type de défaillance peut surtout arriver lorsqu'on est en présence de nombreuses forces transversales ou d'une charge répartie le long de l'élément.

(2) On distingue trois types d'application de charges, à savoir :

- a) Forces exercées par l'une des semelles et protégées par les forces de cisaillement contenues dans l'âme. Voir Figure 5.23(a).
- b) Forces exercées sur l'une des semelles et transmises par l'âme directement à l'autre semelle, voir Figure 5.23(b).
- c) Forces exercées par l'une des semelles proche d'une extrémité non renforcée, voir Figure 5.23(c).

(3) En ce qui concerne les poutres en caisson, la résistance de l'âme et celle de la semelle doivent être contrôlées. Les effets de chargement sont les composantes de la charge externe, dans le plan, respectivement de l'âme et de la semelle.

(4) Il convient de tenir compte également de l'effet de la force transversale sur la résistance de moment de l'élément.

(5) La résistance d'une âme renforcée longitudinalement est augmentée en raison de la présence des raidisseurs, mais aucune règle n'est ici donnée à ce sujet.

(6) La résistance de calcul F_{Rd} pour une force transversale (Figure 5.23(a), (b) et (c)) est obtenue par

$$F_{Rd} = 0,57 t_w^2 \sqrt{\frac{k_F l_y f_{ow} E}{b_w}} \frac{I}{\gamma_{M1}} \text{ mais inférieure à } t_w l_y \frac{f_{ow}}{\gamma_{M1}} \quad (5.108)$$

où f_{ow} est le facteur d'élancement du matériau de l'âme et

où k_F est indiqué sur la Figure 5.23.

La longueur de chargement effective l_y dépend de la longueur de portance stable s_s et des dimensions de la section.

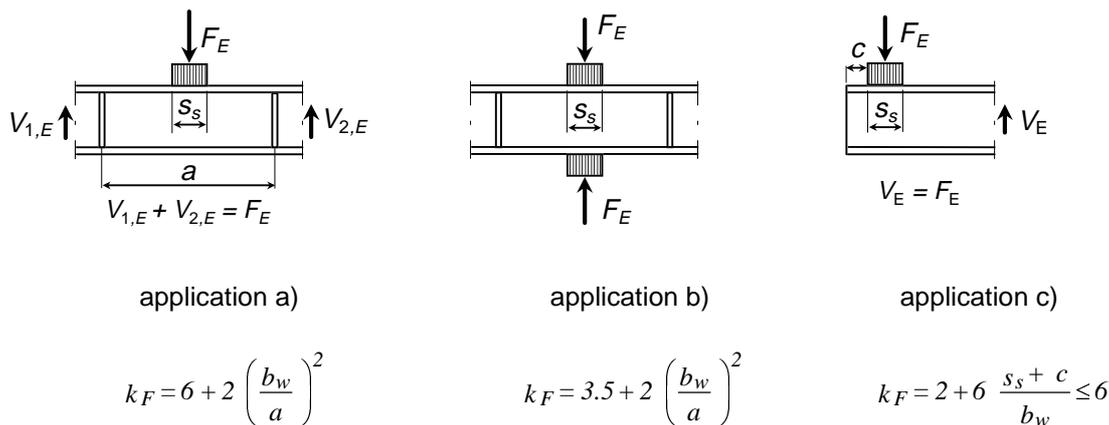


Figure 5.23 -

(7) La longueur de portance stable, s_s , sur la semelle est la distance à travers laquelle la force appliquée est effectivement répartie et elle peut être calculée par dispersion de la charge à travers un matériau plein à une pente de 1:1, voir Figure 5.24. Il convient que s_s ne prenne pas une valeur supérieure à b_w .

(8) Si plusieurs charges concentrées sont disposées de manière peu espacée, il convient de contrôler la résistance pour chaque charge individuellement et pour la charge dans son ensemble. Dans le dernier cas, il convient que s_s soit égale à la distance d'axe en axe entre les charges extérieures.

(9) La longueur effectivement chargée l_y , est calculée en utilisant les paramètres sans dimension

$$m_1 = \frac{f_{of} b_f}{f_{ow} t_w} \tag{5.109}$$

$$m_2 = 0,02 \left(\frac{b_w}{t_f} \right)^2 \text{ si } \frac{(s_s + 4 t_f) b_w f_{ow}}{k_F E t_w^2} > 0,2 \text{ sinon } m_2 = 0 \tag{5.110}$$

En ce qui concerne les poutres en caisson, la valeur b_f de l'équation (5.109) est limitée à $25t_f$ sur chaque côté de l'âme.

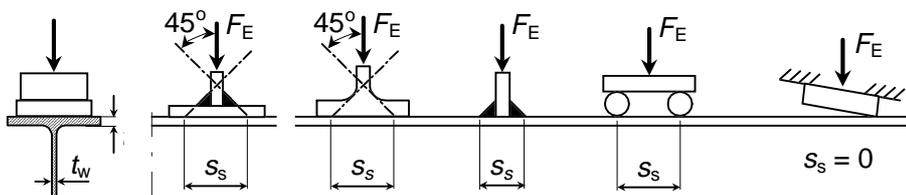


Figure 5.24 -

(10) Pour l'application de la charge a) et b) de la Figure 5.23, l_y est calculée à partir de

$$l_y = s_s + 2 t_f \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2} \right) \tag{5.111}$$

(11) Pour l'application de la charge c) de la Figure 5.23, l_y est déterminée par la plus petite des équations (5.111), (5.113) et (5.114). A noter que $s_s = 0$ si le dispositif de chargement ne suit pas la pente de l'extrémité de la poutre fabriquée.

$$l_{ef} = \frac{k_F E t_w^2}{2 f_{ow} b_w} \leq s_s + c \tag{5.112}$$

$$l_y = l_{ef} + t_f \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{l_{ef}}{t_f}\right)^2 + m_2} \quad (5.113)$$

$$l_y = l_{ef} + t_f \sqrt{m_1 + m_2} \quad (5.114)$$

5.12.9 Flambement induit par la semelle

(1) Afin d'éviter la possibilité de flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme, le rapport b_w/t_w de l'âme doit satisfaire à l'équation suivante :

$$\frac{b_w}{t_w} \leq \frac{k E}{f_{of}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad (5.115)$$

où

A_w est la surface de l'âme ;

A_{fc} est la surface de la semelle comprimée.

Il convient d'établir la valeur du facteur k comme suit :

Rotation plastique utilisée	0,3
Résistance de moment plastique utilisée	0,4
Résistance de moment élastique utilisée	0,55

(2) Si la poutre est courbée en hauteur, avec la semelle comprimée sur la face concave, il convient de vérifier l'équation suivante en plus de l'équation (5.115)

$$\frac{b_w}{t_w} \leq \frac{k E}{f_{of}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \frac{I}{\sqrt{I + \frac{b_w E}{3 r f_{of}}}} \quad (5.116)$$

où

r est le rayon de courbure de la semelle comprimée.

Si la poutre a des raidisseurs d'âme en sens transversal, la valeur limite de b_w/t_w peut être augmentée par le facteur $1 + (b_w/a)^2$.

5.12.10 Ames nervurées ou étroitement renforcées

(1) Dans le cas de poutres fabriquées munies d'un renforcement transversal sous la forme de nervures de renforcement ou de raidisseurs transversaux peu espacés ($a/b_w < 0,3$), les parties plates situées entre les raidisseurs peuvent flamber localement, voir Figure 5.16(k), et le renforcement transversal peut voiler avec l'âme dans un mode de flambement général, voir Figure 5.16(l).

- Si l'âme est une tôle plate avec de multiples raidisseurs, il convient de déterminer la résistance de moment et la résistance au cisaillement selon les indications de 5.11.
- Si l'âme est une tôle nervurée, on peut présumer que la résistance de moment de la poutre est fournie uniquement par les semelles, et la contribution de l'âme est nulle.

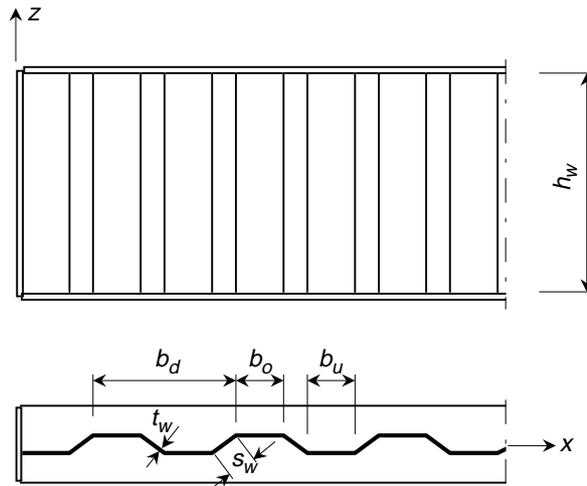


Figure 5.25 -

(2) La résistance au cisaillement concernant le flambement de cisaillement local des éléments plats est

$$V_{w,Rd} = 0,7 \rho_v t_w h_w f_{ow} / \gamma_{MI} \quad (5.117)$$

où

$$\rho_v \text{ est déduite du Tableau 5.12 pour } \lambda_w = 0,35 \frac{b_m}{t_w} \sqrt{\frac{f_o}{E}} ;$$

b_m est égale à la plus grande largeur des panneaux de l'âme nervurée, b_o , b_u ou s_w .

(3) La résistance à la force de cisaillement relative au flambement de cisaillement global est déterminée selon la formule

$$V_{o,Rd} = \chi_o h_w t_w \frac{f_o}{\gamma_{MI}} \quad (5.118)$$

où

$$\chi_o = \frac{0,60}{0,8 + \lambda_{ow}^2} \text{ mais non supérieure à } 1,0 \quad (5.119)$$

$$\lambda_{ow} = \sqrt{\frac{h_w t_w f_o}{V_{o,cr}}} \quad (5.120)$$

$$V_{o,cr} = \frac{60 E}{h_w} \sqrt[4]{I_z \cdot I_x^3} \quad (5.121)$$

$$I_z = \frac{b_d}{b_u + b_o + 2 s_w} \frac{t_w^3}{10,9} \quad (5.122)$$

I_x est le moment quadratique de l'âme nervurée par largeur unitaire, voir Figure 5.25.

5.12.11 Tôles à languettes

(1) Une tôle à languettes est composé d'un matériau qui sort de l'intérieur d'une semelle pour former une section extérieure épaissie de l'âme de la poutre. Pour être efficace, ses dimensions de coupe doivent être de la classe 1 ou 2 lorsque la languette a la forme d'une saillie plate en compression axiale (voir paragraphe 5.4.4).

(2) Si la languette est faite de deux ou trois épaisseurs comprenant l'âme reliée à des éléments solidaires avec la semelle, l'épaisseur t requise pour vérifier sa classification peut prendre la valeur de l'épaisseur totale. Cependant, en cas de construction rivetée ou boulonnée, il est nécessaire de veiller à ce que tout élément en saillie situé au delà de la dernière ligne de raidisseurs soit de classe 1 ou de classe 2.

6 Liaisons soumises à des charges statiques

6.1 Principes des liaisons boulonnées, rivetées ou soudées

6.1.1 Introduction

(1)PToutes les liaisons doivent avoir une résistance de calcul de manière que la structure garde son efficacité et soit capable de répondre à toutes les exigences de bases du projet indiquées au chapitre 2.

(2)PLe coefficient partiel de sécurité γ_M doit être fixé comme suit :

- résistance des liaisons boulonnées : $\gamma_{Mb} = \boxed{1,25}$
- résistance des liaisons rivetées : $\gamma_{Mr} = \boxed{1,25}$
- résistance des liaisons par goupilles : $\gamma_{Mp} = \boxed{1,25}$
- résistance des liaisons soudées : $\gamma_{Mw} = \boxed{1,25}$
- liaisons résistant au glissement : γ_{Ms} voir 6.5.9.3
- liaisons lamellées et collées : $\gamma_{Ma} \geq \boxed{3,0}$
- résistance des éléments et sections transversales : γ_{M1} et γ_{M2} voir 5.1.1

(3)PLes liaisons sujettes à la fatigue doivent satisfaire également aux dispositions indiquées dans ENV 1999-2.

6.1.2 Forces et moments appliqués

(1)PLes forces et les moments exercés sur les liaisons à l'état limite ultime doivent être déterminés à l'aide d'une analyse globale, selon la section 5.

(2)PCes forces et moments exercés doivent inclure :

- les effets de second ordre ;
- les effets des imperfections (voir annexe C.4) ;
- les effets de la flexibilité des liaisons (voir 6.4).

6.1.3 Résistance des liaisons

(1)PLa résistance d'une liaison doit être déterminée sur la base des résistances de chacune des fixations ou des soudures.

(2)PL'analyse élastique linéaire doit être normalement utilisée pour le calcul des liaisons. Comme solution de rechange, l'analyse non linéaire pourra être utilisée, à condition qu'elle prenne en compte les caractéristiques d'élasticité des charges pour tous les éléments de la liaison.

(3)PSi le modèle de calcul est basé sur les lignes de fracture telles que le cisaillement par blocs par exemple, l'adéquation du modèle doit être démontrée sur la base d'essais physiques.

6.1.4 Hypothèses de calcul

(1) Les liaisons peuvent être calculées en répartissant les forces et les moments internes de la manière la plus rationnelle qui soit, à condition que :

- a) les forces et les moments internes présumés soient en équilibre avec les forces et les moments appliqués ;
- b) chaque élément de la liaison soit capable de résister aux forces ou aux contraintes présumées dans l'analyse ;
- c) les déformations impliquées par cette répartition soient compatibles avec la capacité de déformation des fixations ou des soudures ainsi que de celle des éléments liés, et
- d) les déformations présumées dans tout modèle de calcul basé sur les lignes de rupture soient basées sur des rotations de corps rigides (et sur des déformations dans le plan) qui sont physiquement possibles.

(2)PDe plus, la répartition présumée des forces internes doit être réaliste quant à la relative rigidité qui prévaut à l'intérieur du joint. Les forces internes chercheront à suivre la trajectoire ayant la plus grande rigidité. Cette trajectoire doit être clairement identifiée et constamment suivie tout au long du calcul de la liaison.

(3) Les contraintes rémanentes et les contraintes dues au serrage des fixations ainsi qu'à la précision ordinaire de l'aménagement n'ont pas normalement besoin d'être prises en compte.

6.1.5 Fabrication et exécution

(1)PLa facilité de fabrication et de mise en œuvre doit présider à la conception des joints et des plaques de fixation.

(2) Il convient de prêter attention :

- aux espaces libres en vue d'une exécution sûre ;
- aux espaces libres pour le serrage des fixations ;
- à la nécessité d'avoir accès au soudage ;
- aux consignes des procédures de soudage, et
- aux effets des tolérances d'angles et de longueurs sur l'aménagement.

(3) Il convient également de respecter les exigences en matière

- d'inspection ultérieure ;
- de traitement de surface, et
- de maintenance.

En ce qui concerne les règles détaillées concernant la fabrication et l'exécution, voir chapitre 7.

6.2 Intersections relatives aux liaisons par boulons, rivets et soudures

(1)P Les éléments de structure se rencontrant au niveau d'un joint doivent être disposés de telle sorte que leurs lignes de centre de gravité se croisent à un point.

(2)P Il convient de prendre en compte tout type d'excentricité présente dans les nœuds, sauf dans le cas de structures de types particuliers où il a été démontré que cela n'était pas nécessaire.

6.3 Joints cisailés soumis à des vibrations et/ou à des inversions de charges

(1)P Lorsqu'un joint cisailé est soumis à un choc ou à une vibration significative, le soudage, des boulons munis de dispositifs de blocage, des boulons préchargés, des boulons d'injection ou autres types de boulons capables d'empêcher les mouvements doivent être utilisés.

(2)PS'il y a des risques de glissement dans un joint parce que celui-ci est soumis à une inversion de force de cisaillement (ou pour toute autre raison), des boulons préchargés dans une fixation résistante au glissement (catégorie B ou C, selon ce qui convient, voir 6.5.3), des boulons calibrés ou le soudage doivent être utilisés.

(3) Pour les contreventements et/ou les entretoisements de stabilité, on pourra utiliser normalement des boulons de fixation par contact (catégorie A, voir 6.5.3).

6.4 Classification des liaisons

6.4.1 Généralités

(1) La liaison est définie comme étant un système qui relie de façon mécanique un élément donné à la partie restante de la structure. Il convient de la distinguer du terme "joint" qui signifie généralement le système composé de la liaison elle-même, plus la zone d'interaction correspondante qui se trouve entre les éléments de structure reliés (voir Figure 6.1).

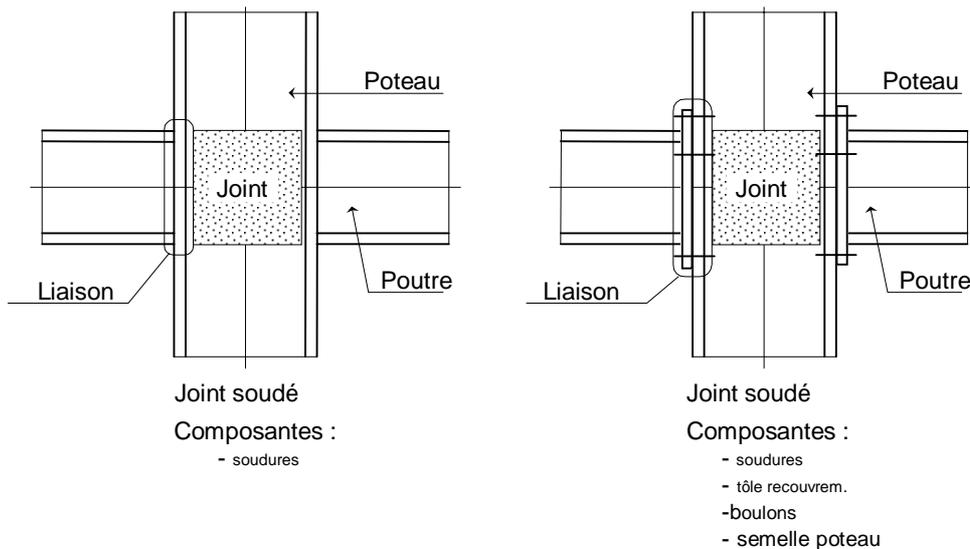


Figure 6.1 — Définition de "liaison" et "joint"

(2) Les propriétés structurales de toutes les liaisons doivent être telles qu'elles puissent satisfaire aux hypothèses faites dans l'analyse de la structure et dans la conception des éléments de structure.

(3) Dans ce qui suit, les symboles "F" et "D" désignent respectivement un effort généralisé (charge axiale, effort de cisaillement ou moment fléchissant) et une déformation généralisée correspondante (allongement, distorsion ou rotation). Les indices "e" et "u" désignent respectivement l'état élastique et l'état limite ultime.

(4) Les liaisons peuvent être classées selon leur capacité à restaurer les propriétés comportementales (rigidité, résistance et ductilité) de l'élément relié. En ce qui concerne le comportement global de l'élément relié, deux classes principales sont définies (Figure. 6.2) :

- liaisons de restauration complète ;
- liaisons de restauration partielle.

(5) Concernant la seule propriété comportementale de l'élément relié, les liaisons peuvent être classées selon (Figures 6.2 b)-d) :

- la rigidité ;
- la résistance ;
- la ductilité.

(6) Il convient que les types de liaison soient conformes aux hypothèses de calcul de l'élément et à la méthode de l'analyse globale.

6.4.2 Liaisons de restauration complète

(1) Celles-ci sont conçues de telle sorte que leurs propriétés comportementales soient toujours égales ou supérieures à celles de l'élément relié, en ce qui concerne la rigidité élastique, la résistance ultime et la ductilité. La courbe force-déplacement généralisée de la liaison se trouve toujours au-dessus de celle de l'élément relié.

(2) L'existence de la liaison peut être ignorée dans le calcul des structures.

6.4.3 Liaisons de restauration partielle

(1) Les propriétés comportementales de la liaison n'atteignent pas celles de l'élément relié en raison de son incapacité à restaurer soit la rigidité élastique, soit la résistance ultime ou la ductilité de l'élément relié. La courbe force-déplacement généralisée de la liaison peut, sur une partie, tomber au-dessous de celle de l'élément relié.

(2) L'existence de telles liaisons doivent être prises en compte dans le calcul des structures.

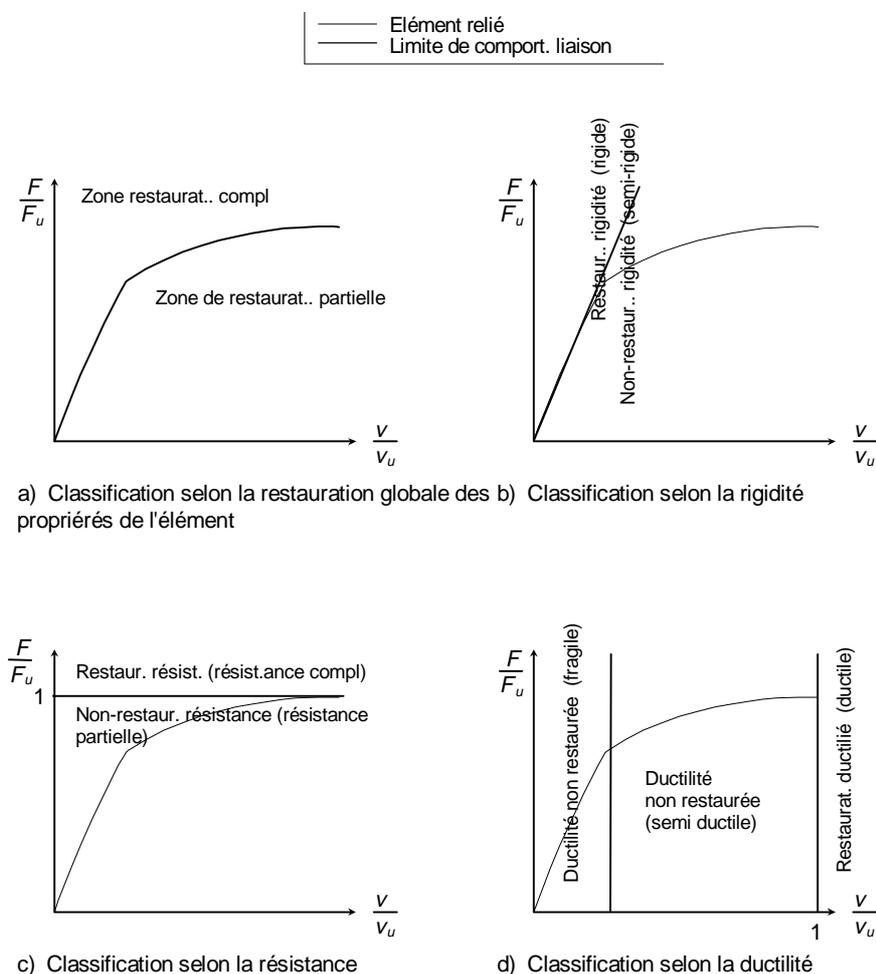


Figure 6.2 a) à d) — Classification des liaisons

6.4.4 Classification selon la rigidité

(1) En ce qui concerne la rigidité, les liaisons peuvent être classées en (Figure 6.2b) :

- liaisons (rigides) dont la rigidité est restaurée (R1) ;
- liaisons (semi-rigides) dont la rigidité n'est pas restaurée (R2),

suivant que la raideur initiale de l'élément relié est restaurée ou non, en faisant abstraction de la résistance et de la ductilité.

6.4.5 Classification selon la résistance

(1) En ce qui concerne la résistance, les liaisons peuvent être classées en (Figure 6.2c) :

- liaisons (résistance complète) dont la résistance est restaurée ;
- liaisons (résistance partielle) dont la résistance n'est pas restaurée,

suivant que la résistance ultime de l'élément relié est restaurée ou non, en faisant abstraction de la rigidité et de la ductilité.

6.4.6 Classification selon la ductilité

(1) En ce qui concerne la ductilité, les liaisons peuvent être classées en (Figure 6.2d) :

- liaisons (ductiles) dont la ductilité est restaurée ;
- liaisons (semi-ductiles ou fragiles) dont la ductilité n'est pas restaurée,

suivant que la ductilité de la liaison est supérieure ou inférieure à celle de l'élément relié, en faisant abstraction de la résistance et de la rigidité.

(2) Les liaisons ductiles ont une ductilité égale ou supérieure à celle de l'élément relié ; les limitations d'allongement ou de rotation peuvent être négligées dans le calcul des structures.

(3) Les liaisons semi-ductiles ont une ductilité inférieure à celle de l'élément relié, mais supérieure à sa déformation limite élastique ; les limitations d'allongement ou de rotation doivent être prises en compte dans l'analyse des déformations inélastiques.

(4) Les liaisons fragiles ont une ductilité inférieure à la déformation limite élastique de l'élément relié ; les limitations d'allongement ou de rotation doivent être prises en compte aussi bien dans l'analyse des déformations élastiques que dans l'analyse des déformations inélastiques.

6.4.7 Exigences de calcul générales relatives aux liaisons

(1) Les combinaisons correspondantes des principales propriétés de comportement (rigidité, résistance et ductilité) des liaisons donnent lieu à plusieurs cas (Figure 6.3).

Dans le Tableau 6.1, ceux-ci sont illustrés en référence aux exigences afférentes aux méthodes de l'analyse globale (voir 5.2.1).

6.4.8 Exigences relatives aux liaisons d'encadrement

6.4.8.1 Généralités

(1) En ce qui concerne le rapport moment – courbure, les types de liaison adoptés dans les structures d'encadrement peuvent être divisés en :

- liaisons essentiellement clavetées ;

— liaisons encastrées.

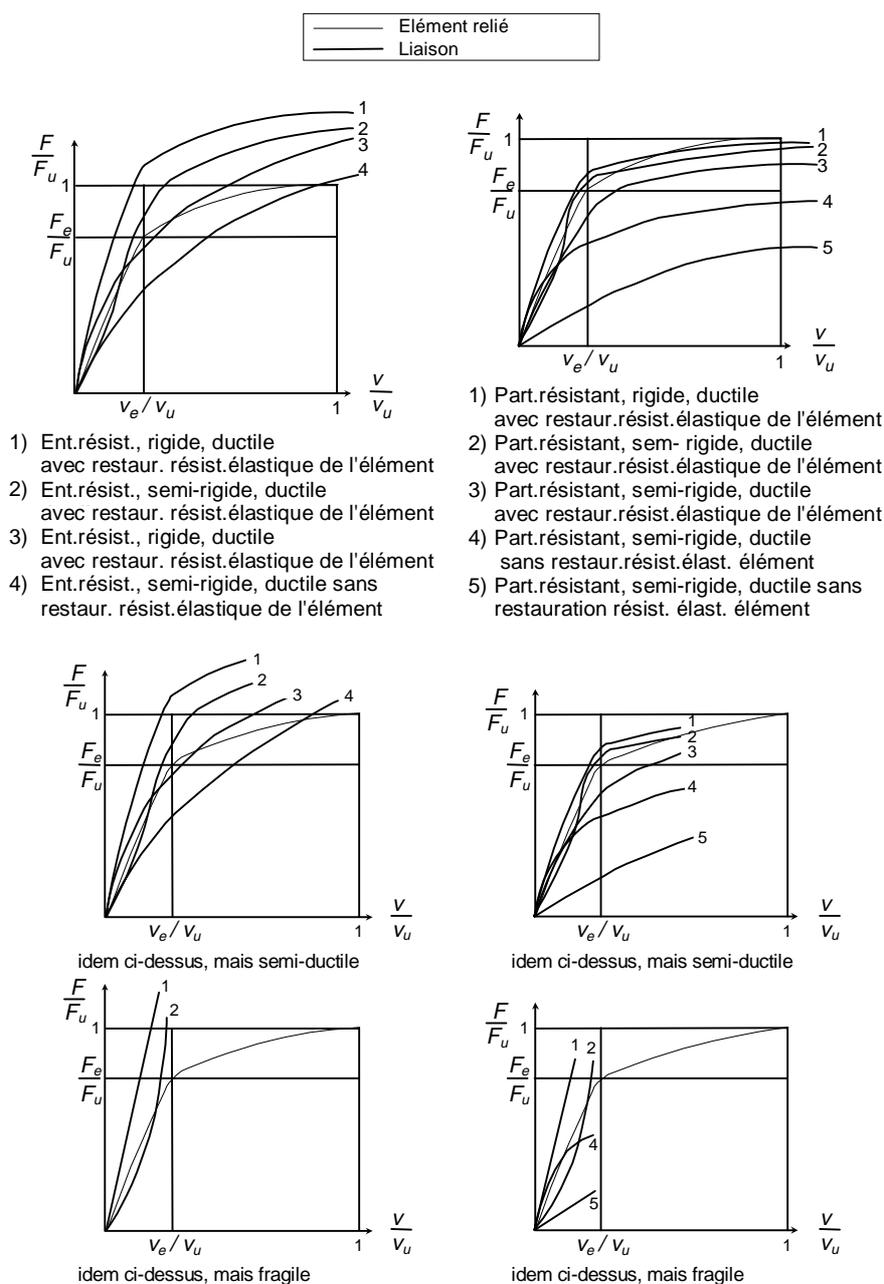


Figure 6.3 — Principaux types de liaison

(2) Il convient que les types de liaison soient conformes au Tableau 6.1 selon la méthode de l'analyse globale (voir 5.2.1) et les hypothèses de calcul des éléments (Annexe C).

6.4.8.2 Liaisons essentiellement clavetées

(1) Une liaison essentiellement clavetée doit être conçue de manière qu'elle transmette les forces axiales et les forces de cisaillement de calcul, sans développer des moments significatifs qui pourraient exercer une influence défavorable sur les éléments de la structure.

(2) Il convient que les liaisons essentiellement clavetées puissent transmettre les forces calculées dans le projet et accepter les rotations qui en résultent.

(3) Il convient que la capacité de rotation de la liaison essentiellement clavetée soit suffisante pour permettre aux articulations plastiques de se développer sous les charges de calcul.

Tableau 6.1 — Exigences de calcul générales

Méthode d'analyse globale (voir 5.2.1)	Type de liaison à considérer	Types de liaisons pouvant être négligées
ELASTIQUE	Liaisons semi-rigides (à résistance totale ou partielle, ductiles ou non ductiles avec ou sans restauration de la résistance élastique de l'élément) Liaisons à résistance partielle (rigides ou semi-rigides, ductiles ou non ductiles) sans restauration de la résistance élastique de l'élément	Liaisons à restauration complète Liaisons rigides (résistance totale ou partielle, ductiles ou non ductiles) avec restauration de la résistance élastique de l'élément Liaisons à résistance partielle (rigides ou semi-rigides) avec restauration de la résistance élastique de l'élément
PLASTIQUE (rigide - plastique élastique - plastique en ligne - plastique)	Liaisons à résistance partielle (rigides ou semi-rigides, ductiles ou non ductiles) sans restauration de la résistance élastique de l'élément	Liaisons à restauration complète Résistance partielle, liaisons ductiles (rigides ou semi-rigides) avec restauration de la résistance élastique de l'élément Liaisons à résistance totale
DURCISSANT (rigide – durcissant élastique – durcissant génériquement inélastique)	Liaisons à restauration partielle	Liaisons à restauration complète

6.4.8.3 Liaisons encastrées

(1) Les liaisons encastrées tiennent compte de la transmission du moment fléchissant entre les éléments reliés, ainsi que des forces axiales et de cisaillement. Elles peuvent être classées en fonction de leur rigidité et de leur résistance, comme suit (voir 6.4.4 et 6.4.5) :

- Liaisons rigides ;
- Liaisons semi-rigides ;
- Liaisons à résistance totale ;
- Liaisons à résistance partielle.

(2) Une liaison rigide doit être conçue de manière que sa déformation ait une influence négligeable sur la répartition des forces et des moments internes à la structure, ou sur sa déformation globale.

(3) Il convient que les déformations des liaisons rigides soient telles qu'elles ne réduisent pas de plus de 5 % la résistance de la structure.

(4) Il convient que les liaisons semi-rigides permettent un degré d'interaction prévisible, entre les éléments, en se servant des caractéristiques de calcul moment – rotation des joints.

(5) Il convient que les liaisons rigides et semi-rigides permettent de transmettre des forces et des moments calculés dans le projet.

(6) Il convient que la rigidité des liaisons à résistances totale et partielle soit telle que, sous les charges de calcul, les rotations au niveau des articulations plastiques nécessaires, n'excèdent pas leurs capacités de rotation.

(7) La capacité de rotation d'une liaison à résistance partielle, qui apparaît au niveau de l'articulation plastique, ne doit pas être inférieure à celle qui doit permettre à toutes les articulations plastiques nécessaires de se développer sous les charges de calcul.

(8) La capacité de rotation d'une liaison peut être démontrée à l'aide d'un essai. La démonstration expérimentale n'est pas nécessaire dans le cas où on utilise des spécifications dont l'expérience a prouvé leur propriétés adéquates par rapport au système de la structure.

6.5 Liaisons effectuées avec des boulons, des rivets ou des clavettes

6.5.1 Positionnement des trous pour les boulons et les rivets

6.5.1.1 Principes

(1) Les trous pour les boulons et les rivets doivent être positionnés de manière à éviter la corrosion et le flambement local et à faciliter l'installation des boulons et des rivets.

(2) Le positionnement des trous doit être également en conformité avec les limites de validité des règles utilisées pour calculer les résistances de calcul pour les boulons et les rivets.

6.5.1.2 Distance d'extrémité

(1) Il convient que la distance d'extrémité e_1 , comprise entre le centre d'un trou de fixation et le bord adjacent de tout élément, mesurée dans le sens du transfert de charge (voir Figure 6.4), soit normalement égale à $2,0d_o$. Dans les cas extrêmes, et ne soit pas être inférieure à $1,2d_o$, à condition que la contrainte de pression soit réduite en conséquence, voir 6.5.5 et 6.5.6. d_o est le diamètre du trou, voir 7.3.6.

(2) Il convient d'augmenter la distance d'extrémité, si nécessaire, pour permettre une résistance d'appui adéquate, voir 6.5.5 et 6.5.6; une distance d'extrémité plus importante, de $3,0d_o$, n'a pas d'influence sur la portance.

6.5.1.3 Distance de rive minimale

(1) Il convient que la distance de rive e_2 , comprise entre le centre d'un trou de fixation et le bord adjacent de tout élément, mesurée aux angles droits par rapport au sens du transfert de charge (voir Figure 6.4), ne soit pas normalement inférieure à $1,5d_o$.

(2) Dans les cas extrêmes, la distance de rive peut être réduite à une valeur non inférieure à $1,2d_o$, à condition que la résistance d'appui soit réduite en conséquence, voir 6.5.5 et 6.5.6.

6.5.1.4 Distances d'extrémité et de rive maximales

(1) Lorsque les éléments sont exposés aux intempéries ou à d'autres effets corrosifs, il convient que la distance d'extrémité ou de rive maximale ne dépasse pas $40 \text{ mm} + 4t$, où t est l'épaisseur de l'élément extérieur relié le moins épais.

(2) Dans les autres cas, il convient que la distance d'extrémité ou de rive ne dépasse pas la distance la plus grande entre $12t$ ou 150 mm .

(3) Par ailleurs, il convient que la distance de rive ne dépasse pas le maximum nécessaire pour satisfaire aux exigences de flambement local pour un élément en saillie. Cette exigence ne s'applique pas aux fixations reliant entre elles les composantes des éléments en traction.

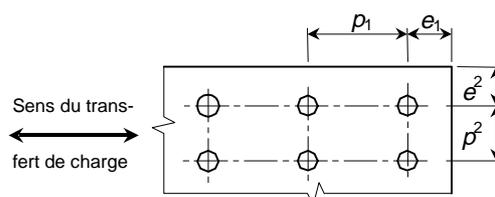


Figure 6.4 — Symboles pour l'espacement entre les fixations

6.5.1.5 Ecartement minimal

(1) Il convient que l'espacement p_1 entre les centres des fixations dans le sens du transfert de charge, (voir Figure 6.4), soit normalement de $2,5d_o$, mais dans les cas extrêmes, il ne sera pas être inférieur à $2,2d_o$, à condition que la contrainte de pression soit réduite en conséquence, voir 6.5.5 et 6.5.6. Il convient d'augmenter l'espacement, si nécessaire, pour permettre une résistance d'appui adéquate, voir 6.5.5 et 6.5.6.

(2) Il convient que l'espacement p_2 entre les rangées de fixations, mesuré perpendiculairement au sens de transfert de charge (voir Figure 6.4), soit normalement de $3,0d_o$. Cet espacement peut être réduit à $2,4d_o$, à condition que la résistance d'appui de calcul soit réduite en conséquence, voir 6.5.5 et 6.5.6.

6.5.1.6 Espacement maximal dans les éléments comprimés

(1) Il convient que l'espacement p_1 des fixations dans chaque rangée et l'espacement p_2 entre les rangées de fixations n'excède pas la plus petite valeur comprise entre $14t$ et 200 mm. Les rangées de fixation adjacentes peuvent être disposées symétriquement en quinconce, voir Figure 6.5.

(2) L'espacement centre à centre des fixations ne doit pas dépasser la largeur maximum satisfaisant aux exigences de flambement local pour un élément interne, voir 5.4.5.

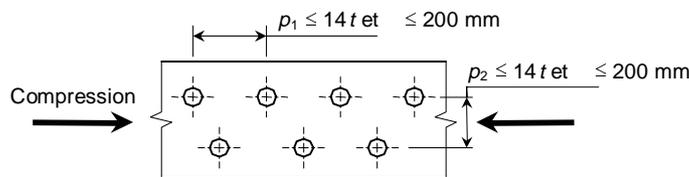


Figure 6.5 — Espacement en quinconce - compression

6.5.1.7 Espacement maximal pour les éléments en traction

(1) Dans les éléments en traction, la distance d'axe en axe $p_{1,i}$ des fixations des rangées intérieures peut être le double de celle qui est indiquée en 6.5.1.6 (1) pour les éléments comprimés, à condition que la distance $p_{1,o}$ dans la rangée extérieure située le long de chaque rive ne dépasse pas celle indiquée en 6.5.1.6 (1), voir Figure 6.6.

(2) Ces deux valeurs peuvent être multipliées par 1,5 pour les éléments qui ne sont pas exposés aux actions corrodantes.

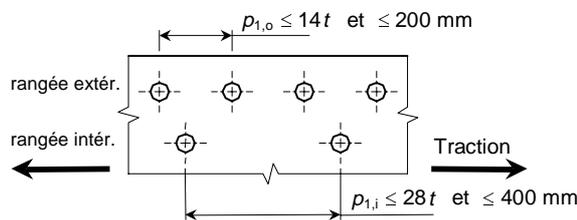


Figure 6.6 — Espacement dans les éléments en traction

6.5.1.8 Trous ovalisés

(1) Il n'est pas recommandé d'utiliser des trous ovalisés.

6.5.2 Déductions pour trous de fixation

6.5.2.1 Généralités

Concernant les règles détaillées concernant la conception des éléments de structure avec trous, voir 5.6.2.2.

6.5.2.2 Résistance à la rupture par cisaillement de calcul

(1) La rupture par "cisaillement en bloc" au niveau d'un groupe de trous de fixation situé près de l'extrémité d'une âme de poutre ou d'une patte d'attache ou des liaisons au comportement similaire, voir Figure 6.7, doit être évitée en utilisant un espacement de trous adéquat. Ce type de rupture consiste en général en une rupture en traction le long de la ligne horizontale des trous de fixation sur la face de traction du groupe de trous, accompagnée d'un fléchissement en cisaillement de la section brute, sur la rangée verticale des trous de fixation située le long de la face de cisaillement du groupe de trous, voir Figure 6.7.

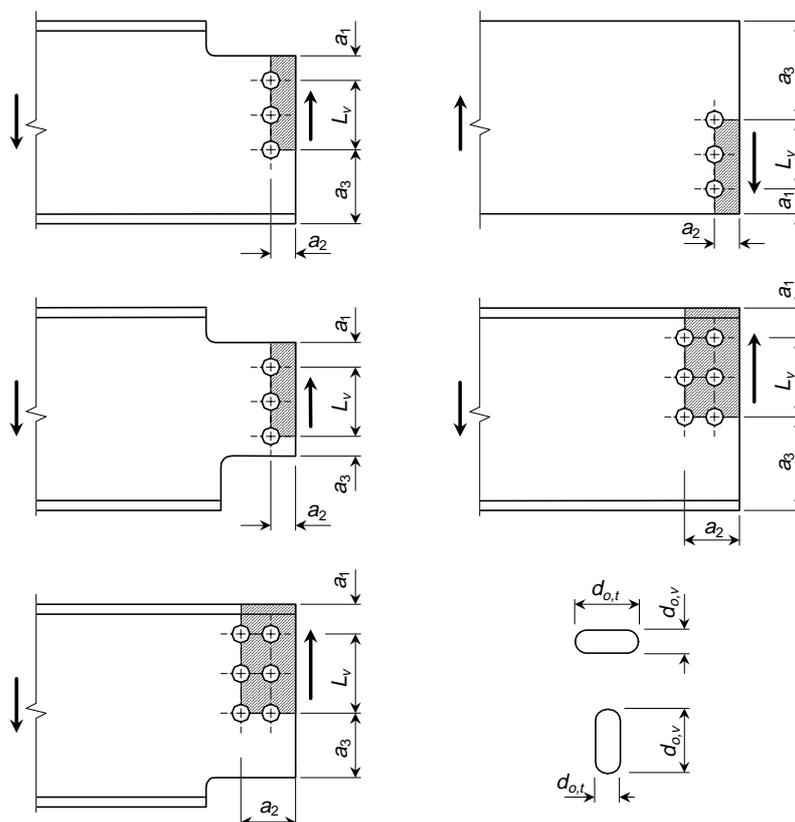


Figure 6.7 — Cisaillement en bloc — Surface de cisaillement effective

(2) Il convient de calculer la valeur de calcul de la résistance effective au cisaillement en bloc $V_{eff,Rd}$ ou $N_{eff,Rd}$ à partir de :

$$V_{eff,Rd} = (f_o / \sqrt{3}) A_{v,eff} / \gamma_{M1} \quad (6.1)$$

où $A_{v,eff}$ est la surface de cisaillement effective.

(3) Il convient d'obtenir la surface de cisaillement effective $A_{v,eff}$ comme suit :

$$A_{v,eff} = t L_{v,eff} \quad (6.2)$$

où

$$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2, \text{ mais } L_{v,eff} \leq L_3 \quad (6.3)$$

dans laquelle

$$L_1 = a_1, \text{ mais } L_1 \leq 5d \quad (6.4)$$

$$L_2 = (a_2 - k d_{0,t}) (f_u/f_0) \quad (6.5)$$

et

$$L_3 = L_v + a_1 + a_3, \text{ mais } L_3 \leq (L_v + a_1 + a_3 - n d_{0,v}) (f_u/f_0) \quad (6.6)$$

où

a_1, a_2, a_3 et L_v sont telles qu'elles ressortent de la Figure 6.7 ;

d est le diamètre nominal des fixations ;

$d_{0,t}$ est la dimension du trou pour la face de traction, en général le diamètre du trou ;

$d_{0,v}$ est la dimension du trou pour la face de cisaillement, en général le diamètre du trou ;

n est le nombre de trous de fixation sur la face de cisaillement ;

t est l'épaisseur de l'âme ou de la patte d'attache, et

k est un coefficient qui peut prendre les valeurs suivantes :

- pour une seule rangée de boulons : $k = 0,5$,
- pour deux rangées de boulons : $k = 2,5$.

6.5.2.3 Cornières et cornières à boudins

(1) Dans le cas d'éléments asymétriques ou reliés de façon asymétrique, tels que les cornières ou les cornières à boudins, l'excentricité des fixations sur les liaisons d'extrémité et les effets de l'espacement et des distances de rive des boulons doivent être pris en compte pour le calcul des résistances.

(2) Les cornières et les cornières à boudins reliés par une seule rangée de boulons, voir Figure 6.8, peuvent être considérées comme chargées de manière concentrique et la résistance ultime de calcul de la section nette doit être déterminée comme suit :

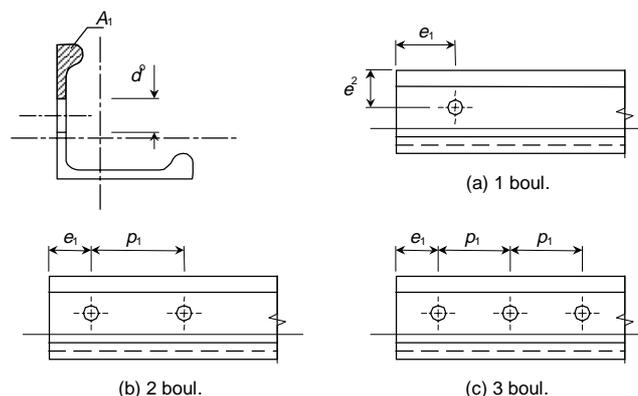


Figure 6.8 — Liaisons des cornières à boudins (concerne également les cornières sans boudins)

$$\text{avec 1 boulon : } N_{u,Rd} = \frac{2 A_1 f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.7)$$

$$\text{avec 2 boulons : } N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 A_{Net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.8)$$

$$\text{avec 3 boulons : } N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{Net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.9)$$

où

β_2 et β_3 sont des facteurs de réduction dépendant du pas p_1 comme indiqué dans le Tableau 6.2. Pour les valeurs intermédiaires de p_1 les valeurs de β peuvent être déterminés par interpolation linéaire ;

A_{net} est la surface nette de la cornière. Pour une cornière à côtés inégaux, relié à son côté le plus court, il convient que A_{net} soit égale à une superficie de section nette d'une cornière à côtés égaux équivalente, dont le côté a la même dimension que le plus petit des côtés.

(3) Il convient de baser la résistance au flambement de calcul d'un élément comprimé, voir 5.8, sur la superficie de la section brute, mais de ne pas la définir au-dessus de la résistance de calcul de la section indiqué sous (2).

Tableau 6.2 — Facteurs de réduction β_2 et β_3

Pas p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
β_2 pour 2 boulons	0,4	0,7
β_3 pour 3 boulons ou plus	0,5	0,7

6.5.3 Catégories de liaisons assemblées par boulons

6.5.3.1 Liaison de cisaillement

(1) La conception d'une liaison boulonnée soumise à cisaillement doit être conforme à l'une des catégories suivantes, voir Tableau 6.3.

Tableau 6.3 — Catégories de liaisons boulonnées

Liaisons de cisaillement		
Catégorie	Critères	Observations
A par contact	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Aucun préchargement requis. Toutes qualités de 4.6 à 10.9.
B antidérapant à l'état de service	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Boulons préchargés à haute résistance. Pas de glissement à l'état limite de service.
C antidérapant à l'état ultime	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Boulons préchargés à haute résistance. Pas de glissement à l'état limite ultime.
Liaisons de traction		
Catégorie	Critère	Observations
D non préchargé	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	Aucun préchargement requis. Toutes qualités de 4.6 à 10.9.
E préchargé	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	Boulons préchargés à haute résistance
Légende : $F_{v,Ed}$ force de cisaillement de calcul par boulon pour l'état limite ultime $F_{v,Rd}$ résistance au cisaillement de calcul par boulon $F_{s,Rd}$ résistance au glissement de calcul par boulon à l'état limite ultime $F_{v,Ed,ser}$ force de cisaillement de calcul par boulon pour l'état limite de service $F_{s,Rd,ser}$ résistance au glissement de calcul par boulon à l'état limite de service $F_{b,Rd}$ résistance d'appui de calcul par boulon $F_{t,Ed}$ force de tension de calcul par boulon pour l'état limite ultime $F_{t,Rd}$ résistance à la traction de calcul par boulon		

(2) Catégorie A: Liaison par contact

Dans cette catégorie, des boulons en acier protégés (ordinaires ou de type haute résistance) ou des boulons en acier inoxydable ou en aluminium ou des rivets en aluminium, doivent être utilisés. Aucun préchargement et aucune autre disposition particulière ne sont nécessaires pour les surfaces de contact. La charge de cisaillement ultime de calcul ne doit pas dépasser la résistance au cisaillement de calcul ni la résistance d'appui de calcul, déterminée selon 6.5.5.

(3) Catégorie B: Liaison résistante au glissement à l'état limite de service

Dans cette catégorie, des boulons préchargés de haute résistance à serrage contrôlé, conformément à la norme de référence 8 de l'ENV 1993-1-1:1992, doivent être utilisés. Aucun glissement ne doit survenir à l'état limite de service. La combinaison des actions à prendre en compte doit être choisie à partir de 2.3.4 en fonction des cas de chargement où la résistance au glissement est requise. La force de cisaillement de service de calcul ne doit pas excéder la résistance au glissement de calcul, obtenue à partir des indications du paragraphe 6.5.9. La résistance au cisaillement ultime de calcul ne doit pas excéder la résistance au cisaillement de calcul ni la résistance d'appui de calcul, déterminée selon 6.5.5.

(4)P Catégorie C: Liaison résistante au glissement, à l'état limite ultime

Dans cette catégorie, des boulons préchargés de haute résistance à serrage contrôlé, conformément à la norme de référence 8 de l'ENV 1993-1-1:1992, doivent être utilisés. Aucun glissement ne doit apparaître à l'état limite ultime. La force de cisaillement ultime de calcul ne doit pas dépasser la résistance au glissement de calcul, obtenue à partir de 6.5.9, ni la résistance d'appui de calcul, déterminée selon 6.5.5.

De plus, à l'état limite ultime, la résistance plastique de calcul de la section nette au niveau des trous de boulons $N_{net,Rd}$ (voir 5.7.3) doit être prise égale à :

$$N_{net,Rd} = A_{net} f \sigma / \gamma_{M1} \quad (6.10)$$

6.5.3.2 Liaisons de traction

(1)P La conception d'une liaison boulonnée soumise à une charge de traction doit être conforme à l'une des catégories suivantes, voir Tableau 6.3.

(2)P Catégorie D: Liaisons avec boulons non préchargés

Dans cette catégorie, des boulons ordinaires de qualité 4.6 et 5.6 (fabriqués à partir de l'acier doux) ou des boulons à haute résistance de qualité 8.8 et 10.9 ou des boulons en aluminium ou en acier inoxydable, doivent être utilisés. Aucune précharge n'est nécessaire. Les boulons de cette catégorie ne doivent pas être utilisés dans les cas où les liaisons sont souvent sujettes à des variations de tension. Cependant, ils peuvent être mis en œuvre dans les liaisons destinées à résister à des efforts normaux exercés par le vent.

(3)P Catégorie E: Liaisons avec boulons préchargés à haute résistance

Dans cette catégorie, des boulons préchargés à haute résistance avec serrage contrôlé, conformément à la norme de référence 8 de l'ENV 1993-1-1:1992, doivent être utilisés. Un tel préchargement améliore la résistance à la fatigue des boulons. Cependant, l'importance de l'amélioration dépend de leurs propriétés et des tolérances.

(4) En ce qui concerne les liaisons de traction des deux catégories D et E, aucun traitement spécial n'est nécessaire pour les surfaces de contact, sauf si les liaisons de la catégorie E sont soumises aussi bien à la traction qu'au cisaillement (combinaison E-B ou E-C).

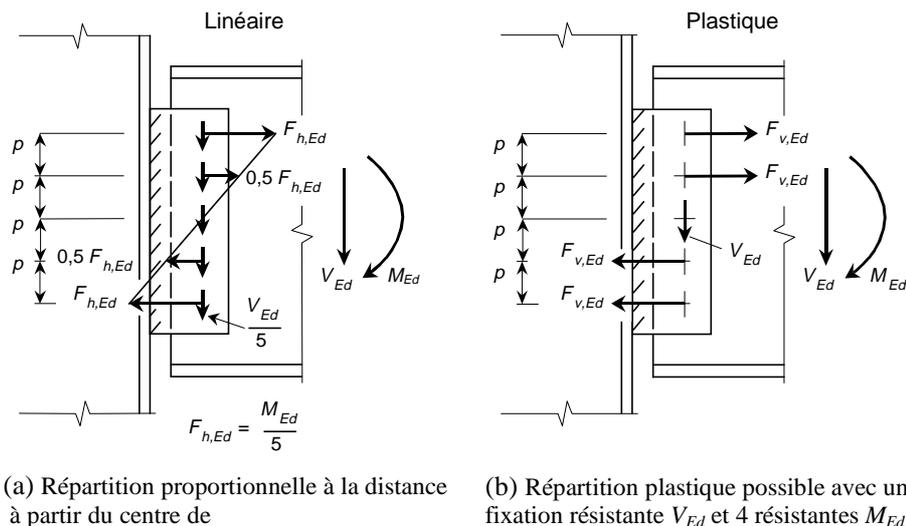
6.5.4 Répartition des forces entre les fixations

(1)P La répartition des forces internes, entre les fixations, dues au moment fléchissant à l'état limite ultime doit être proportionnelle à la distance à partir du centre de rotation, et la répartition de la force de cisaillement doit être égale, voir Figure 6.9(a), dans les cas suivants :

- Liaisons résistantes au glissement de la catégorie C ;
- Autres liaisons de cisaillement où la résistance au cisaillement de calcul $F_{v,Rd}$ d'une fixation est inférieure à la résistance d'appui prescrite $F_{b,Rd}$.

(2) Dans les autres cas, la répartition des forces internes entre les fixations, dues au moment fléchissant à l'état limite ultime peut être présumée comme étant plastique et la répartition de la force de cisaillement peut être considérée comme égale, voir Figure 6.9(b).

(3) Dans un joint à recouvrement, il convient de partir de l'hypothèse que la même résistance d'appui est présumée dans toute direction particulière pour chaque fixation, jusqu'à une longueur maximum de $L = 15 d$, où d est le diamètre extérieur du boulon ou du rivet. Pour $L > 15 d$, voir 6.5.10.



$$F_{v,Ed} = \sqrt{\left(\frac{M_{Ed}}{5p}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{5}\right)^2} \quad (6.11)$$

$$F_{v,Ed} = \frac{M_{Ed}}{6p} \quad (6.12)$$

a) répartition de charge élastique

b) répartition de charge plastique

Figure 6.9 — Répartition des charges entre fixations

6.5.5 Résistances de calcul des boulons

(1) Les résistances de calcul indiquées dans ce paragraphe s'appliquent aux boulons fabriqués de manière standard dont l'indice de résistance est de 4.6, 5.6, 8.8 et 10.9 ou aux boulons en aluminium ou aux boulons en acier inoxydable, conformes aux normes prEN ou EN correspondantes, voir annexe B de l'ENV 1993-1-1:1992. Les écrous et les rondelles doivent être également conformes aux normes prEN ou EN correspondantes et doivent avoir les résistances correspondantes prescrites..

(2) PÀ l'état limite ultime, la force de cisaillement de calcul $F_{v,Ed}$ sur un boulon ne doit pas dépasser la plus petite des deux valeurs suivantes

- la résistance au cisaillement de calcul $F_{v,Rd}$; et
- la résistance d'appui de calcul $F_{b,Rd}$

les deux valeurs étant indiquées dans le Tableau 6.4.

(3) PÀ l'état limite ultime, la force de traction de calcul $F_{t,Ed}$, y compris toute force due à l'action de levier, ne doit pas dépasser la résistance à la traction de calcul $B_{t,Rd}$ de l'ensemble boulon-tête.

(4) PLa valeur de la résistance à la traction de calcul de l'ensemble boulon-tête $B_{t,Rd}$ doit être définie comme celle qui correspond à la plus petite des résistances de tension de calcul $F_{t,Rd}$ du boulon, indiquée au Tableau 6.4 et la résistance au cisaillement de poinçonnage de calcul de la tête du boulon et de l'écrou $B_{p,Rd}$, obtenue par :

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_o / \gamma_{Mb} \quad (6.19)$$

où

p est la distance d'axe en axe des trous des boulons ;

- t_p est l'épaisseur de la tôle sous la tête du boulon ou de l'écrou ;
- d_m est la moyenne de la plus petite dimension comprise entre les points et les ronds de la tête du boulon ;
- f_o est la contrainte caractéristique du matériau de l'élément.

Tableau 6.4 — Résistance de calcul des boulons

<p>Résistance au cisaillement par plan de cisaillement :</p> <p>— pour indices de résistance inférieurs à 10.9</p> $F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A}{\gamma_{Mb}} \quad (6.13)$ <p>— pour indices de résistance 10.9, boulons en acier inoxydable et boulons en aluminium</p> $F_{v,Rd} = \frac{0,5 f_{ub} A}{\gamma_{Mb}} \quad (6.14)$ <p>$A = A_S$, si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon $A = A$, si le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon f_{ub} = résistance ultime à la traction caractéristique du matériau du boulon</p> <p>Résistance d'appui :</p> $F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}} \quad (6.15)$ <p>où α est la plus petite valeur entre :</p> $\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ or } 1,0. \quad (6.16)$ <p>f_u est la résistance ultime caractéristique du matériau des éléments reliés</p>	
<p>Résistance à la traction</p> $F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_S}{\gamma_{Mb}} \text{ pour boulons en acier} \quad (6.17)$ $F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_S}{\gamma_{Mb}} \text{ pour boulons en aluminium} \quad (6.18)$	
<p>A est la section de queue du boulon A_S est la section résistante du boulon d est le diamètre du boulon d_0 est le diamètre du trou e_1, p_1 voir Figure 6.4</p>	

(5)P Les boulons soumis aussi bien à la force de traction qu'à la force de cisaillement doivent par ailleurs satisfaire à l'équation suivante :

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.20)$$

(6)P Les résistances de calcul afférentes à la traction et au cisaillement exercés par la partie filetée, indiquées dans le Tableau 6.4, sont limitées aux boulons fabriqués en conformité avec les normes prEN ou EN correspondantes, voir annexe normative B de l'ENV 1993-1-1:1992. Pour d'autres produits avec filets coupés, tels que les boulons de retenue ou des boulons d'assemblage fabriqués à partir de barres d'acier rondes dans lesquelles les filets sont découpés par le fabricant d'ouvrages métalliques et non par un fabricant spécialiste des boulons, les valeurs afférentes déduites du Tableau 6.4, telles que la section résistante A_s , doivent être réduites en multipliant ces valeurs par un facteur de 0,85.

(7) Les valeurs relatives à la résistance au cisaillement de calcul $F_{v,Rd}$, indiquée au Tableau 6.4, s'appliquent uniquement dans le cas où les boulons sont utilisés dans des trous avec des évidements extérieurs ne dépassant pas ceux des trous standards, tel qu'il est spécifié en 7.5.2(1).

(8) Les boulons M12 et M14 peuvent être utilisés également dans des évidements de trous de 2 mm, à condition que :

- pour les boulons de la classe de résistance 10.9, la résistance au cisaillement de calcul $F_{v,Rd}$ est fixée à 0,85 fois la valeur indiquée au Tableau 6.4.
- la résistance au cisaillement de calcul $F_{v,Rd}$ (réduite comme ci-dessus, si applicable) n'est pas inférieure à la résistance d'appui de calcul $F_{b,Rd}$.

(9)P Les valeurs afférentes à la résistance d'appui de calcul du Tableau 6.4 ne doivent être appliquées que si la distance de rive e_2 n'est pas inférieure $1,5 d_0$ et que l'espacement p_2 , mesuré transversalement au sens de la charge, est au moins égal à $3,0 d_0$.

(10)P Si e_2 est réduite à $1,2 d_0$ et/ou p_2 est réduite à $2,4 d_0$, alors la résistance d'appui $F_{b,Rd}$ devra être réduite à $2/3$ de la valeur indiquée au Tableau 6.4. Pour les valeurs intermédiaires $1,2 d_0 \leq e_2 < 1,5 d_0$ et/ou $2,4 d_0 \leq p_2 \leq 3 d_0$, la valeur de $F_{b,Rd}$ peut être déterminée par interpolation linéaire.

(11) Pour les boulons d'écartement standard (voir 7.3.6) les valeurs raisonnables de la résistance d'appui de calcul $F_{b,Rd}$, basées sur le diamètre du boulon d , peuvent être obtenues à partir du Tableau 6.4.

6.5.6 Résistance de calcul des rivets

(1)P À l'état limite ultime, la force de cisaillement de calcul $F_{v,Ed}$ exercée sur un rivet, ne doit pas dépasser la plus petite valeur comprise entre

- la résistance au cisaillement de calcul $F_{v,Rd}$ et
- la résistance d'appui de calcul $F_{b,Rd}$

les deux valeurs étant indiquées dans le Tableau 6.5.

(2)P Les liaisons rivetées doivent être conçues de manière à ce qu'elles transfèrent des forces de cisaillement et d'appui. Une tension dans les rivets en aluminium n'est pas recommandée.

(3)P Les rivets soumis aux forces de cisaillement et de traction doivent également satisfaire à l'équation :

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.21)$$

(4)P Les valeurs relatives à la résistance d'appui de calcul $F_{b,Rd}$ du 6.5 ne doivent s'appliquer que si la distance de rive e_2 n'est pas inférieure $1,5d_0$ et que l'espacement p_2 , mesuré transversalement au sens de la charge, est au moins égal à $3,0d_0$.

(5)P Pour les valeurs plus petites de e_2 et/ou p_2 , la même réduction de $F_{b,Rd}$ doit être appliquée, telle qu'indiquée en 6.5.5(10) pour les boulons.

(6) En règle générale, il convient que l'épaisseur de serrage d'un rivet ne dépasse pas $4,5d$ pour le rivetage au marteau et $6,5d$ pour le rivetage à la presse.

Tableau 6.5 — Résistance de calcul pour rivets en aluminium

Résistance au cisaillement par plan de cisaillement :	
$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A}{\gamma_{Mr}}$	(6.22)
Résistance d'appui :	
$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d_0 t}{\gamma_{Mr}}$	(6.23)
où α est la plus petite des valeurs :	
$\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ur}}{f_u} \text{ ou } 1,0$	(6.24)
f_u est la résistance ultime caractéristique du matériau des éléments reliés	
Résistance à la traction :	
Non recommandée.	
<p>A est la surface du trou du rivet</p> <p>d_0 est le diamètre du trou du rivet</p> <p>f_{ur} est la résistance ultime spécifiée du rivet</p> <p>e_1, p_1 voir Figure 6.4</p>	

6.5.7 Boulons et rivets à têtes fraisées

(1)P La résistance en tension de calcul $F_{t,Rd}$ d'un boulon à tête fraisée doit être prise égale à 0,7 fois la résistance en tension de calcul indiquée respectivement dans les Tableaux 6.4 ou 6.5.

(2)P L'angle et la hauteur de fraisure doit être conforme à la tête du boulon à tête fraisée réelle, sinon la résistance en tension doit être ajustée en conséquence..

(3)P La résistance d'appui de calcul $F_{b,Rd}$ d'un boulon ou d'un rivet doit être calculée comme spécifié en 6.5.5 ou 6.5.6, respectivement, en déduisant la moitié de la hauteur de la fraisure de l'épaisseur t de l'élément correspondant assemblé.

6.5.8 Rivets creux et rivets avec tiges filetées

(1) La résistance de calcul des rivets creux et des rivets avec tiges filetées doit être déterminée au moyen d'essais.

6.5.9 Boulons à haute résistance dans des liaisons résistant au glissement

6.5.9.1 Généralités

(1) La conception peut être basée sur des calculs valables pour des joints où la résistance à la charge du matériau des parties assemblées est supérieure à 200 N/mm². Sinon, la résistance des joints utilisant des boulons à haute résistance de qualité générale devrait être obtenue par des essais. Dans les structures d'aluminium, la détente de la précharge des boulons due à la tension dans le matériau assemblé ne peut pas être ignorée.

(2) L'effet des changements extrêmes de température et/ou de longues épaisseurs de serrage pouvant provoquer une réduction ou une augmentation de la capacité de friction causée par l'expansion thermique différentielle entre l'aluminium et les boulons en acier ne peut pas être ignorée.

6.5.9.2 Etat limite absolu

(1) Il est possible de considérer la résistance au glissement comme état limite ultime ou état limite ultime, voir 6.5.3.1, mais, en plus, à l'état limite ultime la force de cisaillement de calcul, $F_{v,Ed}$ sur un boulon à haute résistance ne doit pas dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

- la résistance au cisaillement de calcul $F_{v,Rd}$
- la résistance d'appui de calcul $F_{b,Rd}$
- la résistance à la traction ou à la compression ou à la flexion de l'élément dans la section nette et dans la section transversale brute.

6.5.9.3 Résistance au glissement / résistance au cisaillement

(1) La résistance au glissement de calcul d'un boulon préchargé à haute résistance sera donnée par :

$$F_{s,Rd} = \frac{n\mu}{\gamma_{Ms}} F_{p,Cd} \quad (6.25)$$

où

$F_{p,Cd}$ est la force de précharge de calcul, renseignée au point 6.5.9.4 ;

μ est le facteur de glissement, voir 6.5.9.5 et ;

n est le nombre des interfaces de friction.

(2) Pour des boulons dans des orifices ayant un jeu nominal standard, le facteur de sécurité partiel pour la résistance au glissement γ_{Ms} sera donné par :

$\gamma_{Ms,ult}$ pour 1,25 l'état limite ultime,

$\gamma_{Ms,ser}$ pour l'état limite de service.

Si le facteur de glissement μ est déterminé par des essais conformément à l'annexe A, le facteur partiel de sécurité pour l'état limite ultime peut être réduit de 0,1.

(3) Des orifices ovalisés ou surdimensionnés ne sont pas habituels dans les structures en aluminium et ils n'entrent pas dans le cadre des présentes clauses.

6.5.9.4 Précharge

(1) Pour des boulons à haute résistance conformes aux prEN ou EN concernés avec un couple de serrage contrôlé conformément à la section 7, la force de précharge de calcul $F_{p,Cd}$ qui doit être utilisée dans les calculs de dimensionnement sera donnée par :

$$F_{p,Cd} = 0,65 f_{ub} A_S \text{ pour des boulons de 8.8} \quad (6.26a)$$

$$F_{p,Cd} = 0,7 f_{ub} A_S \text{ pour des boulons de 10.9} \quad (6.26b)$$

(2) Lorsque d'autres types de boulons préchargés ou d'autres types de fixations préchargées sont utilisés, la force de précharge de calcul $F_{p,Cd}$ doit être convenue entre le client, le concepteur et l'autorité compétente.

6.5.9.5 Facteur de glissement

(1) La valeur de calcul du facteur de glissement μ dépend de la classe spécifiée du traitement de surface. Il convient de reprendre dans le Tableau 6.6 la valeur de μ pour le traitement standard léger par grenailage, N10a, voir ISO 468/1302, sans traitement de protection de la surface.

Tableau 6.6 — Facteur de glissement des surfaces de friction traitées

Epaisseur totale du joint mm	Facteur de glissement μ
$12 \leq \Sigma t < 18$	0,27
$18 \leq \Sigma t < 24$	0,33
$24 \leq \Sigma t < 30$	0,37
$30 \leq \Sigma t$	0,40

L'expérience montre que les traitements de protection de la surface appliqués avant le grenailage diminuent les facteurs de glissement.

(2) Les calculs pour tout autre traitement de surface ou l'utilisation de facteurs de glissement plus élevés seront basés sur des spécimens représentatifs des surfaces utilisées dans la structure en utilisant la procédure décrite dans l'annexe A.

6.5.9.6 Traction et cisaillement combinés

(1) Si une liaison résistante au glissement est soumise à une force de traction F_t en plus de la force de cisaillement F_v tendant à produire un glissement, la résistance au glissement par boulon sera obtenue comme suit :

Catégorie B: Résistance au glissement à l'état limite de service

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{n \mu (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Ed,ser})}{\gamma_{Ms,ser}} \quad (6.27)$$

Catégorie C: Résistance au glissement à l'état limite ultime

$$F_{s,Rd} = \frac{n \mu (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Ed})}{\gamma_{Ms,ult}} \quad (6.28)$$

6.5.10 Forces de levier

(1) Lorsque les fixations doivent supporter une force de traction, elles devront être suffisantes pour résister également à une force supplémentaire due à l'action de levier, lorsqu'une telle situation peut se produire, voir Figure 6.10.

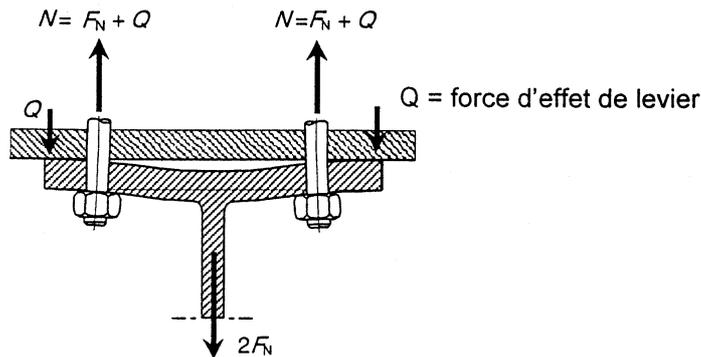


Figure 6.10 — Forces de levier

Les forces de levier dépendent de la rigidité relative et des proportions géométriques des pièces de la liaison, voir Figure 6.11.

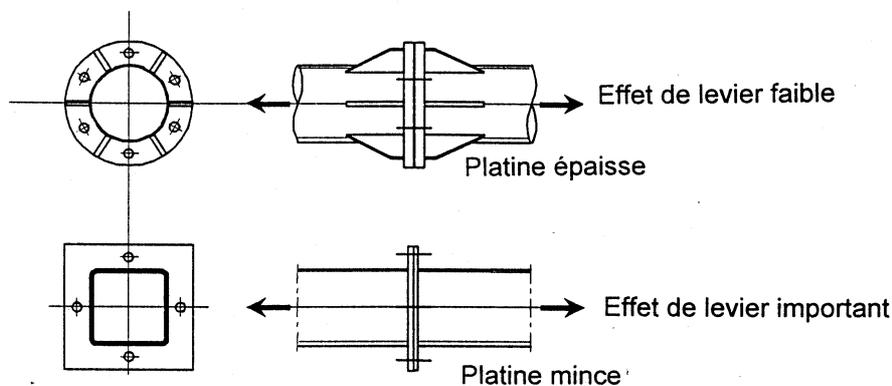


Figure 6.11 — Effet de la finition sur les forces de levier

(3) Si l'effet de la force de levier est favorisé par la conception des pièces, alors il convient de déterminer la force de levier par une analyse adéquate.

6.5.11 Joints longs

(1) Lorsque la distance L_j entre les centres des fixations des extrémités dans un joint, mesurée dans la direction du transfert de la force (voir Figure 6.12) est supérieure à $15 d$, où d est le diamètre nominal des boulons et des rivets, la résistance au cisaillement de calcul $F_{v,Rd}$ de toutes les fixations calculée comme indiqué aux points 6.5.5 ou 6.5.6 selon le cas, doit être réduite en la multipliant par un facteur de réduction β_{Lf} , donné par :

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15 d}{200 d} \quad (6.29)$$

mais $0,75 \leq \beta_{Lf} \leq 1,0$.

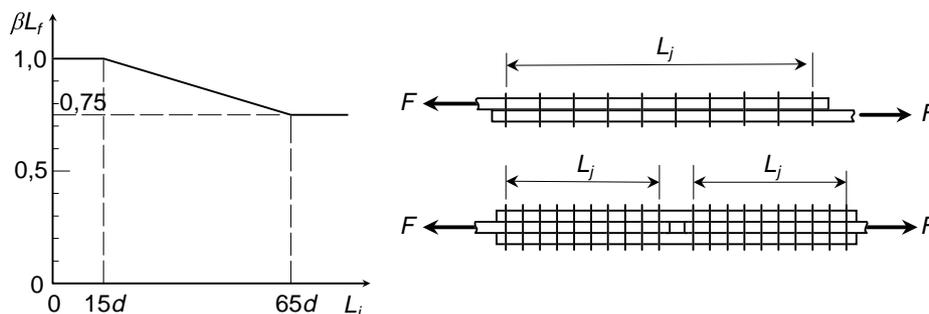


Figure 6.12 — Joints longs

(2) Cette disposition ne s'applique pas lorsqu'il existe une distribution uniforme du transfert de la force le long du joint, par exemple, le transfert de la force de cisaillement allant de l'âme d'une section à l'aile.

6.5.12 Joints à recouvrement unique à l'aide d'une fixation

(1) Dans les joints à recouvrement unique de méplats à l'aide d'une seule fixation, voir Figure 6.13, on ajoutera des rondelles au boulon à la fois en dessous de la tête du boulon et de l'écrou pour éviter un arrachement. Il convient de ne pas utiliser des rivets seuls dans des joints à recouvrement unique.

(2) La résistance d'appui $F_{b,Rd}$ déterminée conformément au point 6.5.5 doit être limitée à :

$$F_{b,Rd} \leq 1,5 f_u d t / \gamma_{Mb} \quad (6.30)$$

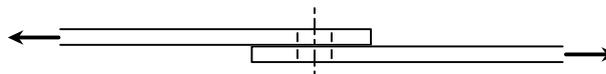


Figure 6.13 — Joint à recouvrement unique à l'aide d'un boulon

(3) Dans le cas de boulons à haute résistance, de qualité 8.8 ou 10.9, il convient d'utiliser des rondelles appropriées pour les joints à recouvrement unique de méplats à l'aide d'un seul boulon, même lorsque les boulons ne sont pas préchargés.

6.5.13 Fixations à travers des garnitures

(1) Lorsque les boulons ou les rivets transmettant la charge en cisaillement et en appui passent à travers des garnitures d'une épaisseur totale t_p supérieure à un tiers du diamètre nominal d , la résistance au cisaillement de calcul $F_{v,Rd}$ calculée comme spécifié au point 6.5.5 ou 6.5.6 selon le cas, sera réduite en la multipliant par un facteur de réduction β_p donné par :

$$\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p} \text{ but } \beta_p \leq 1,0 \quad (6.31)$$

(2) Pour des liaisons soumises à un double cisaillement avec des garnitures des deux côtés du raccordement, t_p doit être considéré comme l'épaisseur de la garniture la plus épaisse.

(3) Toutes fixations supplémentaires nécessaires dues à l'application du facteur de réduction β_p peuvent être placées de manière optionnelle dans une extension de la garniture.

6.5.14 Liaisons à l'aide de goupilles

6.5.14.1 Domaine d'application

(1) Cet article s'applique aux liaisons à l'aide de goupilles lorsqu'une rotation libre est requise. Les liaisons à l'aide de goupilles pour lesquelles aucune rotation n'est requise peuvent être conçues comme des liaisons boulonnées uniques, voir 6.5.5 et 6.5.9.

Les goupilles ne peuvent pas être soumises à une charge en cas de cisaillement unique. Il convient alors qu'un des éléments à assembler possède une extrémité à chape. Il convient de concevoir un système de rétention à l'aide de la goupille, par exemple une bride de ressort, qui supporte une charge latérale égale à 10 % de la charge de cisaillement totale de la goupille.

6.5.14.2 Orifices et plaques pour goupilles

(1) La géométrie des plaques dans les liaisons à l'aide de goupilles sera conforme aux exigences dimensionnelles.

(2) À l'état limite ultime, la force de calcul N_{Rd} au niveau de la plaque ne doit pas dépasser la résistance d'appui de calcul donnée dans le Tableau 6.7.

(3) Les plaques pour goupilles fournies pour augmenter la surface nette d'un élément ou pour augmenter la résistance d'appui d'une goupille seront d'une taille suffisante permettant de transférer la force de calcul de la goupille dans l'élément et elles seront placées de façon à éviter toute excentricité.

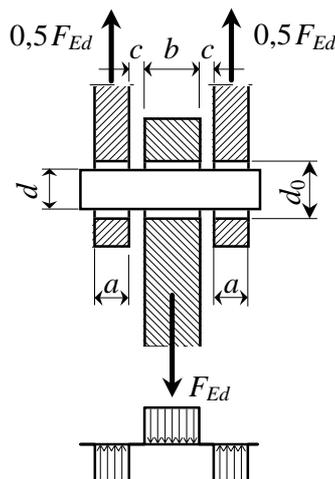
6.5.14.3 Conception des goupilles

(1) Les moments fléchissants d'une goupille doivent être calculés comme indiqué à la Figure 6.14.

(2) À l'état limite ultime, les forces et les moments prévus au niveau de la goupille ne dépasseront pas les résistances adéquates prévues dans le Tableau 6.7.

Tableau 6.7 — Résistances prévues pour des liaisons à l'aide de goupilles

Critère	Résistance
Cisaillement de la goupille	$F_{v,Rd} = 0,6 A f_{up} / \gamma_{Mp}$
Flexion de la goupille	$M_{Rd} = 0,8 W_{el} f_{up} / \gamma_{Mp}$
Cisaillement et flexion combinés de la goupille	$[M_{Ed} / M_{Rd}]^2 + [F_{v,Ed} / F_{v,Rd}]^2 \leq 1,0$
Appui de la plaque et de la goupille	$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_{\sigma} / \gamma_{Mp}$



$$M_{Ed} = \frac{F_{Ed}}{8} (2a + 4c + b) \quad (6.32)$$

Figure 6.14 — Moment fléchissant dans une goupille

6.6 Liaisons soudées

6.6.1 Généralités

(1) En concevant des joints soudés, il faut prendre en compte à la fois la résistance mécanique des soudures et la résistance de la zone affectée par la température.

(2) On appliquera les indications de conception données ici aux cas suivants :

- Le processus de soudage sous flux gazeux (MIG) pour toutes épaisseurs et le soudage à l'arc avec gaz inerte (TIG) uniquement pour des épaisseurs de matière inférieures à $t = 6$ mm et pour une réparation ;
- Le soudeur et le mode de soudage ont été approuvés en conformité avec les conditions de qualification spécifiées, à savoir un niveau de qualité normal, voir 7.5 ;
- Les combinaisons de métal de base et de métal d'apport, telles qu'indiquées dans 3.3.4 ;
- Les structures soumises à des charges principalement statiques.

(3) Si les conditions précédentes ne sont pas remplies - dans le cas d'éléments porteurs -, il faut souder et soumettre à l'essai des éprouvettes spéciales, voir 7.5.

(4) Si le constructeur a spécifié un niveau de qualité inférieur pour des éléments partiels ou non porteurs, il faut utiliser des valeurs de résistances calculées plus faibles $\gamma_M = 1,65$ au lieu de $1,25$ ou $1,25$, voir également 6.1.1.

(5) Pour garantir la qualité du soudage, des éprouvettes de qualification doivent être soudées en suivant une spécification écrite de procédé de soudage. Ceci permet d'approuver le soudeur et le mode de soudage ainsi que de déterminer les paramètres de soudage et autres données utiles que l'on pourra ajouter à la spécification du procédé de soudage. Si nécessaire, on peut les soumettre à des essais mécaniques afin de mettre à l'épreuve le concept et le procédé.

6.6.2 Zone affectée thermiquement (HAZ)

(1) On doit prendre en compte une zone affectée thermiquement pour les classes d'alliages suivantes (voir également 5.3.4) :

- Alliages destinés à un traitement thermique dans toute condition de traitement thermique au-dessus de T4 (séries 6xxx et 7xxx) ;
- Alliages non destinés à un traitement thermique dans tout état écroui (séries 3xxx et 5xxx).

(2) P On doit tenir compte de la sévérité et de l'étendue (dimensions) du ramollissement HAZ, indiquées en 5.5. La sévérité et l'étendue sont différentes pour le soudage TIG et le soudage MIG. Pour le soudage TIG, on doit appliquer une étendue plus grande (plus grande HAZ) et un ramollissement sévère en raison de l'apport de chaleur plus important.

(3) P On indique les résistances caractéristiques $f_{a,haz}$ et $f_{v,haz}$ pour la matière dans la HAZ en 5.5.2. On se référera au Tableau 5.2 pour les facteurs de ramollissement HAZ.

6.6.3 Conception des liaisons soudées

(1) P Pour concevoir des liaisons soudées, on doit vérifier les points suivants :

- La conception des soudures, voir 6.6.3.2 et 6.6.3.3 ;
- La résistance calculée de la HAZ adjacente à une soudure, voir 6.6.3.4 ;
- La conception des liaisons avec des soudures combinées, voir 6.6.3.5.

(2) On peut améliorer la capacité de déformation d'un joint soudé lorsque la résistance calculée des soudures est supérieure à celle de la matière dans la HAZ.

6.6.3.1 Résistance caractéristique du métal soudé

(1) On peut utiliser les valeurs du Tableau 6.8 pour la résistance caractéristique du métal soudé (f_w), à condition d'appliquer les combinaisons de métal de base et de métal d'apport, indiquées en 3.3.4.

(2) Dans la conception de liaisons soudées dans des structures en alliage d'aluminium, il convient de remarquer que, habituellement - hormis la diminution de la résistance dans la HAZ - la résistance du métal soudé semble être inférieure à la résistance du métal de base.

Tableau 6.8 — Valeurs de la résistance caractéristique du métal soudé f_w

Résistance caractéristique	Métal d'apport	Alliage								
		3103	5052	5083	5454	6060	6005A	6061	6082	7020
f_w [N/mm ²]	5356	—	170	240	220	160	180	190	210	260
	4043A	95	—	—	—	150	160	170	190	210 ¹⁾

REMARQUE 1 Pour des profilés filés et une épaisseur de matière $5 < t \leq 25$ mm dans l'alliage 6060-T5, on a réduit les valeurs ci-dessus à 140 N/mm² (voir Tableau 3.2b).

REMARQUE 2 Pour l'alliage 5754 on peut utiliser les valeurs de l'alliage 5454 et pour l'alliage 6063, les valeurs de l'alliage 6060.

REMARQUE 3 Si on utilise les métaux d'apport 5056A, 5556A, ou 5183, alors on doit appliquer les valeurs pour 5356.

REMARQUE 4 Si on utilise les métaux d'apport 4047A ou 3103, alors on doit appliquer les valeurs de 4043A.

REMARQUE 5 Pour des combinaisons différentes d'alliages, on doit utiliser la résistance caractéristique la plus faible du métal soudé.

¹⁾ Uniquement dans des cas particuliers, en raison de la faible résistance et de l'allongement du joint

(3) P La résistance caractéristique du métal soudé doit se différencier en fonction du métal d'apport employé. Le choix du métal d'apport a une influence significative sur la résistance du métal soudé.

6.6.3.2 Conception des soudures bout à bout

6.6.3.2.1 Soudures bout à bout avec pénétration complète

- (1) On doit mettre en œuvre des soudures bout à bout avec pénétration complète pour les éléments porteurs.
- (2) L'épaisseur efficace d'une soudure bout à bout avec pénétration complète doit être prise égale à l'épaisseur des éléments reliés sous réserve d'un soudage bien pratiqué. Avec différentes épaisseurs d'éléments, on considérera que l'épaisseur d'élément la plus faible constitue l'épaisseur de la soudure.
- (3) Pour la conception, il convient de négliger la surépaisseur et le caniveau de la soudure dans les limites spécifiées.
- (4) La longueur efficace doit être prise égale à la longueur totale de la soudure lorsqu'on utilise des plaques d'entrée et de sortie. Sinon la longueur totale sera réduite de deux fois l'épaisseur t .

6.6.3.2.2 Soudures bout à bout à pénétration partielle

- (1) Des soudures bout à bout à pénétration partielle pour les éléments porteurs ne doivent être utilisées que lorsqu'on a vérifié par des essais qu'il n'existe pas de défauts de soudure graves apparents.

Dans d'autres cas, des soudures bout à bout à pénétration partielle ne doivent être mises en œuvre qu'avec une valeur γ_{Mw} plus élevée du fait de la grande propension de ces soudures à développer des défauts de soudure. Pour les soudures bout à bout à pénétration partielle, on doit appliquer une section de gorge efficace (voir Figure 6.22).

6.6.3.2.3 Formules de calcul pour les soudures bout à bout

- (1) Pour obtenir les contraintes de calcul, on appliquera les équations suivantes :

- Contrainte normale, en traction ou en compression, perpendiculaire à l'axe de la soudure, voir Figure 6.15 :

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_w}{\gamma_{Mw}} \quad (6.33)$$

- Contrainte de cisaillement, voir Figure 6.16 :

$$\tau \leq 0,6 \frac{f_w}{\gamma_{Mw}} \quad (6.34)$$

- Contraintes normale et de cisaillement combinées :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \tau^2} \leq \frac{f_w}{\gamma_{Mw}} \quad (6.35)$$

où

f_w résistance caractéristique du métal soudé d'après le Tableau 6.8 ;

σ_{\perp} contrainte normale, perpendiculaire à l'axe de la soudure ;

τ contrainte de cisaillement, parallèle à l'axe de la soudure ;

γ_{Mw} coefficient de sécurité pour joints soudés, voir 6.1.1.

REMARQUE On n'a pas à prendre en compte les contraintes parallèles à l'axe de la soudure, voir Figure 6.15.

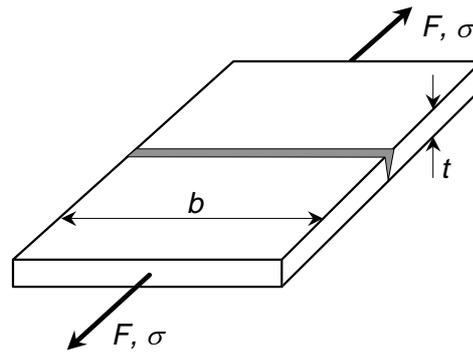


Figure 6.15 — Soudure bout à bout, contraintes normales

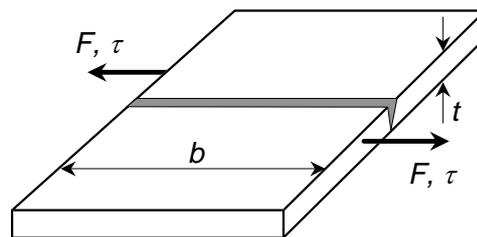


Figure 6.16 — Soudure bout à bout, contraintes de cisaillement

6.6.3.3 Conception de soudures d'angle

(1) Pour concevoir des soudures d'angle, la section de gorge doit être adoptée comme section principale, puisque l'on obtient une bonne approximation de la résistance réelle d'une soudure d'angle en considérant la section de gorge et les forces qui agissent sur cette section.

(2) La section de gorge doit être déterminée par la longueur efficace et l'épaisseur efficace de gorge d'une soudure d'angle.

(3) La longueur efficace doit être prise égale à la longueur totale d'une soudure d'angle lorsque :

- la longueur de la soudure d'angle est au moins égale à 8 fois l'épaisseur de gorge, et
- la longueur de la soudure d'angle ne dépasse pas 100 fois l'épaisseur de gorge avec une contrainte non uniforme
- la distribution des contraintes sur la longueur de la soudure est constante, par exemple dans le cas de joints à recouvrement tels que présentés à la Figure 6.17.

REMARQUE 1 Avec des distributions uniformes des contraintes, il est inutile de limiter la longueur d'une soudure d'angle, voir Figure 6.17.

(4) Si les conditions énumérées ci-dessus ne sont pas remplies, la longueur efficace de soudure des soudures d'angle longitudinales doit être prise égale à celle indiquée ci-dessous.

(5) Si les rigidités des éléments reliés diffèrent considérablement, on doit tenir compte de la diminution de la longueur efficace de soudure.

(6) Si l'on doit diminuer la longueur des soudures d'angle longitudinales, l'équation suivante doit être appliquée :

$$L_{w,eff} = (1,2 - 0,2 L_w/100 a) L_w \text{ avec } L_w \leq 100 a \tag{6.36}$$

où

$L_{w,eff}$ = longueur efficace des soudures d'angle longitudinales ;

L_w = longueur totale des soudures d'angle longitudinales ;

a = épaisseur efficace de gorge, voir Figure 6.18.

(7) Avec des distributions non uniformes des contraintes et de longues soudures minces, la capacité de déformation des extrémités peut s'épuiser avant rupture de la partie médiane de la soudure; ainsi la liaison se rompt par une sorte d'effet de fermeture éclair.

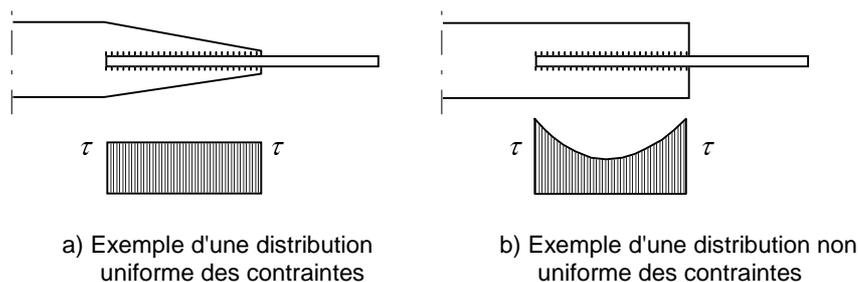


Figure 6.17 — Distributions des contraintes dans des joints à recouvrement avec des soudures d'angle

(8) On doit déterminer l'épaisseur de gorge efficace a de la façon indiquée dans la Figure 6.18 (a la hauteur du triangle le plus grand que l'on peut inscrire dans la soudure).

(9) Lorsque les éprouvettes de qualification présentent une pénétration de talon, positive, uniforme, on peut supposer pour la conception ce qui suit :

- Il est possible d'augmenter l'épaisseur de gorge de 20 % ou de 2 mm, en retenant l'augmentation la plus faible; sous réserve que l'on ait préparé un procédé de qualification. Ainsi : $a = 1,2 a$ ou $a = a + 2$ mm.
- Avec des soudures d'angle à pénétration profonde, il est possible de prendre en compte le supplément d'épaisseur de gorge à condition que l'on ait démontré une pénétration régulière par des essais. Ainsi : $a = a + a_{pen}$, voir Figure 6.18.

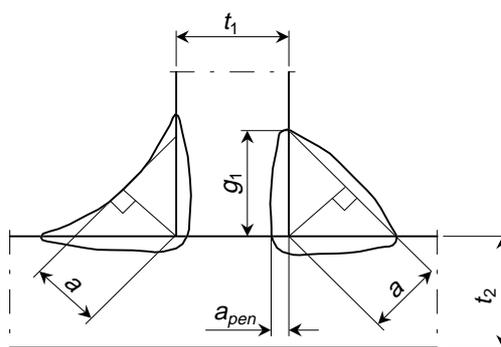


Figure 6.18 — Epaisseur de gorge efficace a ; pénétration de talon positive a_{pen}

(10) Il est possible de résoudre les forces qui agissent sur une soudure d'angle en composantes de contrainte par rapport à la section de gorge, voir Figure 6.19. Ces composantes sont :

- une contrainte normale σ_{\perp} , perpendiculaire à la section de gorge ;
- une contrainte de cisaillement τ_{\perp} , qui agit sur la section de gorge perpendiculaire à l'axe de la soudure ;
- une contrainte de cisaillement τ_{\parallel} , qui agit sur la section de gorge parallèle à l'axe de la soudure.

REMARQUE On n'a pas à considérer une contrainte normale σ_{\parallel} qui agit le long de l'axe de la soudure, voir Figure 6.19.

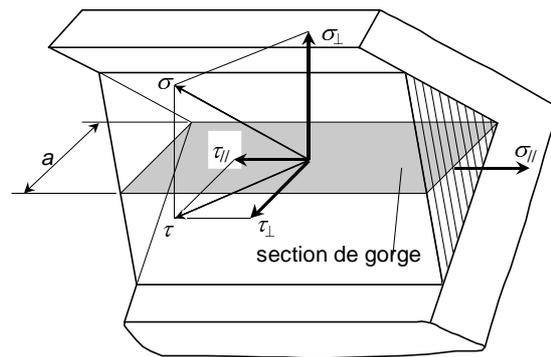


Figure 6.19 — Contraintes σ_{\perp} , τ_{\perp} et τ_{\parallel} , qui agissent sur la section de gorge d'une soudure d'angle.

(11)P On combinera ces composantes de contrainte en une contrainte comparative σ_c de la façon suivante :

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \quad (6.37)$$

où

Pour les contraintes de calcul, ce qui suit s'applique :

$$\sigma_c \leq \frac{f_w}{\gamma_{Mw}} \quad (6.38)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_w}{\gamma_{Mw}} \quad (6.39)$$

où

f_w est la résistance caractéristique du métal soudé d'après le Tableau 6.8 ;

γ_{Mw} est coefficient partiel de sécurité pour joints soudés, voir 6.1.1.

(12)P Pour deux cas que l'on rencontre fréquemment, les formules de calcul suivantes déduites de la formule en β doivent être appliquées :

— Joint soudé avec soudure en angle intérieur double, chargé perpendiculairement à l'axe de la soudure (voir Figure 6.20). L'épaisseur de gorge a obéit à :

$$a > 0,7 \frac{\sigma t}{f_w / \gamma_{Mw}} \quad (6.40)$$

où

$$\sigma = \frac{F}{t b} \text{ contrainte normale dans l'élément relié ;} \quad (6.41)$$

F charge calculée dans l'élément relié ;

f_w résistance caractéristique du métal soudé d'après le Tableau 6.8 ;

t épaisseur de l'élément relié, voir Figure 6.20 ;

b largeur de l'élément relié.

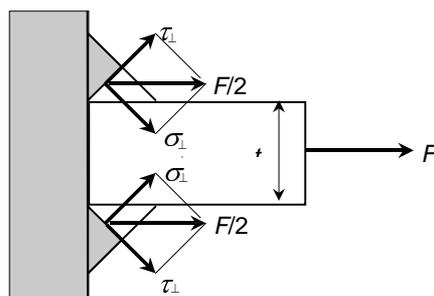


Figure 6.20 — Joint soudé avec soudure en angle intérieur double, chargé perpendiculairement à l'axe de la soudure

— Joint soudé avec soudure en angle intérieur double, chargé parallèlement à l'axe de la soudure (voir Figure 6.21). Pour l'épaisseur de gorge a , on appliquera :

$$a > 0,85 \frac{\tau t}{f_w / \gamma_{Mw}} \quad (6.42)$$

où

$$\tau = \frac{F}{t h} \text{ contrainte de cisaillement dans l'élément relié ;} \quad (6.43)$$

F charge dans l'élément relié ;

f_w résistance caractéristique du métal soudé d'après le Tableau 6.8 ;

t épaisseur de l'élément relié, voir Figure 6.21 ;

h hauteur de l'élément relié, voir Figure 6.21.

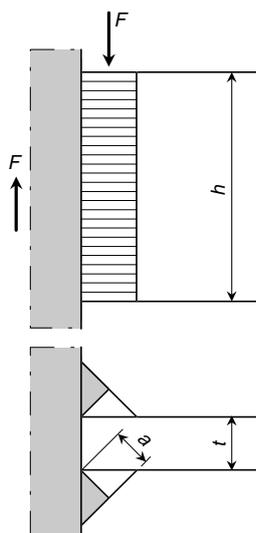


Figure 6.21 — Joint soudé avec soudure en angle intérieur double, chargé parallèlement à l'axe de la soudure

6.6.3.4 Résistance de calcul d'une zone affectée thermiquement (HAZ)

(1) La résistance de calcul d'une HAZ adjacente à une soudure doit être obtenue de la façon suivante :

a) Force de traction perpendiculaire au plan de rupture (voir Figure 6.22) :

— soudures bout à bout HAZ :

$$\sigma_{\text{haz}} \leq \frac{f_{a,\text{haz}}}{\gamma_{Mw}} \text{ au bout de la soudure (section entière) ;} \quad (6.44)$$

— soudures bout à bout HAZ à pénétration partielle :

$$\sigma_{\text{haz}} \leq \frac{t_e}{t} \frac{f_{a,\text{haz}}}{\gamma_{Mw}} \text{ à la frontière de fusion (pénétration partielle } (t_e < t) \text{) ;} \quad (6.45)$$

— soudures d'angle HAZ :

$$\sigma_{\text{haz}} \leq \frac{f_{a,\text{haz}}}{\gamma_{Mw}} \text{ au bout de la soudure (section entière) ;} \quad (6.46)$$

$$\sigma_{\text{haz}} \leq \frac{g_1}{t} \frac{f_{a,\text{haz}}}{\gamma_{Mw}} \text{ à la frontière de fusion, voir Figures 6.18 et 6.22.} \quad (6.47)$$

où

σ_{haz} contrainte normale de calcul perpendiculaire à l'axe de la soudure ;

t épaisseur de l'élément relié ;

t_e épaisseur efficace de gorge de soudure bout à bout à pénétration partielle ;

g_1 longueur du côté de la soudure d'angle (voir Figure 6.18) ;

$f_{a,\text{haz}}$ résistance caractéristique HAZ, voir 6.6.2 ;

γ_{Mw} coefficient de matière pour les joints soudés, voir 6.1.1.

b) Force de cisaillement dans le plan de rupture :

— soudures bout à bout HAZ :

$$\tau_{\text{haz}} \leq \frac{f_{v,\text{haz}}}{\gamma_{Mw}} \text{ au bout de la soudure ;} \quad (6.48)$$

$$\tau_{\text{haz}} \leq \frac{t_e}{t} \frac{f_{v,\text{haz}}}{\gamma_{Mw}} \text{ à la frontière de fusion.} \quad (6.49)$$

— soudures d'angle HAZ :

$$\tau_{\text{haz}} \leq \frac{f_{v,\text{haz}}}{\gamma_{Mw}} \text{ au bout de la soudure ;} \quad (6.50)$$

$$\tau_{\text{haz}} \leq \frac{g_1}{t} \frac{f_{v,\text{haz}}}{\gamma_{Mw}} \text{ à la frontière de fusion.} \quad (6.51)$$

où

τ_{haz} contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de la soudure ;

$f_{v,haz}$ résistance caractéristique au cisaillement HAZ, voir 6.6.2 ;

γ_{Mw} coefficient de matière pour les joints soudés, voir 6.1.1.;

Autres symboles : voir 6.6.3.4a).

c) Traction et cisaillement combinés :

— soudures bout à bout HAZ :

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \tau^2} \leq \frac{f_{v,haz}}{\gamma_{Mw}} \text{ au bout de la soudure ;} \quad (6.52)$$

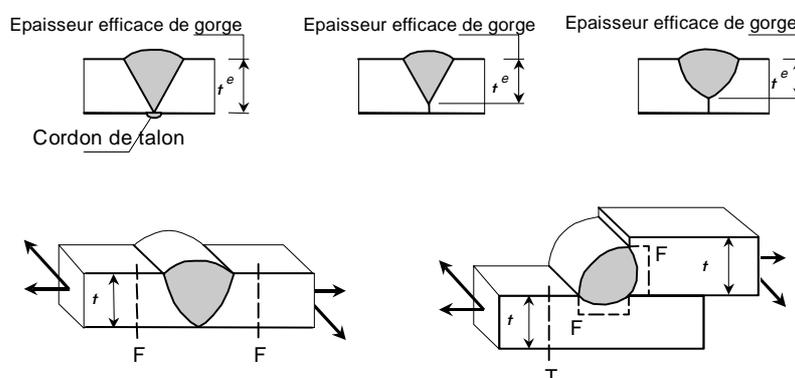
$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \tau^2} \leq \frac{t_e}{t} \frac{f_{v,haz}}{\gamma_{Mw}} \text{ à la frontière de fusion.} \quad (6.53)$$

— soudures d'angle HAZ :

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \tau^2} \leq \frac{f_{a,haz}}{\gamma_{Mw}} \text{ au bout de la soudure ;} \quad (6.54)$$

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \tau^2} \leq \frac{g_1}{t} \frac{f_{a,haz}}{\gamma_{Mw}} \text{ à la frontière de fusion.} \quad (6.55)$$

Symboles voir 6.6.3.4a) et b).



Légende

T = HAZ, bout de la soudure, section entière

Figure 6.22 — Plans de rupture de HAZ adjacente à une soudure; F = HAZ, limite de fusion ; T = HAZ, bout de soudure, section complète

(2) Les indications de conception concernant HAZ données ci-dessus traitent des liaisons soudées en tant que telles. En 5.3 et 5.5, des indications concernant l'effet de HAZ sur le comportement structural des éléments sont données.

6.6.3.5 Conception des liaisons avec soudures combinées

(1) Pour concevoir des liaisons avec des soudures combinées, on appliquera l'un des deux procédés suivants :

Procédé 1 : Les charges agissant sur le joint sont réparties sur les soudures respectives qui sont les plus à même de les porter.

Procédé 2 : Les soudures sont conçues en fonction des contraintes qui se produisent dans le métal de base des différentes parties du joint.

(2) En appliquant un des procédés ci-dessus, la conception des liaisons avec soudures combinées se réduit à la conception des soudures constitutives.

NOTE 1 Avec le procédé 1, il faut vérifier si la soudure possède une capacité de déformation suffisante pour permettre une telle répartition simplifiée des charges. D'ailleurs, il convient que les charges supposées dans les soudures ne provoquent pas une surcharge des éléments reliés.

NOTE 2 Avec le procédé 2 les problèmes précédents ne se posent plus, mais il peut être difficile dans certains cas de déterminer les contraintes dans le métal de base des différentes parties du joint.

NOTE 3 L'hypothèse d'une répartition simplifiée des charges telle que décrite pour le procédé 1 est la méthode que l'on applique le plus couramment. Puisque la répartition réelle des charges parmi les soudures est extrêmement indéterminée, de telles hypothèses se sont avérées constituer une pratique de conception acceptable et satisfaisante. Toutefois, ces hypothèses reposent sur la capacité démontrée que possèdent les soudures à redistribuer les charges en se déformant.

(3) Pour la conception, il est inutile de considérer les contraintes résiduelles et d'autres contraintes qui ne participent pas à la charge de transfert. Par exemple, on n'a pas à envisager les contraintes résultant d'excentricités mineures dans le joint.

6.7 Liaisons hybrides

(1) Lorsque l'on utilise différentes formes de fixations pour porter une charge de cisaillement ou lorsqu'on utilise des soudures et des fixations combinées, le concepteur vérifiera qu'elles agissent de concert.

(2) En général, on peut évaluer le degré de collaboration en considérant les courbes charge-déplacement de la liaison particulière avec chaque type de liaison ou également à l'aide d'essais adéquats de la liaison hybride entière.

(3) En particulier, des boulons normaux avec dégagement pour trous ne doivent pas collaborer avec le soudage.

(4) On peut supposer que des boulons très résistants préchargés dans des liaisons conçues en vue de résister au glissement dans l'état limite ultime (Catégorie C en 6.5.3.1) partagent la charge avec des soudures à condition que le serrage final des boulons se fasse après le soudage et soit terminé. La charge totale calculée doit être donnée par la charge calculée appropriée de chaque fixation avec sa valeur γ_M correspondante.

6.8 Liaisons fixées par adhésif

6.8.1 Généralités

(1) On peut réaliser des joints structuraux en aluminium au moyen d'un collage avec un adhésif. Le collage nécessite des compétences techniques précises et on doit l'employer avec précaution.

(2) Les indications données ici ne doivent être suivies qu'à la condition :

- que la conception du joint soit telle qu'il n'y ait que des forces de cisaillement à transmettre (voir 6.8.2.1) ;
- que des adhésifs appropriés soient appliqués (voir 6.8.2.2) ;
- que les procédés de préparation des surfaces avant le collage satisfassent effectivement au cahier des charges, tel que défini par l'application (voir 6.8.2.2(3)).

(3) L'utilisation d'un adhésif pour des joints structuraux ne doit pas être envisagée à moins qu'un grand nombre d'essais ait établi sa validité, y compris des essais en environnement et des essais de fatigue si cela est applicable.

(4) Il est par exemple possible d'appliquer l'assemblage par adhésif à des combinaisons tôle/raidisseur et à d'autres états sous contrainte secondaire.

(5) Il convient de répartir des charges sur une surface aussi grande que possible. En augmentant la largeur des joints, on augmente habituellement la résistance en proportion. Une augmentation de la longueur n'est bénéfique

que pour des chevauchements très courts. Des chevauchements plus longs aboutissent effectivement à des concentrations de contraintes plus intenses en particulier au niveau des extrémités des recouvrements.

6.8.2 Conception de liaisons fixées par adhésif

6.8.2.1 Conception du joint

(1) En concevant des joints fixés par adhésif, il convient de s'occuper des forces de cisaillement et d'éviter les forces de traction - en particulier, de pelage ou d'autres forces qui tendent à ouvrir le joint - ou de les transmettre à l'aide d'un moyen structural complémentaire. De surcroît, on doit chercher à obtenir une répartition uniforme des contraintes et une capacité de déformation suffisante pour permettre une rupture du type ductile du composant.

Par exemple, il est possible de transmettre les forces de traction sur un joint au moyen de parties extrudées d'un joint, tandis que les forces de cisaillement sont absorbées par le collage par adhésif, voir Figure 6.23.

On atteint une déformation suffisante dans le cas où la résistance calculée du joint est supérieure à la limite élastique de l'élément relié.

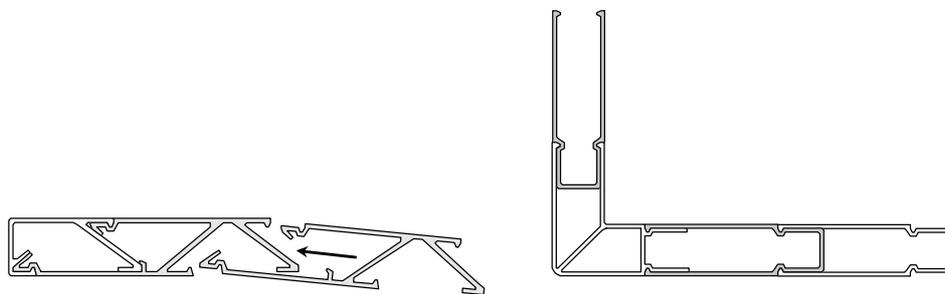


Figure 6.23 — Éléments filés; forces de traction coplanaires transmises par les pièces qui se cassent — Charge de cisaillement transmise par le collage

6.8.2.2 Résistance caractéristique des adhésifs

(1) En ce qui concerne les propriétés mécaniques, on doit utiliser des adhésifs de grande résistance pour les applications structurales (voir Tableau 6.9). Toutefois, il convient aussi que la ténacité soit suffisante pour surmonter les concentrations de contrainte/déformation et permettre une rupture du type ductile. L'influence du module E (de Young) de l'adhésif sur la résistance et la rigidité du joint n'est pas significative. Mais, les adhésifs à faible module E sont plus sensibles au fluage. Quant aux autres propriétés des adhésifs, on remarque que dans la plage de températures de -20 °C jusqu'à $+60\text{ °C}$, les propriétés des adhésifs ne varient pas trop à condition de ne pas dépasser la température de transition vitreuse.

(2) On doit choisir les prétraitements des surfaces à coller de sorte que le joint collé satisfasse aux exigences de calcul de la construction pendant la durée de vie utile de la structure. Parfois, un simple dégraissage suffira, mais souvent il convient d'envisager des prétraitements mécaniques (par exemple un brossage) ou chimiques (par exemple, une attaque chimique, une anodisation, une transformation de la surface avec un chromate) pour les joints dans des éléments subissant de fortes contraintes.

(3) On peut utiliser les valeurs du Tableau 6.9 de la résistance caractéristique au cisaillement des adhésifs $f_{v,adh}$ pour les applications structurales.

Tableau 6.9 — Valeurs de la résistance caractéristique au cisaillement des adhésifs

Types d'adhésif	$f_{v,adh}$ N/mm ²
A 1 composant, durcissable à chaud, résine époxyde modifiée	35
A 2 composants, durcissable à froid, résine époxyde modifiée	25
A 2 composants, durcissable à froid, résine acrylique modifiée	20

(4) On peut employer les types d'adhésifs cités dans le Tableau 6.9 dans les applications structurales dans les conditions indiquées précédemment, respectivement en 6.8.2.1 et 6.8.2.2. Les valeurs données dans le Tableau 6.9 se basent sur les résultats d'une recherche approfondie. Toutefois, il est permis d'utiliser des valeurs de résistance au cisaillement supérieures à celles indiquées dans le Tableau 6.9 à condition de réaliser des essais adéquats, voir 6.8.3.

6.8.2.3 Résistance au cisaillement de calcul

(1) La résistance au cisaillement de calcul doit être prise égale à :

$$\tau \leq \frac{f_{v,adh}}{\gamma_{Ma}} \quad (6.56)$$

où

τ est la résistance au cisaillement dans la couche adhésive ;

$f_{v,adh}$ est la valeur de la résistance au cisaillement caractéristique de l'adhésif, voir 6.8.2.2 ;

$\gamma_{Ma} = 3,0$ coefficient de matière pour les joints collés par adhésif, voir 6.1.1.

On doit employer la valeur élevée de γ_{Ma} car :

- la conception du joint se base sur la résistance de rupture en cisaillement de l'adhésif ;
- la dispersion de la résistance d'adhérence peut être considérable ;
- l'expérience acquise avec les joints collés par adhésif est minime.

6.8.3 Essais

(1) On peut utiliser des valeurs de résistance caractéristique au cisaillement, supérieures à celles indiquées dans le Tableau 6.9 lorsqu'on réalise des essais de cisaillement avec des pièces collées épaisses, voir Figure 6.24. On doit évaluer les résultats de ces essais selon la section 8.4 afin d'obtenir une valeur fiable de la résistance au cisaillement de l'adhésif appliqué.

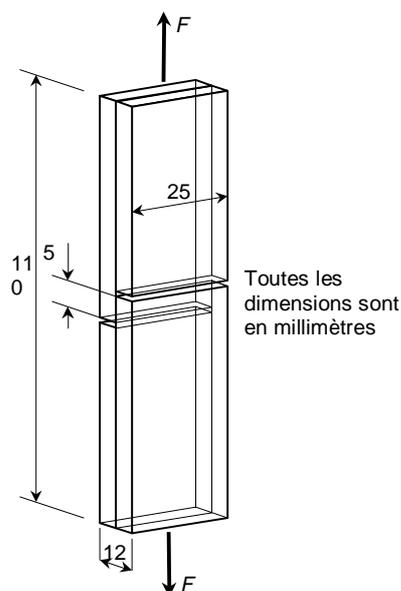


Figure 6.24 — Eprouvette collée épaisse pour essai de cisaillement

(2) On peut également déterminer la résistance d'éléments ou joints collés par un adhésif au moyen d'essais selon la section 8. Les joints échantillons doivent être réalisés à l'échelle 1, en utilisant le même procédé de fabrication que pour les joints issus de la production. On doit soumettre à l'essai ces joints échantillons avec une construction de joint et une charge similaires à celles de la structure réelle.

7 Fabrication et réalisation

7.1 Généralités

7.1.1 Portée

(1) Le présent chapitre identifie les aspects de qualité d'exécution qui doivent être prescrits pour la Fabrication et la réalisation, afin de garantir que les hypothèses de conception de cet Eurocode soient respectées et, par conséquent, que le niveau escompté de sécurité structurale puisse être atteint.

(2)PToutes les exigences supplémentaires spécifiques à certaines structures seront indiquées dans la Spécification du projet.

7.1.2 Exigences

(1)PTous les matériaux en alliage d'aluminium de construction, les fixations et les consommables de soudage doivent être conformes aux exigences spécifiées dans la section 3.

(2)PSi un quelconque matériau alternatif ou supplémentaire est utilisé, les exigences spécifiées dans (1) doivent être complétées selon ce qui est nécessaire pour garantir un niveau de sécurité et de facilité d'entretien (durabilité) similaire.

7.2 Spécification du projet

(1)PLe concepteur/rédacteur du cahier des charges fournira ou adoptera, une spécification de projet contenant des détails sur toutes les exigences applicables aux matériaux, à la fabrication, à la protection et au montage, et qui sont nécessaires pour garantir le respect des hypothèses de conception pertinentes pour cette structure particulière.

(2)PLes Spécifications du projet se référeront aux exigences de 7.1.2, mais peuvent être complétées par n'importe quelle exigence spéciale pour :

- la fabrication ;
- la réalisation ;
- la protection ;
- l'inspection ;
- la réception.

(3)PLa Spécification de projet peut compléter les exigences des Normes de Référence, mais elle ne doit ni atténuer leurs exigences technologiques, ni supplanter les exigences minimales spécifiées dans ce chapitre.

(4)PLa Spécification de projet doit préciser quelles options citées dans la documentation de 7.1.2 s'appliqueront au projet.

(5) La Spécification de projet peut inclure des dessins en plus du texte.

(6)PUne fois homologuée, la Spécification de projet ne doit pas être modifiée sans l'accord du rédacteur du cahier des charges/concepteur.

(7) Dans la mesure du possible, il convient de ne pas modifier les exigences de la Spécification de projet par rapport à 7.1.2.

7.3 Préparation du matériau

7.3.1 Généralités

(1)P Les opérations de fabrication et d'assemblage de l'aluminium devront prendre en considération le faible poids des structures et des assemblages, la grande souplesse des éléments, les changements dimensionnels résultant de la température et la facilité avec laquelle l'aluminium peut être usiné.

(2)P Durant le montage, la structure sera boulonnée ou fixée en toute sécurité. Un entretoisement temporaire sera utilisé au besoin pour garantir la stabilité sous toutes les charges et conditions de montage, y compris celles résultant des équipements de montage et de leur utilisation.

7.3.2 Entreposage et transport

(1)P L'aluminium sera entreposé dans des endroits secs et surélevé par rapport au sol. Tout contact avec d'autres métaux et des matériaux tels que le ciment et le bois humide sera évité.

NOTE Ceci a pour objectif d'éviter tout risque de corrosion de surface qui pourrait provoquer une altération d'aspect ou des marques peu esthétiques. La tôle et les plaques sont particulièrement exposées à ce risque.

(2)P Il faudra prendre soin des matériaux à usage architectural, particulièrement si le matériau est anodisé ; les surfaces doivent être protégées par des bandes amovibles, des cires et des vernis tant qu'il y a un risque de dégâts.

(3)P La tôle et les plaques doivent être empilées si possible sur leur extrémité, sur des étagères, pour éviter toute déformation.

(4)P Les éléments de construction en aluminium doivent être entreposés de manière serrée pour éviter les dommages mécaniques, l'abrasion et le contact avec des agents susceptibles de provoquer une corrosion de surface et une altération d'aspect durant le transport.

7.3.3 Tolérances de fabrication, de montage et d'assemblage

(1)P Les tolérances de fabrication, le montage sur le chantier et l'assemblage de structures et d'éléments composants doivent être conformes à celles prescrites par le concepteur.

7.3.4 Traçage

(1)P Il convient de ne pas utiliser de fines lignes de découpage sur des zones en un matériau fin soumises à des contraintes critiques. En cas de soudage ultérieur sur les matériaux en question, la peinture, la craie, le graphite ou d'autres matériaux de marquage pouvant les souiller ne doivent pas être utilisés.

(2)P Il faudra tenir adéquatement compte des effets du coefficient de dilatation relativement élevé de l'aluminium pendant la mesure, le traçage et l'assemblage, particulièrement lorsque les variations de température sont grandes.

7.3.5 Découpage

(1)P Le découpage se fera par usinage, cisaillement ou découpage à l'arc. Les scies à ruban et les scies circulaires doivent avoir une forme de dents et un pas adaptés à l'épaisseur des matériaux à couper. Les bords découpés doivent être lisses et exempts de bavures, de déformations et d'autres irrégularités. Il faudra prendre soin d'éviter d'utiliser des outils souillés par d'autres métaux, en particulier du cuivre ou du laiton. Le cisaillement doit normalement être limité à un matériau de 6 mm d'épaisseur ou moins. Le découpage à l'arc sera appliqué par un processus indiqué par un essai et qui n'exerce aucun effet néfaste sur le matériau à la satisfaction du concepteur. L'oxycoupage à la flamme ne doit pas être utilisé, mais il est possible d'utiliser un découpage à l'eau.

(2)P Les bords cisailés ou découpés en arc doivent être ultérieurement usinés ou limés pour être lisses s'ils sont utilisés en tant que préparations du bord pour les soudures sur des éléments porteurs. Pour les alliages de la série 7xxx, les bords cisailés doivent être usinés à nouveau pour enlever les zones de contrainte résiduelle.

7.3.6 Forage, poinçonnage et alésage

(1)P Les trous seront pratiqués soit par forage, soit par perçage suivi d'un alésage. Le poinçonnage peut être utilisé jusqu'à des épaisseurs d'environ 20 mm, sauf pour les alliages de la série 7xxx. Dans la cas des alliages de cette série, un poinçonnage à profondeur réduite pourrait être effectué à condition que tous les bavures, défauts de bords, déformations locales et zones de contraintes résiduelles soient supprimés par un alésage ultérieur.

(2)P Les trous pour les boulons et rivets - sauf indication contraire du concepteur - auront les tailles prescrites dans le Tableau 7.1. Lorsque le concepteur exige que les trous des boulons et rivets soient forés dans certains éléments avec des pièces assemblées et solidement encastrées ensemble, ces pièces seront séparées ultérieurement pour enlever les bavures.

Tableau 7.1 — Jeu des trous de boulons, rivets et boulonnerie spéciale

Type	Matériau	Diamètre mm	Jeu sur le diamètre	mm
Boulons posés serrés	—	tous diamètres	$\leq 0,15^{1)}$	
Boulons qui ne sont pas posés serrés	—	< 13	$\leq 0,5^{1)}$	jeu normal 1
		≥ 13	$\leq 1^{1)}$	2
Rivets massifs	Aluminium	< 13	$\leq 0,4$	
		≥ 13	$\leq 0,8$	
	Acier ou aciers résistant à la corrosion	< 13	$\leq 0,8$	
		≥ 13	$\leq 1,6$	
Boulons HS (tous les plis jusqu'à trois, ou les deux plis extérieurs ou supérieurs à trois plis)	Acier ou aciers résistant à la corrosion	≤ 24	≤ 2	
		> 24	≤ 3	
Boulons HS (plus de trois plis, plis intérieurs)	Acier ou aciers résistant à la corrosion	peu importe	≤ 3	
Rivets et éléments de fixation spéciaux	Selon la recommandation du fabricant			

¹⁾ à partir des mesures des diamètres effectifs des boulons et des trous.

NOTE 1 Le jeu ne devrait pas être accru à cause de la couche de zinc irrégulière ou excessive sur les boulons.

NOTE 2 Pour les pièces revêtues par métallisation au pistolet, le jeu avant la pulvérisation peut être accru de 0,15 mm – à la discrétion du concepteur – sauf lorsque le trou est profond et que la pulvérisation n'est pas uniforme.

(3)P La profondeur du fraisage conique ne doit pas dépasser l'épaisseur de la pièce fraisée moins 4 mm, sauf indication contraire du concepteur. En aucun cas la profondeur ne devra dépasser l'épaisseur de la pièce fraisée moins 1 mm.

7.3.7 Cintrage et formage

(1)P Lorsque le cintrage ou le formage est requis, le premier transformateur devra consulter les recommandations du fabricant à propos du rayon de courbure, de l'alliage et de l'état de dureté appropriés pour l'opération et tout traitement thermique ultérieur requis. En cas de doute à propos de la formabilité d'un l'élément, des essais seront effectués avec l'approbation du concepteur avant que la fabrication ne commence.

(2)P Le traitement thermique et le formage à chaud seront effectués uniquement selon les instructions et sous la surveillance d'un métallurgiste compétent. Sans l'accord du fabricant, les alliages de la série 7xxx ne doivent pas être coulés ou pliés à froid à l'état entièrement traité thermiquement à cause des risques de fissuration par corrosion sous contrainte. Toutefois, des corrections mineures de la forme des profilés ou une déformation de soudure peuvent éventuellement être effectuées.

(3)P Toute pièce d'élément qui se fissure ou se fracture par suite du formage sera rejetée.

7.4 Liaison boulonnée

7.4.1 Boulonnage

(1)P Lorsque toute la surface des tiges de boulon, ou toute la zone d'appui des tiges de boulon, doit être mise au point, la partie filetée du boulon ne devra pas pénétrer dans l'épaisseur des pièces reliées. En outre, la longueur du boulon devra être telle qu'au moins un filet complet soit visible au-dessus de l'écrou après le serrage, et au moins un filet plus la fin du filetage soit libre entre l'écrou et la tige non filetée du boulon.

(2)P Des rondelles seront prévues sous toutes les têtes de boulons et les écrous. Les rondelles en acier galvanisé seront utilisées avec des boulons en acier. Des rondelles en aluminium pur, ou dans le même matériau que le boulon ou l'élément, seront utilisés avec des boulons d'acier résistants à la corrosion.

(3)P Les écrous seront entièrement serrés, mais pas de manière excessive. Des dispositifs de verrouillage doivent être utilisés selon ce qui est requis.

(4)P Les filets des boulons en aluminium et en acier inoxydable doivent être lubrifiés avant l'assemblage si le joint doit être démonté ultérieurement.

NOTE L'étanchéisation à la lanoline est recommandée pour les filets de boulons anodisés.

7.4.2 Boulonnage par serrage à friction

7.4.2.1 Surfaces en contact

(1)P Pour les joints entre des éléments en aluminium, au moment de l'assemblage, les surfaces de contact seront propres, exemptes de bavures et de défauts qui empêcheraient un logement solide des pièces, et exemptes de substances qui gêneraient le phénomène de frottement entre eux.

(2)P Lorsque les surfaces en aluminium sont traitées par grenailage (pour les coefficients de glissement, se référer à (6.5.9.5)), le traitement au jet abrasif sera suffisant pour conférer aux surfaces une couverture visuellement uniforme.

NOTE Lorsque cela est nécessaire pour garantir des propriétés de friction uniformes pour se conformer aux résultats des essais, un contrôle de qualité minutieux des processus est requis par l'application de méthodes telles que l'utilisation de bandes d'essai.

(3)P La qualité de la grenaille sera contrôlée, particulièrement lorsque la grenaille est réutilisée.

7.4.2.2 Trous dans les éléments

(1)P Les trous dans les éléments doivent être conformes à 7.3.6.

7.4.2.3 Assemblage

(1)P Lorsque des boulons autres que ceux qui sont conformes aux EN, prEN ou aux normes ISO relatives aux boulons sont utilisés, la procédure adoptée pour atteindre la tension de tige requise devra être convenue avec le concepteur.

(2)P Si un joint a été démonté, il ne doit pas être assemblé à nouveau, à moins que le traitement de surface de l'interface n'ait été à nouveau appliqué.

7.4.3 Rivetage

(1)P Les joints rivetés seront vigoureusement serrés en place avant et durant le rivetage. Les rivets doivent être enfoncés de manière à remplir complètement les trous, y compris tous les trous pour les têtes fraisées. Les têtes doivent être concentriques avec leurs tiges et en étroit contact avec les surfaces rivetées.

(2)P Les rivets tubulaires et les autres rivets spéciaux doivent être pliés à froid en utilisant les outils et la procédure recommandés par le fournisseur.

(3) Les rivets desserrés ou défectueux seront enlevés, de préférence en forant ou en usinant la tête et en poinçonnant complètement la tige. Ensuite de nouveaux rivets seront enfoncés en place.

7.5 Soudage

7.5.1 Généralités

(1) Le travail sur le chantier sera évité dans la mesure possible. Il sera uniquement effectué si une protection totale y est assurée, simulant la situation en atelier.

(2) Le soudage, s'il diffère de ce qui est spécifiée sur le dessin, ne sera pas autorisé sans l'autorisation écrite préalable du concepteur. Les fixations soudées temporairement ne doivent pas être incluses, sauf si cela est expressément convenu avec le concepteur.

(3) Les dimensions doivent tenir compte des effets du retrait de soudage. Les séquences de soudage et l'apport de chaleur seront équilibrés pour éviter le voilement et la déformation. Dans le cas de structures complexes, l'ingénieur chargé du dimensionnement devra consulter à un stade précoce un ingénieur en soudage.

(4) Lorsque des supports à l'envers non subsistants et permanents sont utilisés, ils doivent être en un matériau compatible avec les éléments assemblés.

7.5.2 Consommables de soudage

(1) Le fil d'apport doit être choisi conformément à 3.3.4 ou au prEN 1011-4:1995 en prenant en considération les exigences spécifique du joint, ou bien il sera conforme à d'autres prescriptions spécifiques du concepteur.

7.5.3 Processus de soudage

(1) Les éléments de résistance doivent être soudés soit par le procédé de soudage à l'arc en atmosphère inerte avec électrode de tungstène (TIG), soit par soudage à l'arc en atmosphère inerte (MIG), conformément à EN 288-1:1992 et EN 288-4:1992, en tenant compte des exigences spéciales de la procédure, voir 7.5.6.

(2) Des méthodes nouvelles et à grande efficacité (laser, MIG à haute énergie, soudage à agitation de friction...) peuvent être avantageusement utilisées après les essais d'homologation.

7.5.4 Homologation des procédures de soudage

(1) Sauf indication contraire du concepteur, le mode d'action précis qui doit être respecté pour chaque type de joint sera documenté sous la forme d'une procédure de soudage et homologué par le concepteur conformément à l'EN 288-1:1992, à l'EN 288-4:1992 et au prEN 288-13.

(2) Lorsque la conception ou l'application du joint de production sont telles qu'aucune des éprouvettes ne puisse être considérée comme représentative, par exemple les soudures de fixation sur des tubes fins, une éprouvette spéciale doit être réalisée pour simuler le joint de production dans toutes ses caractéristiques essentielles, par exemple les dimensions, la retenue, l'accès, les effets de la dissipation thermique. Le type d'éprouvette spéciale qui doit être soudée et les essais à effectuer seront convenus entre les parties contractantes au moment de la passation d'une commande.

NOTE La procédure n'a pas besoin d'être homologuée à nouveau si le premier transformateur convainc le concepteur de ce que des procédures similaires ont été homologuées antérieurement.

(3) Si les procédures de cette section sont respectées, une valeur de γ_M 1,25 peut être utilisée. Si tel n'est pas le cas, il convient d'adopter $\gamma_M =$ 1,6 (voir 6.6.1).

7.5.5 Homologation des soudeurs

(1) Sauf indication contraire du concepteur, tous les soudeurs seront homologués pour chaque type de joint selon EN 287-2 (Voir aussi prEN 1418 pour le soudage automatique entièrement mécanisé).

7.5.6 Qualité et inspection des soudures

7.5.6.1 Généralités

(1) Les principales exigences pour le contrôle de la qualité de la soudure sont :

- a) homologation de la procédure (voir 7.5.4) ;
 - b) homologation des soudeurs (voir 7.5.5) ;
 - c) examen non destructif de production des soudures juste avant et après le soudage ;
- et essai d'éprouvettes de contrôle de production après le soudage (voir 7.5.6.2).

7.5.6.2 Méthodes d'inspection et essai des soudures de production

(1)PToutes les soudures de production, aussi bien juste avant et après le soudage, doivent faire l'objet d'une homologation conformément à la Spécification du projet.

(2)PUne inspection visuelle doit être effectuée par du personnel expérimenté.

NOTE Des indications relatives à l'inspection visuelle, y compris les calibres de taille de soudure et les loupes, sont données dans le prEN 970. Voir aussi le prEN 1011-4.

7.5.6.3 Niveaux de qualité

(1)PLa portée des inspections et des méthodes d'inspection (voir 7.5.6.4) et l'ampleur et le niveau des imperfections acceptables (voir 7.5.6.5.) dépendent du niveau de qualité requis pour la soudure. Le niveau de qualité spécifié pour chaque soudure dépend des exigences de contrainte et devra être l'un des suivants.

- a) La qualité minimale (niveau D, EN 30042) peut uniquement être utilisée lorsque le concepteur a indiqué sur des dessins les pièces qui doivent être considérées comme nécessitant une qualité minimale.

NOTE 1 Le niveau de qualité minimal s'appliquera normalement lorsque les actions manifestées sous la charge pondérée ne dépassent pas un tiers de la résistance pondérée de l'élément ou du joint ; par exemple, la rigidité peut dicter la conception. Ceci s'appliquera à la fois à la résistance statique et à la résistance à la fatigue.

- b) La qualité normale (niveau C, EN 30042) sera appliquée lorsque les dessins ne précisent pas de quelconques autres exigences de niveau de qualité. L'absence de toute indication de niveau de qualité sera considérée comme signifiant un niveau de qualité normal.

NOTE 2 Le niveau de qualité normal s'appliquera normalement lorsque les actions sous la charge pondérée dépassent un tiers de la résistance pondérée de l'élément ou du joint, et si la classe requise pour la fatigue ne dépasse pas 20.

- c) La qualité de fatigue (niveau B, EN 30042) doit être appliqué lorsque le concepteur a indiqué sur les dessins le détail ou les détails nécessitant un niveau de qualité de fatigue approprié à l'aide des numéros du niveau „Fat“ et une flèche indiquant la direction de la fluctuation de contrainte (voir prENV 1999-2, 6.2.).

NOTE 3 Le niveau de qualité de fatigue s'appliquera normalement lorsque le niveau de fatigue requis dépasse 20 (voir prENV 1999-2, 6.2.). Il y a cinq qualités de fatigue possibles, en fonction du type de joint et du degré de fluctuation de contrainte (niveau requis). Ils sont désignés par Fat 25, 31, 39, 49, 62. Le type de joint et les directions des contrainte auxquels elles peuvent s'appliquera sont limités (voir les Tableaux 5.2a, 5.2b et 5.3 de prENV 1999-2). Pour un matériau non soudé, la finition de surface est définie dans le Tableau 5.1 de prENV 1999-2.

(2)PNéanmoins, s'il y a un doute quant au niveau de qualité d'un certain joint soudé ou d'une pièce, l'ingénieur devra être consulté.

7.5.6.4 Etendue de l'inspection

(1)PL'étendue de l'inspection visuelle et dimensionnelle juste avant le soudage, et l'inspection visuelle, pénétrante et aux ultrasons et/ou radiographique requises après le soudage pour chaque niveau de qualité de soudure et chaque type de liaison, doit être spécifiée par le concepteur.

(2) Pour les soudures de qualité de fatigue de classe Fat 39 et plus élevée, et pour les soudures dans des conditions difficiles ou lorsqu'elles sont exigées par le concepteur, les éprouvettes de contrôle de production ou les plaques de l'essai de coulée qui simule le joint de production dans toutes ses caractéristiques essentielles - par exemple dimensions, retenues, accès, effets de la dissipation thermique - seront encastrées en ligne avec le joint et soudées en vertu de la procédure de soudage de production. Celles-ci doivent être inspectées et homologuées aux mêmes niveaux d'inspection que la soudure de production équivalente.

NOTE 1 Un essai mécanique peut s'avérer nécessaire sur les éprouvettes de contrôle de production, y compris les plaques de l'essai de coulée lorsque cela est spécifié par le concepteur.

NOTE 2 L'examen de telles éprouvettes de contrôle de production des plaques d'essai de coulée peut servir de complément, comme aide à l'interprétation d'essais non destructifs de production. Des procédures d'inspection spéciales telles que d'autres essais non destructifs, seront mises en œuvre si cela est prescrit.

(3) Lorsqu'une structure soudée ou un composant doit être soumis à un traitement thermique après la soudure, l'inspection après le soudage sera effectuée après le traitement thermique.

7.5.6.5 Niveaux de réception d'inspection

(1) Le niveau de réception pour les imperfections constatées sur le joint soudé, à la fois juste avant et après le soudage, sera celui qui est prescrit par le concepteur.

(2) Lorsqu'une quelconque inadéquation de la préparation du joint, détectée par l'inspection juste avant le soudage, dépasse le niveau spécifié, il faudra préparer à nouveau le travail, refaire la fixation ou le montage selon ce qui est approprié et l'inspecter à nouveau.

(3) Lorsqu'une quelconque imperfection détectée après le soudage dépasse le niveau spécifié, ou si d'autres imperfections inacceptables sont révélées par toute procédure d'inspection spéciale, la soudure doit être rejetée et réparée conformément à 7.5.7.

7.5.7 Réparation ou remplacement

(1) Toutes les procédures de réparation ou de remplacement d'une quelconque soudure doivent être homologuées par le concepteur.

(2) L'étendue de toute soudure défectueuse doit être déterminée par la procédure d'inspection appropriée et clairement marquée sur le joint.

(3) La soudure réparée doit être inspectée à nouveau conformément à 7.5.6.2. Aucune soudure ne sera refaite, et aucune partie d'une soudure ne sera remplacée plus de deux fois sans consulter l'ingénieur.

7.6 Adhésifs structuraux

(1) La méthode adoptée pour réaliser des joints collés doit être documentée afin que le processus puisse être répété une fois que la procédure a été adéquatement établie. La procédure d'assemblage doit être attestée par des essais adéquats et recevoir l'approbation du concepteur avant qu'elle ne soit utilisée dans la fabrication effective. L'approbation des essais doit être spécifiée par le concepteur, en gardant à l'esprit les états de service de la structure, et les spécimens seront représentatifs de la taille et du type du joint qui doit être fabriqué.

NOTE 1 Les procédures n'ont pas besoin d'être homologuées à nouveau si le premier transformateur convainc le concepteur de ce que des procédures similaires ont été homologuées précédemment.

(2) L'utilisation d'adhésif pour les principaux joints structuraux ne devra pas être envisagée, à moins que des essais à grande échelle n'aient établi sa validité, y compris des essais d'environnement et l'essai de fatigue qui sont pertinents.

NOTE 2 Toutefois, l'assemblage avec des adhésifs peut être envisagé pour les combinaisons de plaques/raidisseurs et d'autres états de contrainte secondaire.

7.7 Protection

7.7.1 Généralités

(1)P Lorsque l'aluminium nécessite une protection supplémentaire, le système de protection appliqué aux pièces ou à toutes les structures doit être conforme à ce qui est prescrit par le concepteur.

NOTE 1 Lorsque le travail structurel a un contenu esthétique direct, la surface en aluminium peut être revêtue de finitions décoratives, par exemple par peinture, anodisation, ou certains processus de conversion chimique. Ces processus confèrent aussi différents degrés de protection à l'aluminium.

7.7.2 Peinture

7.7.2.1 Généralités

(1)P Lorsque la peinture est prescrite par le concepteur, la procédure suivante doit être respectée.

(2)P La peinture est précédée d'un traitement préalable approprié comprenant les opérations de 7.7.7.2 et 7.7.7.3, effectuées en séquence et sans délais intermédiaires. La surface doit être entièrement sèche, et les revêtements doivent être appliqués lorsque la température ambiante est supérieure à 4 °C, sauf s'il en a été convenu autrement avec le concepteur. Les surfaces de contact seront peintes comme prescrit par le concepteur.

7.7.2.2 Nettoyage

(1)P La surface doit être nettoyée, séchée et dégraissée en profondeur avec un solvant organique approprié. Aucun nettoyage à la flamme ne doit être effectué.

7.7.2.3 Traitement préalable

(1)P Les surfaces propres et dégraissées doivent être traitées pour garantir l'adhérence de la peinture.

NOTE 1 Le traitement peut être effectué par dégrossissage mécanique avec du papier abrasif ou des patins en nylon imprégnés d'adhésif, ou par abrasion par projection, à condition que dans chaque cas, l'abrasif soit ou bien de l'alumine, ou bien d'autres types de grenaille non métallique et exempte de cuivre. Le dégrossissage mécanique peut aussi être effectué avec des brosses en fil d'acier résistantes à la corrosion.

(2)P Les brosses en laine d'acier revêtu de cuivre ou en fil métallique ne doivent pas être utilisées pour le dégrossissage mécanique.

NOTE 2 Par ailleurs, l'adhérence de la peinture peut être obtenue par l'utilisation d'une couche de conversion appropriée ou d'une couche de peinture primaire réactive ou de primaire mordant, à condition que la surface métallique soit propre et exempte de couches épaisses ou irrégulières d'oxyde.

7.7.2.4 Système non bitumineux

(1)P Les surfaces prétraitées (voir 7.7.2.3) ou revêtues de métal (voir 7.7.3.1) doivent être revêtues d'une couche d'apprêt comportant un pigment inhibiteur approprié compatible avec le subjectile d'aluminium et toutes les couches ultérieures.

(2)P La couche d'apprêt ne doit pas contenir du cuivre, du mercure, de l'étain ou des composés de plomb, du graphite ou des matières carbonées.

(3)P La surface apprêtée sera peinte avec une ou plusieurs couches de peinture d'un type recommandé par le fabricant de la peinture comme étant compatible avec la couche d'apprêt et toutes les couches ultérieures ; elle doit être compatible avec l'environnement et garantir la durabilité requise. Cette peinture ne doit pas contenir de cuivre, de mercure ou un composé d'étain, du graphite ou des matières carbonées, et de préférence, elle ne doit pas contenir de composés de plomb. Un système de peinture sur l'aluminium doit consister en une sous-couche non pelliculante et une couche de finition pelliculante.

7.7.2.5 Système de peinture à base de bitume

(1)P Des peintures à base de bitume ou du bitume chaud appliqué par immersion seront utilisées.

NOTE La peinture bitumineuse est préférable.

(2)P Les matériaux doivent être directement appliqués sur des surfaces nettoyées conformément à 7.7.2.2 et dégrossies si nécessaires par des moyens mécaniques (voir 7.7.2.3) ; ils ne doivent pas être appliqués par-dessus des surfaces peintes ou à couche primaire réactive.

7.7.2.6 Matériau pré-enduit et finitions appliquées en atelier

(1)P Le premier transformateur doit garantir à la satisfaction du concepteur que l'utilisation d'un matériau pré-enduit ou de finitions appliquées en atelier apporte la protection souhaitée à l'assemblage et compatible avec l'environnement.

NOTE 1 Les matériaux en aluminium peuvent être fournis préalablement peints, en utilisant soit un liquide à base de solvant, soit un processus à sec (revêtement par pulvérisation). La finition peut être appliquée avant la fabrication, sur des matériaux partiellement façonnés, ou après la fabrication. Les revêtements liquides sont habituellement durcis par cuisson au four à haute température. Les revêtements de poudre sont toujours durcis par cuisson au four. Dans les deux cas, les revêtements cuits au four auront amélioré les propriétés en ce qui concerne la dureté et la durabilité par rapport à un revêtement séché à l'air. Ces finitions sont appropriées pour les bandes d'application, les bobines ou les sections extrudées. La couche peut être suffisamment ductile pour permettre une faible déformation sans dégâts, comme par pliage à la presse-plier ou par profilage. L'utilisation de finitions appliquées en atelier et de matériaux pré-enduits fournit généralement un degré de protection acceptable.

NOTE 2 Une protection supplémentaire sur les joints (voir 7.7.3) peut s'avérer nécessaire. Le premier transformateur devra garantir que l'alliage d'aluminium n'est pas sensiblement affaibli par le processus de cuisson.

NOTE 3 La plupart des finitions appliquées en atelier sont durcies par chauffage à environ 200 °C pendant un bref laps de temps, ce qui n'a normalement qu'un très faible effet sur les caractéristiques mécaniques. Il est néanmoins possible que des affaiblissements sensibles se produisent, en fonction de l'alliage, de son état et aussi du profil de température du processus de cuisson. La surveillance thermique de routine est la pratique habituelle, et elle est particulièrement importante avec des sections épaisses, lorsqu'il n'y a plus de risque de durcissement insuffisant ou excessif. Il convient d'établir un rapport sur l'historique thermique du métal sur la base d'un système de surveillance du durcissement approprié.

7.7.3 Protection de surfaces de contact de métal à métal et aux joints boulonnés et rivetés

7.7.3.1 Généralités

(1)P Sur les surfaces de contact de métal à métal, une protection supplémentaire à celle qui est appliquée en 7.7.2 doit être adoptée comme indiqué dans le Tableau 3.8 et comme prescrit par le concepteur. Les procédures du système de protection indiquées dans le Tableau 3.8 doivent être appliquées en respectant les procédures décrites en 7.7.3.2 à 7.7.3.4, en utilisant la notation de procédure utilisée dans le Tableau 3.8. Lorsque des contacts entre métal et métal qui se produisent ne sont pas couverts par le Tableau 3.8, il faudra demander conseil à un spécialiste.

(2) Les procédures telles qu'elles sont définies au Tableau 3.8 s'appliqueront aux zones de contact des pièces de la structure, voir 7.7.3.2; au traitement appliqué aux boulons et aux rivets, voir 7.7.3.3; et aux traitements complémentaires, voir 7.7.3.4.

(3)P Si le concepteur exige le revêtement d'une structure d'acier qui est en contact avec de l'aluminium en tant que moyen de protection de l'acier et de l'aluminium en contact avec lui, le métal pulvérisé doit être de la nuance 1050A.

(4)P Les éléments de toiture et latéraux en tôle d'aluminium doivent être protégés conformément au prEN 508-2:1996.

7.7.3.2 Traitement appliqué sur les zones de contact des éléments de la structure

(1) Procédure O

Aucun traitement ne sera appliqué.

(2) Procédure O/X

Le traitement dépend des états structuraux. Des petites zones de contact et des zones qui sèchent rapidement peuvent être assemblées sans étanchéisation (voir X).

(3) Procédure X

Les deux surfaces de contact doivent être assemblées afin qu'il n'y ait pas de crevasses lorsque de l'eau peut pénétrer. Les deux surfaces de contact, y compris les trous de boulon et de rivet, doivent être nettoyées avant l'assemblage, prétraitées, et recevoir une couche d'apprêt, voir 7.7.2.4, ou un composé de calfeutrage, qui va au-delà de la zone de contact. Les surfaces devront être raccordées pendant que la couche d'apprêt est encore humide. Lorsque des composants pré-peints ou protégés sont assemblés, l'étanchéisation des surfaces de contact ne sera pas forcément nécessaire en fonction de la composition des peintures ou du système de protection employé, de la durée de vie attendue et de l'environnement. La nécessité d'une étanchéisation supplémentaire devra être déterminée après accord avec le concepteur.

(4) Procédure Y

Une isolation électrique totale entre les deux métaux et toutes les fixations doit être garantie par l'insertion de rubans non absorbants, non conducteurs, de joints d'étanchéité et de rondelles, pour empêcher le contact métallique et électrique entre les différents métaux du joint. Il faut prendre soin de garantir qu'il n'y a pas de crevasses entre les matériaux isolants et le métal. L'utilisation d'une couche supplémentaire ou de colmatants peut s'avérer nécessaire.

(5) Procédure Z

Lorsque la procédure Y est requise et le transfert de charge par le joint interdit l'utilisation de matériaux isolants, il convient d'assembler ce joint sans l'utilisation d'éléments isolants, avec l'ensemble de l'assemblage du joint complètement étanchéisé du côté extérieur pour empêcher la pénétration de l'humidité dans les éléments du joint. Ces procédures seront définies après accord avec le concepteur.

7.7.3.3 Traitement appliqué aux boulons et rivets

(1) Procédure 0

Aucun traitement supplémentaire ne sera appliqué.

(2) Procédure 1

Il convient d'utiliser les boulons en aluminium de 7075 ou 2017A non protégés uniquement dans des climats secs ou doux ; autrement, ils doivent être adéquatement protégés.

(3) Procédure 2

Il convient de ne pas utiliser les boulons en aluminium de 7075 ou 2017A, même s'ils sont protégés.

(4) Procédure 3

Des rondelles inertes ou un composant pour joints doivent être appliqués entre les têtes des boulons, les écrous, les rondelles et les matériaux reliés, afin de rendre étanche le joint et d'empêcher l'humidité de pénétrer dans l'interface entre les composants et les fixations. Il convient de prendre soin de garantir que le transfert de charge par le joint ne soit pas affecté négativement par les rondelles ou les composants pour joints.

(5) P Procédure 4

Lorsque le joint n'est pas peint ou revêtu pour d'autres raisons, les têtes de boulons, les écrous et les rivets et les zones environnantes – comme noté ci-dessous - seront protégés par au moins une couche d'apprêt (voir 7.7.2.4), en faisant attention d'obturer toutes les crevasses.

Lorsque des boulons revêtus de zinc sont utilisés, la protection sur le côté en aluminium du joint n'est pas nécessaire.

Lorsque des boulons ou des rivets en aluminium sont utilisés, la protection sur le côté en aluminium du joint n'est pas nécessaire.

Lorsque des boulons en acier inoxydable sont utilisés en combinaison avec des pièces en aluminium et en acier revêtu de zinc, la zone environnante revêtue de zinc du joint doit être protégée de la même manière.

7.7.3.4 Traitements supplémentaires

(1) Procédure a

Si elles ne sont pas peintes pour d'autres raisons, il peut être nécessaire de protéger les pièces métalliques adjacentes de la zone de contact par une couche de peinture adéquate dans les cas où de la crasse peut y être piégée ou de l'humidité peut y être retenue.

(2) Procédure z

Une protection supplémentaire de l'intégralité des pièces structurales revêtues de zinc peut être nécessaire.

(3) Procédure g

La protection de toutes les pièces en aluminium est généralement nécessaire : voir Tableau 3.7.

7.7.4 Joints d'une grande robustesse et résistants au glissement

(1) P Lorsqu'une protection supplémentaire est spécifiée par le concepteur, elle doit respecter 7.7.3 dans la mesure où cela est autorisé par les exigences mécaniques applicables aux surfaces de contact du joint. Lorsque de la résine époxyde a été utilisée, une protection supplémentaire sera inutile, mais lorsqu'un joint sec est utilisé, les bords du joint seront rendus étanches pour empêcher la pénétration de l'humidité (voir 7.7.3.3).

7.7.5 Joints clavetés

(1) P Lorsqu'une protection supplémentaire est spécifiée par le concepteur, elle doit respecter 7.7.3 dans la mesure où cela est autorisé par les exigences et la configuration du joint.

NOTE Une protection supplémentaire peut être prévue en revêtant les surfaces de contact, les trous pour la goupille et la goupille elle-même avec de la graisse réversible à point de fusion élevé.

7.7.6 Joints soudés

(1) P Le système de protection spécifié par le concepteur doit être appliqué conformément à la procédures de 7.7.3.

7.7.7 Joints collés

(1) P Le système de protection spécifié par le concepteur doit être appliqué. On demandera conseil au fabricant de l'adhésif pour s'assurer qu'il n'y aura aucune interaction entre l'adhésif et le système de protection, par exemple le solvant ou les effets de la chaleur.

7.7.8 Contact entre l'aluminium et les matériaux non métalliques

(1) La méthode de protection spécifiée par le concepteur pour éviter les contacts entre l'aluminium et les matériaux non métalliques tels qu'ils sont utilisés dans le secteur du bâtiment doit être appliqué conformément aux exigences relatives à la peinture ou à la procédure de protection en question.

7.8 Inspection et sécurité

(1) Le concepteur ou les représentants des organismes d'inspection et d'essai indépendants qui peuvent être désignés doivent avoir accès à tous les endroits où du travail est effectué, à la fois sur le chantier et dans les locaux de l'entrepreneur. Des installations d'inspection et d'essai du travail seront prévues conformément à la procédure convenue entre le premier transformateur et le concepteur.

NOTE L'attention est attirée sur les exigences réglementaires appropriées qui affectent les opérations requises par la production, la fabrication, le montage et le service.

8 Conception assistée par des essais

8.1 Base

(1) Les dispositions de cette section fourniront des indications aux concepteurs qui peuvent être amenés à participer à des évaluations expérimentales.

(2) Lorsque les modèles de calcul disponibles ne sont pas suffisants pour une certaine structure ou un composant structural, l'évaluation expérimentale doit être entreprise en lieu et place de la conception par calcul ou pour compléter celle-ci.

(3) La vérification expérimentale peut aussi être entreprise si les règles de conception par calcul fournies dans le présent Eurocode aboutissent à des résultats non rentables. Toutefois, les hypothèses prudentes adoptées dans les modèles de calcul spécifiés (destinées à expliquer les influences défavorable du calcul qui ne sont pas expressément prises en compte dans les modèles de calcul spécifiés) ne doivent pas être négligées.

(4) La planification, la réalisation, l'évaluation et la documentation des essais doivent être conformes aux exigences minimales indiquées dans cette section.

(5) Etant donné que les circonstances et les installations d'essai varient considérablement, il convient que les procédures d'essai soient convenues à l'avance par toutes les parties concernées.

8.2 Planification des essais

(1) L'évaluation expérimentale doit être basée sur des modèles de calcul provisoires qui peuvent être incomplets, mais qui relient une ou plusieurs des variables pertinentes au comportement structural soumis à l'examen, si bien que les tendances de base sont adéquatement prédites. L'évaluation expérimentale doit alors être limitée à l'évaluation des termes de correction figurant dans le modèle de calcul provisoire.

(2) Si la prédiction des modèles de calcul ou des modes de défaillance en question qui peuvent être attendus dans les essais est loin d'être fiable, le plan d'essai doit être élaboré sur la base des essais pilotes qui les accompagnent.

(3) Avant la réalisation des essais, un plan d'essai sera rédigé par le concepteur et l'organisme d'essai. Ce plan doit contenir l'objectif des essais et toutes les instructions et d'autres spécifications nécessaires pour la sélection ou la fabrication des éprouvettes, la réalisation et l'évaluation des essais.

(4) Il convient de se référer aux Normes de Référence 14 et 15 (voir l'annexe A) et à l'annexe J qui indiquent comment préparer le plan d'essai.

(5) Le plan d'essai doit aborder les points suivants:

- a) Portée des informations à fournir par les essais (par exemple paramètres requis et plage de validité).
- b) Description de toutes les propriétés des éléments en question qui peuvent influencer sur le comportement à un état limite (par exemple forme de l'élément, rigidité, nuance et qualité de l'aluminium et propriétés pertinentes du matériau, paramètres géométriques et structuraux et leurs tolérances, paramètres soumis à l'influence de la fabrication et des procédures de montage).
- c) Spécifications sur les caractéristiques des éprouvettes (par exemple procédures d'échantillonnage, spécifications dimensionnelles, matériau et fabrication de prototypes, nombre de spécimens, nombre de sous-ensembles, restrictions).
- d) Description des actions dans lesquelles il faut que les éléments réagissent et démontrent les propriétés mentionnées dans (b), (par exemple arrangements de charge, cas de charge, combinaisons de charges).
- e) Spécifications sur les états de charge et d'environnement durant l'essai (par exemple points de chargement, méthodes de chargement, itinéraire de chargement en fonction du temps et de l'espace, températures).
- f) Modes de défaillance et modèles de calcul provisoires avec les variables correspondantes, voir (8.2 (1)).

- g) Arrangements d'essai (y compris des mesures pour garantir une résistance et une rigidité suffisantes des dispositifs de charge et d'appui, et du jeu pour les flèches, etc.).
- h) Détermination des points de surveillance et méthodes d'observation et d'enregistrement (par exemple historique des déformations, des forces, des flèches).
- i) Détermination du type et contrôle de l'application de charge (contrôlée par la contrainte, par la déformation, etc.).

(6)P Tous les détails sur l'échantillonnage ou la fabrication des éprouvettes doivent être rapportés et des mesures seront effectuées sur ces éprouvettes avant que la réalisation des essais ne commence, afin de démontrer que le plan d'essai a été satisfait ; dans le cas contraire, il sera révisé.

8.3 Réalisation des essais

(1)P La réalisation des évaluations expérimentales doit être exclusivement confiée à des organismes dont le personnel est suffisamment compétent et expérimenté dans la planification, la réalisation et l'évaluation des essais.

(2)P Le laboratoire d'essai doit être adéquatement équipé et l'organisme d'essai devra garantir une gestion et une documentation soigneuses de tous les essais.

8.4 Evaluation des essais

(1)P L'évaluation des essais doit prendre en considération le caractère aléatoire de toutes les données.

(2) L'évaluation des essais doit être effectuée en appliquant la méthode décrite dans l'annexe Z de ENV 1993-1-1:1992.

8.5 Documentation

(1)P La documentation suivante doit être fournie dans le rapport d'essai :

- le plan d'essai (y compris toutes révisions éventuelles) ;
- la description et les spécifications de toutes les éprouvettes ;
- des détails sur les montages d'essai ;
- des détails sur la réalisation des essais, et
- les résultats des essais qui sont nécessaires pour l'évaluation d'essai.

Annexe A **(normative)**

Essai relatif au facteur de glissement

L'Annexe A (normative) sera remplacée par une norme européenne « Test on Slip Factors for High Strength Friction Grip Connections in Aluminium » (lorsqu'elle sera disponible)

A.1 Objectif de l'essai

- (1) L'objectif de ce mode opératoire d'essai est de déterminer le facteur de glissement d'une surface de friction après un traitement particulier, impliquant en général un revêtement de surface.
- (2) Le mode opératoire est destiné à garantir qu'il est tenu compte de la possibilité d'une déformation de fluage de la liaison.

A.2 Variables significatives

(1) La validité des résultats de l'essai pour les surfaces revêtues est limitée aux cas où toutes les variables significatives sont semblables à celles des éprouvettes.

(2) Les variables suivantes doivent être considérées comme significatives :

- a) la composition du revêtement, voir A.2 (3) ;
- b) l'épaisseur maximale du revêtement, voir A.3 (5) ;
- c) l'intervalle de temps minimal entre l'application du revêtement et l'application de la charge à la liaison, voir A.2 (4) ;
- d) le mode opératoire de traitement, voir A.2 (5) ;
- e) la qualité du boulon hexagonal, voir A.6 (4).

(3) La composition du revêtement doit être considérée comme incluant aussi la méthode de fabrication et tout diluant utilisé.

(4) Le mode opératoire de cuisson doit être documenté, soit par référence à des recommandations publiées, soit en décrivant le mode opératoire réel.

(5) L'intervalle de temps (en heures) entre les revêtements et l'essai doit être enregistré.

A.3 Éprouvettes

(1) Les éprouvettes doivent être conformes aux précisions dimensionnelles données dans la Figure A.1 a) ou b). Le matériau en aluminium doit être conforme aux EN 573, EN 515, EN 485, EN 586, EN 755, EN 52.1, prEN 132/100, prEN 190/110.

(2) Afin de garantir que les deux plaques intérieures sont de même épaisseur, elles doivent être produites en les découpant consécutivement dans la même pièce et assemblées dans leurs positions relatives d'origine.

(3) Les plaques ne doivent pas avoir de bords découpés thermiquement. Elles doivent être suffisamment plates pour permettre aux surfaces préparées d'être entièrement en contact lorsque les boulons ont été préchargés.

(4)P La précharge dans les boulons doit être mesurée et être égale à la précharge spécifiée pour la dimension et la qualité du boulon utilisé.

(5)P Le traitement de surface et le revêtement spécifiés doivent être appliqués aux surfaces en contact des éprouvettes avec cohérence quant à l'application structurale voulue. L'épaisseur moyenne du revêtement sur la surface en contact des éprouvettes doit être supérieure de 0,05 mm au moins à l'épaisseur moyenne maximale spécifiée pour utilisation dans la structure.

(6)P Les éprouvettes doivent être assemblées de façon que les boulons soient porteurs dans la direction opposée à la traction appliquée.

A.4 Mode opératoire d'essai

(1)P Cinq éprouvettes doivent être mises à l'essai. Quatre essais doivent être effectués selon une mise en charge à vitesse normale (durée de l'essai de 10 à 15 minutes environ). La cinquième éprouvette doit être utilisée pour un essai de fluage.

(2)P Les éprouvettes doivent être essayées dans une machine de traction. Le rapport charge-glissement doit être enregistré.

(3)P Le glissement doit être pris égal au déplacement relatif entre les points adjacents sur une plaque intérieure et une plaque de couverture, dans la direction de la charge appliquée. Il doit être mesuré pour chaque extrémité de l'éprouvette séparément. Pour chacune de ces extrémités, le glissement doit être pris égal à la moyenne de déplacement des deux côtés de l'éprouvette.

(4) La charge de glissement est définie comme la charge à laquelle un glissement de 0,15 mm se produit.

(5)P La cinquième éprouvette doit être chargée avec une charge spécifique égale à 90 % de la charge de glissement moyenne obtenue sur les quatre premières éprouvettes (soit la moyenne de huit valeurs).

(6)P Si, après une durée comprise entre cinq minutes et trois heures après l'application de la charge, les déplacements à chaque extrémité de la cinquième éprouvette n'ont pas augmenté de plus de 0,002 mm, les charges de glissement pour la cinquième éprouvette doivent être déterminées comme pour les quatre premières éprouvettes. Si des déplacements plus importants se produisent, des essais de fluage plus avancés doivent être effectués, voir A.5.

(7)P Si l'écart-type des dix valeurs (obtenues sur les cinq éprouvettes) dépasse 8 % de la valeur moyenne, des éprouvettes supplémentaires doivent être soumises à l'essai. Le total des éprouvettes (y compris les cinq premières) doivent être déterminées à partir de :

$$n \geq (\delta / 3,5)^2 \quad (A.1)$$

où

n est le nombre d'éprouvettes ;

δ est l'écart-type pour les cinq premières éprouvettes (dix valeurs) en pourcentage de la valeur moyenne.

A.5 Essai approfondi de fluage

(1)P Lorsqu'il est nécessaire de procéder à des essais approfondis de fluage, voir A.5 (6), au moins trois éprouvettes (six liaisons) doivent être soumises à l'essai.

(2)P Une charge spécifique doit être appliquée, déterminée en utilisant le facteur de glissement proposé pour l'application structurale considérée.

(3) Une « courbe déplacement – logarithme du temps » doit être tracée (voir Figure A.2) pour démontrer que la charge déterminée en utilisant le facteur de glissement proposé ne causera pas des déplacements supérieurs à 0,3 mm pendant la durée de vie de la structure, qui est de 50 ans, sauf spécification contraire. La « courbe déplacement – logarithme du temps » peut être extrapolée linéaire dès qu'il est possible de déterminer la tangente avec une exactitude suffisante.

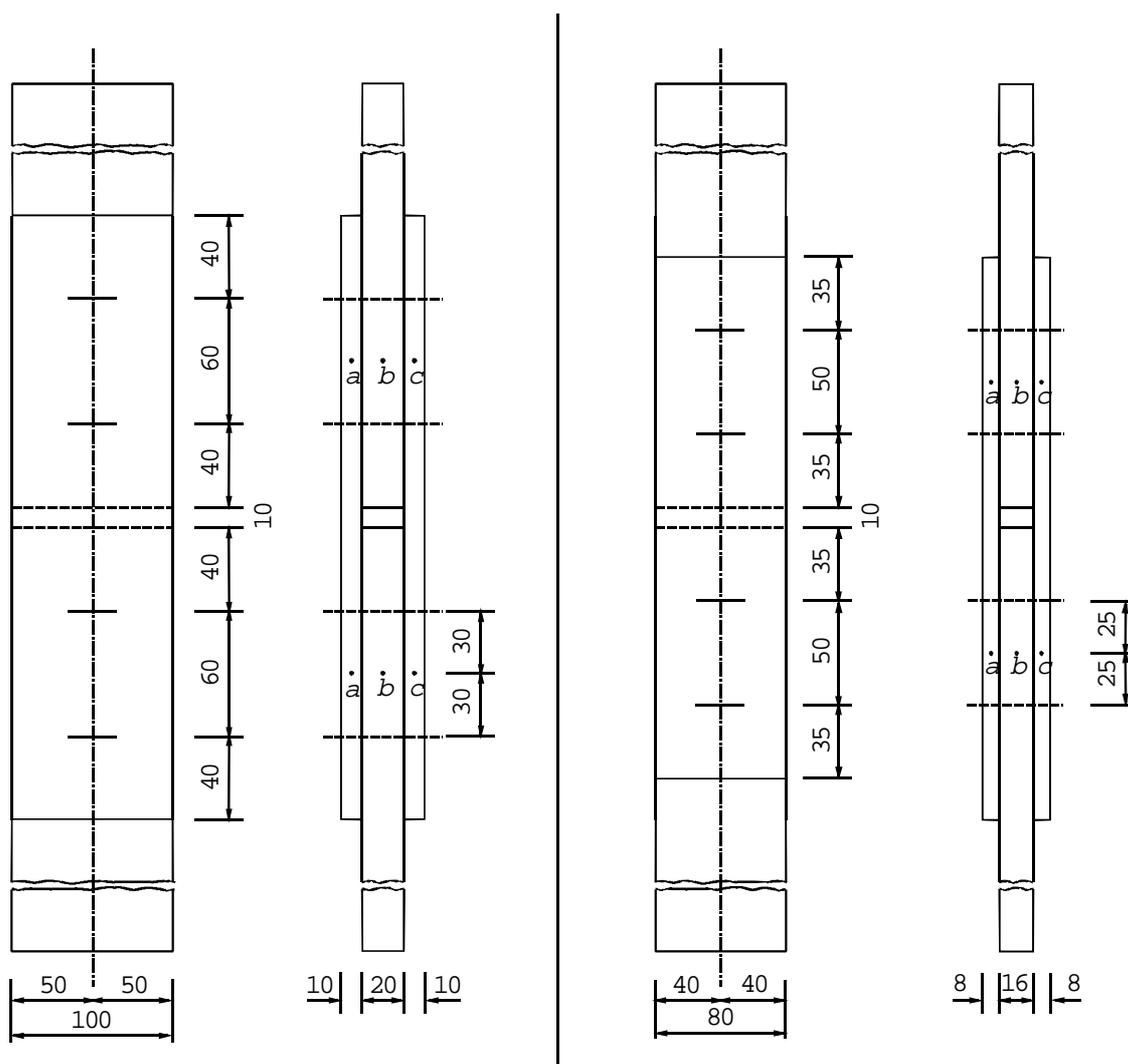
A.6 Résultats d'essai

(1) Le facteur de glissement caractéristique résultant des essais doit être pris égal à la valeur que l'on peut statistiquement obtenir sur 95 % de l'ensemble des éprouvettes.

(2) Pour dix valeurs obtenues sur cinq éprouvettes, la valeur caractéristique peut être prise égale à la valeur moyenne moins 1,83 fois l'écart-type.

(3) Pour l'essai approfondi de fluage, le facteur de glissement caractéristique peut être pris égal à la valeur dont il est démontré qu'elle satisfait à la limite spécifiée de fluage, voir A.5 (3).

(4) Le facteur de glissement déterminé en utilisant des boulons de qualité 10.9 peuvent également être utilisés pour des boulons de qualité 8.8. En variante, il est possible d'effectuer des essais séparés pour les boulons de qualité 8.8. Les facteurs de glissement déterminés en utilisant des boulons de qualité 8.8 ne doivent pas être supposés valides pour les boulons de qualité 10.9.



a) boulons M20 dans des trous de 22 mm de dia. b) boulons M16 dans des trous de 18 mm de dia.

Figure A.1 — Éprouvettes normalisées pour l'essai relatif au facteur de glissement

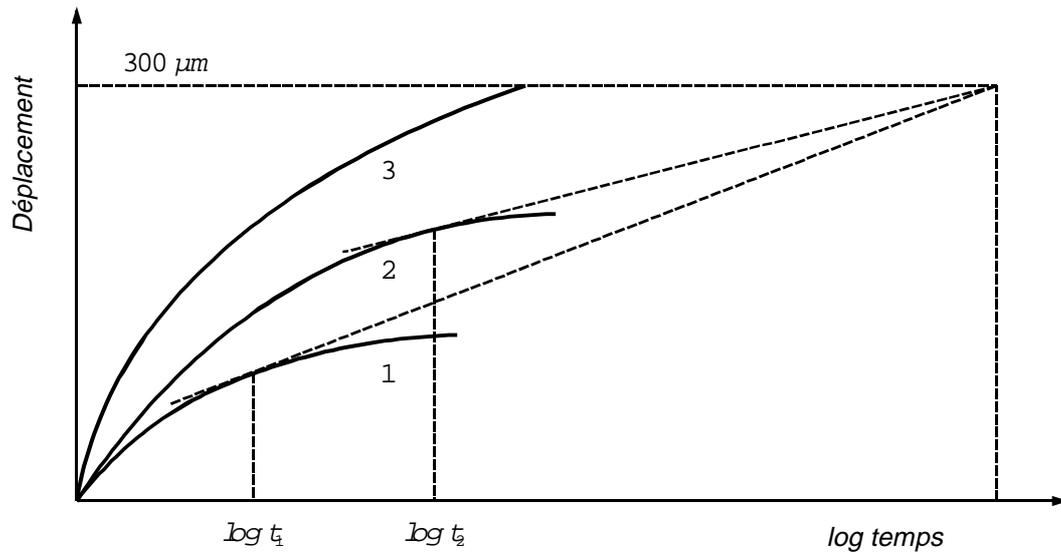


Figure A.2 — Utilisation de la courbe déplacement-logarithme du temps pour un essai approfondi de fluage

Annexe B (informative)

Sélection des matériaux

B.1 Généralités

(1) Le choix d'un matériau approprié en aluminium ou en alliage d'aluminium pour toute application dans le domaine des structures est déterminé par une combinaison de facteurs : résistance, durabilité, propriété physique, soudabilité, formabilité et disponibilité à la fois comme alliage et dans une forme particulière exigée. Les alliages de corroyage et de coulée sont décrits ci-après et sont répartis en alliages susceptibles ou non de traitement thermique.

(2) Les propriétés et les caractéristiques de ces alliages peuvent être comparés en termes généraux dans le Tableau B.1 pour les alliages de corroyage et dans le Tableau B.2 pour les alliages de coulée. Les propriétés et caractéristiques peuvent varier selon l'état de dureté de l'alliage.

(3) Lorsqu'il est nécessaire de faire des raccordements à d'autres métaux, il convient de solliciter un avis spécialisé sur les mesures protectrices nécessaires pour éviter la corrosion galvanique.

B.2 Produits corroyés

B.2.1 Alliages corroyés destinés à un traitement thermique

(1) Dans les alliages de la série 6xxx, les alliages EN AW-6082, EN AW-6061, EN AW-6005A, EN AW-6060, EN et EN AW-6063 conviennent aux applications structurales. Les alliages EN AW-6082, EN AW-6061, EN AW-6005A, EN AW-6060 et EN AW-6063 sont tous de catégorie de durabilité B. Dans les alliages de la série 7xxx, l'alliage EN AW-7020 convient pour les applications structurales générales et est de catégorie de durabilité C.

B.2.1.1 Alliages EN AW-6082 et EN AW-6061

(1) L'EN AW-6082, un des alliages destinés à un traitement thermique les plus largement utilisés, est souvent et dans de nombreux pays le principal alliage de structure pour les applications soudées et non soudées. Il s'agit d'un alliage de haute résistance disponible dans la plupart des formes : extrusions pleines et creuses, plaques, tôles, tubes et pièces forgées. Il est de plus en plus utilisé dans les composants exposés à l'environnement marin. L'EN AW-6061 est aussi un alliage traitable thermiquement souvent utilisé pour les applications soudées et non soudées et disponible sous la forme d'extrusions pleines et creuses et de tubes. Ces deux alliages sont normalement utilisés dans la condition de traitement thermique complet EN AW-6082-T6 et EN AW-6061-T6.

(2) Le choix de ces alliages comme matériaux de structure est fondé sur une combinaison favorable de propriétés : résistance élevée après traitement thermique, bonne résistance à la corrosion, bonne soudabilité par les processus MIG et TIG, bonne formabilité dans l'état de dureté T4 et bonnes propriétés d'usinage. Il est nécessaire de tenir compte de la perte de résistance dans la zone affectée thermiquement (HAZ) des joints soudés. Il est possible de récupérer un degré limité de résistance par un vieillissement naturel après soudage. Lorsque les alliages sont utilisés dans des extrusions, ils se limitent en général à des formes plus épaisses et simples que les autres alliages de la série 6xxx. L'AW-6082 est un alliage courant pour les extrusions, plaques et tôles courantes. L'alliage peut être riveté en utilisant les alliages EN AW-6082, EN AW-5056A ou EN AW-5086 dans l'état de dureté O ou supérieur; les matériaux d'apport pour le soudage sont prescrits dans le prEN 1011-4.

B.2.1.2 Alliages EN AW-6005A

(1) L'alliage EN AW-6005A, également recommandé pour les applications structurales, est disponible dans les formes extrudées seulement et combine une résistance moyenne avec l'aptitude à une extrusion en formes plus complexes que celles que l'on peut obtenir avec l'EN AW-6082 et l'EN AW-6061. Ceci est particulièrement vrai des formes creuses à paroi mince. Comme l'EN AW-6082 et l'EN AW-6061, ces alliages se prêtent au soudage par les processus TIG et MIG et ont une perte de résistance similaire dans la zone affectée thermiquement (HAZ) des joints soudés. Les matériaux d'apport pour souder ces alliages sont prescrits dans le prEN 1011-4.

(2) La résistance à la corrosion des composants soudés et non soudés est similaire ou supérieure à celle de l'EN AW-6082. Les propriétés d'usinage sont similaires à celles de l'EN AW-6082.

Tableau B.1 — Comparaison des caractéristiques générales et d'autres propriétés des alliages de structure

Alliage CEN No	Forme et état de dureté disponibles							Résistance	Résistance à la corrosion	Formabilité	Usinabilité	Soudabilité	Anodisation décorative
	Tôle, bande et plaque	Produits filés			Produits étirés	Pièce forgée	Tube soudé électriquement						
			Tube	Profilé									
EN AW-3103	0	-	-	-	-	-	0	II/IV	I	I/II	III/IV	I	II
EN AW-5083	0	0	0	x	0	0	-	I/II	I	II/IV	II/III	I	I/II
EN AW-5052	0	-	-	-	-	-	-	II/III	I	I/III	II/IV	I	I/II
EN AW-5454	0	-	-	-	-	-	-	II/III	I	I/III	II/IV	I	I/II
EN AW-5754	0	-	-	-	-	0	-	II/III	I	II/IV	II/III	I	I/II
EN AW-6060	-	0	0	0	0	-	-	II/III	II	II/III	II/III	I	I
EN AW-6061	-	0	0	0	0	-	-	II/III	II	II/III	II	I	I/II
EN AW-6063	-	0	0	0	0	-	-	II/III	II	II/III	II/III	I	I/II
EN AW-6005A	-	-	-	0	-	-	-	II	II	III	II	I	I
EN AW-6082	0	0	0	0	0	0	-	I/II	II	II/III	II	I	II
EN AW-7020	0	0	0	x	0	-	-	I	III	III	II	I	II

Légende : 0 Disponible dans une gamme d'états de dureté, les propriétés s'appliquant pour cette gamme
 - Non disponible normalement
 x Sections simples seulement
 I Excellente
 II Bonne
 III Acceptable
 IV Faible

NOTE Ces indications ne sont données qu'à titre d'orientation, chaque classement n'est applicable que dans la colonne concernée et peut varier selon l'état de dureté.

Tableau B.2 — Comparaison des caractéristiques de moulage et d'autres propriétés générales

Alliage de coulée	Forme de moulage			Aptitude au moulage			Résistance	Aptitude à l'usinage		Résistance à la corrosion	Anodisation décorative	Soudabilité
	Désignation	Moulage au sable	Moulage en coquille	Moulage sous pression	Fluidité	Résistance aux criques		Étanchéité à la pression	tel que moulé			
EN AC-42100	●	●		II	I	II	II	-	II	II	IV	II
EN AC-42200	●	●		II	I	II	II	-	II	II	IV	II
EN AC-43200	●	●		I	I	II	III	III	II	III	V	II
EN AC-44100	●	●		I	I	I	IV	IV	-	II/III	V	I
EN AC-51300	●	●		III	IV	IV	IV	I	-	I	I	II

Légende : I Excellente
 II Bonne
 III Acceptable
 IV Faible
 V Non recommandée
 ● Indique la méthode de moulage la plus courante pour chaque alliage.

NOTE 1 Ces indications sont données uniquement à titre d'orientation et chaque classement ne s'applique que dans la colonne concernée.

NOTE 2 Les propriétés varient selon la condition de la pièce moulée.

B.2.1.3 Alliages EN AW –6060 et EN AW –6063

(1) Les alliages EN AW-6060 et EN AW-6063 sont recommandés pour les applications structurales et sont disponibles uniquement sous forme de produits filés et étirés. Ils sont utilisés lorsque la résistance n'est pas d'une importance centrale et doit être adaptée à l'aspect lorsqu'ils offrent une bonne durabilité et une bonne finition de surface ainsi que la possibilité d'être extrudés en formes à paroi mince et en formes complexes. Les alliages sont particulièrement aptes à l'anodisation et à des procédés de finition similaires. Comme les autres alliages de la série 6xxx, ils se prêtent au soudage par les processus MIG et TIG et perdent de leur résistance dans les joints soudés dans la zone affectée thermiquement (HAZ). Les matériaux d'apport pour souder ces alliages sont prescrits dans le prEN 1011-4.

B.2.1.4 Alliages EN AW-7020

(1) Les alliages EN AW-7020 sont recommandés pour les applications structurales soudées et non soudées. Il s'agit d'alliages de haute résistance disponibles sous forme d'extrusions pleines et creuses, de plaques, tôle et tubes. Cet alliage n'est pas aussi facile à produire en extrusions complexes que les alliages de la série 6xxx et n'est pas facilement disponible. Il est normalement utilisé dans la condition de traitement thermique complet EN AW-7020-T6. Il a une meilleure résistance post-soudage que les alliages de la série 6xxx en raison de sa caractéristique de vieillissement naturel. Cependant, cet alliage et d'autres alliages de la série 7xxx sont sensibles aux conditions de l'environnement et leur performance satisfaisante dépend autant de méthodes correctes de fabrication que du contrôle de la composition et des propriétés en traction. Le matériau dans l'état de dureté T4 étant susceptible de corrosion par exfoliation, il convient de ne l'utiliser qu'au stade de la fabrication, à condition que la structure puisse être vieillie artificiellement par la suite. Lorsque aucun traitement thermique n'est appliqué après le soudage, la nécessité de protéger la zone affectée thermiquement (HAZ) doit être vérifiée sur la condition définie en 3.4.3.1. Si un matériau dans la condition T6 est soumis à une opération quelconque induisant un travail à froid comme la flexion, le cisaillement ou la poinçonnage, etc., l'alliage est susceptible de fissuration par corrosion sous contrainte. Il est par conséquent essentiel que l'ingénieur et le fabricant collaborent directement pour définir l'emploi prévu et les conditions de service probables.

B.2.2 Alliages de corroyage non destinés à un traitement thermique

(1) Dans les alliages de la série 5xxx, les alliages EN AW-5052, EN AW-5454, EN AW-5754 et EN AW-5083 sont recommandés pour les applications structurales et sont de catégorie de durabilité I. Un autre alliage non destiné à un traitement thermique, envisagé pour des applications structurales à plus faible contrainte, est l'EN AW-3103, également de catégorie de durabilité I.

B.2.2.1 EN AW-5052, EN AW-5454 et EN AW-5754

(1) Les alliages EN AW-5052, EN AW-5454 et EN AW-5754 conviennent pour les pièces de structure assemblées par soudage ou de façon mécanique et soumises à une contrainte modérée. Les alliages sont ductiles dans la condition de recuit, mais perdent rapidement en ductilité lors du formage à froid. Ils se prêtent au soudage par les processus MIG et TIG en utilisant les matériaux d'apport prescrits dans le prEN 1011-4 et ils présentent une excellente résistance à l'attaque corrosive, en particulier dans une atmosphère marine. Disponibles principalement sous forme de produits laminés, leur teneur réduite en magnésium ne permet d'obtenir que des formes extrudées solides et simples.

(2) Dans les états de dureté supérieurs, les alliages se prêtent aisément à l'usinage. L'EN AW-5754 est l'alliage le plus résistant de la série 5xxx ; il présente une immunité parfaite à la corrosion intergranulaire et à la corrosion sous contrainte.

B.2.2.2 EN AW-5083

(1) L'alliage EN AW-5083 est l'alliage de structure non destiné à un traitement thermique le plus résistant qui existe dans le commerce, y compris pour les applications marines. Il présente de bonnes propriétés à l'état soudé et une excellente résistance à la corrosion dans un environnement marin. A l'état mou, il est ductile, avec de bonnes propriétés de formage, mais il perd de sa ductilité lors du formage à froid et peut devenir dur, avec faible ductilité.

(2) Cependant, dans tous les états de dureté, en particulier les états H32 et H34 (HX), l'alliage est susceptible de corrosion intergranulaire qui, dans certaines circonstances, peut évoluer en fissuration par corrosion sous contrainte sous chargement soutenu. Des états de dureté spéciaux comme l'état H116 ont été mis au point pour réduire cet effet au minimum. Néanmoins, l'utilisation de cet alliage n'est pas recommandé lorsque le matériau doit être soumis à un fort travail à froid et/ou lorsque la température de service prévue est supérieure à 65°C. Dans de tels cas, il convient de choisir en lieu et place l'alliage EN AW-5754.

(3) Toutefois, en cas d'exigence particulière de sélection d'une combinaison d'alliage et d'état de dureté susceptible de fissuration par corrosion sous contrainte en raison des conditions de service, lorsqu'il y a accord entre le producteur et l'acheteur et lorsque cela est indiqué sur la commande, il convient de soumettre ce matériau à un essai de corrosion sous contrainte conformément à des modes opératoires à définir.

(4) L'alliage EN AW-5083 se prête au soudage par les processus MIG et TIG en utilisant les matériaux d'apport prescrits dans le prEN 1011-4, mais, lorsque des matériaux écrouis sont soudés, les propriétés dans la zone affectée thermiquement (HAZ) retourneront à leurs valeurs à l'état de recuit. L'alliage est disponible en plaques, tôles, tubes étirés et pièces forgées. En raison de sa teneur élevée en magnésium, il est particulièrement difficile à extruder en sections creuses ou complexes et se limite donc à des sections pleines simples. Il a de bonnes qualités d'usinage dans tous les états de dureté. Pour le rivetage, l'alliage EN AW-5754-0 ou H32 est suggéré.

B.2.2.3 EN AW-3103

(1) L'alliage EN AW-3103 n'est disponible que sous forme de tôles et de plaques. Il est légèrement plus résistant et plus dur que l'aluminium « pureté commerciale » et a une ductilité et une soudabilité élevée ainsi qu'une bonne résistance à la corrosion.

B.3 Produits moulés

(1) Cinq alliages de coulée sont recommandés pour les applications structurales : trois alliages destinés à un traitement thermique, EN AC-42100, EN AC-42200 et EN AC-43200, et deux alliages non destinés à un traitement thermique, EN AC-44100 et EN AC-51400. Ces alliages sont décrits ci-dessous. Ils peuvent tous être soudés en utilisant les matériaux d'apport prescrits dans le prEN 1011-4, mais certaines combinaisons d'alliages pour produits moulés et corroyés ne sont pas recommandées en raison de la formation d'une fragilité intermétallique.

(2) Les règles de calcul de la Partie 1.1 ne s'appliquent pas aux pièces moulées. Il convient d'utiliser les alliages de coulée décrits ci-après uniquement dans des structures portantes, après avoir effectué des essais adéquats et mis en place de procédures de maîtrise de la qualité dans la production des pièces moulées, avec l'approbation de l'ingénieur.

B.3.1 B.3.1 Alliages de coulée destinés à un traitement thermique EN AC-42100, EN AC-42200 et EN AC-43200

(1) Les alliages EN AC-42100, EN AC-42200 et EN AC-43200 sont tous des alliages du système Al-Si-Mg et sont susceptibles de traitement thermique. Ils conviennent tous pour un moulage au sable ou en coquille mais ne sont pas normalement employés pour un moulage sous pression, sauf lorsque des méthodes avancées de moulage sont utilisées. La résistance la plus élevée est obtenue avec l'EN AC-42200-T6, mais avec une ductilité inférieure à celle de l'EN AC-42100.

(2) L'EN AC-43200 présente la meilleure aptitude au moulage de fonderie, avec résistance acceptable à la corrosion, bonne aptitude à l'usinage et au soudage. L'aptitude au moulage de fonderie des alliages EN AC-42100 et EN AC-42200 est bonne, avec bonne résistance à la corrosion et bonne aptitude à l'usinage et au soudage.

B.3.2 Alliages moulés non destinés à un traitement thermique EN AC-44100 et EN AC-51300

(1) Les alliages EN AC-44100 et EN AC-51300 conviennent pour le moulage au sable ou en coquille mais ne sont pas recommandés pour le moulage sous pression. L'alliage EN AC-44100 présente une excellente aptitude au moulage de fonderie. L'EN AC-51300 présente une aptitude au moulage acceptable, mais convient uniquement pour des formes plus simples. L'EN AC-51300 présente la résistance la plus élevée, une excellente résistance à la corrosion et se prête à l'usinage. L'EN AC-44100 présente une soudabilité meilleure que celle l'EN AC-51300. L'alliage EN AC-51300 se prête à l'anodisation décorative.

Annexe C **(informative)**

Calcul des forces et des moments internes

C.1 Généralités

C.1.1 Analyse globale

- (1) Il convient de déterminer les forces et les moments internes d'une structure isostatique en faisant appel à la statique.
- (2) Les forces et les moments internes d'une structure hyperstatique peuvent en général être déterminés en utilisant :
 - a) soit l'analyse globale élastique (linéaire ou non linéaire) ;
 - b) soit l'analyse globale plastique (avec ou sans durcissement).
- (3) L'analyse globale élastique peut être utilisée dans tous les cas.
- (4) L'analyse globale plastique doit être utilisée là où les sections des éléments répondent aux exigences spécifiques de la classe 1 indiquées en 5.4. Les sections des classes 2, 3 et 4 ne sont pas autorisées. Pour ce qui concerne les sections de la classe 1, il est toujours demandé de vérifier la capacité de déformation en fonction de la ductilité recherchée du projet structurel (voir annexe D).
- (5) Pour de plus amples détails sur les méthodes d'analyse globale, voir annexe D.
- (6) Les hypothèses de calcul concernant les liaisons doivent satisfaire aux exigences spécifiées en C.2.

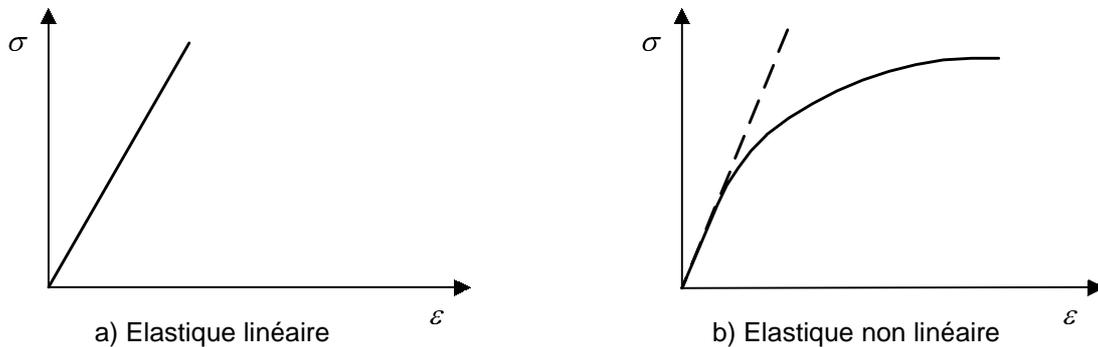
C.1.2 Analyse globale élastique (linéaire)

- (1) Il convient de fonder l'analyse globale élastique (dans le domaine linéaire) sur l'hypothèse que le rapport contrainte-déformation du matériau est linéaire quel que soit le niveau de contrainte (Figure C.1a).
- (2) Cette hypothèse peut être maintenue pour les analyses élastiques de premier ordre et de second ordre (voir C.1.6), même là où la résistance d'une section est fondée sur sa résistance au-delà de la limite d'élasticité.
- (3) Après une analyse élastique de premier ordre, les moments élastiques peuvent être redistribués en modifiant les moments dans tout élément d'une valeur allant jusqu'à 15% du pic du moment élastique dans cet élément, aux conditions suivantes :
 - a) les forces et moments internes dans la structure restent en équilibre avec les charges appliquées, et
 - b) tous les éléments dans lesquels les moments sont réduits ont des sections de Classe 1 ou de Classe 2 (voir 5.4).

C.1.3 Analyse globale élastique (non linéaire)

- (1) Il convient de fonder l'analyse globale élastique (dans le domaine non linéaire) sur l'hypothèse que le rapport contrainte-déformation du matériau est non linéaire. La valeur du module tangent instantané dépend du niveau de contrainte (Figure C.1b).
- (2) Cette hypothèse peut être maintenue pour les analyses élastiques de premier ordre et de second ordre (voir C.1.6), même là où la résistance d'une section est fondée sur sa résistance au-delà de la limite d'élasticité.

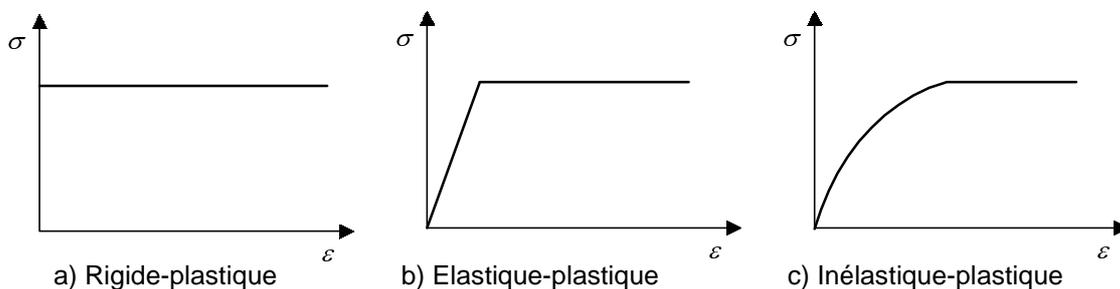
(3) Il convient de prendre en compte, dans la caractérisation de la loi de contrainte-déformation du matériau, le comportement non linéaire réel de l'alliage. Cette description peut être fondée sur les modèles donnés dans l'annexe E.



C.1.4 Analyse globale plastique (sans durcissement)

(1) L'analyse globale plastique (négligeant l'effet de durcissement) peut être réalisée en prenant pour hypothèse les modèles de comportement suivants du matériau :

- Rigide-parfaitement plastique (Figure C.2a)
- Elastique-parfaitement plastique (Figure C.2b)
- Inélastique-parfaitement plastique (Figure C.2c)



(2) Dans le cas où le modèle de comportement « rigide-parfaitement plastique » est utilisé pour le matériau, il est possible de négliger les déformations élastiques des sections, des éléments et des fondations. Les déformations plastiques sont supposées être concentrées au niveau des articulations plastiques.

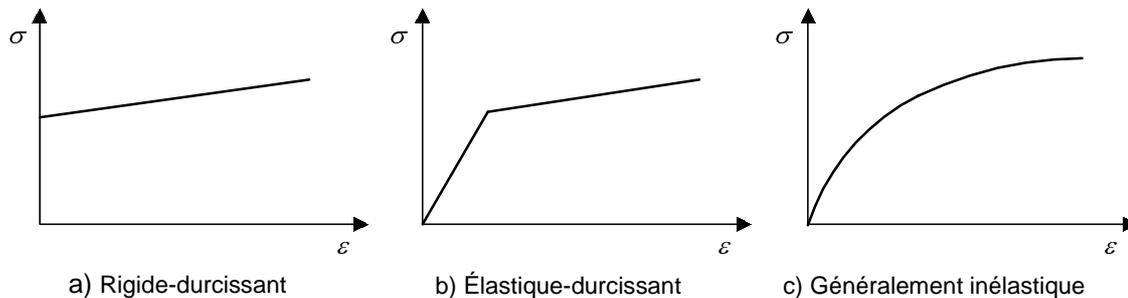
(3) Dans le cas où le modèle de comportement « élastique-parfaitement plastique » est utilisé pour le matériau, le comportement des sections reste parfaitement élastique jusqu'à ce que la contrainte limite élastique soit atteinte dans les fibres les plus fortement sollicitées. La transition au domaine plastique sera plus au moins graduelle selon la condition de chargement et la forme de la section. Les déformations plastiques sont supposées être concentrées au niveau des articulations plastiques.

(4) Dans le cas où le modèle de comportement « inélastique-plastique » est utilisé pour le matériau, le comportement élastique non linéaire réel du matériau et de la section est pris en considération dans l'évaluation des déformations se produisant dans un élément donné avant la formation de l'articulation plastique. Les sections demeurent entièrement élastiques jusqu'à ce que la contrainte dans les fibres les plus fortement sollicitées atteigne la limite d'élasticité. A mesure que les actions internes continuent d'augmenter, la section entre progressivement dans le domaine inélastique, jusqu'à ce que la résistance entièrement plastique soit atteinte.

C.1.5 Analyse globale plastique (avec durcissement)

(1) L'analyse globale plastique qui tient compte de l'effet de durcissement en déformation peut être effectuée en prenant pour hypothèse les modèles de comportement suivants du matériau :

- Rigide-durcissant (Figure C.3a)
- Élastique-durcissant (Figure C.3b)
- Génériquement inélastique (Figure C.3c)



(2) Dans le cas où le modèle de comportement « rigide-durcissant » est utilisé pour le matériau, il est possible de négliger les déformations élastiques des éléments, des sections et des fondations. Les déformations plastiques sont supposées être concentrées au niveau des articulations plastiques. La résistance dans les articulations plastiques continue d'augmenter après que la résistance plastique ait été atteinte. L'analyse cesse lorsqu'une valeur limite donnée de la résistance ou de la déformation est atteinte.

(3) Dans le cas où le modèle de comportement « élastique-durcissant » est utilisé pour le matériau, le comportement des sections demeure élastique jusqu'à ce que la contrainte limite élastique soit atteinte dans les fibres les plus fortement sollicitées. La résistance dans les articulations plastiques continue d'augmenter après que la résistance limite élastique ait été atteinte, sans atteindre une résistance plastique ultime. La transition au domaine plastique sera plus au moins graduelle selon les conditions de chargement et la forme de la section. L'analyse cesse lorsqu'une valeur limite donnée de la résistance ou de la déformation est atteinte. Les déformations plastiques sont supposées être concentrées au niveau des articulations plastiques.

(4) Dans le cas où un modèle de comportement « génériquement inélastique » est utilisé, le matériau et les sections sont décrits respectivement selon le rapport contrainte-déformation réel et le rapport force-déplacement généralisé. La transition du domaine élastique au domaine plastique est graduelle et le fait que l'état limite ultime soit atteint est défini par une valeur limite donnée de la résistance ou de la déformation.

C.1.6 Effet des déformations

(1) Les actions internes peuvent en général être déterminées au moyen :

- a) soit de la théorie de premier ordre, utilisant la géométrie initiale de la structure
- b) soit de la théorie de second ordre, prenant en compte l'influence de la déformation de la structure.

(2) La théorie de premier ordre peut être utilisée pour l'analyse globale dans les cas suivants :

- a) structures non stabilisantes
- b) méthodes de calcul tenant compte indirectement des effets de second ordre.

(3) Il est possible d'utiliser la théorie de second ordre pour l'analyse globale dans tous les cas, sauf lorsqu'une analyse fondée sur des idéalizations de comportement rigide-entièrement plastique ou rigide-durcissant pour les sections est utilisée.

C.1.7 Evaluation du rapport force-déplacement généralisé pour les sections

(1) Il convient que le choix du rapport force-déplacement généralisé pour les sections à utiliser dans l'analyse soit cohérent avec les hypothèses adoptées pour le comportement du matériau (voir Annexe D).

(2) Si un comportement parfaitement plastique est supposé pour le matériau, les rapports force (F) – déplacement (D) généralisés suivants peuvent être supposés pour les sections, selon la forme et les propriétés mécaniques de la section :

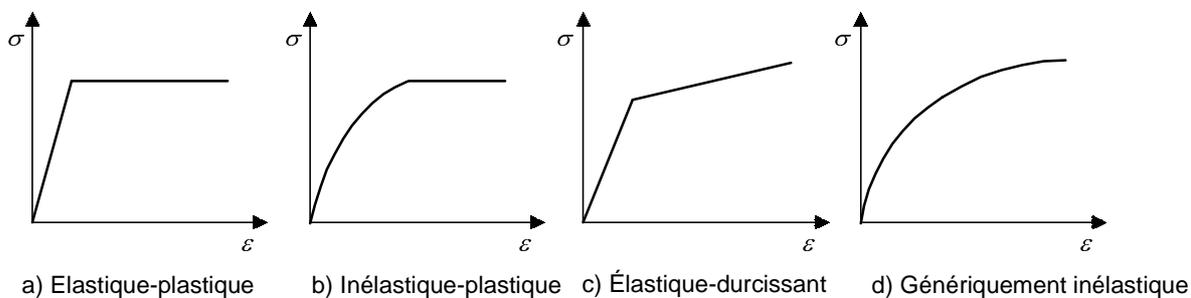
a) Élastique-parfaitement plastique (Figure C.4a)

b) Inélastique-parfaitement plastique (Figure C.4b)

(3) Si un comportement durcissant est supposé pour le matériau, les rapports force – déplacement généralisés suivants peuvent être supposés pour les sections, selon la forme et les propriétés mécaniques de la section :

a) Élastique-durcissant (Figure X.4c)

b) Génériquement inélastique (Figure C.4d)



C.2 Hypothèses de calcul

C.2.1 Base

(1) Il convient que les hypothèses adoptées dans l'analyse globale de la structure soient cohérentes avec le type de comportement des liaisons (voir 6.4).

(2) Il convient que les hypothèses adoptées dans le calcul des éléments soient cohérentes avec la méthode (ou soient prudentes par rapport à la méthode) utilisée pour l'analyse globale, ainsi qu'avec le comportement des liaisons.

(3) Les exigences relatives aux différents types de liaisons sont données en 6.4.

(4) Le Tableau 6.4.1 montre le type de liaison exigé pour les différents types d'encadrement, selon la méthode d'analyse globale utilisée.

(5) Lorsque l'on calcule la charge critique élastique relative à la défaillance d'un cadre en mode oscillation, il convient de prendre en compte les effets de la rigidité réelle des liaisons, indépendamment du fait qu'une analyse élastique ou qu'une analyse plastique est utilisée pour l'analyse globale du cadre.

(6) Lorsque l'on calcule les charges élastiques critiques ou les longueurs de flambement d'un élément, il est possible de prendre en compte de la valeur initiale réelle de la rigidité de la liaison.

C.2.2 Encadrement simple

(1) Dans un encadrement simple, les liaisons entre les éléments sont supposés ne pas développer de moments. Dans l'analyse globale, les éléments peuvent être supposés être réellement clavetés.

(2) Il convient que les liaisons satisfassent aux exigences pour les liaisons essentiellement clavétées (voir 6.4.4.1).

C.2.3 Encadrement continu

(1) Il convient de fonder l'analyse élastique (linéaire ou non linéaire) sur l'hypothèse d'une continuité complète, avec liaisons rigides satisfaisant aux exigences données en 6.4.4.

(2) Il convient de fonder l'analyse rigide-plastique (avec ou sans durcissement) sur l'hypothèse d'une continuité complète, avec liaisons à résistance complète satisfaisant aux exigences données en 6.4.4.

(3) Il convient de fonder l'analyse élastique-plastique (avec ou sans durcissement) sur l'hypothèse d'une continuité complète, avec liaisons rigides entièrement résistantes satisfaisant aux exigences données en 6.4.4.

(4) Il convient de fonder l'analyse inélastique (avec ou sans plateau) sur l'hypothèse d'une continuité complète, avec liaisons rigides entièrement résistantes satisfaisant aux exigences données en 6.4.4.

C.2.4 Encadrement semi-continu

(1) Il convient de fonder l'analyse élastique (linéaire ou non linéaire) sur un rapport de calcul moment-rotation ou force-déplacement prédit de façon fiable pour les liaisons utilisées.

(2) Il convient de fonder l'analyse rigide-plastique (avec ou sans durcissement) sur le moment résistant de calcul de liaisons dont il a été prouvé qu'elles ont une capacité de rotation suffisante, voir l'annexe D.

(3) Il convient de fonder l'analyse élastique-plastique (avec ou sans durcissement) sur le rapport de calcul moment-rotation ou force-déplacement des liaisons, voir 6.4.4.

(4) Il convient de fonder l'analyse inélastique (avec ou sans plateau) sur le rapport de calcul moment-rotation ou force-déplacement des liaisons, voir 6.4.4.

C.3 Système structural

C.3.1 Structures

(1) La portée de l'analyse globale exigée dépend de la forme des structures, comme suit :

a) Éléments structurels simples :

Les poutres à portée unique et les éléments individuels en traction ou en compression sont isostatiques. Les cadres simples triangulés peuvent être isostatiques ou hyperstatiques.

b) Poutres continues et cadres non stabilisants :

Il convient d'analyser les poutres continues et les cadres dans lesquels les effets d'oscillation sont négligeables ou sont éliminés par les moyens appropriés (voir C.5), sous les dispositions appropriées des charges variables afin de déterminer les combinaisons d'actions internes qui sont critiques pour vérifier la résistance des éléments individuels et des liaisons.

c) Cadres stabilisants

Il convient d'analyser les cadres stabilisants (voir C.5) sous les dispositions des charges variables qui sont critiques pour la défaillance en mode oscillation. En outre, il convient aussi d'analyser les cadres stabilisants pour le mode non oscillant tel que décrit en (b).

(2) Il convient d'inclure dans l'analyse globale de tous les cadres les imperfections initiales d'oscillation spécifiées en C.4.3 et les imperfections des éléments lorsque nécessaire, voir C.4.2(4).

C.3.2 Sous-structures

(1) Pour les besoins de l'analyse globale, il est possible de subdiviser la structure en plusieurs sous-structures à condition que :

- l'interaction structurale entre les sous-structures soit modélisée de façon fiable ;
- la disposition des sous-structures soit appropriée pour le système structural utilisé ;
- il soit tenu compte d'effets négatifs possibles de l'interaction entre les sous-structures.

C.3.3 Rigidité des bases

(1) Il convient de tenir compte des caractéristiques de déformation des bases ou d'autres fondations avec lesquels les poteaux ont des liaisons de moment résistant. Il convient d'adopter des valeurs appropriées de la rigidité en rotation dans toutes les méthodes d'analyse globale autre que la méthode rigide-plastique.

(2) Lorsqu'une goupille ou un bras oscillant est utilisé, il convient de prendre la rigidité en rotation de la fondation égale à zéro.

(3) En option, il est aussi possible d'adopter des valeurs plus appropriées de la rigidité en rotation pour représenter la nature semi-rigide de bases essentiellement clavetées.

C.4 Tolérances pour imperfections

C.4.1 Base

(1) Il convient d'incorporer des tolérances appropriées pour couvrir les effets d'imperfections concrètes, y compris les contraintes résiduelles et les imperfections géométriques comme le manque de verticalité, de linéarité et d'adaptation ainsi que les inévitables excentricités mineures présentes dans les liaisons réelles.

(2) Il est possible d'avoir recours à des imperfections géométriques équivalentes qui soient appropriées et dont les valeurs reflètent les effets possibles de tous les types d'imperfections.

(3) Il convient de prendre en compte les effets des imperfections dans les cas suivants :

- a) Analyse globale
- b) Analyse du système d'entretoisement
- c) Conception de l'élément

C.4.2 Méthode d'application

(1) Il convient de prendre en compte les imperfections dans l'analyse en incluant des quantités additionnelles appropriées, y compris les imperfections des cadres, les imperfections des éléments et les imperfections relatives à l'analyse du système d'entretoisement.

(2) Il convient d'inclure dans l'analyse globale de la structure les effets des imperfections des cadres indiqués en C.4.3. Il convient d'utiliser les forces et moments qui en résultent pour le calcul de l'élément.

(3) Il convient d'inclure dans l'analyse du système d'entretoisement les effets des imperfections indiqués en C.4.4. Il convient d'utiliser les forces qui en résultent pour le calcul de l'élément.

(4) Il est possible de négliger les effets des imperfections d'élément (voir C.4.5) lorsque l'on effectue l'analyse globale des cadres, à l'exception des cadres stabilisants (voir C.5.2) dans le cas d'éléments soumis à une compression axiale, qui ont des liaisons de moment résistant et dans lesquels :

$$\bar{\lambda} > 0,5 \sqrt{\frac{A_{fo}}{N_{Ed}}} \quad (\text{C.1})$$

où

N_{Ed} est la valeur de calcul de la force de compression ;

$\bar{\lambda}$ est l'élanement non dimensionnel dans le plan (voir 5.8.4) calculé en prenant une longueur de flambement égale à la longueur du système.

C.4.3 Imperfections structurales pour l'analyse globale

(1) Il convient de tenir compte des effets de l'imperfection pour l'analyse interne du cadre au moyen d'une imperfection géométrique équivalente, sous la forme d'une imperfection d'oscillation initiale Φ déterminée à partir de (voir Figure C.5) :

$$\Phi = k_c k_s \Phi_0 \quad (\text{C.2})$$

où

$$\Phi_0 = 1/200$$

$$k_c = \sqrt{0,5 + 1/n_c} \quad \text{mais } k_c \leq 1,0$$

$$k_s = \sqrt{0,5 + 1/n_s} \quad \text{mais } k_s \leq 1,0$$

où

n_c est le nombre de poteaux par plan ;

n_s est le nombre d'étages.

(2) Il convient de ne pas inclure dans n_c les poteaux portant une charge verticale N_{Ed} inférieure à 50 % de la valeur moyenne de la charge verticale par poteau dans le plan considéré.

(3) Il convient de ne pas inclure dans n_c les poteaux qui ne passent pas dans tous les étages compris dans n_s . Il convient de ne pas inclure, lorsque l'on détermine n_s , les niveaux de plancher et les niveaux de toiture qui ne sont pas reliés à tous les poteaux compris dans n_c . Lorsque plus d'une combinaison de n_c et de n_s satisfait à ces conditions, il est possible d'utiliser en toute sécurité l'une ou l'autre de ces combinaisons.

(4) Ces imperfections d'oscillation initiales s'appliquent dans toutes les directions horizontales, mais ne doivent être prises en compte que dans une seule direction à la fois.

(5) Il convient aussi de prendre en compte les effets possibles de torsion, sur la structure, des oscillations antisismiques sur deux faces opposées.

(6) Il est possible de remplacer les imperfections d'oscillation initiales par un système fermé de forces horizontales équivalentes, voir Figure C.5.

(7) Dans des cadres poutre-poteau, il convient d'appliquer ces forces horizontales équivalentes à chaque niveau de plancher et de toiture et il convient qu'elles soient proportionnelles aux charges verticales appliquées à la structure à ce niveau, voir Figure C.6.

(8) Il convient de déterminer les réactions horizontales sur chaque appui au moyen de l'imperfection d'oscillation initiale et non des forces horizontales équivalentes. En l'absence de charges horizontales réelles, la réaction horizontale nette est égale à zéro.

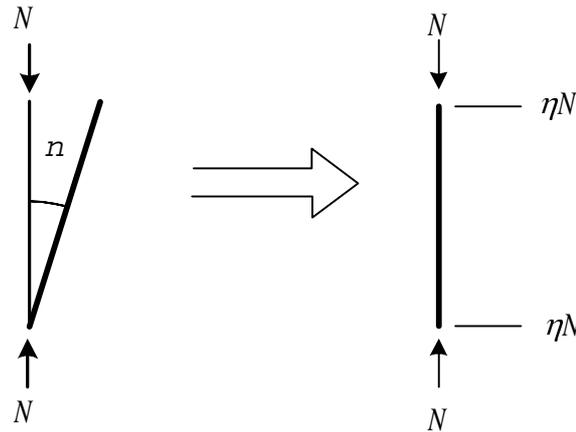


Figure C.5 -

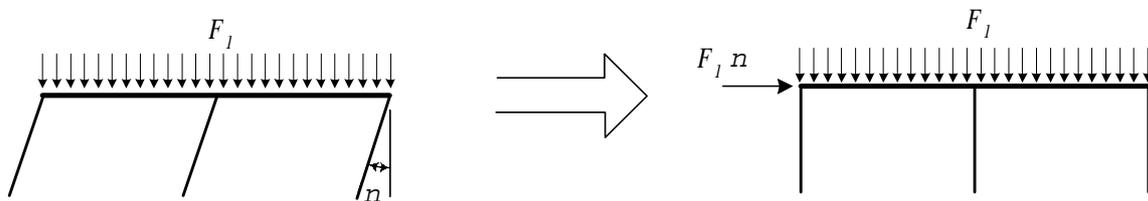


Figure C.6 -

C.4.4 Imperfections pour l'analyse des systèmes d'entretoisement

(1) Il convient de tenir compte des effets des imperfections dans l'analyse des systèmes d'entretoisement qui sont indispensables pour assurer la stabilité latérale dans la longueur des poutres ou des éléments en compression, au moyen d'une imperfection géométrique équivalente des éléments à retenir, sous la forme d'une imperfection initiale :

$$e_0 = \frac{k_r L}{500} \tag{C.3}$$

où

L est la portée du système d'entretoisement ;

$$k_r = \sqrt{0,2 + 1/n_r} \text{ mais } k_r \leq 1,0$$

où n_r est le nombre d'éléments à retenir.

(2) Pour la simplicité, il est possible de remplacer les imperfections de fléchissement initial des éléments à retenir par un système d'entretoisement, par la force stabilisante équivalente indiquée à la Figure C.7.

(3) Lorsqu'un système d'entretoisement est destiné à stabiliser une poutre, il convient d'obtenir la force N de la Figure C.7 à partir de

$$N = M/h \tag{C.4}$$

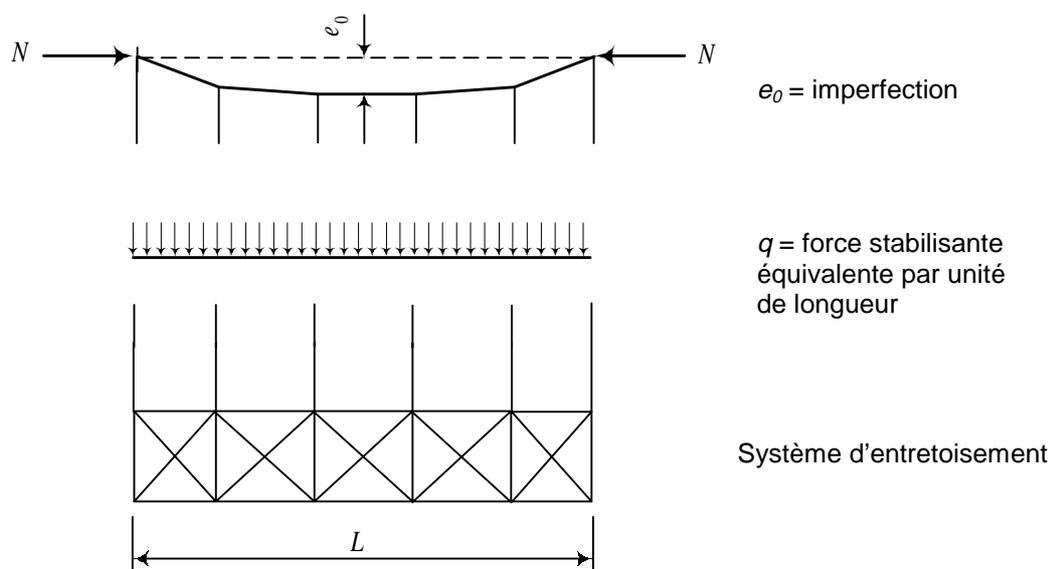
où

M est le moment maximal dans la poutre ;

h est la profondeur totale de la poutre.

(4) Aux points de raccordement des poutres ou des éléments de compression, il convient aussi de vérifier que le système d'entretoisement peut résister à une force locale égale à $k_r N/100$ qui lui est appliquée par chaque poutre ou élément en compression raccordé à ce point, et transmettre cette force aux points adjacents où la poutre ou l'élément en compression est retenu, voir Figure C.8.

(5) Lorsque l'on vérifie cette force locale, il convient aussi d'inclure toute charge extérieure agissant sur le système d'entretoisement, mais les forces résultant de l'imperfection indiquée en (1) peuvent être omises.



La force N est supposée uniforme sur la portée L du système d'entretoisement. Pour une force non-uniforme, cette hypothèse est légèrement conservatrice.

Figure C.7 -

Pour un élément unique en retenue :

$$q = N / 50 L$$

pour ... :

$$q = L / 60 L (l + \sigma)$$

C.4.5 Imperfections des éléments

(1) Il convient normalement d'incorporer les effets des imperfections sur le calcul des éléments en utilisant les formules appropriées pour le flambement données dans le présent Eurocode.

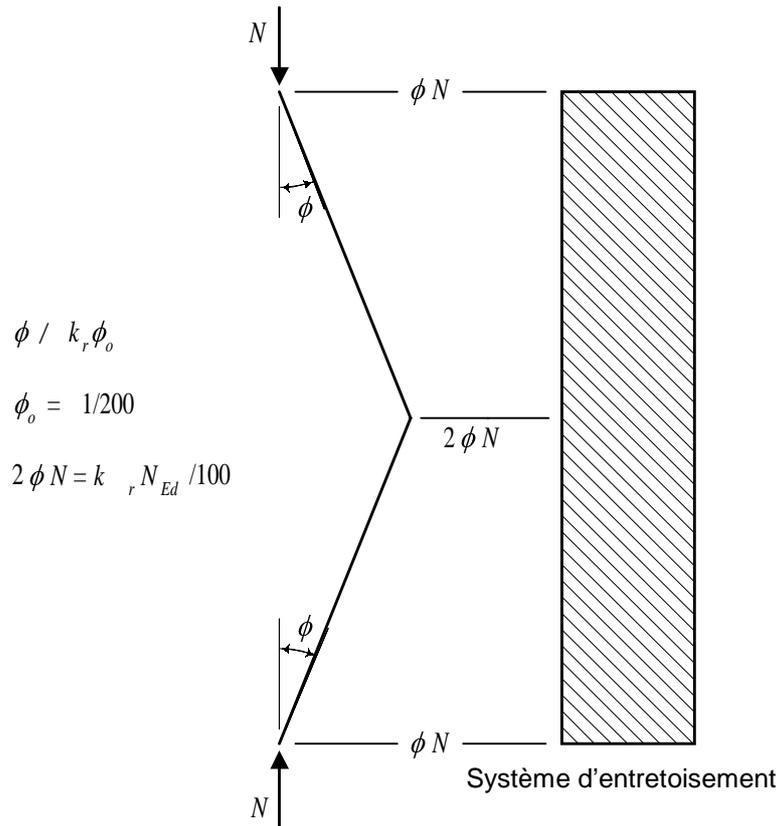


Figure C.8 -

C.5 Stabilité aux oscillations

C.5.1 Rigidité en oscillation

(1) Il convient que toutes les structures aient une rigidité suffisante pour limiter les oscillations latérales. Il est possible de l'obtenir par :

a) la rigidité en oscillation des systèmes d'entretoisement, qui peut être assurée par :

- des cadres triangulés
- des cadres à assemblages rigides
- des murs de contreventement, des noyaux et éléments comparables

b) la rigidité en oscillation des cadres, qui peut être assurée par un ou plusieurs des moyens suivants :

- triangulation
- rigidité des liaisons
- poteaux cantilever

(2) Il est possible d'utiliser des liaisons semi-rigides à la condition que l'on puisse démontrer qu'elles assurent une rigidité fiable en rotation permettant de satisfaire aux exigences de la stabilité de cadre en mode oscillation, voir 6.4.

(3) Les méthodes de calcul relatives aux cadres stabilisants sont indiquées dans l'annexe F.

C.5.2 Classification en cadres stabilisants ou non stabilisants

(1) Un cadre peut être classé comme non stabilisant si sa réponse à des forces horizontales dans le plan est suffisamment rigide pour qu'il soit possible, avec une précision acceptable, de négliger toute action interne supplémentaire découlant des déplacements horizontaux de ses nœuds.

(2) Il convient de classer tout autre cadre comme un cadre non stabilisant et de prendre en compte, dans le calcul du cadre, les déplacements horizontaux de ses nœuds.

(3) Il est possible de classer un cadre comme non stabilisant pour un cas de charge donné si le rapport charge critique élastique V_{Ed}/V_{cr} pour ce cas de charge satisfait au critère suivant :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{cr}} \leq 0,1 \quad (C.5)$$

où

V_{Ed} est la valeur de calcul de la charge verticale totale ;

V_{cr} est la valeur critique élastique pour la défaillance en mode oscillation.

(4) Il est possible de classer comme non stabilisants les cadres plans de type poutre-poteau dans des structures de bâtiments où les poutres relient chaque poteau à chaque niveau d'étage (voir Figure C.9), pour un cas de charge donné, si le critère suivant est satisfait. Lorsque une théorie de premier ordre est utilisée, il convient que les déplacements horizontaux dans chaque étage dû à la charge de calcul (à la fois horizontale et verticale), plus l'imperfection d'oscillation initiale (voir C.4.3) appliquée sous la forme de forces horizontales équivalentes, satisfassent au critère suivant :

$$\frac{\delta}{h} \frac{V}{H} \leq 0,1 \quad (C.6)$$

où

δ est le déplacement horizontal au sommet de l'étage, par rapport au bas de l'étage ;

h est la hauteur de l'étage ;

H est la réaction horizontale totale au bas de l'étage ;

V est la réaction verticale totale au bas de l'étage.



Figure C.9 -

C.5.3 Classification des cadres en cadres entretoisés ou non entretoisés

- (1) Il est possible de classer un cadre comme étant entretoisé si sa résistance aux oscillations est assurée par un système d'entretoisement ayant une réponse aux charges horizontales dans le plan suffisamment rigide pour qu'il soit possible de supposer, avec une précision acceptable, que le système d'entretoisement résiste à toutes les charges horizontales.
- (2) Il est possible de classer un cadre comme étant entretoisé si le système d'entretoisement réduit ses déplacements horizontaux d'au moins 80 %.
- (3) Il est possible de traiter un cadre entretoisé comme étant entièrement supporté latéralement.
- (4) Il convient de prendre en compte, dans le calcul du système d'entretoisement, les effets des imperfections d'oscillation initiales (voir C.4.3).
- (5) Il est possible de traiter les imperfections d'oscillations initiales (ou les forces horizontales équivalentes, voir C.4.3), plus toute charge horizontale appliquée à un cadre entretoisé, comme affectant uniquement le système d'entretoisement.
- (6) Il convient de concevoir le système d'entretoisement de façon à ce qu'il résiste :
 - à toute charge horizontale appliquée aux cadres dont il assure l'entretoisement,
 - à toute charge horizontale ou verticale appliquée directement au système d'entretoisement,
 - aux effets des imperfections d'oscillations initiales (ou des forces horizontales équivalentes) provenant du système d'entretoisement lui-même et de tous les cadres dont il assure l'entretoisement.
- (7) Lorsque le système d'entretoisement est un cadre ou une sous-structure, il peut être soit stabilisant, soit non stabilisant, voir C.5.2.
- (8) Lorsque l'on applique le critère indiqué en C.5.2(3) à un cadre ou à une sous-structure agissant comme système d'entretoisement, il convient aussi d'inclure la charge verticale totale agissant sur tous les cadres dont il assure l'entretoisement.
- (9) Lorsque l'on applique le critère indiqué en C.5.2(4) à un cadre ou à une sous-structure agissant en tant que système d'entretoisement, il convient aussi d'inclure la charge horizontale et verticale totale agissant sur tous les cadres dont il assure l'entretoisement, plus l'imperfection d'oscillation initiale appliquée sous la forme des forces horizontales équivalentes provenant du système d'entretoisement lui-même et de tous les cadres dont il assure l'entretoisement.

Annexe D (informative)

Méthodes d'analyse globale

D.1 Généralités

- (1) Pour la classification générale des méthodes de calcul relatives aux structures, se reporter à l'article 5.2.1.
- (2) Selon que le comportement structural de l'élément est connu ou non, les méthodes d'analyse sont réparties entre :
 - a) Méthodes qui s'appliquent à la structure considérée comme un assemblage d'éléments structurels simples (poutres, poteaux, plaques, etc.) dont le comportement structural individuel est entièrement connu.
 - b) Méthodes qui exigent une fragmentation de la structure en éléments finis, dont le comportement structural individuel est défini au moyen d'une idéalisation numérique adaptée.
- (3) Les méthodes d'analyse globale relevant du point a) ci-dessus sont les suivantes (voir 5.2.1) :
 - Analyse de comportement élastique linéaire
 - Analyse de comportement rigide-parfaitement plastique
 - Analyse de comportement élastique-parfaitement plastique
 - Analyse de comportement rigide-durcissant
 - Analyse de comportement élastique-durcissant
- (4) Toutes les méthodes d'analyse énumérées ci-dessus sont fondées sur l'assemblage d'éléments simples pour lesquels il est possible d'exprimer la rigidité nodale ou la déformabilité par le biais de relations de forme fermée.
- (5) Des déformations plastiques sont considérées comme concentrées dans des sections uniques (sections d'extrémité, sections sous charge, changements de sections, etc.) sous la forme d'une articulation plastique. Dans deux de ces sections, le comportement demeure parfaitement élastique. Pour cette raison, toutes les méthodes d'analyse énumérées ci-dessus, à l'exception de l'analyse élastique linéaire, sont qualifiées ci-après de « méthodes d'analyse de l'articulation plastique ». Pour plus de précisions sur l'application de ces méthodes voir la section D.3.
- (6) Les méthodes d'analyse globale qui relèvent du point b) ci-dessus sont les suivantes (voir 5.2.1) :
 - Analyse de comportement élastique non-linéaire
 - Analyse de comportement inélastique-parfaitement plastique
 - Analyse génériquement inélastique
- (7) Ces méthodes permettent de prendre en compte le comportement inélastique réel de la structure, avec un degré de précision qui augmente à mesure que le degré de fragmentation en éléments discrets augmente. En particulier, on peut prendre pour hypothèse que l'approche génériquement inélastique donne une représentation fiable du comportement structural par rapport à l'évaluation tant de la capacité portante que de la ductilité recherchée (voir section D.2).

(8) Quelle que soit la méthode d'analyse utilisée, les hypothèses sur le rapport force-déplacement généralisé pour les sections doivent être cohérentes avec l'hypothèse sur la loi de contrainte-déformation du matériau. Les combinaisons possibles sont indiquées dans le Tableau D.1, pour des sections soumises à une charge axiale et à la flexion.

Tableau D.1 — Relation entre modèles du comportement du matériau et de la section

Loi relative au matériau (voir section 5.2.1)	Rapport force-déplacement généralisé	
	Sections sous charge axiale ($N-\varepsilon$)	Sections en flexion ($M-\chi$)
Élastique linéaire	Élastique linéaire	Élastique linéaire
Élastique non-linéaire	Élastique non-linéaire	Élastique non-linéaire
Rigide-plastique	Rigide-plastique	Rigide-plastique
Rigide-durcissant	Rigide-durcissant	Rigide-durcissant
Elastique-plastique	Elastique-plastique	Inélastique-plastique Elastique-plastique (pour $\alpha_0 < 1,2$)
Elastique-durcissant	Elastique-durcissant	Génériquement inélastique Elastique-durcissant (pour $\alpha_0 < 1,2$)
Inélastique-plastique	Inélastique-plastique	Inélastique-plastique
Génériquement inélastique	Génériquement inélastique	Génériquement inélastique

D.2 Évaluation de la ductilité recherchée

(1) Les règles données dans le présent article ne s'appliquent qu'aux structures composées de sections de classe 1 (voir Annexe H), c'est-à-dire aux structures pour lesquelles la ruine se produit en raison de la déformation ultime atteinte dans un certain nombre de sections. Les structures dont les sections sont de classe 2, 3, ou 4 ne sont pas couvertes par les règles suivantes, sauf si l'on tient spécifiquement compte de l'effet des phénomènes de flambement local pour l'évaluation tant de la capacité portante que de la ductilité existante.

(2) L'évaluation de la ductilité recherchée d'un projet structurel sous les actions de calcul peut être :

- a) rigoureuse, ou
- b) conventionnelle

selon qu'un système de déplacements ou de forces est appliqué à la structure.

(3) Si un système de déplacements est appliqué à la structure, indépendamment de sa capacité de résistance, la ductilité recherchée peut être rigoureusement évaluée comme la valeur maximale d'un paramètre de déformation que la structure doit pouvoir atteindre sous un processus donné de chargement dans lequel un paramètre de déplacement générique est pris comme variable indépendante.

(4) Si la structure est chargée par l'application d'un système de forces qui augmente jusqu'à la ruine, la ductilité recherchée serait théoriquement infinie. Par conséquent, il est nécessaire d'établir une définition conventionnelle ; pour une structure générique en treillis ou poutres, ceci est possible selon les critères suivants (voir Figure D.1) :

- a) La ductilité recherchée est définie comme la rotation requise dans l'articulation plastique la plus développée lorsque le mécanisme de ruine est atteint. La structure est supposée manifester une plasticité concentrée qui est résolue au moyen de l'une des méthodes d'analyse des articulations plastiques énumérées dans l'article précédent. Si une longueur pratique de l'articulation plastique est adoptée par hypothèse, la déformation maximale requise peut être évaluée.

- b) La ductilité recherchée est définie comme la rotation requise dans l'articulation plastique la plus développée lorsque l'idéalisation de cette articulation plastique donne la même capacité portante que celle prévue par une méthode d'analyse génériquement inélastique plus raffinée appliquée sur un modèle de fragmentation. La structure est supposée manifester une plasticité concentrée qui est résolue au moyen de l'une des méthodes d'analyse des articulations plastiques énumérées dans l'article précédent.
- c) La ductilité recherchée est définie a priori comme une fonction de la déformation élastique maximale de l'alliage. La capacité portante correspondante peut être évaluée par l'analyse des articulations plastiques en utilisant une valeur modifiée de la limite d'élasticité apparente afin de prendre en compte le comportement réel de l'alliage en termes de ductilité et de durcissement (voir D.3).
- (5) Les exigences en matière de ductilité mentionnées en (4) doivent être conformes aux caractéristiques de déformation d'alliage indiquées dans l'annexe A.

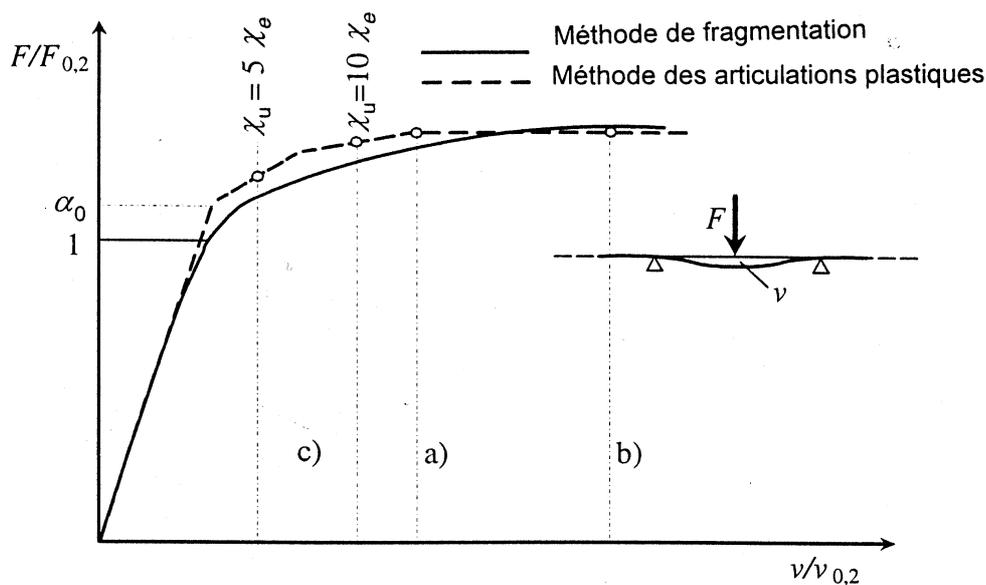


Figure D.1 – Evaluation conventionnelle de la ductilité recherchée

D.3 Application des méthodes d'analyse des articulations plastiques

- (1) Les méthodes d'analyse des articulations plastiques sont applicables à condition que la ductilité structurale soit suffisante pour permettre le développement du mécanisme plastique intégral.
- (2) En règle générale, lorsque la méthode d'analyse des articulations plastiques est appliquée en prenant en considération le comportement élastique-parfaitement plastique du matériau, la ductilité recherchée du projet structurel doit être évalué selon l'un des critères indiqués en D.2 (4) a) et b), en retenant le plus rigoureux.
- (3) Lorsque l'application des critères susmentionnés conduit à des valeurs de la ductilité qui sont incompatibles avec la capacité de déformation de l'alliage et lorsque le comportement de l'alliage au durcissement doit être pris en compte, les méthodes d'analyse des articulations plastiques peuvent alors être appliquées en prenant pour hypothèse la définition de la ductilité recherchée donnée au point (4) c) de la section D.2. En ce cas, la valeur de la limite d'élasticité apparente f_y à utiliser dans l'analyse doit être corrigée. En général, f_y est mise sous la forme :

$$f_y = \eta f_{0,2} \quad \text{si} \quad \eta f_{0,2} \leq f_t / \gamma_M$$

$$f_y \leq f_t / \gamma_M \quad \text{si} \quad \eta f_{0,2} > f_t / \gamma_M$$

où

η est un paramètre numérique qui dépend du facteur de forme géométrique α_0 ainsi que de la ductilité existante conventionnelle du matériau ;

γ_M est le facteur de sécurité partielle du matériau.

(4) Si un comportement élastique ou rigide-parfaitement plastique est supposé pour le matériau, la méthode d'analyse des articulations plastiques doit être appliquée en prenant pour hypothèse, pour la section générique, un moment ultime obtenu par

$$M_u = \alpha_0 f_y W = \alpha_0 \eta f_{0,2} W$$

η étant le facteur de correction défini plus haut.

(5) Si un comportement élastique ou rigide-durcissant est supposé pour le matériau, la méthode d'analyse des articulations plastiques doit être appliquée en prenant pour hypothèse, pour la section générique, un moment d'élasticité conventionnel correspondant au début du durcissement en déformation, donné par

$$M_u = \alpha_0 f_y W = \alpha_0 \eta f_{0,2} W$$

η étant le facteur de correction précédemment défini.

Le moment ultime doit être calculé au moyen de l'expression

$$M_u = \alpha_\xi f_y W = \alpha_\xi \eta f_{0,2} W$$

ξ étant égal à 5 ou 10 selon la caractéristique de ductilité de l'alliage (pour la définition de α_5 et α_{10} , se reporter à l'annexe H).

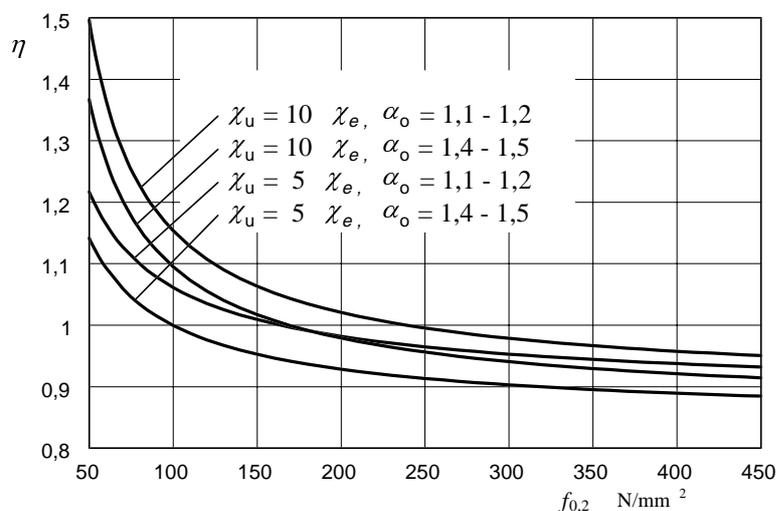


Figure D.2 -

(6) Le coefficient de correction η est adapté de façon que l'analyse des articulations plastiques donne la capacité portante réelle de la structure, selon la ductilité disponible de l'alliage. En général, η est exprimé par

$$\eta = \frac{1}{a + b f_{0,2}^c} \quad (f_{0,2} \text{ en N/mm}^2)$$

Pour des structures composées de poutres en flexion, les coefficients a , b , c de cette équation sont donnés dans le tableau D.2.

(7) La ductilité recherchée conventionnelle (voir D.2(4) c)) peut être définie par le biais de la courbure ultime conventionnelle $\chi_u = 5$ ou $10_{\chi_{el}}$ (voir annexe H). La courbure ultime conventionnelle doit être choisie selon les propriétés de ductilité de l'alliage. Ceci peut être réalisé conformément au Tableau D.3 (voir aussi la Figure D.3).

Tableau D.2 — Valeurs des coefficients a , b et c

Coefficients de la loi $\eta = 1/[a + b f_{0,2}^c]$	$(\alpha_0 = 1,4 - 1,5)$		$(\alpha_0 = 1,1 - 1,2)$	
	$\chi_u = 5 \chi_e$	$\chi_u = 10 \chi_e$	$\chi_u = 5 \chi_e$	$\chi_u = 10 \chi_e$
a	1,2	1,18	1,15	1,13
b	-5	-8,4	-4,4	-11
c	-0,7	-0,75	-0,66	-0,81

(8) Du point de vue de la ductilité, deux groupes d'alliage sont définis selon que les limites de la courbure conventionnelle susmentionnée sont atteintes ou non :

- Alliages fragiles,
 si la déformation ultime en traction est suffisante pour développer une courbure ultime de flexion $\chi_u = 5 \chi_e$.
- Alliages ductiles,
 si la déformation ultime en traction est suffisante pour développer une courbure ultime en flexion $\chi_u \geq 10 \chi_e$.

Les valeurs de déformation correspondant à $\chi_u = 5 \chi_e$ et $10 \chi_e$ sont indiquées dans le tableau D.3 en fonction de la limite d'élasticité apparente $f_{0,2}$. Si des valeurs intermédiaires de la courbure ultime sont supposées, l'interprétation linéaire s'applique.

(9) Le facteur de sécurité global évalué par le biais de méthodes d'analyse des articulations plastiques appliquées avec $\eta < 1$ ne doit pas être supérieur à celui qui est évalué par le biais d'une analyse élastique linéaire. Toutefois, si c'est le cas, les résultats de l'analyse élastique doivent être pris en compte.

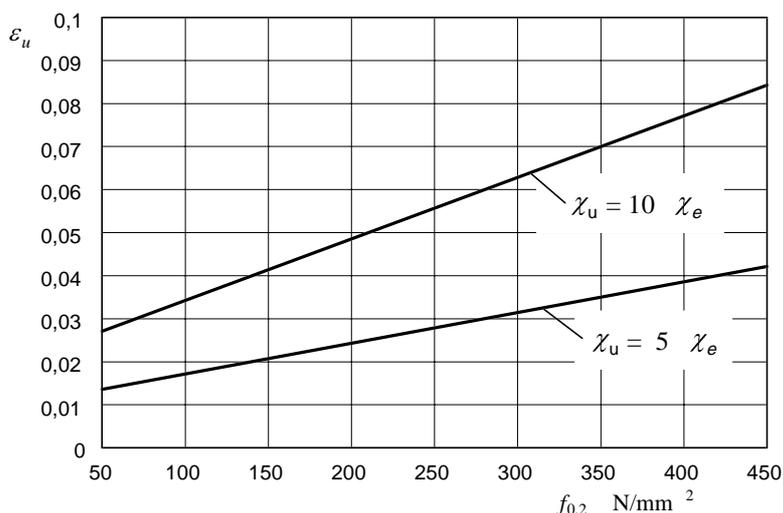


Figure D.3 -

Tableau D.3 — Valeurs du coefficient de correction η

$f_{0,2}$ (N/mm ²)	$\chi_u = 5\chi_e$ $\alpha_0 = 1,4 - 1,5$	$\chi_u = 10\chi_e$ $\alpha_0 = 1,4 - 1,5$	$\chi_u = 5\chi_e$ $\alpha_0 = 1,1 - 1,2$	$\chi_u = 10\chi_e$ $\alpha_0 = 1,1 - 1,2$
50	1,14172	1,36725	1,21714	1,49615
60	1,09325	1,26786	1,16437	1,36657
70	1,05945	1,20272	1,12740	1,28451
80	1,03440	1,15652	1,09989	1,22769
90	1,01502	1,12193	1,07852	1,18590
100	0,99953	1,09498	1,06139	1,15380
110	0,98682	1,07335	1,04730	1,12833
120	0,97620	1,05558	1,03549	1,10760
130	0,96717	1,04069	1,02542	1,09038
140	0,95938	1,02801	1,01672	1,07583
150	0,95258	1,01709	1,00912	1,06337
160	0,94660	1,00756	1,00241	1,05256
170	0,94128	0,99917	0,99644	1,04309
180	0,93653	0,99172	0,99109	1,03473
190	0,93224	0,98505	0,98626	1,02728
200	0,92835	0,97905	0,98187	1,02060
210	0,92481	0,97362	0,97787	1,01457
220	0,92157	0,96868	0,97420	1,00911
230	0,91859	0,96415	0,97082	1,00412
240	0,91584	0,96000	0,96770	0,99956
250	0,91329	0,95617	0,96481	0,99537
260	0,91093	0,95263	0,96211	0,99150
270	0,90872	0,94934	0,95960	0,98792
280	0,90666	0,94628	0,95725	0,98459
290	0,90473	0,94342	0,95505	0,98150
300	0,90291	0,94075	0,95297	0,97861
310	0,90121	0,93824	0,95102	0,97590
320	0,89959	0,93588	0,94918	0,97336
330	0,89807	0,93366	0,94743	0,97097
340	0,89663	0,93156	0,94578	0,96872
350	0,89527	0,92958	0,94421	0,96660
360	0,89397	0,92770	0,94272	0,96459
370	0,89274	0,92591	0,94130	0,96269
380	0,89156	0,92422	0,93995	0,96089
390	0,89044	0,92261	0,93866	0,95917
400	0,88937	0,92107	0,93742	0,95754
410	0,88834	0,91961	0,93624	0,95599
420	0,88736	0,91821	0,93511	0,95451
430	0,88643	0,91687	0,93403	0,95309
440	0,88553	0,91558	0,93298	0,95174
450	0,88466	0,91436	0,93198	0,95045

Tableau D.4 — Valeurs de la déformation ultime ε_u

$f_{0,2}$ (N/mm ²)	$\chi_u = 5\chi_e$ $\alpha_0 = 1,4 - 1,5$	$\chi_u = 10\chi_e$ $\alpha_0 = 1,4 - 1,5$
50	0,01357	0,02714
60	0,01429	0,02857
70	0,01500	0,03000
80	0,01571	0,03143
90	0,01643	0,03286
100	0,01714	0,03429
110	0,01786	0,03571
120	0,01857	0,03714
130	0,01929	0,03857
140	0,02000	0,04000
150	0,02071	0,04143
160	0,02143	0,04286
170	0,02214	0,04429
180	0,02286	0,04571
190	0,02357	0,04714
200	0,02429	0,04857
210	0,02500	0,05000
220	0,02571	0,05143
230	0,02643	0,05286
240	0,02714	0,05429
250	0,02786	0,05571
260	0,02857	0,05714
270	0,02929	0,05857
280	0,03000	0,06000
290	0,03071	0,06143
300	0,03143	0,06286
310	0,03214	0,06429
320	0,03286	0,06571
330	0,03357	0,06714
340	0,03429	0,06857
350	0,03500	0,07000
360	0,03571	0,07143
370	0,03643	0,07286
380	0,03714	0,07429
390	0,03786	0,07571
400	0,03857	0,07714
410	0,03929	0,07857
420	0,04000	0,08000
430	0,04071	0,08143
440	0,04143	0,08286
450	0,04214	0,08429

Annexe E (informative)

Modèles analytiques relatifs au rapport contrainte-déformation

E.1 Domaine d'application

(1) La présente annexe fournit les modèles pour l'idéalisation du rapport contrainte-déformation des alliages d'aluminium. Ces modèles sont conçus pour rendre compte du comportement élastique-durcissant réel de tels matériaux.

(2) Les modèles proposés ont des niveaux de complexité différents selon la précision de calcul requise.

E.2 Modèles analytiques

(1) Il est possible de caractériser analytiquement le rapport contrainte (σ) - déformation (ε) d'un alliage d'aluminium au moyen de l'un des modèles suivants :

- Modèles par morceaux
- Modèles continus

(2) Les paramètres numériques qui définissent chaque modèle doivent être étalonnés sur la base des propriétés mécaniques réelles du matériau. Il convient de les obtenir par un essai de traction approprié ou, en variante, sur la base des valeurs nominales données dans la section 3 pour chaque alliage.

E.2.1 Modèles par morceaux

(1) Ces modèles sont fondés sur l'hypothèse que la loi σ - ε du matériau est décrite au moyen d'une courbe multilinéaire dont chaque branche représente respectivement la région élastique, inélastique et plastique, avec ou sans durcissement.

(2) Selon cette hypothèse, la caractérisation du rapport contrainte-déformation peut en général être effectuée en utilisant :

- soit un modèle bilinéaire avec et sans durcissement (Figure E.1) ;
- soit un modèle tri-linéaire avec et sans durcissement (Figure E.2).

E.2.1.1 Modèle bilinéaire

(1) Lorsque un modèle bilinéaire avec durcissement est utilisé (Figure E.1a), les relations suivantes peuvent être présumées :

$$\sigma = E\varepsilon \text{ pour } 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_p$$
$$\sigma = f_p + E_1 (\varepsilon - \varepsilon_p) \text{ pour } \varepsilon_p < \varepsilon \leq \varepsilon_{max}$$

où

- f_p = limite élastique proportionnelle ;
- ε_p = déformation correspondant à la contrainte f_p ;
- ε_{max} = déformation correspondant à la contrainte f_{max} ;

E = module d'élasticité ;

E_1 = module de durcissement

(2) Dans le cas où le modèle « élastique-parfaitement plastique » est pris pour hypothèse (Figure E.1b), le matériau demeure parfaitement élastique jusqu'à la contrainte limite élastique f_p . Il convient de prendre en considération les déformations plastiques sans durcissement ($E_1 = 0$) jusqu'à ε_{max} .

(3) En l'absence d'une évaluation plus précise des paramètres indiqués ci-dessus, il est possible d'adopter par hypothèse, pour les deux modèles des Figures E.1a) et b), les valeurs suivantes :

f_p = valeur nominale de $f_{0,2}$ (voir section 3)

f_{max} = valeur nominale de f_u (voir section 3)

ε_{max} = $0,5 \varepsilon_u$

ε_u = valeur nominale de la déformation ultime (voir section 3)

ε_p = $f_{0,2}/E$

E_1 = $(f_u - f_{0,2})/(0,5 \varepsilon_u - \varepsilon_p)$

E.2.1.2 Modèle tri-linéaire

(1) Lorsqu'un modèle tri-linéaire avec durcissement est utilisé (Figure E.2a), il est possible d'adopter par hypothèse les relations suivantes :

$\sigma = E\varepsilon$ pour $0 < \varepsilon \leq \varepsilon_p$

$\sigma = f_p + E_1 (\varepsilon - \varepsilon_p)$ pour $\varepsilon_p < \varepsilon \leq \varepsilon_e$

$\sigma = f_e + E_2 (\varepsilon - \varepsilon_e)$ pour $\varepsilon_e < \varepsilon \leq \varepsilon_{max}$

où

f_p = limite proportionnelle ;

f_e = limite d'élasticité ;

ε_p = déformation correspondant à la contrainte f_p ;

ε_e = déformation correspondant à la contrainte f_e ;

ε_{max} = déformation correspondant à la contrainte f_{max} ;

E = module d'élasticité ;

E_1 = premier module de durcissement ;

E_2 = second module de durcissement.

(2) Dans le cas où le modèle « parfaitement plastique » est adopté par hypothèse (Figure E.2b), il convient de prendre en considération les déformations plastiques sans durcissement ($E_2 = 0$), pour des plages de déformations de ε_e à ε_{max} .

(3) En l'absence d'une évaluation plus précise des paramètres indiqués ci-dessus, il est possible d'adopter par hypothèse, pour les deux modèles des Figures E.2a) et b), les valeurs suivantes :

f_e = limite d'élasticité réduite (Tableau E.1)

f_p = μf_e

f_{max} = valeur nominale de f_u (voir section 3)

ε_{max} = $0,5 \varepsilon_u$

ε_u = valeur nominale de la déformation ultime (voir section 3)

E = module d'élasticité réduit E_r (tableau E.1)

E_1 = E_r/m

E_2 = $(f_{max} - f_e) / (\varepsilon_{max} - \varepsilon_e)$

ε_p = f_p/E_r

ε_e = $\varepsilon_p + (f_e - f_p)/E_1$

f_e, E_r, μ et m étant donnés dans le Tableau E.1.

Tableau E.1 — Valeurs de f_e, E_r, μ et m dans les modèles tri-linéaires

Alliages d'aluminium	f_e N/mm2	E_r N/mm2	μ	m
A1ZnMg 1 F36	290	68000	0,85	4,0
A1MgSi 1 F32	270	68000	0,85	4,0
A1MgSi 1 F28	210	65000	0,80	4,0
A1MgSi 0,5 F22	170	65000	0,85	4,5
EN AW 5083	230	65000	0,80	5,0
A1Mg4,5 Mn w/F28 tubes + profilés	150	65000	0,85	5,0
A1MgMnF23 EN AW 5454	170	65000	0,85	4,5
A1MgMnF20	110	60000	0,80	5,0
A1MgMn w/F18 EN AW 5754	80	55000	0,75	5,0

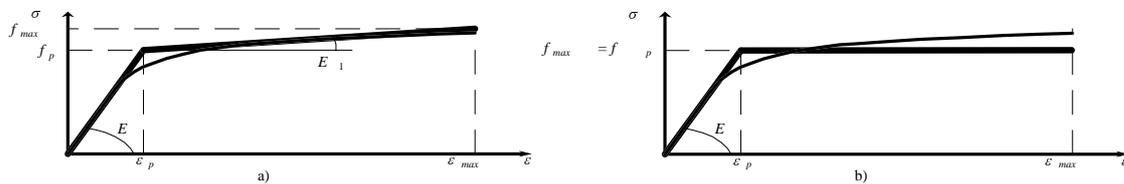


Figure E.1 -

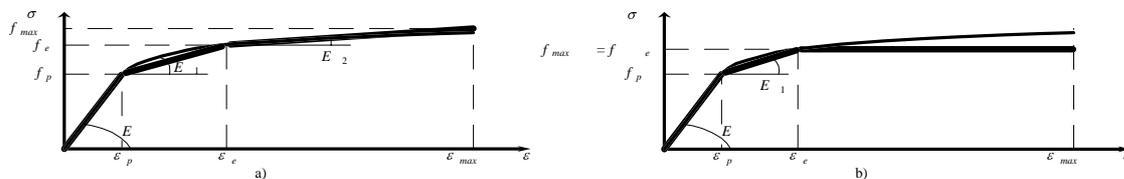


Figure E.2 -

E.2.2 Modèles continus

(1) Ces modèles sont fondés sur l'hypothèse que la loi σ - ε est décrite au moyen d'une relation continue représentant respectivement la région élastique, inélastique et plastique, avec ou sans durcissement.

(2) Selon cette hypothèse, la caractérisation du rapport contrainte-déformation peut en général être effectuée en utilisant :

- soit des modèles continus de la forme $\sigma = \sigma(\varepsilon)$;
- soit des modèles continus de la forme $\varepsilon = \varepsilon(\sigma)$.

E.2.2.1 Modèles continus de la forme $\sigma = \sigma(\varepsilon)$

(1) Lorsqu'une loi $\sigma = \sigma(\varepsilon)$ est adoptée par hypothèse, il est pratique d'identifier trois régions séparées pouvant être définies de la manière suivante (voir Figure E.3a) :

- Région 1 comportement élastique
- Région 2 comportement inélastique
- Région 3 comportement de durcissement en déformation

(2) Dans chaque région, le comportement du matériau est représenté au moyen de différents rapports contrainte-déformation qui doivent assurer la continuité à leur point limite. Selon cette hypothèse, il est possible d'exprimer comme suit la caractérisation du rapport contrainte-déformation (Figure E.3b) :

Région 1 pour $0 < \varepsilon \leq \varepsilon_p$ avec $\varepsilon_p = 0,5 \bar{\varepsilon}_1$ et $\bar{\varepsilon}_1 = f_1/E$

$$\sigma = E \varepsilon$$

Région 2 pour $\varepsilon_p < \varepsilon \leq \varepsilon_l$ avec $\varepsilon_l = 1,5 \bar{\varepsilon}_1$ et $\bar{\varepsilon}_1 = f_e/E$

$$\sigma = f_e \left[-0,2 + 1,85 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_l} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_l} \right)^2 + 0,2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_l} \right)^3 \right]$$

Région 3 pour $\varepsilon_l < \varepsilon \leq \varepsilon_{max}$

$$\sigma = f_e \left[\frac{f_{max}}{f_e} - 1,5 \left(\frac{f_{max}}{f_e} - 1 \right) \frac{\varepsilon_e}{\varepsilon} \right]$$

où

f_e = limite d'élasticité apparente ;

f_{max} = résistance en traction au point supérieur d'une courbe $\sigma - \varepsilon$;

ε_e = déformation correspondant à la contrainte f_e ;

ε_{max} = déformation correspondant à la contrainte f_{max} ;

E = module d'élasticité.

(3) En l'absence d'une évaluation plus précise des paramètres indiqués ci-dessus, il est possible d'adopter par hypothèse les valeurs suivantes :

f_e = valeur nominale de $f_{0,2}$ (voir section 3)

f_{max} = valeur nominale de f_u (voir section 3)

$$\varepsilon_{max} = 0,5 \varepsilon_u$$

ε_u = valeur nominale de la déformation ultime (voir section 3)

E = valeur nominale du module d'élasticité (voir section 3)

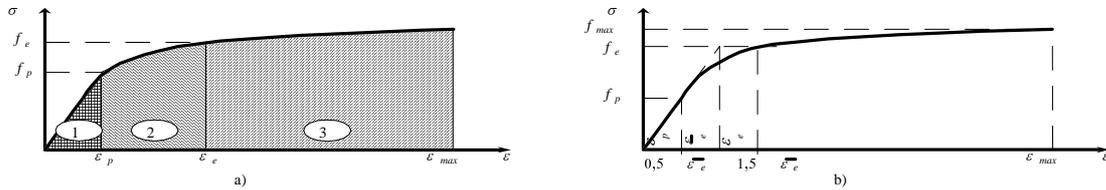


Figure E.3 -

E.2.2.2 Modèles continus de la forme $\varepsilon = \varepsilon(\sigma)$

(1) Pour les matériaux comme les alliages aluminium, il est possible d'appliquer le modèle de Ramberg-Osgood pour décrire le rapport contrainte-déformation sous la forme $\varepsilon = \varepsilon(\sigma)$. Un tel modèle peut être donné sous la forme générale suivante (voir Figure E.4a) :

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \varepsilon_{0,e} \left(\frac{\sigma}{f_e} \right)^n$$

où

f_e = limite d'élasticité apparente ;

$\varepsilon_{0,e}$ = déformation résiduelle correspondant à la contrainte f_e ;

n = exposant caractérisant le degré de durcissement de la courbe.

(2) Pour évaluer l'exposant n , il est nécessaire de choisir une seconde contrainte de référence f_x , en sus de la limite d'élasticité apparente f_e . En prenant pour hypothèse (Figure E.4b) :

f_x = seconde contrainte de référence

$\varepsilon_{0,x}$ = déformation résiduelle correspondant à la contrainte f_x

l'exposant n est exprimé par :

$$n = \frac{\log(\varepsilon_{0,e} / \varepsilon_{0,x})}{\log(f_e / f_x)}$$

(3) La résistance à la charge d'épreuve de 0,2 % peut être adoptée par hypothèse comme limite d'élasticité apparente, à savoir :

$$f_e = f_{0,2}$$

$$\varepsilon_{0,e} = 0,002$$

l'équation du modèle devenant alors :

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + 0,002 \left(\frac{\sigma}{f_{0,2}} \right)^n \quad \text{et} \quad n = \frac{\log(0,002 / \varepsilon_{0,x})}{\log(f_{0,2} / f_x)}$$

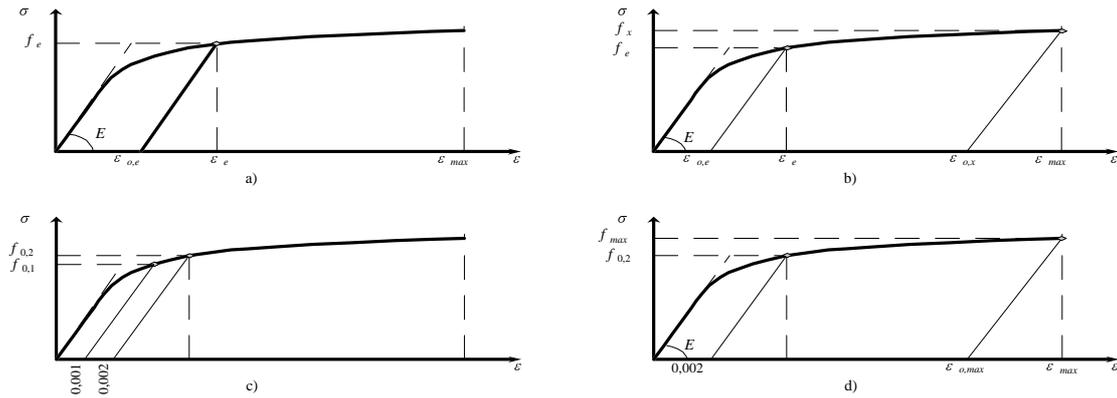


Figure E.4 -

(4) Il convient de fonder le choix d'un second point de référence ($f_x - \varepsilon_{o,x}$) sur le domaine de déformation correspondant au phénomène à l'étude. Les cas limites suivants peuvent être considérés :

a) si l'analyse se rapporte au domaine de déformation élastique, la résistance à la charge d'épreuve de 0,1 % peut être prise par hypothèse comme second point de référence (voir Figure E.4c), ce qui donne :

$$f_x = f_{0,1}$$

$$\varepsilon_{o,x} = 0,001$$

donc,

$$n = \frac{\log 2}{\log f_{0,2} / f_{0,1}}$$

b) si l'analyse se rapporte au domaine de déformation plastique, la contrainte en traction au point supérieur de la courbe σ - ε peut être prise par hypothèse comme second point de référence (voir Figure E.4d), ce qui donne :

$$f_x = f_{\max}$$

$$\varepsilon_{o,x} = \varepsilon_{o,\max} = \text{déformation résiduelle correspondant à la contrainte } f_{\max}$$

donc,

$$n = \frac{\log(0,002 / \varepsilon_{o,\max})}{\log(f_{0,2} / f_{\max})}$$

(5) En l'absence d'une évaluation plus précise des paramètres indiqués ci-dessus, il est possible d'adopter par hypothèse les valeurs suivantes :

a) domaine élastique ($f_x = f_{o,1}$)

$$n = \frac{\log 2}{\log(1 + k\chi)}$$

avec :

$$k = 0,28 \text{ (mm}^2\text{/N)} ;$$

$$\chi = \frac{(f_u - f_{0,2})}{10 \varepsilon_u} F_{sub} \frac{u}{f_{0,2}} \text{ (N/mm}^2\text{)} ;$$

$f_{0,2}$ = valeur nominale de la résistance à la charge d'épreuve (voir section 3) ;

f_u = valeur nominale de la résistance ultime (voir section 3) ;

ε_u = valeur nominale de la déformation ultime (voir section 3) ;

E = valeur nominale du module d'élasticité (voir section 3).

b) domaine plastique ($f_x = f_{max}$)

$$n = \frac{\log(0,002 / \varepsilon_{o,max})}{\log(f_{0,2} / f_{max})}$$

avec :

$f_{0,2}$ = valeur nominale de la résistance à la charge d'épreuve (voir section 3) ;

f_{max} = valeur nominale de f_u (voir section 3) ;

$\varepsilon_{o,max}$ = $0,5\varepsilon_u - f_u/E$;

ε_t = valeur nominale de la déformation ultime (voir section 3) ;

E = valeur nominale du module d'élasticité (voir section 3).

Annexe F (informative)

Stabilité des cadres

F.1 Généralités

- (1) Tous les cadres doivent avoir une résistance adéquate à la défaillance en mode oscillation. Toutefois, lorsqu'il est démontré que le cadre est non stabilisant, voir 5.2.5.2, aucune vérification supplémentaire en mode oscillation n'est exigée.
- (2) Tous les cadres incluant des cadres stabilisants doivent également être vérifiés pour établir une résistance adéquate à la défaillance dans les modes de non-oscillation.
- (3) Il convient d'inclure une vérification de la possibilité de modes de défaillance locaux liés à la hauteur de l'étage.
- (4) Les cadres avec couverture en pente non triangulée doivent également être vérifiés pour établir le flambement par cassures.
- (5) L'emploi d'une analyse plastique globale avec niveaux d'articulation plastique dans les poteaux doivent être limités aux cas où l'on peut démontrer que les poteaux sont capables de former les articulations ayant une capacité de rotation suffisante, voir F.4.

F.2 Analyse élastique des cadres stabilisants

- (1) Lorsqu'une analyse globale élastique (linéaire ou non-linéaire) est employée, les effets de second ordre dans le mode oscillation doivent être inclus, soit directement au moyen d'une analyse élastique de second ordre, soit indirectement au moyen de l'une des analyses suivantes :
 - a) analyse élastique de premier ordre, avec moments d'oscillation amplifiés :
 - b) analyse élastique de premier ordre, avec longueurs de flambement en mode oscillation.
- (2) Lorsqu'une analyse globale élastique de second ordre est employée, les longueurs de flambement dans le plan pour le mode de non-oscillation peuvent être utilisées pour le calcul de l'élément.
- (3) Dans les méthodes utilisant le moment d'oscillation amplifié, il convient d'augmenter les moments d'oscillation établis par une analyse élastique de premier ordre en les multipliant par le rapport :

$$\frac{1}{1 - V_{Ed}/V_{cr}}$$

où

V_{Ed} est la valeur de calcul de la charge verticale totale ;

V_{cr} est la valeur élastique critique relative à la défaillance en mode oscillation.

- (4) Il convient de ne pas utiliser la méthode des moments d'oscillation amplifiés lorsque le rapport de la charge élastique critique V_{Ed}/V_{cr} est supérieur à 0,25.
- (5) Les moments d'oscillation sont ceux qui sont associés aux translations horizontales du sommet d'un étage par rapport au bas de cet étage. Ils résultent d'un chargement horizontal ou d'un chargement vertical en cas d'asymétrie de la structure ou du chargement.

(6) En variante, pour déterminer V_{Ed}/V_{cr} directement, l'approximation suivante peut être utilisée pour des cadres de type poutre-et-poteau tels que décrits en 5.2.5.2(4) :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{cr}} = \frac{\delta V}{h H}$$

où

δ, h, H et V sont tels que définis en 5.2.5.2.(4).

(7) Lorsque la méthode du moment d'oscillation amplifié est employée, les longueurs de flambement dans le plan pour le mode de non-oscillation peut être utilisé pour le calcul de l'élément.

(8) Lorsqu'une analyse élastique de premier ordre, avec longueurs de flambement dans le plan en mode oscillation, est utilisée pour le calcul des poteaux, il convient d'amplifier d'au moins 1,2 les moments d'oscillation dans les poutres et dans les liaisons poutre-à-poteau, sauf si l'analyse montre qu'une valeur plus petite est adéquate.

F.3 Analyse plastique des cadres stabilisants

(1) Lorsque l'analyse globale plastique (avec ou sans durcissement) est utilisée, les effets de second ordre en mode oscillation doivent être pris en compte.

(2) Il convient de les prendre en compte en général au moyen d'une analyse élastique plastique de second ordre.

(3) Toutefois, en variante, l'analyse rigide plastique avec prise en compte directe des effets de second ordre, telle que donnée en (4) ci-dessous, peut être adoptée dans les cas suivants :

a) Cadres pour un ou deux étages

- sans niveaux d'articulation plastique dans les poteaux, ou
- les poteaux satisfaisant aux exigences données en F.4.

b) Cadres à bases fixes, dans lesquels le mode de défaillance en oscillation implique des niveaux d'articulation plastique dans les poteaux aux bases fixes seulement, le calcul étant fondé sur un mécanisme dans lequel les poteaux sont conçus pour demeurer élastiques.

(4) Dans les cas indiqués en (3), il convient que V_{Ed}/V_{cr} ne dépasse pas 0,20 et que toutes les actions internes soient amplifiées par le rapport donné en F.2 (3).

(5) Il est possible d'utiliser les longueurs de flambement dans le plan pour le mode de non-oscillation pour le calcul de l'élément. Il convient de déterminer ces longueurs en tenant compte des effets des articulations plastiques.

F.4 Exigences relatives au poteau pour l'analyse plastique (avec ou sans durcissement)

(1) Il est nécessaire de s'assurer que, dans les cadres, lorsque des articulations plastiques doivent se former dans les éléments qui sont aussi sous compression, une capacité de rotation adéquate existe.

(2) Ce critère peut être supposé satisfait lorsque l'analyse globale plastique est utilisée, à condition que les sections satisfassent aux exigences indiquées dans l'Annexe D.

(3) Lorsque des articulations plastiques se situent dans les poteaux des cadres, calculés au moyen de l'analyse rigide-plastique de premier ordre, il convient que les poteaux satisfassent à ce qui suit :

— dans les cadres contreventés

$$\bar{\lambda} \leq 0,40 \sqrt{\frac{A f_{0,2}}{N_{Ed}}}$$

— dans les cadres non contreventés :

$$\bar{\lambda} \leq 0,32 \sqrt{\frac{A f_{0,2}}{N_{Ed}}}$$

où

$\bar{\lambda}$ est l'élançement non dimensionnel dans le plan calculé avec une longueur de flambement égale à la longueur du système.

(4) Dans les cadres calculés au moyen de l'analyse globale rigide-plastique de premier ordre, il convient aussi de vérifier la résistance au flambement dans le plan des poteaux contenant des articulations plastiques, en adoptant des longueurs de flambement égales aux longueurs du système.

(5) A l'exception de la méthode décrite en F.3 (3) b), il convient de ne pas utiliser l'analyse globale rigide-plastique de premier ordre pour des cadres non contreventés ayant plus de deux étages.

Annexe G (informative)

Comportement des sections au-delà de la limite d'élasticité

G.1 Généralités

- (1) La présente annexe contient les spécifications pour estimer le comportement post-élastique des sections en fonction des propriétés mécaniques du matériau et des propriétés géométriques de la section.
- (2) Le comportement réel des sections au-delà de la limite d'élasticité doit être considéré dans n'importe quel type d'analyse inélastique, y compris l'analyse élastique simple tenant compte des redistributions des actions internes (voir 5.2.1). En outre, une limitation adaptée de la résistance élastique doit aussi être prise en considération dans l'analyse élastique lorsque des sections élancées sont utilisées.
- (3) Il convient que le choix du rapport force-déplacement généralisé pour les sections soit cohérent avec les hypothèses sur la loi du matériau et avec les propriétés géométriques de la section elle-même (voir G.5).
- (4) Il est possible de vérifier la fiabilité des hypothèses concernant le comportement des sections sur la base de l'expérimentation directe.

G.2 Définition des états limites des sections

- (1) Le comportement des sections et l'idéalisation correspondante à utiliser dans l'analyse structurale doivent être liés à la capacité d'atteindre les états limites énumérés ci-dessous, dont chacun correspond à une hypothèse particulière sur l'état de la contrainte agissant sur la section.
- (2) En se référant au comportement global d'une section, indépendamment de l'action interne considérée (charge axiale, moment fléchissant ou cisaillement), il est possible de définir les états limites suivants :
 - état limite de flambement élastique
 - état limite élastique
 - état limite plastique
 - état limite de ruine
- (3) L'état limite de flambement élastique est lié à la résistance correspondant au début des phénomènes d'instabilité élastique locale dans les parties comprimées de la section.
- (4) L'état limite élastique est lié à la résistance correspondant à la limite d'élasticité apparente $f_{0,2}$ du matériau qui est atteinte dans les parties les plus sollicitées de la section.
- (5) L'état limite plastique est lié à la résistance de la section, évaluée en adoptant par hypothèse un comportement parfaitement plastique du matériau avec une valeur limite égale à la limite d'élasticité apparente $f_{0,2}$, sans prendre en considération l'effet du durcissement.
- (6) L'état limite de ruine est lié à la résistance ultime réelle de la section, évaluée en adoptant par hypothèse une répartition des contraintes internes rendant compte du comportement réel de durcissement du matériau. Comme, dans cette hypothèse, la courbe force-déplacement généralisée est en général croissante, la résistance à la ruine doit être rapportée à une limite donnée du déplacement généralisé (voir G.5).

G.3 Classification des sections selon les états limites

(1) Il est possible de classer les sections selon leur capacité à atteindre les états limites définis ci-dessus. Une telle classification est complémentaire de celle présentée en 5.3.2 et peut être adoptée lorsque les capacités de la section à entrer dans le domaine plastique doivent être spécifiées. En ce sens, en se référant à un rapport généralisé force (F)-déplacement (D), il est possible de répartir les sections comme suit (voir Figure G.1) :

- Sections ductiles (classe 1)
- Sections compactes (classe 2)
- Sections semi-compactes (classe 3)
- Sections élancées (classe 4)

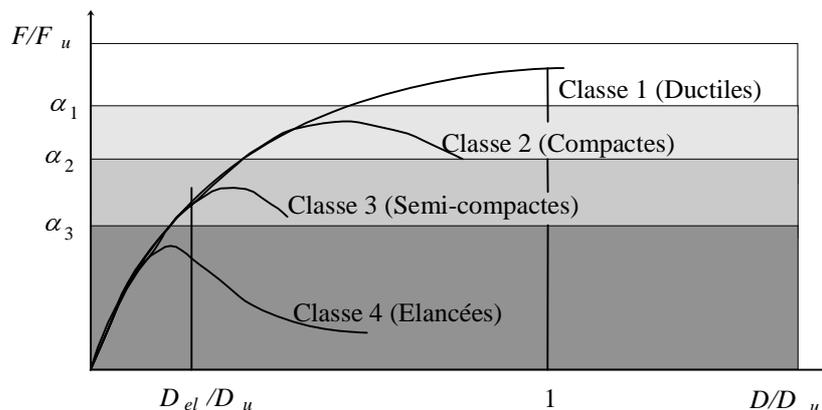


Figure G.1 -

(2) Les sections ductiles (classe 1) développent la résistance à la ruine telle que définie en (6) de G.2 sans le moindre problème d'instabilité locale. L'exploitation complète des propriétés de durcissement du matériau est permise jusqu'à ce que la valeur ultime de la déformation, qui dépend du type d'alliage, soit atteinte.

(3) Les sections compactes (classe 2) sont capables de développer la résistance limite plastique telle que définie en (5) de G.2. L'exploitation complète des propriétés de durcissement du matériau est empêchée par le début du phénomène d'instabilité plastique.

(4) Les sections semi-compactes (classe 3) sont capables de développer seulement la résistance limite élastique, telle que définie en (4) de G.2, sans entrer dans le domaine inélastique en raison de phénomènes d'instabilité. Seules de petites déformations plastiques sont permises dans la section, dont le comportement reste essentiellement fragile.

(5) L'aptitude au service et le comportement ultime des sections élancées (classe 4) sont régis par l'apparition de phénomènes de flambement local, qui font que la résistance ultime de la section est déterminée par l'état limite de flambement élastique, tel que défini en (3) de G.2. Aucune déformation plastique n'est permise dans la section, dont le comportement est remarquablement fragile.

G.4 Évaluation de la charge axiale ultime

(1) La capacité portante des sections sous charge axiale peut être évaluée par référence aux états limites susmentionnés, au moyen des règles pratiques suivantes.

(2) Il est possible d'exprimer la valeur de la charge axiale pour un état limite donné au moyen de la formule généralisée :

$$N = \alpha_{N,j} A f_d$$

où

f_d est la valeur de calcul de la résistance ;

A est la surface nette de la section ;

$\alpha_{N,j}$ est un facteur de correction indiqué dans le Tableau G.1, qui est fonction de l'état limite adopté par hypothèse.

Tableau G.1 — Charge axiale ultime

Charge axiale	État limite	Classe de section	Facteur de correction
N_u	Ruine	Classe 1	$\alpha_{N,1} = f/f_d$
N_{pl}	Plastique	Classe 2	$\alpha_{N,2} = 1$
N_{el}	Élastique	Classe 3	$\alpha_{N,3} = 1$
N_{red}	Flambement élastique	Classe 4	$\alpha_{N,4} = A_{eff}/A$

où A_{eff} est la surface effective de la section, évaluée en tenant compte des phénomènes de flambement local (voir 5.4).

(3) La capacité portante ultime d'une section sous charge axiale, évaluée selon la méthode ci-dessus, n'inclut pas les phénomènes de flambement général, qui doivent être évalués conformément à ...

(4) En présence de sections soudées, une valeur réduite A_{red} de la surface nette de la section, évaluée en prenant en compte la zone affectée thermiquement (HAZ), doit être utilisée.

G.5 Evaluation du moment fléchissant ultime

(1) La capacité portante des sections soumises à un moment fléchissant peut être évaluée par référence aux états limites ultimes susmentionnés, au moyen des règles pratiques suivantes.

(2) Il est possible d'exprimer la valeur du moment fléchissant pour un état limite donné par la formule généralisée :

$$M = \alpha_{M,j} W f_d$$

où

f_d est la valeur de calcul de la résistance ;

W est le module de section ;

$\alpha_{M,j}$ est un facteur de correction indiqué dans le Tableau G.2, qui est fonction de l'état limite adopté par hypothèse.

Tableau G.2 — Moment fléchissant ultime

Moment fléchissant	État limite	Classe de la section	Facteur de correction
M_u	Ruine	Classe 1	$\alpha_{M,1} = \alpha_5 = 5 - (3,89 + 0,00190 n) / ITALalpha_0^{[0,270 + 0,0014n]}$ $\alpha_{M,1} = \alpha_{10} = \alpha_0^{[0,21 \log(1000n)]} 10^{[7,96_{-10^{-2}} - 8,09_{-10^{-2}} \log(n/10)]}$ (selon l'alliage - voir G.6)
M_{pl}	Plastique	Classe 2	$\alpha_{M,2} = \alpha_0 = Z/W$
M_{el}	Élastique	Classe 3	$\alpha_{M,3} = 1$
M_{red}	Flambement élastique	Classe 4	$\alpha_{M,4} = W_{eff}/W$ (voir 5.3.5)

où

$n = f_{0,2}$ (en daNmm⁻²) est l'exposant de la loi de Ramberg-Osgood représentant le comportement du matériau (voir Annexe E) ;

α_5 et α_{10} sont les facteurs de forme généralisés de la section, correspondant respectivement à des valeurs de courbure ultimes $\chi_u = 5\chi_{el}$ et $10\chi_{el}$, χ_{el} étant la courbure limite élastique ;

α_0 est le facteur de forme géométrique ;

Z est le module plastique de la section ;

W_{red} est le module de section évalué en tenant compte des phénomènes de flambement local (voir 5.4).

(3) En présence de sections soudées, les valeurs réduites W_{red} et Z_{red} du module de section et du module plastique, évaluées en prenant en compte la HAZ, doivent être utilisées.

(4) Il est possible d'évaluer le facteur de correction $\alpha_{M,j}$ pour une section soudée de la classe 1 au moyen de la formule suivante :

$$\alpha_{M,red} = \psi \left(\frac{Z_{red}}{W_{red}} \right)$$

où

$\psi = \alpha_{M,1} / \alpha_{M,2}$, $\alpha_{M,1}$ et $\alpha_{M,2}$ sont les facteurs de correction pour des sections non soudées de la classe 1 et de la classe 2, respectivement.

G.6 Prédiction de la capacité de rotation

(1) Les dispositions données ci-après ne s'appliquent qu'à des sections ductiles (classe 1), afin de définir leur capacité portante ultime nominale. Toutefois, il est aussi possible de les considérer comme valides pour l'évaluation de la résistance ultime des sections compactes et semi-compactes, à condition qu'aucun flambement prématuré ne se produise.

(2) Lorsque les propriétés de ductilité ne sont pas fiables ou lorsqu'aucun essai spécifique ne peut être effectué sur le matériau, il convient de rapporter les valeurs ultimes de M_u à une courbe de flexion ultime conventionnelle donnée par :

$$\chi_u = \xi \chi_{el}$$

où

ξ est un facteur de ductilité dépendant du type d'alliage et χ_{el} est, par convention, pris égale à $\chi_{0,2}$, qui correspond au fait que la résistance à la charge d'épreuve $f_{0,2}$ est atteinte dans les fibres les plus sollicitées.

(3) Du point de vue de la ductilité, les alliages courants peuvent être répartis en deux groupes (voir annexe D) :

- alliages fragiles, avec $4 \% \leq \varepsilon_u \leq 8 \%$, pour lesquels on peut prendre par hypothèse $\xi = 5$;
- alliages ductiles, avec $\varepsilon_u \geq 8 \%$, pour lesquels on peut prendre par hypothèse $\xi = 10$.

(4) L'évaluation du comportement élastique et post-élastique de la section peut être effectuée par le biais du rapport moment-courbure, écrite sous la forme de l'équation Ramberg-Osgood :

$$\frac{\chi}{\chi_{0,2}} = \frac{M}{M_{0,2}} + k \left[\frac{M}{M_{0,2}} \right]^m$$

où

$M_{0,2}$ et $\chi_{0,2}$ sont les valeurs de la limite d'élasticité apparente correspondant à une résistance à la charge d'épreuve $f_{0,2}$ qui est atteinte ;

m et k sont des paramètres numériques qui sont donnés, pour des sections en flexion pure, par :

$$m = \frac{\log [(10 \alpha_{10}) / (5 \alpha_5)]}{\log (\alpha_{10} / \alpha_5)}$$

$$k = \frac{5 \alpha_5}{\alpha_5 m} = \frac{10 \alpha_{10}}{\alpha_{10} m}$$

α_5 et α_{10} étant les facteurs de forme généralisés correspondant aux valeurs de courbure égales, respectivement, à 5 fois et à 10 fois la courbure élastique.

(5) La partie stable de la capacité de rotation R est définie comme le rapport de la rotation plastique à l'état limite de ruine $\theta_p = \theta_u - \theta_{el}$, à la rotation limite élastique θ_{el} (Figure G.2) :

$$R = \frac{\theta_p}{\theta_{el}} = \frac{\theta_u - \theta_{el}}{\theta_{el}} = \frac{\theta_u}{\theta_{el}} - 1$$

où

θ_u est la rotation plastique maximale correspondant à la courbure ultime χ_u .

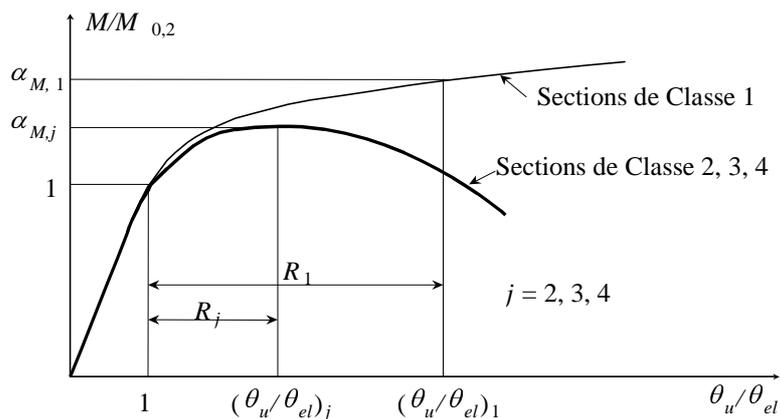


Figure G.2 -

(6) La capacité de rotation R peut être calculée à l'aide de la formule approchée suivante :

$$R = \alpha_{M,j} \left(1 + 2 \frac{k \alpha_{M,j}^{m-1}}{m+1} \right) - 1$$

m et k étant définis ci-dessus.

La valeur de $\alpha_{M,j}$ est indiquée dans le Tableau G.2 pour les différentes classes de comportement.

(7) Lorsque l'exposant du matériau n est connu (voir annexe E), il est possible de procéder à une évaluation approximative de α_5 et α_{10} à l'aide des formules :

$$\alpha_5 = 5 (3,89 + 0,00190 n) / \alpha_0^{(0,270 + 0,0014 n)}$$

$$\alpha_{10} = \alpha_0^{[0,21 \log(1000 n)]} - 10^{[7,96 - 10^{-2} - 8,09 - 10^{-2} \log(n/10)]}$$

$\alpha_0 = Z/W$ étant le facteur de forme géométrique.

En l'absence d'évaluations plus raffinées, la valeur $n = f_{0,2}$ (en daNmm⁻²) peut être adoptée par hypothèse.

Annexe H (informative)

Flambement de torsion latérale

H.1 Moment critique élastique et élancement

H.1.1 Base

(1) Le moment critique élastique relatif au flambement de torsion latérale d'une poutre de section symétrique uniforme avec semelles égales, dans des conditions normales de retenue à chaque extrémité, chargée en son centre de cisaillement et soumise à un moment uniforme est donné par :

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{I_w + \frac{L^2 GI_{subt}}{\pi^2 EI_z}}$$

où

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} ;$$

I_t est la constante de torsion ;

I_w est la constante de voilement ;

I_z est le moment quadratique autour de l'axe secondaire ;

L est la longueur de la poutre entre les points ayant une retenue latérale.

(2) Les conditions normales de retenue à chaque extrémité sont :

- retenue contre le mouvement latéral
- retenue contre la rotation autour de l'axe principal
- liberté de rotation dans le plan

H.1.2 Formule générale pour les sections symétriques par rapport à l'axe secondaire

(1) Dans le cas d'une poutre de section uniforme qui est symétrique par rapport à l'axe secondaire, pour la flexion autour de l'axe principal, le moment critique élastique relatif au flambement de torsion latérale est donné par la formule générale :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 I_w + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - [C_2 z_g - C_3 z_j] \right\}$$

où

C_1 , C_2 et C_3 sont des facteurs dépendant du chargement et des conditions de retenue d'extrémité ;

k et k_w sont des facteurs effectifs de longueur ;

$$z_g = z_a - z_s ;$$

$$z_j = z_s - 0,5 \int_A (y^2 + z^2) z dA / I_y;$$

z_a est la coordonnée du point d'application de la charge ;

z_s est la coordonnée du centre de cisaillement.

NOTE Voir H.1.2 (7) et (8) pour les conventions de signe et H.1.4 (2) pour les approximations de z_j .

(2) Les facteurs de longueur effectifs k et k_w varient entre 0,5 pour une retenue complète et 1,0 pour l'absence de retenue, avec 0,7 pour une extrémité fixée et une extrémité libre.

(3) Le facteur k renvoie à la rotation d'une extrémité dans le plan. Il est analogue au rapport l/L pour un élément en compression.

(4) Le facteur k_w renvoie au voilement d'extrémité. Sauf dispositions spéciales pour une fixation du voilement, il convient de prendre k_w égal à 1,0.

(5) Des valeurs de C_1 , C_2 et C_3 sont indiquées dans les Tableaux H.1.1. et H.1.2 pour divers cas de charge, comme indiqué par la forme du diagramme du moment fléchissant par rapport à la longueur L entre retenues latérales. Les valeurs sont données en correspondance avec diverses valeurs de k .

(6) Pour les cas où $k = 1,0$, la valeur de C_1 pour tout rapport d'application d'un moment d'extrémité comme indiqué dans le Tableau H.1.1 est donnée approximativement par :

$$C_1 = 1,88 - 1,40 \psi + 0,52 \psi^2, \text{ mais } C_1 \leq 2,70$$

(7) La convention de signe pour déterminer z_j , voir Figure 1.1., est la suivante :

— z est positif pour la semelle comprimée

— z_j est positif lorsque la semelle ayant la plus grande valeur de I_z est en compression au point de plus grand moment.

(8) La convention de signe pour déterminer z_g est la suivante :

— pour les charges par gravité, z_g est positif lorsque les charges sont appliquées au-dessus du centre de cisaillement

— dans le cas général, z_g est positif lorsque les charges agissent vers le centre de cisaillement à partir de leur point d'application

H.1.3 Poutres avec sections uniformes doublement symétriques

(1) Pour les sections doublement symétriques $z_j = 0$, ainsi

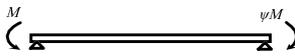
(2) Pour une application d'un moment d'extrémité $C_2 = 0$ et pour des charges transversales appliquées au centre de cisaillement, $z_g = 0$. Dans ces cas :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0,5}$$

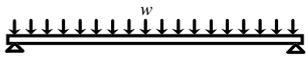
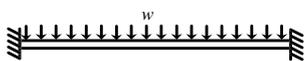
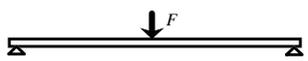
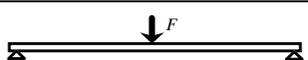
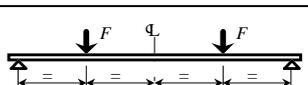
(3) Lorsque $k = k_w = 1,0$ (pas de fixité d'extrémité) :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0.5}$$

**Tableau H.1 — Valeurs des facteurs C_1 , C_2 et C_3 correspondant à des valeurs du facteur k :
 Chargement par moment d'extrémité**

Conditions de chargement et d'appui	Diagramme du moment fléchissant	Valeurs de k	Valeurs des facteurs		
			C_1	C_2	C_3
	 $\psi = +1$	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	—	1,000 1,113 1,144
	 $\psi = +3/4$	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	—	0,998 1,565 2,283
	 $\psi = +1/2$	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	—	0,992 1,556 2,271
	 $\psi = +1/4$	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	—	0,977 1,531 2,235
	 $\psi = 0$	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	—	0,939 1,473 2,150
	 $\psi = -1/4$	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	—	0,855 1,340 1,957
	 $\psi = -1/2$	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	—	0,676 1,059 1,546
	 $\psi = -3/4$	1,0 0,7 0,5	2,927 3,009 3,093	—	0,366 0,575 0,837
	 $\psi = -1$	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	—	0,000 0,000 0,000

**Tableau H.2 — Valeurs des facteurs C_1 , C_2 et C_3 correspondant à des valeurs du facteur k :
Cas de chargement transversal**

Conditions de chargement et d'appui	Diagramme du moment fléchissant	Valeurs de k	Valeurs des facteurs		
			C_1	C_2	C_3
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890

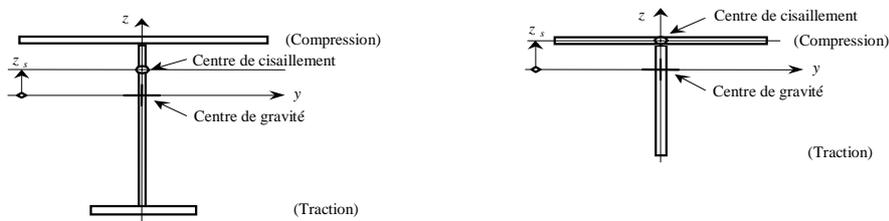


Figure H.1.1 -

H.1.4 Poutres avec sections mono-symétriques uniformes à semelles inégales

(1) Pour une section- I à semelles inégales :

$$I_w = \beta_f (1 - \beta_f) I_z h_s^2$$

où

$$\beta_f = \frac{I_{fc}}{I_{fc} + I_{ft}} ;$$

I_{fc} est le moment quadratique de la semelle comprimée autour de l'axe secondaire de la section ;

I_{ft} est le moment quadratique de la semelle en traction autour de l'axe secondaire de la section ;

h_s est la distance entre les centres de cisaillement des semelles.

(2) Les approximations suivantes de z_j peuvent être utilisées :

lorsque $\beta_f > 0,5$:

$$z_j = 0,8 (2\beta_f - 1) h_s / 2$$

lorsque $\beta_f \leq 0,5$:

$$z_j = 1,0 (2\beta_f - 1) h_s / 2$$

pour les sections avec semelle comprimée à lèvre :

$$z_j = 0,8 (2\beta_f - 1) (1 + h_L/h) h_s/2 \quad \text{quand } \beta_f > 0,5$$

$$z_j = 1,0 (2\beta_f - 1) (1 + h_L/h) h_s/2 \quad \text{quand } \beta_f \leq 0,5$$

où

h_L est la profondeur de la lèvre.

H.2 Élancement

H.2.1 Généralités

(1) Le rapport d'élancement λ_{LT} pour le flambement de torsion latérale est donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\alpha}$$

où

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_o}} = 52,6 \varepsilon ;$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{250}{f_o}} \quad (f_o \text{ en N/mm}^2) ;$$

α est le facteur de forme pris de 5.3, mais $\alpha \leq W_{pl,y} / W_{el,y}$

(2) Le rapport d'élancement géométrique λ_{LT} pour le flambement de torsion latérale est donné, pour toutes les classes de section, par :

$$\lambda_{LT} = \pi \sqrt{\frac{E W_{el,y}}{M_{cr}}}$$

H.2.2 Poutres avec sections doublement symétriques uniformes

(1) Pour les cas avec $z_g = 0$ (application d'un moment d'extrémité ou charges transversales appliquées au centre de cisaillement) et $k = k_w = 1,0$ (pas de fixité d'extrémité), la valeur de λ_{LT} peut être obtenue à partir de :

$$\lambda_{LT} = \frac{L \left[\frac{W_{pl,y}^2}{I_z I_w} \right]^{0,25}}{C_I^{0,5} \left[I + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right]^{0,25}}$$

formule qui peut être également écrite sous la forme suivante :

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_{LT}}{C_I^{0,5} \left[1 + \frac{(L / a_{LT})^2}{25,66} \right]^{0,25}}$$

où

$$a_{LT} = \sqrt{\frac{I_w}{I_t}}$$

(2) Pour une section entière I ou H (sans lèvres) :

$$I_w = I_z h_s^2 / 4$$

où

$$h_s = h - t_f$$

(3) Pour une section doublement symétrique, la valeur de i_{LT} est donnée par :

$$i_{LT} = \left(\frac{I_z I_w}{W_{pl,y}^2} \right)^{0,25}$$

ou, avec une légère approximation, par :

$$i_{LT} = [I_z / (A - 0,5 t_w h_s)]^{0,5}$$

(4) Pour des sections laminées I ou H conformes à la Norme de Référence 2, les approximations prudentes suivantes peuvent être utilisées :

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_{LT}}{C_I^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L / i_{LT}}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

ou

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9 L / i_z}{C_I^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

(5) Pour toute section unie I ou H avec semelles égales, l'approximation suivante est prudente :

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{C_I^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

(6) Les cas avec $k < 1,0$ et/ou $k_w < 1,0$ peuvent être inclus en utilisant :

$$\lambda_{LT} = \frac{kL \left[\frac{W_{pl,y}^2}{I_z I_w} \right]^{0,25}}{C_I^{0,5} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right]^{0,25}}$$

ou

$$\lambda_{LT} = \frac{kL/i_{LT}}{C_I^{0,5} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{(kL/a_{LT})^2}{25,66} \right]^{0,25}}$$

ou, pour les sections *I* ou *H* laminées normalisées :

$$\lambda_{LT} = \frac{kL/i_{LT}}{C_I^{0,5} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{kL/i_{LT}}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

ou

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9 kL/i_z}{C_I^{0,5} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{kL/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

pour toute section unie *I* ou *H* avec semelles égales :

$$\lambda_{LT} = \frac{kL/i_z}{C_I^{0,5} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{kL/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

(7) Sauf en cas de disposition spéciale pour la fixité de voilement, il convient de prendre k_w égal à 1,0.

(8) Les cas de chargement transversal appliqué au-dessus du centre de cisaillement ($z_g > 0,0$) ou au-dessous du centre de cisaillement ($z_g < 0,0$) peuvent être inclus en utilisant la formule suivante :

$$\lambda_{LT} = \frac{kL \left[\frac{W_{pl,y}^2}{I_z I_w} \right]^{0,25}}{C_I^{0,5} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_w} + (C_2 z_g)^2 \frac{I_z}{I_w} \right]^{0,5} - C_2 z_g \left[\frac{I_z}{I_w} \right]^{0,5} \right\}^{0,5}}$$

ou, en variante :

$$\lambda_{LT} = \frac{kL/i_{LT}}{C_I^{0,5} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{(kL/a_{LT})^2}{25,66} + \left[\frac{2 C_2 z_g}{h_s} \right]^2 \right]^{0,5} - \frac{2 C_2 z_g}{h_s} \right\}^{0,5}}$$

ou, pour des sections I et H laminées normalisées :

$$\lambda_{LT} = \frac{kL/i_{LT}}{C_I^{0,5} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{kL/i_{LT}}{h/t_f} \right]^2 + \left[\frac{2C_2 z_g}{h_s} \right]^2 \right]^{0,5} - \frac{2C_2 z_g}{h_s} \right\}^{0,5}}$$

ou, en variante :

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9 kL/i_z}{C_I^{0,5} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{kL/i_z}{h/t_f} \right]^2 + \left[\frac{2C_2 z_g}{h_s} \right]^2 \right]^{0,5} - \frac{2C_2 z_g}{h_s} \right\}^{0,5}}$$

ou, pour des sections unies I ou H avec semelles égales :

$$\lambda_{LT} = \frac{kL/i_z}{C_I^{0,5} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{kL/i_z}{h/t_f} \right]^2 + \left[\frac{2C_2 z_g}{h_s} \right]^2 \right]^{0,5} - \frac{2C_2 z_g}{h_s} \right\}^{0,5}}$$

Annexe I (informative)

Propriétés de torsion des sections à paroi mince

Certaines procédures de calcul de 5.6 et 5.8 exigent le recours à des propriétés particulières des sections.

I.1 Constante de torsion

(1) Pour une section à paroi mince composée uniquement d'éléments plats en plaque, chacun d'épaisseur uniforme, et renforcé de soudure d'angles et/ou de boudins, la valeur de la constante de torsion I_t est donnée par

$$\sum (p + q N)^4 t^4 + \sum \frac{b t^3}{3}$$

où

t = épaisseur du matériau plat adjacent ;

N = dimension de la soudure d'angle ou du boudin, voir Figure J.1 ;

p, q = coefficient à lire sur la Figure J.1 ;

b = largeur de l'élément plat, mesurée au bord de la zone sombre de la Figure J.1 dans le cas d'un élément plat touchant une soudure d'angle ou un boudin.

I.2 Position du centre du cisaillement

(1) La Figure J.2 donne la position du centre de cisaillement pour un certain nombre de sections.

I.3 Constante de voilement

(1) Les valeurs de la constante de voilement I_w pour certains types de sections peuvent être établies comme suit :

- a) pour les sections composées entièrement de saillies en éventail, par exemple angles, en T, cruciformes, la constante I_w peut être de façon prudente prise égale à zéro.
- b) pour les types spécifiques de sections illustrés à la Figure J.2, les valeurs de I_w peuvent être calculées au moyen des expressions données dans la figure.

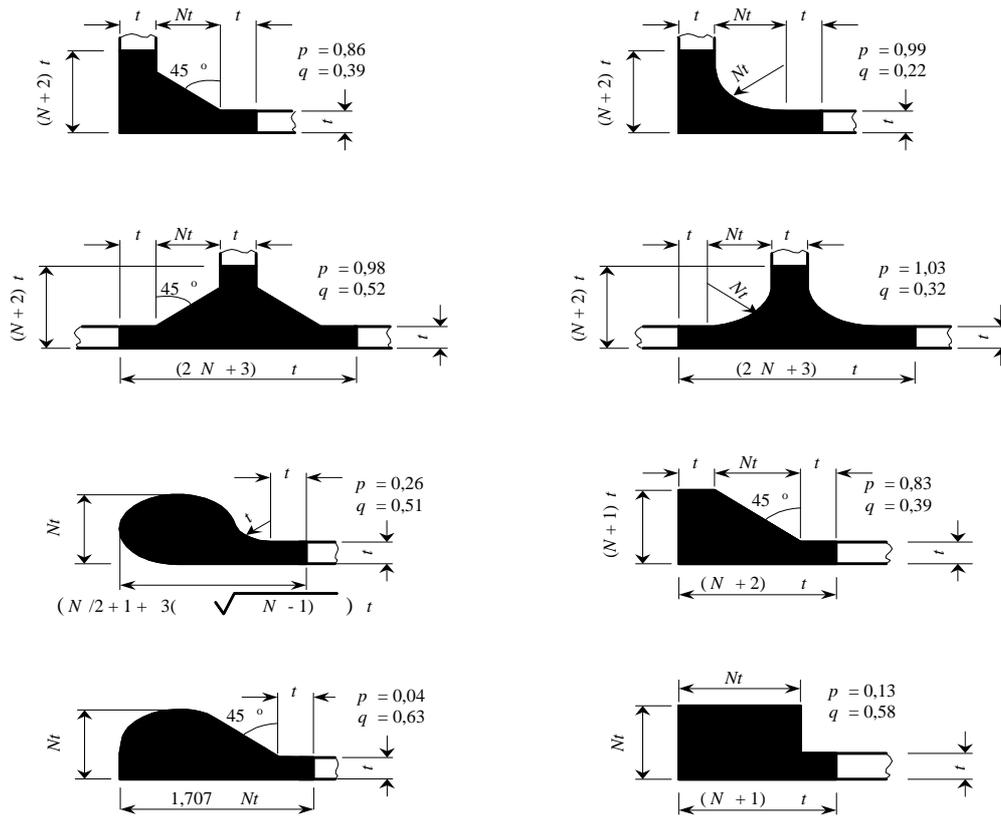


Figure J.1 -

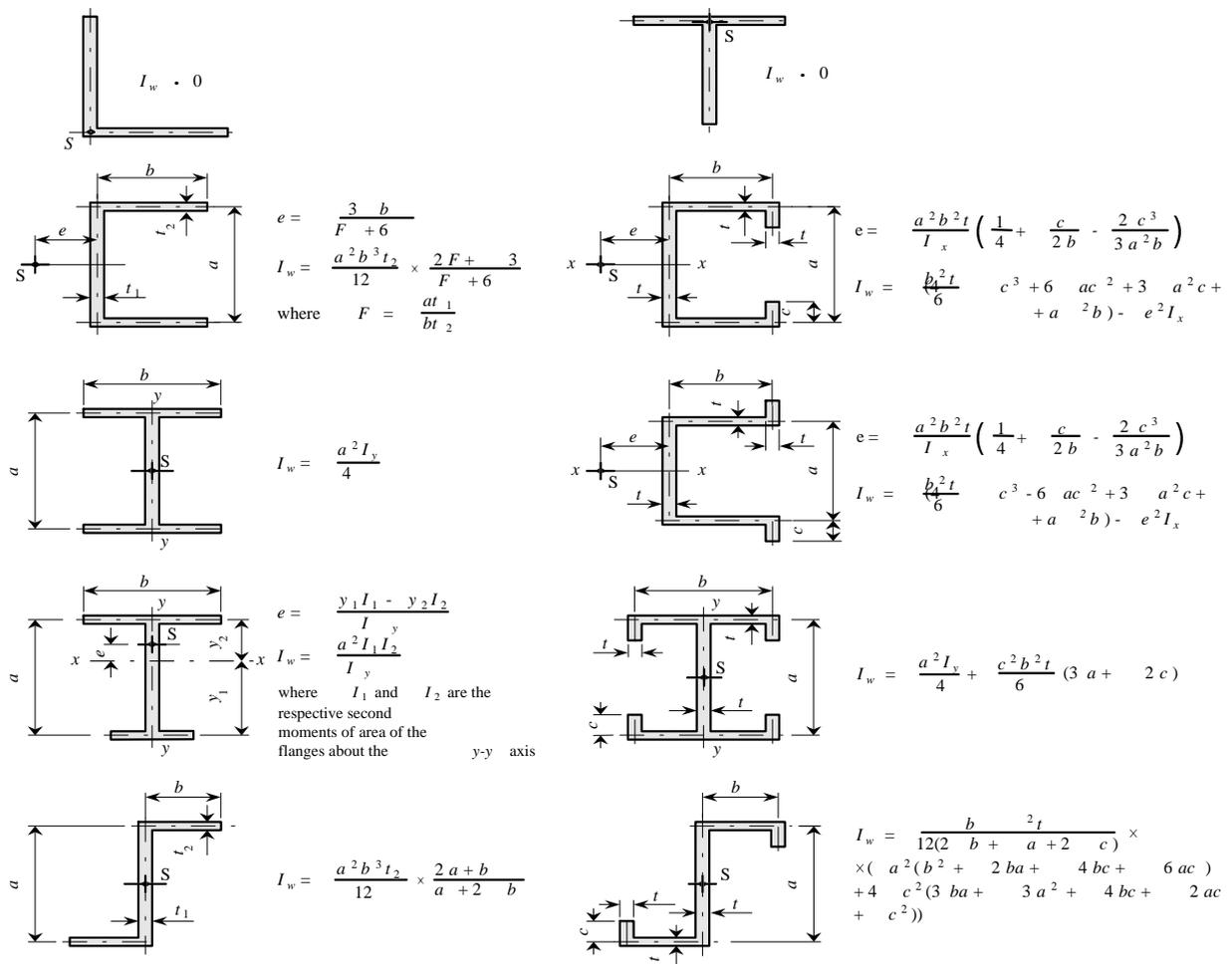


Figure J.2 -