

Remplace la norme SIA 263, édition 2003

Stahlbau
Costruzioni in acciaio
Steel Structures

Construction en acier

Numéro de référence
SN 505263:2013 fr

Valable à partir de: 2013-01-01

Editeur
Société suisse des ingénieurs et
des architectes
Case postale, CH-8027 Zurich

Copie éducation

Les corrections et commentaires éventuels concernant la présente publication sont disponibles sous www.sia.ch/correctif.

La SIA décline toute responsabilité en cas de dommages qui pourraient survenir du fait de l'utilisation ou de l'application de la présente publication.

2003-01 1^{er} tirage

TABLE DES MATIÈRES

	Page		Page
Préface	4	6 Assemblages	65
0 Domaine d'application	5	6.1 Généralités	65
0.1 Délimitation	5	6.2 Assemblages à boulons, rivets ou axes d'articulation	65
0.2 Allgemeine Bedingungen Bau	5	6.3 Assemblages soudés	71
0.3 Normative Verweisungen	5	6.4 Assemblages hybrides	74
0.4 Dérogations	6	6.5 Couvre-joints	74
1 Terminologie	7	6.6 Assemblages entre poutres et poteaux	74
1.1 Termes techniques	7	6.7 Assemblages de profilés creux	77
1.2 Notations	9	6.8 Ancrages dans le béton	77
2 Principes	14	7 Exécution	79
2.1 Généralités	14	7.1 Généralités	79
2.2 Matériaux	14	7.2 Spécifications pour l'exécution	79
2.3 Analyse structurale et dimensionnement	14	7.3 Qualification des fabricants	79
2.4 Durabilité	14	7.4 Assemblages boulonnés	79
2.5 Gestion de la qualité	14	7.5 Assemblages soudés	80
3 Matériaux	16	7.6 Tolérances	82
3.1 Généralités	16	7.7 Contrôles et essais	82
3.2 Aciers de construction	16	Annexes	
3.3 Aciers moulés et aciers forgés	18	A Choix de la qualité d'acier (normatif)	84
3.4 Moyens d'assemblage	18	B Moment critique de déversement élastique M_{cr} (normatif)	85
3.5 Gestion de la qualité	19	C Echauffement des éléments de construction en cas d'incendie (normatif)	87
4 Analyse structurale et dimensionnement	20	D Dimensionnement des assemblages de profilés creux (normatif)	88
4.1 Généralités	20	E Catégories de détails en fatigue (normatif)	96
4.2 Bases de l'analyse structurale et du dimensionnement	20	F Voilement par cisaillement avec raidisseurs spéciaux aux extrémités (normatif)	105
4.3 Modélisation	23		
4.4 Méthode de vérification	27		
4.5 Stabilité	28		
4.6 Introduction des forces	33		
4.7 Fatigue	35		
4.8 Situation de projet: incendie	39		
4.9 Situation de projet: séisme	41		
4.10 Aptitude au service	43		
5 Eléments de construction	45		
5.1 Poutres et poteaux des classes de section 1 et 2	45		
5.2 Poutres et poteaux de la classe de section 3	49		
5.3 Poutres et poteaux de la classe de section 4	51		
5.4 Structures en treillis	53		
5.5 Eléments comprimés à section composée	54		
5.6 Poutres composées à âme pleine	56		
5.7 Profilés façonnés à froid, tôles profilées	59		
5.8 Voies de roulement de ponts roulants	61		
5.9 Appuis et articulations	63		

PRÉFACE

La présente norme SIA 263 s'adresse aux concepteurs. Elle concerne également les maîtres d'ouvrage, la direction des travaux ainsi que les entrepreneurs.

La norme SIA 263 fait partie des normes de structures porteuses de la SIA. Elle s'appuie sur l'Eurocode 3: *Calcul des structures en acier*.

Les normes de structures de la SIA comprennent les normes suivantes:

- Norme SIA 260 Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses
- Norme SIA 261 Actions sur les structures porteuses
- Norme SIA 262 Construction en béton
- Norme SIA 263 Construction en acier
- Norme SIA 264 Construction mixte acier-béton
- Norme SIA 265 Construction en bois
- Norme SIA 266 Construction en maçonnerie
- Norme SIA 267 Géotechnique
- Norme SIA 269 Maintenance des structures porteuses.

Commission norme SIA 263

0 DOMAINE D'APPLICATION

0.1 Délimitation

- 0.1.1 La norme SIA 263 régit l'élaboration des projets de structures porteuses en acier. On entend par là tous les ouvrages en acier dans les domaines du bâtiment et du génie civil.
- 0.1.2 La présente norme s'applique en relation avec les normes suivantes:
- Norme SIA 260 Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses
 - Norme SIA 261 Actions sur les structures porteuses
 - Norme SIA 261/1 Actions sur les structures porteuses – spécifications complémentaires
 - Norme SIA 262 Construction en béton
 - Norme SIA 263/1 Construction en acier – spécifications complémentaires
 - Norme SIA 264 Construction mixte acier-béton.
- 0.1.3 Pour les structures porteuses d'installations électriques et de téléphériques, de même que pour les constructions hydrauliques, les réservoirs et les conduites forcées, les prescriptions particulières du maître de l'ouvrage et des autorités de surveillance compétentes doivent être respectées.
- 0.1.4 Les dispositions de la présente norme sont également valables pour les constructions provisoires, conformément à la norme SIA 260.
- 0.1.5 Les dispositions constructives et l'exécution sont traitées dans la mesure nécessaire pour assurer la communication entre les participants concernés et la réalisation effective des conditions présumées au cours de l'élaboration du projet.
- 0.1.6 Des prescriptions plus spécifiques concernant l'exécution des constructions en acier sont contenues dans la norme SIA 263/1.

0.2 Allgemeine Bedingungen Bau

Die Allgemeinen Bedingungen Bau (ABB) zur vorliegenden Norm sind in der Norm SIA 118/263 *Allgemeine Bedingungen für Stahlbau* enthalten.

0.3 Normative Verweisungen

- 0.3.1 Im Text dieser Norm wird auf die nachfolgend aufgeführten Publikationen verwiesen, die im Sinne der Verweisungen ganz oder teilweise mitgelten. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe, bei datierten Verweisungen die entsprechende Ausgabe der betreffenden Publikation.
- 0.3.2 Publikationen des SIA
- Norm SIA 260 Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
 - Norm SIA 261 Einwirkungen auf Tragwerke
 - Norm SIA 262 Betonbau
 - Norm SIA 264 Stahl-Beton-Verbundbau.
- 0.3.3 Europäische Normen bzw. internationale Normen
Auf weitere Normen gemäss Verzeichnis in der Norm 263/1 wird verwiesen. Diese sind im Sinne der Verweisung mitgeltend.

0.4 Dérogations

- 0.4.1 Des dérogations aux dispositions de la présente norme sont admissibles si elles sont suffisamment justifiées par des théories ou par des essais, ou si de nouveaux développements et de nouvelles connaissances dans le domaine en question permettent une telle démarche.
- 0.4.2 Pour les situations non traitées par cette norme, la procédure à suivre doit être convenue entre les responsables du projet et le maître de l'ouvrage, ainsi que toutes les instances concernées. La procédure choisie sera décrite par étapes dans la convention d'utilisation et dans la base du projet.

Copie éducation

1 TERMINOLOGIE

1.1 Termes techniques

En plus des termes techniques définis dans les normes SIA 260 et 261, d'autres termes, définis ci-après, sont utilisés dans la présente norme.

Arrachement lamellaire

Lamellares Aufreissen
rottura lamellare
lamellar tearing

Rupture parallèle à la surface d'un produit laminé, résultant d'une sollicitation en traction dans le sens de l'épaisseur.

Assemblages semi-rigides

Halbsteife Knotenpunkte
nodi semi rigidi
semi-rigid connection

Nœuds de barres dont la déformation due aux sollicitations influence de façon significative le comportement de la structure.

Barre d'acier coulé en continu

Stranggussprofil
acciaio prodotto in colata continua
billet

Produit semi-fini obtenu par coulée continue destiné au laminage à chaud de l'acier.

Boulons ajustés

Passschrauben
bulloni calibrati
fitted bolt

Boulons spéciaux avec des tolérances restreintes à la fabrication et un jeu très réduit dans les trous.

Catégorie de détails

Kerbgruppe
categoria d'intaglio
notch category

Ensemble de détails de construction dont l'influence sur la résistance à la fatigue est identique.

Détail de construction

Kerbfall
effetto d'intaglio
notch detail

Élément ou assemblage dont la configuration exerce une influence déterminée sur la résistance à la fatigue.

Doublures

Doppelungen
sfogliatura
lamination

Discontinuités étendues dans la matière, en général parallèles à la surface d'un produit laminé.

Fissuration à froid

Kaltriss
cricche a freddo
cold crack

Fissure provoquée par le refroidissement du cordon de soudure.

Glissement

Schlupf
scorrimento
slip

Déformation dans les nœuds de barres occasionnée par le jeu dans les trous des boulons.

Produits plats

Flacherzeugnisse
prodotti piatti
flat products

Plats, larges plats et tôles.

Rivet à anneau
Schliessringbolzen
ribattini ad anello
annular rivet

Moyen d'assemblage spécial; au moment du montage, un anneau est pressé à froid sur la tige rainurée du rivet.

Section brute
Bruttoquerschnitt
sezione lorda
gross cross section

Section complète d'une barre, perpendiculaire à l'axe de celle-ci, sans prise en compte des affaiblissements de la section (par ex. trous pour les boulons).

Section de calcul
Berechnungsquerschnitt
sezione di calcolo
full geometric section

Section déterminante d'une barre pour l'analyse structurale, en particulier pour le calcul des contraintes, la plupart du temps identique à la section brute.

Section efficace
Bemessungsquerschnitt
(wirksamer Querschnitt)
sezione effettiva
effective cross section

Section d'une barre servant à calculer les contraintes sur la base de la loi de Hooke. Par rapport à la section brute, elle est réduite à la largeur efficace; cette dernière tient compte de la répartition irrégulière des contraintes dans la section, suite à des déformations dues à l'effort tranchant ou au voilement.

Section nette
Nettoquerschnitt
sezione netta
net section

Section devant supporter les contraintes, compte tenu des affaiblissements dus, par ex. aux trous pour les boulons. Elle concerne en général les zones tendues des éléments et ne se situe pas nécessairement dans le plan perpendiculaire à l'axe de la barre.

Ténacité
Bruchzähigkeit
duttilità
fracture toughness

Aptitude, dépendant de la température, d'un matériau à dissiper de l'énergie lors de sa rupture.

1.2 Notations

1.2.1 Majuscules latines

A	aire d'une section
A_{eff}	section efficace, compte tenu du voilement local selon le chiffre 4.5.3; dans le cas des sections des classes 1 à 3: $A_{eff} = A$
A_{net}	aire nette de la section
A_s	aire de la section résistante du boulon
A_{st}	aire de la section des raidisseurs
A_v	aire efficace de cisaillement
$A_{v, brut}$	aire brute de cisaillement dans les assemblages
$A_{v, net}$	aire nette de cisaillement dans les assemblages
A_w	aire de la section de l'âme des profilés I et U, selon la figure 1
E	module d'élasticité (pour traction, compression et flexion, voir le chiffre 3.2.2.1)
E_d	valeur de calcul des actions
$F_{p, Cd}$	force de précontrainte selon le chiffre 6.2.3.4
G	module de glissement (voir le chiffre 3.2.2.1)
I, I_y, I_z	moment d'inertie; par rapport à l'axe y ou z
K	constante de torsion
L	longueur
L_{cr}	longueur critique de déversement
L_D	longueur de déversement
L_{Ky}, L_{Kz}	longueur de flambage dans la direction y ou z
M_{Ed}	valeur de calcul des sollicitations en flexion
M_{cr}	moment critique de déversement élastique
M_{Rd}	valeur de calcul de la résistance à la flexion
$M_{y, Rd}$	valeur de calcul de la résistance à la flexion selon l'axe y
$M_{z, Rd}$	valeur de calcul de la résistance à la flexion selon l'axe z
$M_{D, Rd}$	valeur de calcul de la résistance au déversement
$M_{N, Rd}$	valeur de calcul de la résistance à la flexion compte tenu d'un effort normal simultané
N_{cr}	charge critique de flambage élastique $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_K^2}$
	selon l'axe y $N_{cr, y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{Ky}^2}$
	selon l'axe z $N_{cr, z} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{Kz}^2}$
N_{Ed}	valeur de calcul de l'effort normal
N_{Rd}	valeur de calcul de la résistance à l'effort normal
$N_{K, Rd}$	valeur de calcul de la résistance au flambage
$N_{Ky, Rd}$	valeur de calcul de la résistance au flambage selon l'axe y
$N_{Kz, Rd}$	valeur de calcul de la résistance au flambage selon l'axe z

$N_{pl,Rd}$	valeur de calcul de la résistance plastique à l'effort normal
Q1...Q4	classes de ponts roulants selon l'état de chargement, voir la norme SIA 261/1
U0...U9	classes de ponts roulants selon la fréquence d'utilisation, voir la norme SIA 261/1
V_{Ed}	valeur de calcul de l'effort tranchant
V_{Rd}	valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant
W_{el}	module de section élastique
$W_{el,y}$	module de section élastique selon l'axe y
W_{pl}	module de section plastique
W_{eff}	module de section élastique de la section efficace, par rapport à la fibre extrême de la section
$W_{eff,c}$	module de section élastique de la section efficace, par rapport à l'axe de gravité de l'aile comprimée

1.2.2 Minuscules latines

a	distance, dimension de gorge d'une soudure
b	largeur de l'aile; largeur du panneau de voilement considéré
b_c	largeur de la zone comprimée du panneau de voilement
b_{eff}	largeur efficace d'un élément plan comprimé
d	diamètre des boulons ou des rivets
d_0	diamètre des trous
f_s	résistance des cordons de soudure dans la section de contact
f_u	résistance à la traction
f_{uE}	résistance à la traction du produit d'apport de soudage, en général $f_{uE} = 510 \text{ N/mm}^2$
f_w	résistance des cordons de soudure dans la section de gorge
f_y	limite d'élasticité
h	hauteur de section
h_c	hauteur de la zone comprimée de l'âme
h_2	hauteur de l'âme
i	rayon de giration
k, k_{min}	coefficient de voilement
t	épaisseur de plaque, de tôle
t_f	épaisseur de l'aile
t_w	épaisseur de l'âme
w	flèche d'un élément de stabilisation

1.2.3 Minuscules grecques

α	rapport des côtés d'un élément plan $\alpha = a/b$
α_K	facteur d'imperfection pour les courbes de flambage
α_T	coefficient de dilatation thermique
β	élancement de l'âme, $\beta = (h-t_f)/t_w$
ε	déformation, influence de la résistance de l'acier $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$
θ	température de l'acier

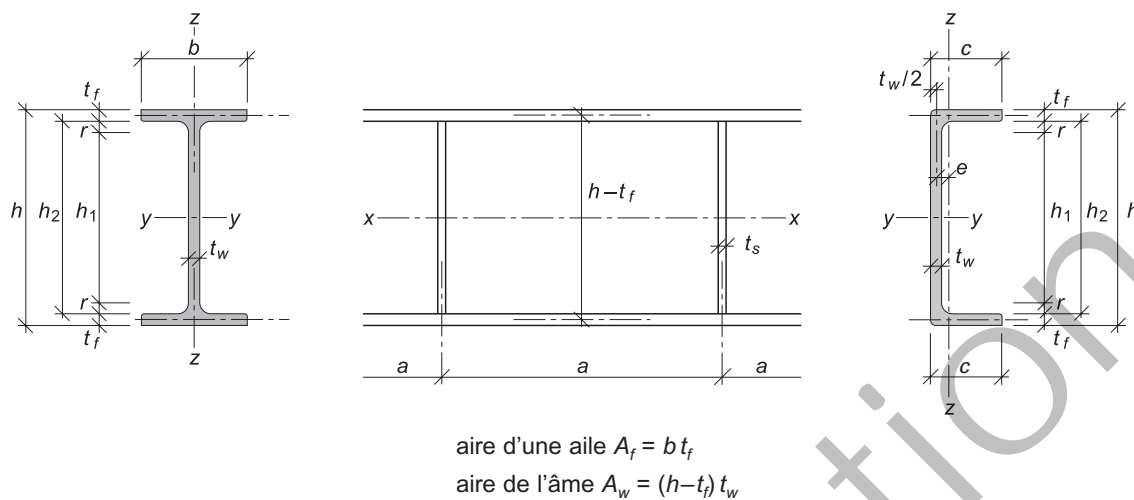
λ	élancement
λ_K	élancement au flambage L_K/i
λ_E	élancement limite élastique, $\lambda_E = \pi \sqrt{E/f_y}$
$\bar{\lambda}_D$	coefficient d'élancement au déversement selon chiffre 4.5.2.3
$\bar{\lambda}_K$	coefficient d'élancement au flambage selon chiffre 4.5.1.4
$\bar{\lambda}_P$	coefficient d'élancement au voilement selon chiffre 4.5.3.3
μ	coefficient de frottement
ν	coefficient de Poisson, voir chiffre 3.2.2.1
ρ_a	masse volumique de l'acier, voir chiffre 3.2.2.1
ρ_p	masse volumique du matériau de protection contre l'incendie
$\sigma_{or,D}$	contrainte critique de déversement élastique, selon l'annexe B.3
$\sigma_{or,K}$	contrainte de flambage d'Euler, selon le chiffre 4.5.1.4
$\sigma_{or,P}$	contrainte critique de voilement élastique, selon le chiffre 4.5.3.6
σ_{Ed}	valeur de calcul des contraintes
τ_{cr}	contrainte critique de cisaillement
τ_R	contrainte limite de cisaillement
τ_t	contribution de la bielle de traction
τ_y	limite d'élasticité en cisaillement $\tau_y = f_y/\sqrt{3}$
χ_D	coefficient de déversement, selon le chiffre 4.5.2.3
χ_K	coefficient de flambage, selon le chiffre 4.5.1.4
χ_{fi}	coefficient de flambage en cas d'incendie, selon le chiffre 4.8.5.5
ω_y, ω_z	facteurs pour la prise en compte de la répartition des moments, selon les axes y ou z

1.2.4 Majuscules grecques

Δt	intervalle de temps
$\Delta \sigma_C$	résistance à la fatigue à $2 \cdot 10^6$ cycles, catégories de détail
$\Delta \sigma_D$	limite de fatigue sous amplitude constante
$\Delta \sigma_L$	limite de troncature

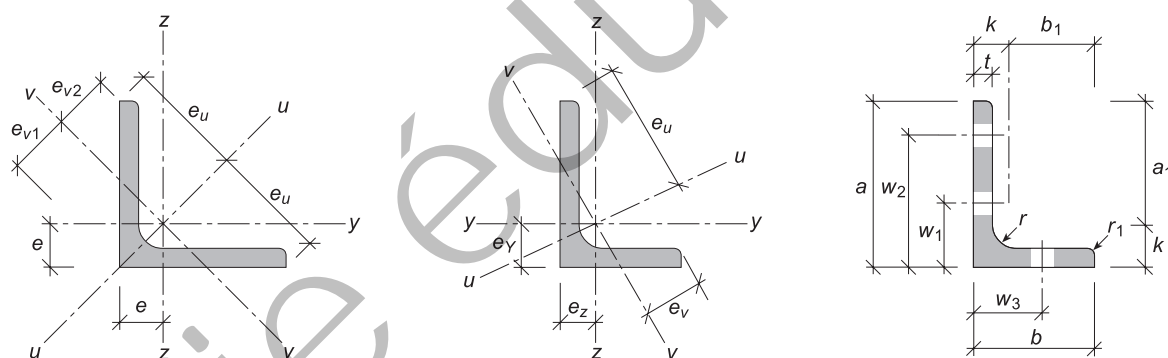
1.2.5 Notation pour profilés laminés et pour poutres composées à âme pleine

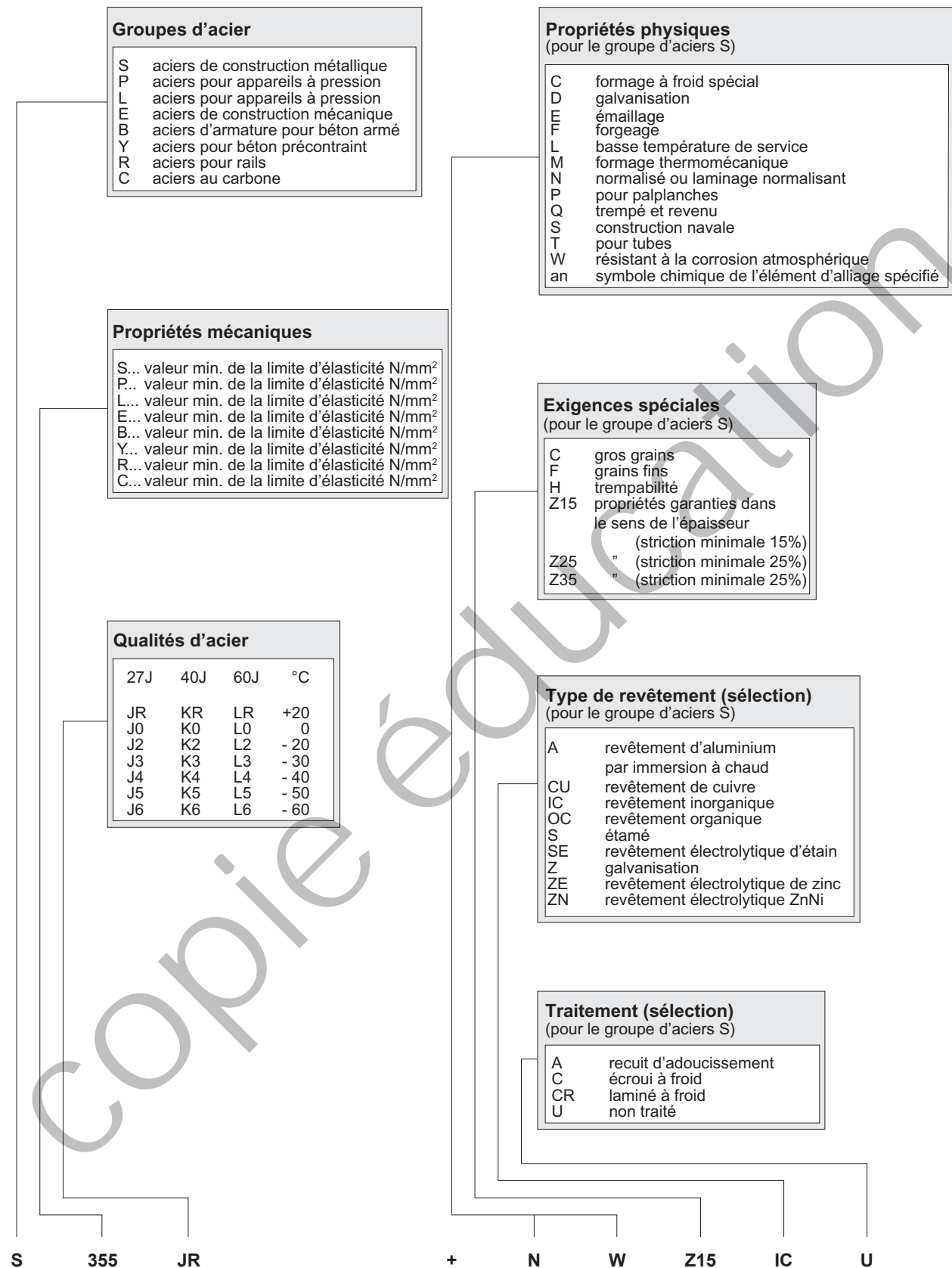
Figure 1



1.2.6 Notations pour cornières

Figure 2





La valeur minimale de la limite d'élasticité, ou limite d'écoulement, correspond à la contrainte provoquant la première diminution significative de la charge, selon le diagramme contrainte-déformation. Dans le cas de matériaux n'ayant pas une limite d'élasticité nette, elle est remplacée par la limite de déformation $R_{p0,2}$. En général, l'indication des trois premières propriétés suffit.

2 PRINCIPES

2.1 Généralités

- 2.1.1 Les bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses sont définies dans la norme SIA 260.
- 2.1.2 Les actions sur les structures porteuses sont définies dans la norme SIA 261.
- 2.1.3 Une construction en acier conçue selon les règles de l'art se caractérise par le choix judicieux des matériaux, une fabrication économique, un montage simple et sûr, des déformations tolérables et une bonne compatibilité avec les autres éléments de construction.
- 2.1.4 Outre les critères de conception donnés dans la norme SIA 260, il faut tenir compte d'autres aspects, en particulier:
 - L'emplacement et l'importance de la construction
 - la compatibilité de l'ouvrage avec l'environnement
 - les déformations et les vibrations, lesquelles pourraient influencer sur la résistance ultime et le comportement de l'ouvrage pendant son utilisation
 - les conditions de fabrication en usine et les possibilités de transport
 - les circonstances et risques d'accidents lors du montage
 - la coordination entre l'emplacement des joints de montage et le processus de montage (tenant compte de la sécurité du travail)
 - la facilité garantie pour l'écoulement des eaux, par ex. pour les toits plats
 - l'exposition de la structure porteuse aux influences de l'environnement
 - les exigences à l'égard de la résistance au feu
 - les exigences concernant l'isolation thermique et acoustique
 - l'accessibilité des éléments de construction nécessitant un entretien.

2.2 Matériaux

- 2.2.1 Le choix des matériaux doit être fait en fonction des exigences de la conception et des possibilités de fabrication. Les propriétés requises doivent être consignées dans la base du projet.
- 2.2.2 Dans le choix des matériaux, il faut tenir compte des exigences de ténacité et de soudabilité (voir le chiffre 3.2.3).

2.3 Analyse structurale et dimensionnement

- 2.3.1 L'analyse structurale et le dimensionnement doivent procéder selon la norme SIA 260.
- 2.3.2 Le comportement plastique des matériaux peut être pris en compte. Dans ce cas, il faut respecter les conditions définies aux chiffres 4.3.2 et 4.3.4.
- 2.3.3 La répartition non linéaire de la température à travers une section y induit des contraintes auto-équilibrées, même pour des structures isostatiques. Pour des structures hyperstatiques, cet effet, ainsi que les déformations thermiques ou les déplacements d'appui empêchés, engendrent des efforts intérieurs imposés.
- 2.3.4 Lors de la vérification de la sécurité structurale, les contraintes autoéquilibrées et les efforts intérieurs imposés peuvent en général être négligés. Dans le cas de problèmes de stabilité, ces effets sont déjà pris en compte par la méthode de dimensionnement de la présente norme.
- 2.3.5 Au cas où la vérification de la sécurité structurale est effectuée selon les méthodes EP, EE ou EER (voir le chiffre 4.3.1), il faut tenir compte de ces efforts intérieurs imposés.
- 2.3.6 Lors de la vérification de l'aptitude au service, il faut tenir compte de l'effet des déformations imposées et de celles empêchées.

2.4 Durabilité

- 2.4.1 Afin de garantir une durabilité suffisante des structures porteuses, il faut prévoir des mesures adéquates concernant:
- la prise en compte des conditions environnementales prévisibles
 - le comportement de la structure dans le cas de sollicitations souvent répétées (fatigue)
 - la garantie des propriétés exigées de la structure porteuse
 - la garantie de la composition, des propriétés et du comportement des matériaux
 - le choix adapté à l'utilisation de la forme et des dispositions constructives des éléments de construction
 - la garantie de l'accessibilité et de la possibilité d'inspection des éléments de construction
 - la garantie de la qualité de l'exécution
 - l'utilisation de la structure porteuse conformément à la convention d'utilisation
 - la mise en œuvre d'une surveillance appropriée
 - l'exécution des travaux d'entretien nécessaires pendant la durée d'utilisation prévue.
- 2.4.2 Les conditions préalables pour une protection efficace et durable contre la corrosion reposent sur la conception et l'exécution appropriées des dispositions constructives de la construction et de ses différents éléments. Il faut tenir compte de SN EN ISO 12944 et en particulier:
- évaluer la charge de corrosion
 - déterminer la durée de protection nécessaire
 - choisir des dispositions constructives favorisant la protection contre la corrosion
 - choisir un système de protection adéquat
 - déterminer les exigences à l'égard de la préparation des surfaces, de l'épaisseur des couches et de l'adhérence, ainsi que, le cas échéant, des propriétés physico-chimiques et esthétiques
 - déterminer la durée admissible d'exposition aux intempéries des couches appliquées en atelier.
- 2.4.3 Lors du choix du système de protection des surfaces, il faut tenir compte des aspects écologiques aussi bien pour l'application initiale que pour la rénovation et le renouvellement.
- 2.4.4 Dans le cas d'ouvrages provisoires, on peut renoncer, en général, à la protection des surfaces.
- 2.4.5 Les surfaces à protéger doivent être accessibles afin de permettre l'exécution, les contrôles, les inspections, la maintenance et le renouvellement de la protection contre la corrosion.
- 2.4.6 L'eau doit pouvoir s'écouler librement de toutes les parties de la construction.
- 2.4.7 La qualité de la protection contre la corrosion des moyens d'assemblage doit correspondre à celle du reste de la construction.
- 2.4.8 Dans un milieu très corrosif, on évitera les cordons de soudure discontinus, les soudures par points ainsi que les arêtes vives.
- 2.4.9 En cas de zingage à chaud, des règles supplémentaires seront observées pour tenir compte du prétraitement par sablage et de la température d'environ 450 °C du bain (voir SN EN ISO 1461).

2.5 Gestion de la qualité

- 2.5.1 Les exigences de qualité à l'égard d'une construction tiennent compte des critères de sécurité structurale, d'aptitude au service, de durabilité, d'économie, ainsi que d'autres besoins éventuels. En vue de satisfaire à ces exigences de la qualité, il faut préciser dans la base du projet et dans les documents de soumission:
- les exigences minimales à l'égard du système de qualité et du plan de qualité du fabricant
 - les exigences à l'égard de la qualification du fabricant, en particulier en ce qui concerne les travaux de soudure.
- Des indications plus précises sont à rechercher dans la norme SIA 263/1.
- 2.5.2 Lors de l'établissement du plan de contrôle, il faut tenir compte de la complexité de la construction, ainsi que de la mise en danger des utilisateurs et de l'environnement en cas d'une éventuelle rupture d'un élément de construction.
- 2.5.3 Dans la gestion de la qualité, il est particulièrement important d'empêcher les interventions indésirables, par ex. des travaux de soudure effectués sur des matériaux ou des éléments structuraux soumis à une interdiction de soudage (voir le chiffre 3.2.3.8), la découpe de parties déjà porteuses de charges, les dommages causés à la protection des surfaces.
- 2.5.4 Le chiffre 7.7 ainsi que la norme SIA 263/1 contiennent des indications concernant les contrôles d'exécution.

3 MATÉRIAUX

3.1 Généralités

- 3.1.1 Les prescriptions qui suivent concernent les matériaux actuellement en usage dans la construction en acier. D'autres aciers de construction peuvent être employés pour autant qu'ils soient spécifiés avec précision et que leurs propriétés en ce qui concerne leur résistance, leur ténacité et leur soudabilité répondent aux exigences de la présente norme.

La norme SIA 263/1 contient des spécifications complémentaires.

- 3.1.2 La désignation des aciers est conforme au système de désignation du chiffre 1.2.7.

3.2 Aciers de construction

3.2.1 Aciers de construction normalisés et leurs propriétés

- 3.2.1.1 Les propriétés mécaniques des aciers et leur composition chimique sont définies dans les normes de produits.
- 3.2.1.2 Les propriétés mécaniques de produits d'une épaisseur nominale de plus de 250 mm (ou de 100 mm dans le cas des aciers à grains fins), ainsi que la résilience dans le cas de profilés d'une épaisseur nominale de plus de 100 mm, doivent être spécifiées dans chaque cas particulier.
- 3.2.1.3 Des exigences supplémentaires dans le sens de l'épaisseur des produits plats (voir SN EN 10164), c'est-à-dire dans un sens perpendiculaire à la surface, doivent être précisées lors de la commande de matériau.
- 3.2.1.4 Des produits de plus de 30 mm d'épaisseur sollicités en traction dans le sens de l'épaisseur (par ex. des plaques frontales résistant à la flexion) doivent si possible être commandés avec des exigences spéciales. Ils doivent pour le moins faire l'objet d'un contrôle par ultrasons pour détecter la présence éventuelle de doublures et d'inclusions grossières. Les pièces présentant de tels défauts ne doivent pas être utilisées.
- 3.2.1.5 Pour des produits provenant de stocks, dont la qualité n'est pas déterminée avec certitude, on peut normalement admettre les propriétés de l'acier S 235 JR. En cas de doute, leurs propriétés selon le tableau 1 doivent être prouvées.

3.2.2 Valeurs caractéristiques

- 3.2.2.1 Pour les propriétés physiques des aciers de construction et dans les conditions usuelles de température, les valeurs ci-après serviront de base pour les calculs:
- masse volumique $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$
 - module d'élasticité $E = 210 \text{ kN/mm}^2$
 - module de glissement $G = 81 \text{ kN/mm}^2$
 - coefficient de Poisson $\nu = 0,3$.
- 3.2.2.2 Le coefficient de dilatation thermique est fonction de la température. Toutefois, dans le domaine $-100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C}$, on peut en général calculer avec une valeur constante de $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$.
- Dans des cas spéciaux, on peut recourir à l'approximation suivante:
 $\alpha_T = (11,2 + 0,01\theta) 10^{-6}/^\circ\text{C}$ valable pour $-100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C}$.
- 3.2.2.3 Le tableau 1 contient les valeurs caractéristiques de la limite d'élasticité f_y de la limite d'élasticité en cisaillement τ_y et de la résistance à la traction f_u normalement utilisées pour les vérifications.

Tableau 1: Valeurs caractéristiques de la limite d'élasticité f_y , de la limite d'élasticité en cisaillement τ_y et de la résistance à la traction f_u en N/mm²

Nuance d'acier	Epaisseur t					
	$t \leq 40$ mm			$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm		
	f_y	τ_y	f_u	f_y	τ_y	f_u
S 235	235	135	360	215	124	340
S 275	275	160	430	255	147	410
S 355	355	205	510	335	193	490
S 460	460	265	550	430	248	530

Pour des calculs plus précis, on peut utiliser les valeurs fournies dans SN EN 10025, SN EN 10137 et SN EN 10155, et, pour les profilés creux, SN EN 10210 et SN EN 10219.

- 3.2.2.4 L'utilisation des méthodes de calcul EP et PP selon le chiffre 4.3.1 est autorisée si l'acier employé répond aux exigences suivantes:
- l'allongement de rupture (selon SN EN 10002-1) mesuré sur une longueur de $5,65\sqrt{A_0}$ est supérieur à 15%
 - le rapport entre l'allongement de rupture et la déformation élastique est de $\varepsilon_u/\varepsilon_y \geq 15$
 - le rapport entre la résistance à la traction et la limite d'élasticité est de $f_u/f_y \geq 1,1$.

Les nuances d'acier du tableau 1 remplissent ces conditions.

- 3.2.2.5 Le comportement du matériau sollicité selon plusieurs axes peut être évalué selon le critère d'écoulement plastique basé sur l'énergie de déformation (d'après von Mises). La contrainte de comparaison $\sigma_{m,E}$ est obtenue comme suit:

$$\sigma_{m,E} = \sqrt{\sigma_{x,E}^2 + \sigma_{y,E}^2 + \sigma_{z,E}^2 - \sigma_{x,E}\sigma_{y,E} - \sigma_{x,E}\sigma_{z,E} - \sigma_{y,E}\sigma_{z,E} + 3(\tau_{xy,E}^2 + \tau_{xz,E}^2 + \tau_{yz,E}^2)}$$

3.2.3 Choix de la qualité d'acier

- 3.2.3.1 Dans les zones sollicitées en traction ou par des états de contrainte multiaxiaux, les exigences à l'égard de la ténacité doivent être fixées de telle façon qu'une rupture fragile du matériau soit exclue à la température de service déterminante la plus basse pour l'élément de construction concerné.
- 3.2.3.2 La ténacité des qualités d'acier JR, J0, J2 et K2 est déterminée par leur résilience selon SN EN 10025. Pour d'autres qualités d'acier, les exigences doivent être prescrites par la désignation des conditions de livraison (N, M, Q) et, au besoin, par la désignation supplémentaire L (basse température).
- 3.2.3.3 Le choix de la qualité d'acier dépend du domaine d'application, de la température de service déterminante et du type de sollicitation. L'annexe A indique les valeurs recommandées pour l'épaisseur des pièces pour des aciers d'usage courant.
- 3.2.3.4 Pour des ponts ferroviaires et des pylônes de téléphérique, il faut se conformer aux prescriptions du maître de l'ouvrage et des autorités de surveillance.
- 3.2.3.5 Une ténacité suffisante est particulièrement importante pour des éléments de construction soudés qui sont constitués de matériaux de forte épaisseur, comportent des contraintes résiduelles élevées, ont subi un façonnage à froid, comprennent des angles rentrants aigus ou sont sollicités de façon dynamique. Pour cette raison, dans certains cas, des limitations supplémentaires allant au-delà des valeurs recommandées dans l'annexe A peuvent être exigées pour l'épaisseur du matériau.
- 3.2.3.6 La soudabilité des aciers des qualités d'acier JR, J0, J2 et K2 est en général assurée pour tous les procédés de soudage. En allant de la qualité d'acier JR à la qualité K2, la soudabilité s'améliore en même temps que la ténacité s'accroît.
- 3.2.3.7 L'accroissement de l'épaisseur et celui de la résistance à la traction augmentent la tendance à la fissuration à froid dans les zones affectées thermiquement et présentant des contraintes résiduelles élevées. Dans de tels cas, le choix de mesures appropriées lors des travaux de soudage (voir le chiffre 7.5.1.2) est tout aussi important que le choix des matériaux.

- 3.2.3.8 Lors du choix des dispositions constructives, il faut tenir compte du fait que certains matériaux ne peuvent pas être soudés, ou ne peuvent l'être qu'en respectant des conditions très strictes:
- le soudage est interdit pour les aciers de précontrainte, les tiges d'ancrage et les boulons à haute résistance
 - les aciers à haute teneur en carbone (par ex. E 295; E 335; E 360 selon SN EN 10025) ne peuvent être soudés que dans des conditions particulières
 - pour le soudage des aciers d'armature, voir la norme SIA 262
 - le soudage est interdit pour les éléments d'acier coulé en continu, non traités thermiquement, tant qu'aucune qualification du mode opératoire de soudage n'a été effectuée pour la livraison concernée.

Les mesures de protection nécessaires doivent être précisées dans la base de projet.

3.3 Aciers moulés et aciers forgés

Pour les éléments en acier moulé, en acier coulé en continu et en acier forgé, les exigences doivent être précisées en détail lors de la commande des matériaux. Pour l'acier moulé, il faut fixer les exigences minimales de résilience. Pour l'acier coulé en continu, il faut prêter une attention particulière à sa sensibilité à la rupture fragile et le choix du matériau doit être effectué en fonction de la qualification indispensable du mode opératoire de soudage. Pour les pièces épaisses en acier moulé ou en acier forgé, il faut respecter les valeurs généralement réduites de la résistance. Les critères d'exigence sont définis dans les normes spéciales relatives à l'acier moulé, l'acier coulé en continu et l'acier forgé (voir la norme SIA 263/1).

3.4 Moyens d'assemblage

3.4.1 Les moyens d'assemblage doivent être adaptés à l'utilisation prévue.

3.4.2 Les matériaux pour les boulons de charpente métallique et les boulons à haute résistance, ainsi que pour les types spéciaux, comme les rivets à anneaux ou les boulons ajustés, doivent répondre aux exigences du tableau 2. De plus, le matériau des vis, des écrous et des rondelles doit correspondre aux prescriptions de SN EN 20898-2.

Tableau 2: Limite d'élasticité f_{yb} , résistance à la traction f_{ub} et allongement minimal de rupture ε_u des boulons

Classe de résistance des boulons selon SN EN 20898-2		4.6	4.8 ¹⁾	5.6	5.8 ¹⁾	6.8 ¹⁾	8.8	10.9
f_{yb}	N/mm ²	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub}	N/mm ²	400	400	500	500	600	800	1000
allongement minimal de rupture ε_u	%	22	14	20	10	8	12	9
¹⁾ Classes de résistance de boulons non utilisées en Suisse (allongement de rupture trop faible).								

3.4.3 L'acier des goujons, des goujons filetés et des tiges doit satisfaire aux exigences du tableau 3.

Tableau 3: Exigences à l'égard du matériau des goujons, des goujons filetés et des tiges

Matériau	Limite d'élasticité minimale f_{yB} N/mm ²	Résistance minimale à la traction f_{uB} N/mm ²	Allongement minimal de rupture ε_u %	Domaine d'application
S 235 J2, formé à froid avec exigences spéciales (SN EN 10025)	350	450	12	Goujons pour constructions mixtes et pour plaques d'ancrage
Classe de résistance 4.8	320	400	14	Goujons filetés et tiges pour fixations et attaches

3.4.4 La limite d'élasticité, la résistance à la traction, l'allongement de rupture et la résilience des matériaux d'apport de soudage doivent atteindre les valeurs minimales prescrites pour les matériaux de base correspondants.

3.4.5 SN EN 1993-1-3 définit les particularités des aciers utilisés pour des éléments de construction façonnés à froid.

3.5 Gestion de la qualité

3.5.1 La qualité d'acier des matériaux à utiliser doit être précisée dans les documents de soumission.

3.5.2 Pour des matériaux hors normes, les propriétés requises relatives à la résistance et la ténacité doivent être précisées dans les documents de soumission. Dans de tels cas, il faut joindre à la commande de matériaux une description des propriétés, des essais et des certificats de contrôle exigés.

3.5.3 Pour des sections pleines de plus de 250 mm d'épaisseur, destinées à des constructions soudées, le respect des exigences doit être confirmé par la qualification du mode opératoire de soudage (voir la norme SIA 263/1) effectuée dans le cadre de la réception des matériaux.

3.5.4 Pour des ponts ferroviaires et des ponts routiers, des conduites forcées et d'autres constructions sollicitées à la fatigue, les propriétés mécaniques des matériaux doivent être prouvées par des certificats de contrôle.

3.5.5 Les matériaux des moyens d'assemblage (comme les matériaux d'apport de soudage, les boulons, les rivets à anneaux) sont habituellement contrôlés par leur producteur.

Dans des cas particuliers, par ex. boulons de très grand diamètre, un certificat de contrôle de réception peut être exigé (voir la norme SIA 263/1).

4 ANALYSE STRUCTURALE ET DIMENSIONNEMENT

4.1 Généralités

- 4.1.1 La valeur de calcul de la résistance R_d sera déterminée, selon la présente norme, compte tenu des dimensions des éléments porteurs et de leur section contenues dans les plans, par la formule suivante:

$$R_d = R_k / \gamma_M \quad (1)$$

R_k valeur caractéristique de la résistance

γ_M facteur de résistance (voir le chiffre 4.1.3).

- 4.1.2 Le facteur de résistance γ_M prend en compte les influences suivantes:
- écarts entre le système porteur réel et celui servant de base aux calculs
 - simplifications et imprécisions du modèle de résistance
 - imprécisions relatives aux dimensions des sections
 - variations dans les propriétés des matériaux.

- 4.1.3 Les facteurs de résistance sont normalement:

$\gamma_{M1} = 1,05$ pour la vérification de la résistance et de la stabilité

$\gamma_{M2} = 1,25$ pour les moyens d'assemblage et la vérification de la section nette.

Remarque: on a renoncé à la différenciation entre γ_{M0} et γ_{M1} contenue dans SN EN 1993-1-1.

- 4.1.4 Les facteurs de résistance pour la vérification à la fatigue et la situation de projet incendie sont respectivement définis sous les chiffres 4.7 et 4.8.

4.2 Bases de l'analyse structurale et du dimensionnement

4.2.1 Vérifications exigées

- 4.2.1.1 En principe, les vérifications indiquées dans la norme SIA 260 doivent être effectuées.

- 4.2.1.2 Lors de la vérification de la sécurité structurale, il faut examiner les états limites ultimes suivants:

- résistance en section
- défaillance par instabilité des structures ou de leurs éléments
- résistance des assemblages.

- 4.2.1.3 Pour les structures porteuses mises en danger par des sollicitations souvent répétées, la vérification de la résistance à la fatigue doit également être effectuée.

4.2.2 Analyse structurale

- 4.2.2.1 La stabilité d'ensemble des structures porteuses doit être assurée dans l'espace. Les éléments de stabilisation doivent être disposés et dimensionnés de façon à pouvoir résister aux forces horizontales générées par les actions. L'effet des imprécisions dans la fabrication ainsi que les étapes de montage doivent être pris en considération.

- 4.2.2.2 Si les déformations exercent une influence importante sur les efforts intérieurs d'une structure, un calcul selon la théorie du second ordre doit être effectué.

- 4.2.2.3 Lors de la détermination des efforts intérieurs, le comportement plastique du matériau peut être pris en compte pour autant que les conditions indiquées sous chiffre 4.3.4 soient respectées.

- 4.2.2.4 Par mesure de simplification, les assemblages et liaisons peuvent être classés comme rigides ou articulés. Si une connaissance plus précise du comportement rigide des assemblages est nécessaire (assemblages semi-rigides), il faut en tenir compte lors de la détermination des efforts intérieurs.

4.2.2.5 Lors de la détermination des efforts intérieurs selon la théorie du second ordre, la rigidité des assemblages doit faire l'objet d'une attention particulière.

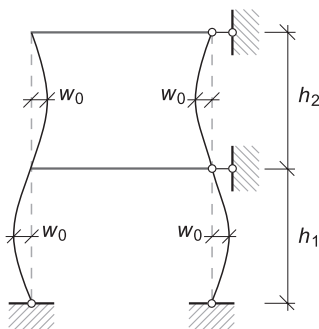
4.2.3 Calculs selon la théorie du second ordre

4.2.3.1 Dans les calculs selon la théorie du second ordre, les déformations initiales et l'effet des contraintes auto-équilibrées seront pris en compte par l'introduction d'imperfections équivalentes. Les tolérances d'exécution sont comprises dans les valeurs indiquées aux chiffres 4.2.3.2 à 4.2.3.5. A la place des imperfections équivalentes, on peut également introduire des forces équivalentes.

Pour les cadres dont les nœuds peuvent se déplacer latéralement, il suffit en général d'introduire des imperfections équivalentes sous la forme d'inclinaisons initiales φ et, pour les cadres tenus latéralement, sous la forme de défauts de rectitude initiaux w_0 des barres et des poutres.

4.2.3.2 Dans le cas de cadres tenus latéralement, le défaut de rectitude initial sera déterminé selon la figure 3, en analogie avec le mode de flambage déterminant.

Figure 3: Imperfections équivalentes à introduire pour le calcul de barres droites comprimées dans les cadres tenus latéralement (défaut de rectitude initial avec flèche w_0 au milieu de la barre)

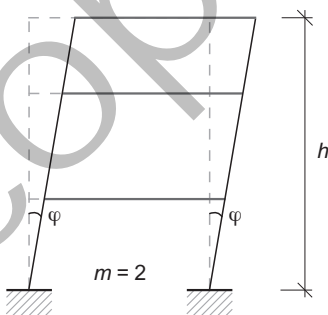


Type de barre	Flèche w_0 de la déformée initiale	
Barres simples avec la courbe de flambage déterminée par leur section, selon la figure 7	EE	EP
a	$L/300$	$L/250$
b	$L/250$	$L/200$
c	$L/200$	$L/150$
d	$L/150$	$L/100$

L longueur de barre.

4.2.3.3 Dans le cas de cadres pouvant se déplacer latéralement, l'inclinaison initiale sera déterminée selon la figure 4.

Figure 4: Inclinaison initiale d'un cadre



$$\varphi = \frac{\alpha_h \cdot \alpha_m}{200} \quad (2)$$

$$\text{avec } \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \quad \alpha_m \leq 1,0$$

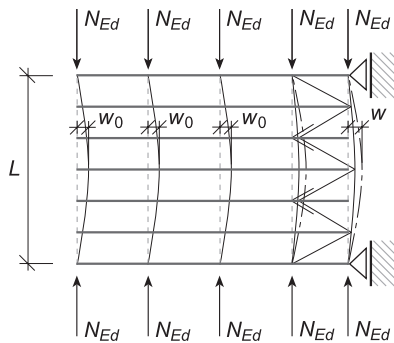
m nombre de poteaux dans le plan du cadre
 h hauteur du cadre (en mètres)

Lors de la détermination de m , seuls les poteaux soumis à un effort de compression N_{Ed} , au moins égal à 50% de la valeur moyenne de l'ensemble des efforts dans les poteaux, seront pris en compte.

Les inclinaisons initiales se produisent dans toutes les directions par rapport au sol, mais ne doivent être prises en compte que dans une direction à la fois.

- 4.2.3.4 Dans le calcul des éléments stabilisateurs des cadres tenus latéralement, il faut introduire pour tous les poteaux: poteaux de cadre, poteaux bi-articulés et poteaux des systèmes stabilisateurs, l'inclinaison initiale φ selon la figure 4.
- 4.2.3.5 Lorsque la stabilité est assurée par des poutres, des contreventements ou des voiles, les forces de déviation seront calculées en admettant comme flèches initiales des éléments à stabiliser les valeurs w_0 selon la figure 5. En outre, les imperfections des éléments stabilisateurs seront également prises en considération.

Figure 5: Défaut de rectitude initial (flèche w_0) des éléments à stabiliser



$$w_0 = \frac{L}{500} \alpha_m \quad (3)$$

$$\text{avec } \alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad \alpha_m \leq 1,0$$

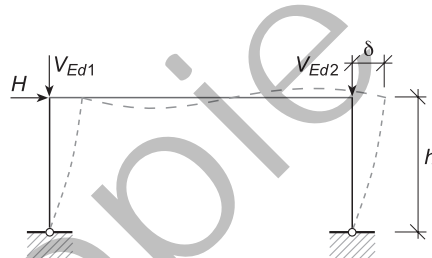
w flèche additionnelle de l'élément stabilisateur
 m nombre d'éléments à stabiliser
 (par ex. $m = 3$ dans le cas représenté par la figure 5)

- 4.2.3.6 Les forces de déviation dues à N_{Ed} et w_0 peuvent subir une augmentation sensible par le défaut de rectitude et la flèche additionnelle w du système stabilisateur; cette augmentation doit être prise en compte.
- 4.2.3.7 Chaque élément jouant le rôle d'appui latéral ponctuel d'un élément ou d'une membrure comprimée doit être capable de reprendre au moins 1% de l'effort maximal de compression sollicitant l'élément à stabiliser.

4.2.4 Rigidité latérale des cadres

- 4.2.4.1 Pour des cadres possédant une rigidité latérale suffisante selon la figure 6, on peut négliger l'augmentation des efforts intérieurs due à des déplacements horizontaux (théorie du premier ordre).

Figure 6: Rigidité latérale des cadres



$$\left(\frac{\delta}{h}\right) \left(\frac{\Sigma V_{Edi}}{H}\right) \leq 0,1 \quad (4)$$

δ déplacement horizontal du cadre dû à la force horizontale H
 h hauteur du cadre
 H force horizontale agissant sur le cadre (à choix)
 ΣV_{Edi} valeur de calcul de la force verticale d'ensemble agissant sur le cadre (y compris les efforts normaux agissant sur les poteaux pendulaires stabilisés par le cadre).

- 4.2.4.2 Pour des cadres ne possédant pas une rigidité latérale suffisante, l'accroissement des efforts intérieurs dû aux déplacements horizontaux doit être pris en considération (théorie du second ordre). En cas de calcul plastique des sections, la diminution de la rigidité due à la formation de rotules plastiques doit être prise en considération. Pour le reste, les conditions du chiffre 4.3 sont applicables.

4.2.4.3 Si les structures porteuses sont calculées selon la théorie du premier ordre, la formation de rotules plastiques dans les poteaux n'est admissible que sous les conditions suivantes:

– dans le cas de structures porteuses tenues latéralement:

$$\bar{\lambda}_K \leq 0,4 \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}} \quad (5a)$$

– dans le cas de structures porteuses libres latéralement:

$$\bar{\lambda}_K \leq 0,32 \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}} \quad (5b)$$

où $\bar{\lambda}_K$ sera déterminé compte tenu de la longueur entre les nœuds.

4.3 Modélisation

4.3.1 Classification des sections

4.3.1.1 Pour la vérification de la sécurité structurale, une des méthodes de calcul définies dans le tableau 4 doit être choisie, en fonction des critères d'élancement des classes de section correspondantes.

4.3.1.2 La méthode EER doit être retenue pour le calcul des éléments à parois minces qui ne remplissent pas les conditions de la classe de section 3. La résistance ultime des sections sera alors déterminée par calcul élastique, au moyen d'une section efficace, selon le chiffre 4.5.3.

4.3.1.3 Si des parties comprimées d'une section appartiennent à différentes classes de section, la classe de section la moins favorable sera retenue.

Tableau 4: Classification des sections

Classe de section	Détermination des efforts intérieurs	Détermination de la résistance ultime des sections	Méthode	Critères d'élancement
1	plastique	plastique	PP	tableaux 5a et 5b
2	élastique	plastique	EP	tableaux 5a et 5b
3	élastique	élastique	EE	tableaux 5a et 5b
4	élastique	élastique réduit	EER	chiffre 4.5.3

4.3.2 Calcul plastique des efforts intérieurs

4.3.2.1 Si la vérification de la sécurité structurale est effectuée à l'aide d'un calcul selon la théorie des rotules plastiques, les conditions fixées aux tableaux 5a et 5b, classe de section 1, doivent être respectées pour les sections situées dans les zones des rotules plastiques. Toutes les autres sections doivent satisfaire au moins aux conditions d'élancement fixées aux tableaux 5a et 5b, classe de section 2. Dans la zone des rotules plastiques, la distance L_D entre appuis ne doit pas dépasser la longueur critique de déversement L_{cr} selon le tableau 6, méthode PP.

4.3.2.2 A l'endroit des rotules plastiques, tout déplacement latéral ou rotation doit être empêché(e).

4.3.2.3 Pour des cadres libres latéralement, l'accroissement des moments dû au déplacement des points d'introduction des forces doit être pris en compte. Pour des nœuds semi-rigides, il faut tenir compte de l'augmentation des déformations dues au déplacement du nœud.

4.3.2.4 Pour des poutres à treillis, une redistribution des moments ne peut être considérée que pour des barres individuelles chargées transversalement, et non pour l'ensemble de la structure.

4.3.2.5 Les aciers S 235, S 275, S 355 et S 460 sont admis pour le calcul plastique selon la théorie des rotules plastiques; les autres aciers doivent satisfaire les conditions fixées au chiffre 3.2.2.4.

4.3.3 Calcul élastique des efforts intérieurs

Le calcul élastique des efforts intérieurs suppose le comportement élastique du matériau de tous les éléments porteurs. Dans ce cas, la redistribution des efforts intérieurs due à des déformations plastiques ne peut pas être prise en compte. Par contre, l'influence des imperfections et des déformations élastiques sur l'équilibre des forces doit être examinée et prise en considération si nécessaire (théorie du second ordre).

4.3.4 Résistance ultime plastique des sections

4.3.4.1 Même en cas de calcul élastique des efforts intérieurs, on peut déterminer la résistance ultime des sections en comptant avec une plastification complète des sections, pour autant que les dimensions de toutes les sections remplissent les conditions de la classe de section 2. De surcroît, dans les zones où la résistance ultime plastique de la section est atteinte, la distance L_D entre les appuis contre le déversement ne doit pas dépasser la longueur critique de déversement L_{cr} selon le tableau 6, méthode EP.

4.3.4.2 La résistance ultime plastique des sections en travée des poutres continues et des traverses des cadres tenus latéralement qui remplissent les conditions de la classe de section 2 peut être utilisée lors de la vérification, même si les sections ne remplissent pas ces mêmes conditions dans la zone des appuis et pour autant que la résistance élastique de la section dans la zone des appuis ne soit utilisée qu'à 90% au plus pour le cas de charge considéré. La vérification au déversement dans la zone des appuis doit alors être effectuée selon le chiffre 4.5.2.

4.3.4.3 La plastification partielle des sections de la classe de section 3 est autorisée dans la mesure où cette plastification ne concerne que la partie de la section en traction.

4.3.5 Résistance ultime élastique des sections

4.3.5.1 La détermination de la résistance ultime élastique des sections est caractérisée par l'application sans restriction de la loi de Hooke. La limite d'élasticité f_y constitue alors la contrainte limite aux fibres extrêmes de la section; pour des poutres fléchies à section en double té, elle peut être rapportée au plan moyen de l'aile.

4.3.5.2 Au cas où les conditions de la classe de section 3 ne sont pas satisfaites, les parties de section comprimées et sujettes au voilement doivent être considérées avec une largeur efficace réduite selon le chiffre 4.5.3. Les contraintes sont alors déterminées pour la section efficace.

4.3.5.3 L'influence du traînage de cisaillement sur la distribution des contraintes dans les sections doit être prise en considération. Par mesure de simplicité, une contrainte constante agissant sur une largeur efficace peut être utilisée.

Dans le cas de constructions sollicitées en fatigue, une distribution plus précise de la répartition des contraintes dans la section, par ex. selon SN EN 1993-1-5, doit être calculée.

4.3.5.4 La vérification de la résistance ultime en section peut être effectuée par le calcul de comparaison des contraintes. Dans ce cas, la contrainte de comparaison dans la section ne doit nulle part dépasser la limite d'élasticité du matériau.

Pour un état plan de contrainte, par ex. des éléments de section dans le plan x-y, la condition suivante doit être satisfaite:

$$\sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{y,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed}\sigma_{y,Ed} + 3\tau_{xy,Ed}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6)$$

Tableau 5a: Critères d'élancement pour éléments plans appuyés aux deux bords


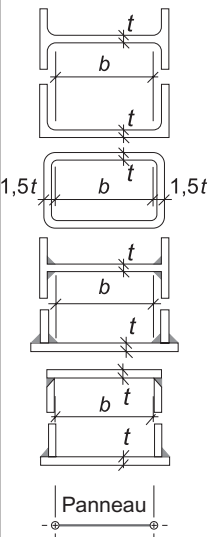

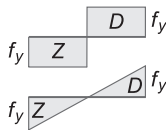
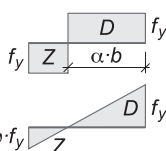
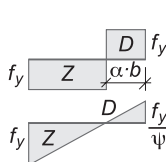
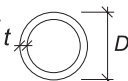
Géométrie	Mode de sollicitation		Elancement limite b/t maximal		
			Classe de section 1	Classe de section 2	Classe de section 3
	Compression		33ε	38ε	42ε
	Flexion simple		72ε	83ε	124ε
	Compression avec flexion $\psi > -1$ (Comp. +)		$\frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1}$ $\alpha \geq 0,5$	$\frac{456 \varepsilon}{13 \alpha - 1}$ $\alpha \geq 0,5$	$\frac{42 \varepsilon}{0,67 + 0,33 \psi}$
	Traction avec flexion $\psi \leq -1$ (Comp. +)		$\frac{36 \varepsilon}{\alpha}$ $\alpha \leq 0,5$	$\frac{41,5 \varepsilon}{\alpha}$ $\alpha \leq 0,5$	$62 \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$
	Cas particulier Tubes	Flexion et/ou compression		$\frac{D}{t} \leq 50 \varepsilon^2$	$\frac{D}{t} \leq 70 \varepsilon^2$

Tableau 5b: Critères d'élancement pour éléments plans en porte-à-faux

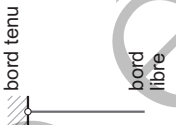
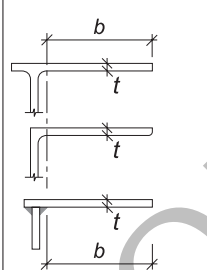
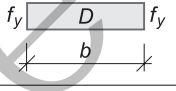
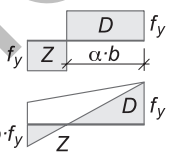
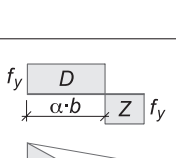
Géométrie	Sollicitation		Elancement limite b/t maximal		
			Classe de section 1	Classe de section 2	Classe de section 3
	Compression		9ε	10ε	14ε
	Compression avec flexion, bord libre comprimé		$\frac{9 \varepsilon}{\alpha}$	$\frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$21 \varepsilon \sqrt{k_1}$
	Compression avec flexion, bord libre tendu		$\frac{9 \varepsilon}{\alpha^{1,5}}$	$\frac{10 \varepsilon}{\alpha^{1,5}}$	$21 \varepsilon \sqrt{k_2}$
Coefficients de voilement k_1 et k_2 : $k_1 = 0,57 - 0,21 \psi + 0,07 \psi^2$ pour $1 \geq \psi \geq -3$ (ψ : rapport des contraintes) $k_2 = 0,578 / (0,34 + \psi)$ pour $1 \geq \psi \geq 0$ (compression positive) $k_2 = 1,7 - 5 \psi + 17,1 \psi^2$ pour $0 \geq \psi \geq -1$					
Facteur de réduction pour les aciers à plus haute limite d'élasticité: S 235: $\varepsilon = 1,0$ S 275: $\varepsilon = 0,924$ S 355: $\varepsilon = 0,814$ S 460: $\varepsilon = 0,715$ $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$					

Tableau 6: Longueur critique de déversement

<p>* appui au déversement</p>				Méthode PP		
Pour tous les tronçons avec rotule plastique aux extrémités, la condition suivante doit être remplie: $L_D \leq L_{cr}$						
Longueur critique de déversement pour la méthode PP		$-1 \leq \psi \leq 0,5$		$\psi \geq 0,5$		
En général: $L_{cr} =$		$2,0 i_z (1 - 2\psi/3) (E/f_y)^{0,5}$		$1,35 i_z (E/f_y)^{0,5}$		
Exemple: tronçon 1		$ M_{Ed,max}^- \leq M_{pl}/\gamma_{M1}$				
tronçon 2,3		$ M_{Ed,max}^+ \leq M_{pl}/\gamma_{M1}$				
Méthode EP						
– La vérification au déversement n'est pas nécessaire pour les tronçons d'une longueur L_D qui remplissent la condition suivante: $L_D \leq L_{cr}$						
Longueur critique de déversement pour la méthode EP		$-1 \leq \psi \leq 1$				
En général: $L_{cr} =$		$2,7 i_z (1 - 0,5\psi) \sqrt{E/f_y}$				
– Pour les tronçons où $L_D > L_{cr}$, la vérification au déversement doit être effectuée selon le chiffre 4.5.2.						
Méthode EE						
– La vérification au déversement n'est pas nécessaire si la longueur L_D d'un tronçon remplit la condition suivante:						
$L_D \leq 1,1 L_{cr}$						
où L_{cr} est calculé avec méthode EP						
– Pour les tronçons où $L_D > 1,1 L_{cr}$, une vérification au déversement doit être effectuée selon le chiffre 4.5.2.						

Les conditions du tableau 6 sont valables si $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15$	
Si la part de l'effort normal est plus importante, il faut effectuer la vérification au déversement avec effet simultané de l'effort normal.	
Pour des barres isolées en profilés laminés à section en double té et pour des barres laminées à section creuse rectangulaire (classe de section 1 et 2), la vérification peut être effectuée selon le chiffre 5.1.10.2.	

4.4 Méthode de vérification

Les méthodes de vérification de la sécurité structurale suivent la classification des sections selon le chiffre 4.3.1.

Tableau 7: Renvois pour la vérification de la résistance et de la stabilité aux chiffres de la présente norme, en fonction de la sollicitation et de la classe de section de l'élément considéré

Classe de section		1 (PP) et 2 (EP)	3 (EE)	4 (EER)
Effort normal	Résistance	5.1.2	5.1.2	5.3.2
	Stabilité	4.5.1	4.5.1	5.3.8
Flexion	Résistance	5.1.3	5.2.3	5.3.3
	Stabilité	4.5.2	4.5.2	5.6.2
Effort tranchant	Résistance	5.1.4	5.2.4	5.3.4
	Stabilité	4.5.4	4.5.4	4.5.4
Flexion et effort normal	Résistance	5.1.6	5.2.6	5.3.5
	Stabilité	5.1.9 et 5.1.10	5.2.9	5.3.9, 5.6.2
Flexion et effort tranchant	Résistance	5.1.5	5.2.5	5.3.6
	Stabilité	4.5.2 et 4.5.4	4.5.2 et 4.5.4	4.5.4, 5.6.2 et 5.6.3
Flexion, effort normal et effort tranchant	Résistance	5.1.7 et 5.1.8	5.2.7 et 5.2.8	5.3.7
	Stabilité	4.5.4, 5.1.9 et 5.1.10	4.5.4 et 5.2.9	4.5.4 et 5.3.9

4.5 Stabilité

4.5.1 Flambage

4.5.1.1 A la place de la vérification de la résistance au flambage, on peut effectuer une vérification de la résistance selon la théorie du second ordre. Dans ce cas, il faut tenir compte des imperfections selon le chiffre 4.2.3.2 et la figure 3.

4.5.1.2 La stabilité des éléments comprimés doit être vérifiée selon les deux axes principaux de leur section avec les longueurs de flambage respectives. Dans des cas spéciaux, le flambage par flexion et torsion peut être déterminant.

4.5.1.3 Pour le flambage d'éléments à section constante, soumis à compression centrée, la valeur de calcul de la résistance doit être déterminée comme suit:

$$N_{K,Rd} = \frac{\chi_K f_y A}{\gamma_{M1}} \quad (7)$$

χ_K facteur de réduction pour le flambage selon le chiffre 4.5.1.4 et la figure 7,
 A aire de la section. Dans le cas de sections de la classe de section 4, l'aire réduite selon 5.3.8 doit être prise en considération.

4.5.1.4 Le facteur de réduction pour le flambage χ_K sera déterminé comme suit:

$$\chi_K = \frac{1}{\Phi_K + \sqrt{\Phi_K^2 - \bar{\lambda}_K^2}} \leq 1,0 \quad (8)$$

$$\Phi_K = 0,5 [1 + \alpha_K (\bar{\lambda}_K - 0,2) + \bar{\lambda}_K^2]$$

$$\bar{\lambda}_K = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,K}}} = \lambda_K / \lambda_E \quad \text{où } \lambda_K = \frac{L_K}{i} = L_K \sqrt{\frac{A}{I}} \quad \text{et } \lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\sigma_{cr,K} \text{ contrainte critique de flambage élastique selon Euler } \sigma_{cr,K} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_K^2} = \frac{\pi^2 E i^2}{L_K^2} = \frac{\pi^2 E I}{L_K^2 A}$$

α_K facteur d'imperfection selon le tableau 8

Tableau 8: Facteurs d'imperfection α_K

Courbe de flambage	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α_K	0,21	0,34	0,49	0,76

4.5.1.5 Le choix de la courbe de flambage applicable dépend des contraintes autoéquilibrées et de leur répartition dans la section, ainsi que de la direction de flambage considérée. Pour les sections courantes, les courbes de flambage sont indiquées à la figure 7.

4.5.1.6 Les profilés creux doivent être classés selon leur procédé de fabrication. Pour des profilés creux façonnés à froid, on peut prendre les valeurs indiquées dans les normes de produits respectives (voir SN EN 10219) pour la limite d'élasticité f_y .

4.5.1.7 En principe, l'élancement des barres comprimées $\lambda_K = L_K / i$ ne doit pas dépasser les valeurs suivantes:

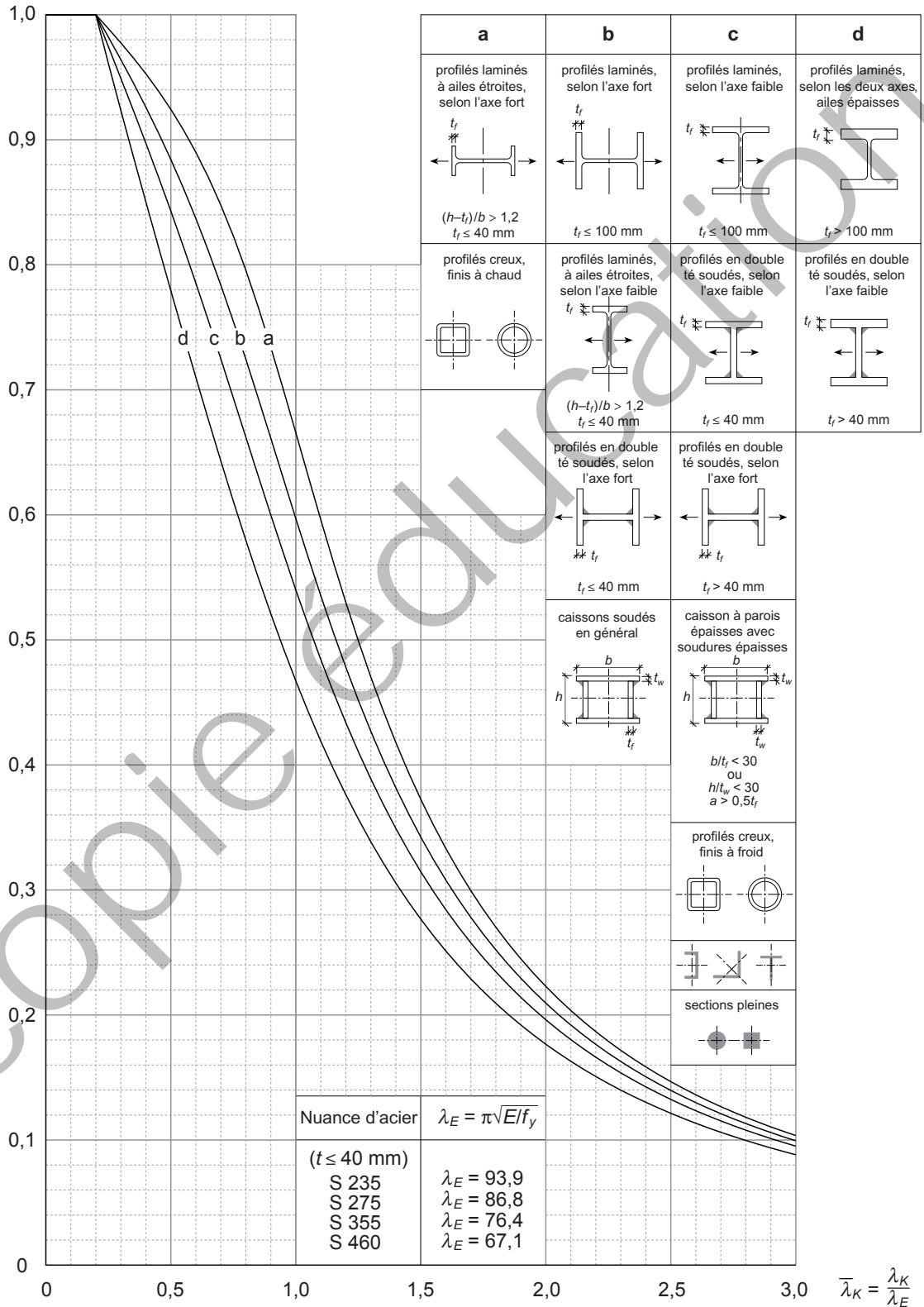
- $\lambda_K = 250$: pour les contreventements et les éléments secondaires
- $\lambda_K = 200$: pour les éléments porteurs principaux
- $\lambda_K = 160$: pour les éléments porteurs dans les structures sollicitées à la fatigue.

4.5.1.8

L'influence des charges transversales sur le flambage centré peut être négligée si la flèche qui en résulte selon la théorie du premier ordre ne dépasse pas $L_K/3500$. Cette flèche, due aux valeurs de calcul des actions E_d , est calculée pour une poutre simple équivalente de portée L_K .

Figure 7: Courbes de flambage

$$\chi_K = \sigma_K / f_y$$



4.5.2 Déversement des poutres fléchies

4.5.2.1 Pour des longueurs de déversement supérieures à celles indiquées dans le tableau 6, la valeur de calcul de la résistance à la flexion sera limitée à la valeur de calcul $M_{D,Rd}$ de la résistance au déversement.

4.5.2.2 La valeur de calcul de la résistance au déversement de poutres fléchies sans appuis latéraux sera déterminée comme suit:

$$M_{D,Rd} = \frac{\chi_D W f_y}{\gamma_{M1}} \quad (9)$$

χ_D facteur de réduction pour le déversement selon le chiffre 4.5.2.3

W module de section, selon la classification des sections:

- classes de section 1 et 2: $W = W_{pl,y}$
- classes de section 3: $W = W_{el,y}$
- classes de section 4: $W = W_{eff,y}$ à partir de la section efficace, selon le chiffre 4.5.3.

4.5.2.3 Le facteur de réduction χ_D sera déterminé comme suit:

$$\chi_D = \frac{1}{\Phi_D + \sqrt{\Phi_D^2 - \bar{\lambda}_D^2}} \leq 1,0 \quad (10)$$

$$\Phi_D = 0,5 [1 + \alpha_D (\bar{\lambda}_D - 0,4) + \bar{\lambda}_D^2]$$

où $\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{W f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,D}}} \sqrt{\frac{W}{W_{el}}}$, coefficient d'élancement au déversement

M_{cr} , $\sigma_{cr,D}$: moment ou contrainte critique de déversement élastique, déterminé selon la théorie de l'élasticité (par ex. selon l'annexe B)

Coefficients d'imperfection:

profilés laminés: $\alpha_D = 0,21$

profilés soudés: $\alpha_D = 0,49$

4.5.2.4 Le facteur de réduction χ_D peut aussi être calculé selon SN EN 1993-1-1.

4.5.3 Voilement d'éléments plans comprimés

4.5.3.1 Pour les éléments plans dont au moins un des bords parallèles à la direction des efforts est appuyé, la réduction due au voilement de la rigidité et de la résistance ultime sera prise en compte par l'introduction d'une largeur efficace. Ce procédé correspond à la méthode EER (classe de section 4), selon le tableau 4.

4.5.3.2 La largeur efficace b_{eff} d'un élément plan comprimé peut être déterminée comme suit:

$$b_{eff} = \rho b_c \quad (11)$$

ρ facteur de réduction.

4.5.3.3 En général, on peut utiliser la valeur approximative de $\rho = 0,9 / \bar{\lambda}_P$ pour le facteur de réduction. Dans ce cas, la largeur des plaques doit être mesurée à partir des lignes de raccordement théoriques. Des exemples pour le calcul simplifié des largeurs efficaces sont réunis dans le tableau 10.

$$\bar{\lambda}_P \quad \text{élancement de référence de l'élément plan, } \bar{\lambda}_P = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,P}}} = \frac{b/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k}}$$

k coefficient de voilement selon le tableau 9

$\sigma_{cr,P}$ contrainte critique de voilement élastique selon le chiffre 4.5.3.6

ψ prise en compte de la répartition des contraintes selon le tableau 9.

4.5.3.4 Dans le cas du dimensionnement de poutres caissons, l'approximation selon le chiffre 4.5.3.3 est trop imprécise. Le facteur de réduction ρ doit être calculé selon le chiffre 5.6.4.3.

4.5.3.5 Le facteur de réduction ρ peut aussi être calculé selon SN EN 1993-1-1.

4.5.3.6 Pour les contraintes critiques de voilement élastique $\sigma_{cr,P}$ d'un élément plan sollicité par des contraintes normales, la théorie linéaire du voilement pour matériaux élastiques donne des formules suivantes:

$$\sigma_{cr,P} = k \sigma_E \quad (12)$$

$$\text{où} \quad \sigma_E = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \approx 0,9 E \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

4.5.3.7 Les coefficients de voilement k dépendent du rapport de la longueur a de l'élément plan et de sa largeur b , $\alpha = a/b$, des conditions d'appui sur les éléments adjacents et du mode de sollicitation. Pour déterminer la largeur efficace b_{eff} , il faut toujours utiliser la plus petite des valeurs du coefficient de voilement k_{min} . Celles-ci sont indiquées au tableau 9 pour différentes conditions de bord et sollicitations. Tant que des conditions plus favorables ne sont pas prouvées, il faut admettre des bords simplement appuyés ou libres.

4.5.3.8 Si la résistance ultime d'une barre est atteinte à une contrainte de compression σ_K ou $\sigma_D < f_y$ (par ex. par flambage ou déversement), on peut alors utiliser la valeur de la contrainte $f_y \sigma_K$ ou $f_y \sigma_D$ au lieu de la limite d'élasticité f_y pour déterminer la largeur efficace.

4.5.3.9 Les éléments plans, dont les bords parallèles à la direction des efforts sont libres, sont considérés comme des barres comprimées.

Tableau 9: Sélection du coefficient de voilement k_{min}

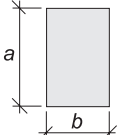













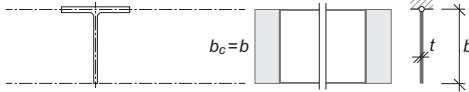
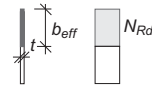
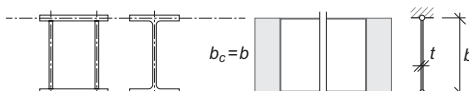
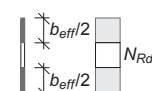
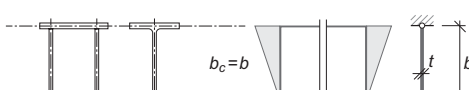
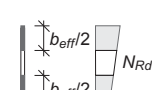
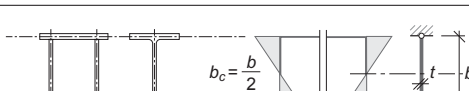
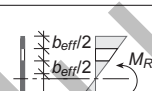


	ψ	Conditions de bord							
									
$-\sigma$  $-\sigma$	1	4,00	6,97	5,41	5,41	1,28	1,28	0,426	0,426
$-\sigma$ 	0	7,81	13,54	11,73	9,54	5,91	1,608	1,702	0,567
$-\sigma$  $+\sigma$	-1	23,90	39,52	39,52	23,94		2,134		0,851
$-\sigma$  $-\psi \cdot \sigma$	$k_{min} \approx \frac{16}{\sqrt{(1+\psi)^2 + 0,112(1-\psi)^2 + (1+\psi)}}$ valable pour  et $\psi \geq -1,2$								

Tableau 10: Exemples pour le calcul de la largeur efficace b_{eff} (avec $\rho = \frac{0,9}{\lambda_p}$)

Exemples	Appuis et sollicitations	Section efficace de l'élément plan	Coefficient de k selon tableau 9 Zone comprimée b_c Rapport des contraintes ψ	Elancement limite b/t selon la nuance de l'acier			
				Largeur efficace b_{eff}			
S 235	S 275	S 355	S 460				
	$b_c = b$		$k = 0,426$ $b_c = b$ $\psi = 1$	17 17 t	15 15 t	14 14 t	12 12 t
	$b_c = b$		$k = 4,00$ $b_c = b$ $\psi = 1$	51 51 t	47 47 t	42 42 t	37 37 t
	$b_c = b$		$k = 7,81$ $b_c = b$ $\psi = 0$	72 72 t	66 66 t	58 58 t	51 51 t
	$b_c = \frac{b}{2}$		$k = 23,9$ $b_c = b/2$ $\psi = -1$	126 63 t	116 58 t	102 51 t	90 45 t
	$b_c \leq \frac{b}{2}$		$k \geq 39,5$ $b_c \leq b/2$ $\psi \leq -1$	≥ 161 $\geq 80 t$	≥ 149 $\geq 74 t$	≥ 131 $\geq 65 t$	≥ 115 $\geq 57 t$

La largeur b des plaques doit être calculée à partir des lignes de raccordement théoriques.

4.5.4 Voilement des éléments plans cisailés

4.5.4.1 La résistance au cisaillement des éléments plans sujets au voilement, ayant des bords simplement appuyés, peut être déterminée comme suit:

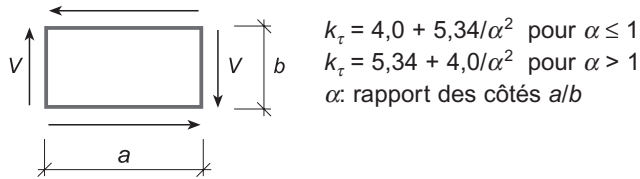
$$V_{Rd} = \frac{0,9 \sqrt{\tau_{cr} \tau_y} b t}{\gamma_{M1}} \leq \frac{\tau_y b t}{\gamma_{M1}} \quad (13)$$

$$\tau_{cr} \text{ contrainte critique de cisaillement } \tau_{cr} = k_{\tau} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \approx k_{\tau} 0,9 E \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

ν coefficient de Poisson (= 0,3).

4.5.4.2 Le coefficient de voilement en cisaillement k_{τ} est déterminé selon la figure 8.

Figure 8: Élément plan cisailé



4.5.4.3 Dans le cas de poutres composées à âme pleine munies de raidisseurs transversaux et d'extrémité adéquats, on peut tenir compte des bielles de traction selon l'annexe F pour la résistance au cisaillement.

4.6 Introduction des forces

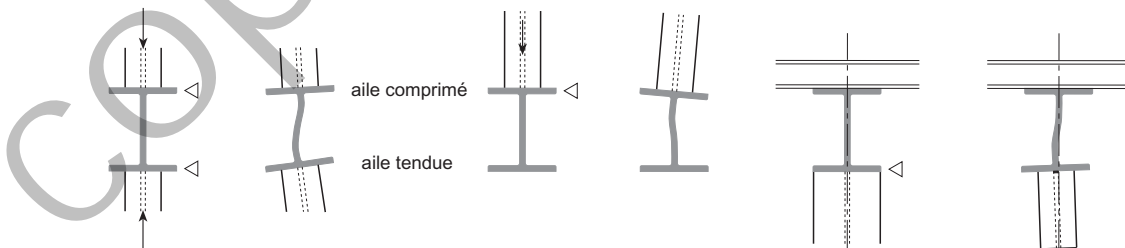
4.6.1 Généralités

4.6.1.1 Les forces concentrées doivent, en principe, être introduites dans les éléments porteurs à parois minces au moyen de raidisseurs.

4.6.1.2 En cas d'introduction des forces sans raidisseurs, la résistance ultime peut être déterminée à l'aide des critères de résistance selon le chiffre 4.6.2 et des critères de stabilité selon le chiffre 4.6.3.

4.6.1.3 Pour exclure l'instabilité par la formation de rotules, il faut empêcher le déplacement latéral des points d'introduction des forces. Ceci est particulièrement important en l'absence de raidisseurs (voir figure 9).

Figure 9: Risque d'instabilité (formation de rotules) aux points d'introduction des forces sans appuis latéraux



◁ appui latéral nécessaire, réalisé par ex. à l'aide d'entretoises, de dalles, de contreventements ou de raidisseurs

4.6.2 Critères de résistance pour l'introduction des forces sans raidisseurs

4.6.2.1 La valeur de calcul de la résistance F_{Rd} résultant de la plastification de l'âme engendrée par une force introduite par l'aile dans l'âme sans raidisseurs, est:

$$F_{Rd} = (s_s + 10 t_f) t \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (14)$$

s_s largeur de la charge

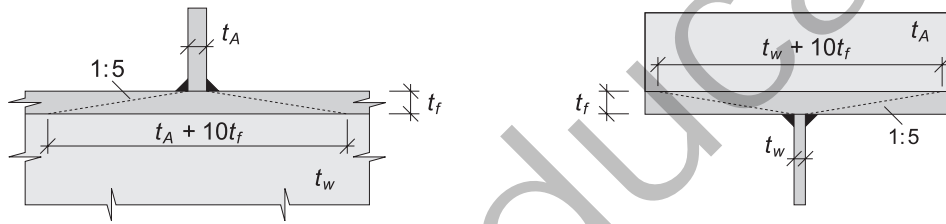
t épaisseur du matériau de l'élément déterminant (voir figure 10).

Cette vérification doit être effectuée aussi bien pour l'âme que pour l'élément d'attache, selon la figure 10. En outre, dans le cas de sollicitations en traction, le cordon de soudure doit également être vérifié en utilisant la longueur efficace ($s_s + 10 t_f$). Dans des cas spéciaux, il faut procéder à une vérification selon le chiffre 4.3.5.4.

4.6.2.2 Dans le cas de plaques intermédiaires ou de profilés superposés, on suppose une diffusion de la charge selon une inclinaison de 1:1 (voir figure 11).

4.6.2.3 Pour les structures porteuses des voies de roulement des ponts roulants et les autres éléments de construction sollicités de façon analogue, les critères pour déterminer la résistance ultime engendrée par l'introduction d'une force sont indiqués au chiffre 5.8.2.

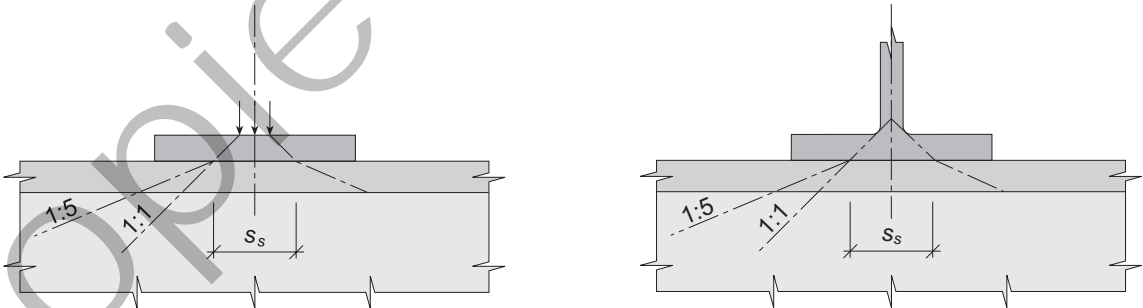
Figure 10: Diffusion des efforts dans la liaison entre l'aile et l'âme



Vérification de l'âme de la poutre: $s_s = t_A$; $t = t_w$

Vérification de l'élément d'attache: $s_s = t_w$; $t = t_A$

Figure 11: Largeur de diffusion des efforts s_s dans le cas de plaques intermédiaires et de profilés superposés



4.6.3 Critères de stabilité pour l'introduction des forces sans raidisseurs

4.6.3.1 Si la rotation locale des ailes et le déplacement latéral sont empêchés selon le chiffre 4.6.1.3, la valeur de calcul de la résistance F_{Rd} résultant des critères de stabilité, en cas d'introduction de forces concentrées selon la figure 12, est donnée ci-dessous:

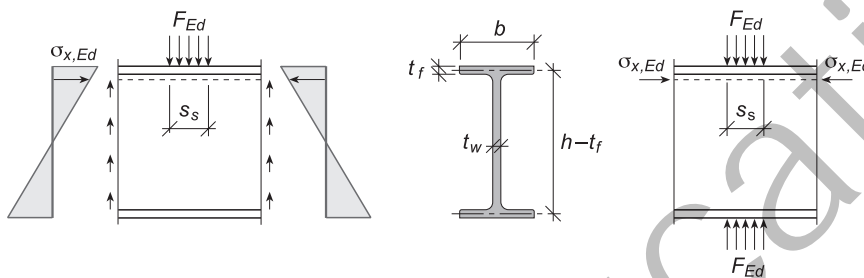
charge agissant d'un seul côté: $F_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{M1}} 0,5 t_w^2 f_y \sqrt{\frac{E}{f_y} \frac{t_f}{t_w}} \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 \quad (15)$

charge agissant des deux côtés: $F_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{M1}} 3 t_w^2 f_y \sqrt{\frac{E}{f_y} \frac{t_f}{(h - t_f)}} \beta_1 \beta_3 \beta_4 \quad (16)$

Dans les formules (15) et (16), les influences suivantes sont prises en compte avec les coefficients β respectifs:

- élanement de l'aile: $\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{b/2}{5t_f}}$ mais $\beta_1 \leq 1,25$
- élanement de l'âme (charge unilatérale): $\beta_2 = \sqrt{\frac{60t_w}{h-t_f}}$ mais $\beta_2 \geq 1,0$
- longueur de l'introduction de la force s_s : $\beta_3 = 1 + \frac{s_s}{h-t_f}$ mais $\beta_3 \leq 1,5$
- contraintes longitudinales de compression $\sigma_{x,Ed}$ à la liaison entre aile et âme, dues à la sollicitation globale: $\beta_4 = 1,5 - \frac{\sigma_{x,Ed} \gamma_{M1}}{f_y}$ mais $\beta_4 \leq 1,0$

Figure 12: Forces agissant d'un seul côté et des deux côtés



4.6.3.2 Si le point d'introduction des forces est situé à l'extrémité de la poutre, la valeur de calcul de la résistance F_{Rd} doit être réduite de moitié; à partir d'une distance $h/2$ de cette extrémité, on peut admettre sa valeur totale. Pour les positions intermédiaires, on peut procéder à une interpolation linéaire entre les deux valeurs.

4.6.3.3 Pour des calculs plus précis, en particulier pour les éléments plans avec des raidisseurs, voir SN EN 1993-1-5.

4.6.4 Cisaillement

Si deux forces de sens opposés sont introduites dans l'âme d'un profilé en double té par les ailes d'un autre profilé en double té soudé au premier, par ex. dans le cas des nœuds de cadres, on peut prendre en compte les sollicitations de cisaillement dans l'âme de ce premier profilé selon le chiffre 6.6.3.

4.6.5 Raidisseurs

4.6.5.1 Les raidisseurs servant à l'introduction de forces concentrées doivent être vérifiés du point de vue du flambage et des instabilités locales.

4.6.5.2 Pour la vérification au flambage d'un raidisseur, on peut admettre une largeur efficace de l'âme de $25t_w$, ou, dans le cas de raidisseurs situés à une extrémité, de $12t_w$. La longueur de flambage L_K doit être au moins égale à 75% de la hauteur $(h-t_f)$.

4.6.5.3 Les instabilités locales doivent être examinées selon les critères pour les largeurs efficaces selon le chiffre 4.5.3.

4.7 Fatigue

4.7.1 Généralités

4.7.1.1 Par une prise en compte adéquate de la fatigue lors de la conception, de l'analyse structurale et du dimensionnement, il faut assurer que les charges d'exploitation n'affecteront pas la résistance ultime de la structure pendant la durée d'utilisation prévue.

4.7.1.2 Une vérification de la sécurité à la fatigue doit en principe être effectuée pour les structures porteuses sollicitées par les charges dues au trafic ferroviaire ou routier, par les charges des ponts roulants ou pour celles qui sont soumises à des vibrations.

4.7.1.3 La vérification à la fatigue n'est en principe nécessaire que si, pendant la durée d'utilisation prévue, les deux critères suivants sont remplis simultanément:

- il faut s'attendre à plus de 50 000 cycles de contraintes,
- la différence de contraintes maximale présente est plus grande que la valeur de calcul de la limite de fatigue $\Delta\sigma_D/\gamma_{Mf}$ des détails de construction respectifs.

4.7.2 Sollicitation

4.7.2.1 Par mesure de simplification, les charges d'exploitation attendues pendant la durée d'utilisation prévue peuvent en principe être représentées par les modèles de charge pour la vérification à la fatigue selon la norme SIA 261.

4.7.2.2 Les efforts intérieurs et les contraintes doivent être calculés selon la théorie de l'élasticité. Les contraintes secondaires, négligées lors de la vérification de la résistance structurale, doivent être prises en considération. L'influence des concentrations locales de contraintes est déjà comprise dans la résistance à la fatigue des détails de construction indiqués (voir l'annexe E).

4.7.2.3 En cas de sollicitations multiaxiales, la vérification doit se faire avec les contraintes principales.

4.7.3 Résistance à la fatigue

4.7.3.1 Les détails de construction courants sont classés en différentes catégories selon leur résistance à la fatigue (voir l'annexe E). La valeur nominale $\Delta\sigma_C$ de la catégorie correspond à la résistance à la fatigue à $2 \cdot 10^6$ cycles de contraintes.

4.7.3.2 Les valeurs indiquées dans les tableaux de l'annexe E supposent le respect de la qualité prescrite des cordons de soudure. A défaut d'indications particulières, il faut choisir la classe de qualité de soudure B.

4.7.3.3 Les valeurs des résistances à la fatigue sont valables pour des aciers de construction jusqu'à une limite d'élasticité de 700 N/mm² et pour des boulons jusqu'à la classe de résistance 10.9.

4.7.3.4 Les procédés de parachèvement, dont l'influence favorable sur l'état des contraintes résiduelles est prouvée, peuvent contribuer à un meilleur classement d'un détail de construction donné.

4.7.4 Vérifications

4.7.4.1 Si les facteurs de dommage équivalent correspondant aux sollicitations selon la norme SIA 261 sont disponibles et si la catégorie de détails figure dans l'annexe E, la vérification de la résistance à la fatigue sera effectuée avec la différence de contraintes équivalente $\Delta\sigma_{E2}$. Si ces données ne sont pas disponibles, la vérification de la résistance à la fatigue peut se faire selon le chiffre 4.7.4.10 ou selon SN EN 1993-1-9.

4.7.4.2 Lors de la vérification de la sécurité à la fatigue, il faut montrer que la différence de contraintes équivalente $\Delta\sigma_{E2}$ est inférieure à la valeur de calcul $\Delta\sigma_C$ de la catégorie de détail:

$$\Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \quad (17)$$

$\Delta\sigma_{E2}$ différence de contraintes équivalente, pour $2 \cdot 10^6$ cycles de contraintes

$\Delta\sigma_C$ résistance à la fatigue de la catégorie de détail pour $2 \cdot 10^6$ cycles de contraintes (annexe E)

γ_{Mf} facteur de résistance pour la vérification de la sécurité à la fatigue selon le tableau 11.

4.7.4.3 La différence de contraintes équivalente $\Delta\sigma_{E2}$ est la différence de contraintes selon le modèle de charge de la norme SIA 261 multipliée par le facteur global de dommage équivalent:

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda \Delta\sigma(Q_{fat}) \quad (18)$$

- λ facteur global de dommage équivalent, produit des facteurs partiels λ_i
(voir la norme SIA 261)
- Q_{fat} valeur caractéristique du modèle de charge pour la vérification à la fatigue selon la norme SIA 261
(incluant le facteur dynamique).

4.7.4.4 Au cas où l'histogramme des différences de contraintes est connu, la différence de contraintes équivalente $\Delta\sigma_{E2}$ peut être déterminée comme suit:

$$\Delta\sigma_{E2} = \left(\frac{1}{2 \cdot 10^6} \sum_{i=1}^N (\Delta\sigma_i)^m \right)^{\frac{1}{m}} \quad (19)$$

- $\Delta\sigma_i$ différence de contraintes
 N nombre total de $\Delta\sigma_i$ pendant la durée d'utilisation
 $m = 3$ pente de la courbe de résistance à la fatigue pour un calcul conservateur.

4.7.4.5 La différence de contraintes $\Delta\sigma(Q_{fat})$ sera déterminée à partir de la différence entre les contraintes maximale et minimale dues à la charge de fatigue placée dans les positions défavorables.
 Dans ce cas: $\sigma_{\max}(G_k + Q_{fat}) \geq \sigma_{\min}(G_k + Q_{fat})$.

$$\Delta\sigma(Q_{fat}) = \sigma_{\max}(G_k + Q_{fat}) - \sigma_{\min}(G_k + Q_{fat}) \quad (20)$$

4.7.4.6 Si la différence de contraintes est due à une contrainte de traction et une contrainte de compression (figure 13a), il faut tenir compte des contraintes générées par les charges permanentes. La différence de contraintes déterminante doit être calculée en fonction du détail à dimensionner. Dans ce cas:
 $\sigma_{\min}(G_k + Q_{fat}) < 0$ et $\sigma_{\max}(G_k + Q_{fat}) \geq 0$

Pour les détails non soudés:

$$\Delta\sigma(G_k + Q_{fat}) = \sigma_{\max}(G_k + Q_{fat}) - 0,6 \sigma_{\min}(G_k + Q_{fat}) \quad (21)$$

Pour les détails soudés:

$$\Delta\sigma(G_k + Q_{fat}) = \sigma_{\max}(G_k + Q_{fat}) - \sigma_{\min}(G_k + Q_{fat}) \quad (22)$$

4.7.4.7 Si la différence de contraintes est due uniquement à des contraintes de compression (figure 13b), elle est calculée ainsi:

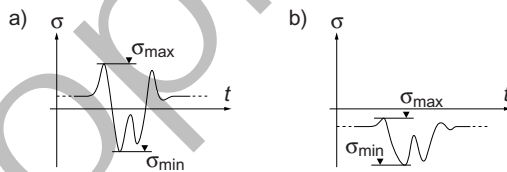
Pour les détails non soudés:

la vérification à la fatigue n'est pas nécessaire

Pour les détails soudés:

$$\Delta\sigma(G_k + Q_{fat}) = 0,6 (\sigma_{\max}(G_k + Q_{fat}) - \sigma_{\min}(G_k + Q_{fat})) \quad (23)$$

Figure 13: Différence de contraintes due à une contrainte de traction et une contrainte de compression, ou due uniquement à des contraintes de compression



4.7.4.8 Par mesure de simplification, la vérification de la sécurité à la fatigue peut également être effectuée ainsi:

$$\lambda_{\max} \Delta\sigma(Q_{fat}) \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \quad \lambda_{\max} \text{ et } Q_{fat} \text{ selon la norme SIA 261} \quad (24)$$

Cette vérification correspond au dimensionnement du détail considéré pour une durée de vie infinie.

4.7.4.9 La vérification de la sécurité à la fatigue pour des contraintes de cisaillement doit être effectuée par analogie avec les contraintes normales.

$$\Delta\tau_{E2} \leq \frac{\Delta\tau_C}{\gamma_{Mf}} \quad (25)$$

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda \Delta\tau(Q_{fat})$$

- 4.7.4.10 La vérification de la sécurité à la fatigue peut également être effectuée par un calcul de cumul des dommages.
- 4.7.4.11 Le facteur de résistance à la fatigue γ_{Mf} doit être déterminé en fonction des possibilités d'accès pour des inspections et des interventions ainsi que l'importance des dommages causés en cas de défaillance.

Tableau 11: Facteur de résistance à la fatigue γ_{Mf}

	Dommages peu importants CC1 et CC2*	Dommages importants CC3*
Possibilité de constater et de réparer les dommages à temps	1,0	1,15
Impossibilité de constater et de réparer les dommages à temps	1,15	1,35

* Classes de conséquences selon la norme SIA 263/1

4.7.5 Détails constructifs

- 4.7.5.1 Des dispositions constructives adéquates ainsi qu'une exécution soignée permettent de diminuer la probabilité d'apparition et de propagation de fissures. Dans les tableaux de l'annexe E, les détails de construction les plus fréquents sont groupés selon leur géométrie. Les détails les plus favorables sont placés en tête de chaque tableau.

- 4.7.5.2 Les cordons de soudure situés dans des détails de construction soumis à la fatigue doivent satisfaire à la classe de qualité B. Pour les détails de construction des catégories de détails $\Delta\sigma_C \leq 90 \text{ N/mm}^2$, il est possible de fixer la classe de qualité C, pour autant que la condition suivante soit remplie:

$$\Delta\sigma_{E2} \leq \frac{0,7 \Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \quad \text{avec } \gamma_{Mf} = 1,15 \quad (26)$$

- 4.7.5.3 Des amorces de fissure apparaissent avant tout aux endroits de fortes concentrations de contraintes et de contraintes résiduelles de traction, par ex. aux cordons de soudure et aux bords oxycoupés. D'une manière générale, on veillera à assurer un flux des contraintes le plus régulier possible. Dans la mesure du possible, il faut éviter des modifications abruptes de la rigidité et des excentricités.
- 4.7.5.4 Les assemblages boulonnés sollicités au cisaillement doivent de préférence être réalisés comme des assemblages résistant au glissement par frottement ou à l'aide de boulons ajustés. S'il apparaît des cycles de contraintes alternés dans les boulons sous l'effet du poids propre de la structure porteuse, des actions permanentes et de la charge de fatigue, on choisira dans tous les cas des assemblages résistant au glissement.
- 4.7.5.5 Les boulons sollicités à la traction ont un mauvais comportement à la fatigue et doivent être évités dans la mesure du possible. On les utilisera uniquement lorsque les différences de contraintes sont faibles.
- 4.7.5.6 Afin de réduire la différence de contraintes dans les boulons sollicités à la traction, on utilisera des boulons à haute résistance précontraints (voir le chiffre 6.2.2.3).
- 4.7.5.7 Dans le cas où des éléments auxiliaires soudés sont nécessaires à la fabrication ou au montage, on en tiendra compte dans la vérification de la sécurité à la fatigue. Même si ces éléments sont finalement enlevés puis l'endroit meulé, on tiendra compte dans les calculs des contraintes résiduelles plus élevées (en utilisant des catégories de détails de construction avec des cordons de soudure).

4.8 Situation de projet: incendie

4.8.1 Principes

4.8.1.1 Les principes à respecter pour l'analyse structurale et les actions sont contenus dans les normes SIA 260 et SIA 261.

4.8.1.2 Pour les propriétés thermiques et mécaniques, le facteur de résistance est $\gamma_{M,fi} = 1,0$.

4.8.2 Propriétés de l'acier en cas d'incendie

4.8.2.1 Les valeurs caractéristiques de la limite d'élasticité $f_{y,\theta}$ et du module d'élasticité $E_{a,\theta}$ en fonction de la température de l'acier θ peuvent être calculées à l'aide des formules ci-après et des facteurs de réduction selon la figure 14.

$$f_{y,\theta} = k_{y,\theta} f_{y,20^\circ} \quad (27)$$

$$E_{a,\theta} = k_{E,\theta} E_{a,20^\circ} \quad (28)$$

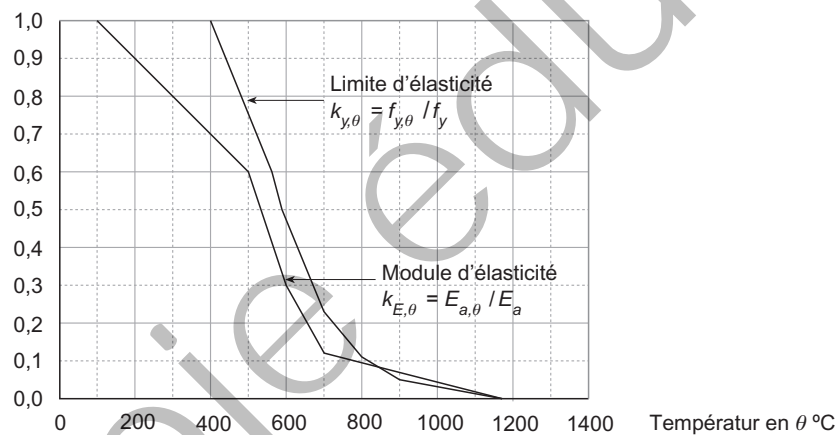
$f_{y,\theta}$ limite d'élasticité de l'acier pour une température θ

$f_{y,20^\circ}$ limite d'élasticité à la température de 20 °C

$E_{a,\theta}$ module d'élasticité de l'acier pour une température θ

$E_{a,20^\circ}$ module d'élasticité de l'acier à la température de 20 °C.

Figure 14: Facteurs de réduction $k_{y,\theta}$ et $k_{E,\theta}$



4.8.2.2 Par mesure de simplification, les propriétés thermiques sont:

- dilatation thermique $\Delta L/L = 14 \cdot 10^{-6} (\theta - 20)$ θ en °C
- chaleur spécifique $c_a = 600 \text{ J/(kg K)}$
- conductibilité thermique $\lambda_a = 45 \text{ W/(m K)}$.

Les propriétés thermiques peuvent être aussi prises de SN EN 1993-1-2.

4.8.2.3 Pour la densité, on peut admettre la même valeur qu'à la température ambiante.

4.8.3 Echauffement des éléments de constructions en acier

L'échauffement des éléments de constructions en acier, sans ou avec protection contre le feu, doit être déterminé selon les lois de la physique. Des méthodes de calcul simplifiées sont données dans l'annexe C.

4.8.4 Principes de calcul

- 4.8.4.1 L'analyse des structures porteuses lors d'un incendie selon des principes généraux de physique doit fournir une approximation fiable du comportement structural prévisible des éléments déterminants de la structure porteuse. On peut employer des méthodes de calcul distinctes pour évaluer les effets thermiques, les variations de température dans les éléments et le comportement structural de la structure soumise à une température élevée.
- 4.8.4.2 Les actions thermiques sont définies dans l'annexe C et dans la norme SIA 261.
- 4.8.4.3 La distribution de la température dans un élément de construction doit être déterminée sur la base de la théorie de la transmission de la chaleur par rayonnement, conduction et convection. La variation des propriétés des matériaux en fonction de la température doit être prise en compte. L'influence de l'humidité relative et de la migration de l'humidité peut être négligée.
- 4.8.4.4 Dans l'analyse structurale, il faut tenir compte de la modification des propriétés des matériaux en fonction de la température. Les données fournies dans la norme SIA 260 pour l'analyse structurale en cas d'incendie et les principes de la norme SIA 261 sont à prendre en compte. L'influence des déformations empêchées et des dilatations, dues au réchauffement et au gradient de température, doit être prise en considération.
- 4.8.4.5 Si la résistance au feu exigée est atteinte à l'aide d'un revêtement de protection qui diminue ou retarde l'augmentation de la température de l'acier, on utilisera pour la vérification uniquement les valeurs caractéristiques des propriétés déterminées à l'aide de méthodes d'essai reconnues. Ces méthodes d'essai doivent examiner le revêtement de protection pour toutes les températures à prévoir et tenir compte de l'influence de fissures et de détachements provoqués par des déformations d'origine thermique ou mécanique.

4.8.5 Méthode de calcul simplifiée

- 4.8.5.1 La méthode simplifiée est basée sur la vérification d'une sécurité structurale suffisante en cas d'incendie.
- 4.8.5.2 Les sections peuvent être classées simplement comme à température ambiante.
- 4.8.5.3 Par mesure de simplification et dans le cas d'éléments de construction ayant un facteur de forme (selon l'annexe C) supérieur à 10 m^{-1} , une distribution constante de la température (échauffement uniforme) dans la section peut être admise.
- 4.8.5.4 La valeur de calcul de la résistance à la traction des éléments de construction, avec une distribution constante de la température dans la section, est:

$$N_{fi,\theta,Rd} = \frac{k_{y,\theta} N_{pl}}{\gamma_{M,fi}} \quad (29)$$

$$N_{pl} = A f_{y,20^\circ}$$

$k_{y,\theta}$ selon la figure 14, calculé pour une température θ de l'acier selon l'annexe C.

- 4.8.5.5 La valeur de calcul de la résistance au flambage des éléments de construction des classes de section 1 à 3, avec une distribution constante de la température dans la section ainsi que le long de l'élément, est:

$$N_{K,fi,\theta,Rd} = \frac{\chi_{fi}}{1,2} k_{y,\theta} \frac{N_{pl}}{\gamma_{M,fi}} \quad (30)$$

$k_{y,\theta}$ selon la figure 14, calculé pour une température θ de l'acier selon l'annexe C

χ_{fi} facteur de réduction pour le flambage en cas d'incendie, calculé à l'aide de la courbe de flambage c et $\bar{\lambda}_{K,\theta} = 1,2 \bar{\lambda}_{K,20^\circ}$, $\bar{\lambda}_{K,20^\circ} = \bar{\lambda}_K$ selon le chiffre 4.5.1.4.

Dans le cas d'un cadre en acier à étages multiples, tenu latéralement, avec des poteaux continus, si chaque étage constitue un compartiment isolé avec une résistance au feu suffisante, on peut calculer une longueur de flambage des poteaux comme suit: pour les étages intermédiaires $L_{fi} = 0,5 h$ et pour l'étage supérieur $L_{fi} = 0,7 h$, où h est la hauteur des étages.

- 4.8.5.6 La valeur de calcul de la résistance à la flexion pour les sections des classes 1 à 3, avec une distribution constante de la température dans la section ainsi que le long de l'axe de l'élément, est:

$$M_{fi,\theta,Rd} = \frac{k_{y,\theta} M_R}{\gamma_{M,fi}} \quad (31)$$

$M_R = W f_{y,20^\circ}$; W module de section selon le classement des sections

$k_{y,\theta}$ selon la figure 14, calculé pour une température θ de l'acier selon l'annexe C.

- 4.8.5.7 L'influence d'une distribution de température non uniforme peut être prise en compte à l'aide des facteurs d'adaptation κ_1 et κ_2 :

$$M_{fi,\theta,Rd} = \frac{k_{y,\theta} M_R}{\kappa_1 \kappa_2 \gamma_{M,fi}} \quad (32)$$

$k_{y,\theta}$ selon la figure 14, calculé pour une température θ de l'acier selon l'annexe C

κ_1 facteur d'adaptation pour une distribution de température non uniforme dans la section (par ex. pour des poutres mixtes avec une dalle sur l'aile supérieure: $\kappa_1 = 0,85$)

κ_2 facteur d'adaptation pour une distribution de température non uniforme le long de l'élément de construction (par ex. pour des poutres continues avec un échauffement moindre aux appuis intermédiaires sur des murs: $\kappa_2 = 0,85$)

D'autres données concernant les facteurs d'adaptation sont contenues dans SN EN 1993-1-2.

- 4.8.5.8 Au cas où l'élanement de déversement $\bar{\lambda}_{D,\theta} = 1,2 \bar{\lambda}_{D,20^\circ} \geq 0,4$ le risque de déversement doit être examiné selon le chiffre 4.5.2, avec $\bar{\lambda}_{D,20^\circ} = \bar{\lambda}_D$ selon le chiffre 4.5.2.3.

- 4.8.5.9 Pour que la vérification des sections de la classe 4 soit satisfaite, il faut limiter l'échauffement des éléments de construction à 350 °C par des mesures appropriées.

4.8.6 Assemblages

- 4.8.6.1 Il n'est pas nécessaire de vérifier les assemblages séparément pour l'incendie, si:

- le taux d'utilisation $E_{fi,d}/R_d$ ne dépasse pas celui des éléments assemblés dont le taux d'utilisation est le plus élevé,
- dans le cas d'assemblages protégés contre le feu, le rapport entre l'épaisseur du revêtement de protection et le coefficient de conductibilité thermique d/λ_a dans la zone de l'assemblage est au moins égal à celui de l'élément assemblé dont le taux d'utilisation est le plus élevé.

- 4.8.6.2 Lorsqu'une vérification des assemblages est nécessaire, celle-ci doit être effectuée selon SN EN 1993-1-2.

- 4.8.6.3 Les sections nettes ne nécessitent pas de vérification pour autant que chaque trou contienne effectivement un boulon ou un autre moyen d'assemblage.

- 4.8.6.4 En cas d'incendie, la résistance au glissement des assemblages résistant par frottement ne peut pas être prise en compte dans les calculs sans vérification précise.

4.9 Situation de projet: séisme

4.9.1 Généralités

- 4.9.1.1 Le dimensionnement aux séismes des constructions en acier peut être effectué en admettant un comportement soit ductile, soit non ductile de la structure.

- 4.9.1.2 Si une construction en acier est dimensionnée pour le séisme selon un comportement non ductile de la structure porteuse, le coefficient de comportement est $q = 2,0$, dans les cas où seules les sections des classes 1, 2, ou 3 sont utilisées pour la structure porteuse et $q = 1,5$ dans les autres cas. Il n'y a alors pas d'autres exigences à remplir.

- 4.9.1.3 Si une construction en acier est dimensionnée pour le séisme selon un comportement ductile de la structure porteuse, le coefficient de comportement q est à prendre en considération en fonction de la classe de section, selon le tableau 12. En outre, les conditions indiquées aux chiffres 4.9.1.4 et 4.9.1.5, ainsi que celles du chiffre 4.9.2 ou 4.9.3, doivent être satisfaites. Dans le cas d'un comportement ductile de la structure porteuse, les sections de la classe de section 4 et les contreventements en K ne sont pas admis.

Tableau 12: Coefficient de comportement q pour un comportement ductile de la structure porteuse

Type de raidissement de la structure porteuse	Classe de section		
	Classe 1	Classe 2	Classe 3
Cadres	$q = 5$	$q = 4$	$q = 2$
Contreventements à barres croisées*	$q = 4$	$q = 4$	$q = 2$
Contreventements en V	$q = 2,5$	$q = 2,5$	$q = 2$

* Contreventements à barres croisées: seules les diagonales en traction sont actives.

- 4.9.1.4 Pour assurer que les zones ductiles disposent d'une réserve de déformation plastique suffisante et les zones non ductiles d'une réserve de résistance suffisante, les conditions suivantes doivent être respectées:
- l'acier doit satisfaire aux exigences de ductilité selon le chiffre 3.2.2.4
 - pour les boulons sollicités en traction, il faut employer les boulons des classes de résistance 8.8 ou 10.9 et les précontraindre.
- 4.9.1.5 Les assemblages doivent être dimensionnés pour une valeur de résistance supérieure de 20% à celle des éléments assemblés. Les joints des poutres à soudures complètement pénétrées de la classe de qualité B satisfont en général à cette condition.

4.9.2 Dispositions constructives pour les cadres à nœuds rigides

- 4.9.2.1 En principe, les systèmes de cadres doivent être conçus de telle façon que la dissipation de l'énergie puisse se réaliser de façon continue sur toute la hauteur de la construction.
- 4.9.2.2 Les cadres à nœuds rigides doivent être conçus de telle façon que les rotules plastiques se forment dans les poutres (traverses) et non dans les poteaux (montants). Dans le cas de cadres à étages multiples, les rotules plastiques sont admises seulement au pied des poteaux et dans le dernier étage supérieur.
- 4.9.2.3 Pour les rotules plastiques dans les poutres, les efforts de compression et de cisaillement doivent être limités:

$$N_{Ed,E} \leq 0,15 N_{pl,Rd} \quad (33)$$

$$V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \leq 0,5 V_{pl,Rd} \quad (34)$$

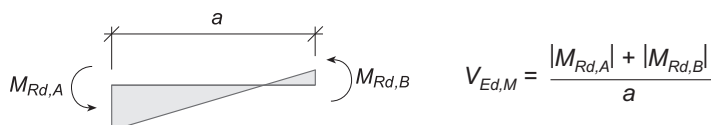
$N_{Ed,E}$ valeur de calcul de la sollicitation en compression dans la situation de risque «séisme»

$N_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ valeurs de calcul de la résistance

$V_{Ed,G}$ valeur de calcul de l'effort tranchant dû à des actions indépendantes du séisme, dans la situation de risque «séisme»

$V_{Ed,M}$ effort tranchant dû aux valeurs de calcul de la résistance à la flexion $M_{Rd,A}$ et $M_{Rd,AB}$ agissant dans des sens opposés aux extrémités A et B des poutres (voir la figure 15).

Figure 15: Détermination de l'effort tranchant $V_{Ed,M}$



4.9.2.4 L'ancrage des poteaux dans les fondations doit être dimensionné avec la valeur suivante:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,2 M_{Ed,E} \quad (35)$$

M_{Ed} valeur de calcul de la sollicitation en flexion sur l'ancrage

$M_{Ed,G}$ valeur de calcul de la sollicitation en flexion due à des actions indépendantes des séismes, dans la situation de risque «séisme»

$M_{Ed,E}$ valeur de calcul de la sollicitation en flexion due à des actions sismiques dans la situation de risque «séisme».

4.9.2.5 La valeur de calcul de la force d'appui due à la situation de risque «séisme» V_{Ed} doit être limitée à:

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{pl,Rd} \quad (36)$$

4.9.3 Dispositions constructives pour les contreventements

4.9.3.1 Les contreventements à barres diagonales doivent être conçus de telle façon que les rotules plastiques se forment dans les diagonales tendues avant la défaillance des assemblages, des poteaux et des traverses.

4.9.3.2 L'élancement de référence des barres diagonales doit être limité à $\bar{\lambda}_K \leq 2,0$ afin de prévenir un flambage élastique.

4.9.3.3 Les contreventements de bâtiments à étages multiples doivent être conçus de telle manière qu'à chaque étage et dans chaque sens du raidissement, les caractéristiques charge-déformation soient semblables en cas de changement de sens des charges. Cette exigence est en général satisfaite sous la condition suivante:

$$0,9 \leq \left| \frac{\delta_{H+}}{\delta_{H-}} \right| \leq 1,10 \quad (37)$$

δ_{H+} déplacement horizontal de l'étage dû à $H^+ = 1$ kN dans le sens positif, en négligeant les diagonales comprimées

δ_{H-} déplacement horizontal de l'étage dû à $H^- = 1$ kN dans le sens négatif, en négligeant les diagonales comprimées.

4.9.3.4 Pour la vérification de la résistance en situation de projet séisme, les efforts de compression dans les traverses et les montants des contreventements doivent être augmentés de 20% par rapport aux valeurs calculées.

4.10 Aptitude au service

4.10.1 Généralités

4.10.1.1 La vérification des états limites de l'aptitude au service est définie dans les principes de la norme SIA 260.

4.10.1.2 Le comportement requis des structures porteuses doit être garanti par un dimensionnement suffisant, par le soin apporté aux dispositions constructives, par une exécution soignée conforme aux plans, ainsi que par un entretien adéquat. Le comportement de la structure porteuse doit demeurer dans les limites préétablies ou convenues d'avance. Pour les constructions en acier, ces limites se rapportent généralement:

- aux déformations
- aux vibrations
- à la résistance à la corrosion (voir SN EN ISO 12944).

4.10.1.3 Les actions à prendre en considération sont définies par la norme SIA 261, en fonction de l'état d'utilisation et des exigences concernant le comportement de la structure porteuse.

4.10.2 Bases de calcul

4.10.2.1 Les efforts intérieurs et les déformations attendus à l'état d'utilisation doivent être calculés au moyen d'un modèle élastique proche de la réalité.

4.10.2.2 Les déformations peuvent être calculées avec les sections brutes (sans déduction des trous). Pour les ouvrages sensibles aux déformations, le glissement dans les assemblages doit être pris en compte.

- 4.10.2.3 Pour déterminer la largeur efficace de parois élancées et comprimées selon le chiffre 4.5.3, on peut remplacer la limite d'élasticité f_y par la contrainte produite par l'état d'utilisation.

4.10.3 Déformations

- 4.10.3.1 Les déformations doivent être limitées de telle sorte que la construction puisse remplir sa fonction pendant toute la durée de son utilisation et que les parties qui y sont liées ne soient pas endommagées. Les exigences d'exploitation et de construction, de même que le point de vue architectural, doivent être pris en considération.

- 4.10.3.2 En principe, les valeurs limites des déformations doivent être déterminées selon les exigences de l'aptitude au service.

- 4.10.3.3 Les valeurs limites recommandées des déformations sont données dans la norme SIA 260.

- 4.10.3.4 Si des flèches importantes sont à attendre pour certains éléments de construction sous des actions permanentes, une contreflèche est recommandée.

Pour les ponts, les flèches dues au poids propre de la structure et aux actions permanentes doivent être compensées par une contreflèche. La compensation partielle par contreflèche des flèches dues aux actions variables est recommandée.

Pour des raisons liées à la technique de la fabrication, les contreflèches doivent être au moins égales à $\sqrt{0,025 L} \geq 10 \text{ mm}$ (L en mm).

- 4.10.3.5 Les déplacements horizontaux seront limités par les exigences concernant l'aptitude au fonctionnement.

- 4.10.3.6 Pour les voies de roulement des ponts roulants et leurs poteaux, la limitation des déformations devrait être adaptée aux cas d'espèce. Dans les travées de rive où le pont roulant circule au ralenti, des flèches plus importantes ne sont la plupart du temps pas inquiétantes; pour certaines applications, par ex. pour des grues à flèche, des exigences plus strictes peuvent être nécessaires.

4.10.4 Vibrations

- 4.10.4.1 Dans le cas d'actions périodiques à alternance rapide, le comportement vibratoire des structures porteuses doit être déterminé. L'effet sur l'aptitude au fonctionnement de la structure porteuse, en ce qui concerne les parties de construction secondaires et les installations, ainsi que le confort de l'utilisateur de la construction doivent être examinés.

- 4.10.4.2 Les actions et les exigences concernant le comportement vibratoire sont indiquées dans les normes SIA 260 et SIA 261.

- 4.10.4.3 Les constructions exposées à des vibrations doivent être conçues de telle façon que des phénomènes de résonance, pouvant provoquer une défaillance par fatigue ou influencer la résistance, ne puissent pas se produire.

4.10.5 Glissement dans les assemblages boulonnés

- 4.10.5.1 Le glissement dans les assemblages boulonnés peut conduire à une augmentation importante des déformations calculées. Dans le cas de treillis boulonnés, en particulier, il faut tenir compte du glissement lors de la détermination des flèches.

- 4.10.5.2 Le glissement entre les parties assemblées, sous l'effet de l'utilisation convenue, peut être évité par des assemblages résistant au glissement réalisés avec des boulons précontraints à haute résistance ou avec des moyens d'assemblage équivalents. De ce fait, les assemblages résistant au glissement conviennent particulièrement aux ouvrages sensibles aux déformations et aux assemblages sollicités à la fatigue sous des charges alternées.

- 4.10.5.3 L'aptitude au service des assemblages résistant au glissement doit être vérifiée selon le chiffre 6.2.3 pour les actions n'admettant aucun glissement. Les autres mesures doivent être réglées dans la base du projet.

5 ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTION

5.1 Poutres et poteaux des classes de section 1 et 2

5.1.1 Généralités

- 5.1.1.1 Les prescriptions du chiffre 5.1 s'appliquent uniquement si les élancements limites des classes de section 1 et 2 selon les tableaux 5a et 5b sont respectés.
- 5.1.1.2 Les interactions entre les efforts intérieurs peuvent être prises en compte par un modèle plastique de la section, c'est-à-dire que les conditions d'équilibre doivent être satisfaites et que la limite d'élasticité f_y ne doit être dépassée nulle part. Pour les cas les plus importants, des formules d'interaction sont fournies ci-après.
- 5.1.1.3 S'il n'est pas nécessaire de tenir compte des critères de stabilité, les vérifications de résistance peuvent être effectuées selon les chiffres 5.1.2 à 5.1.8.

5.1.2 Effort normal

- 5.1.2.1 La valeur de calcul de la résistance à l'effort normal N_{Rd} est obtenue en prenant la plus petite des deux valeurs suivantes:

– La résistance d'une section brute
$$N_{Rd} = \frac{f_y A}{\gamma_{M1}} \quad (38)$$

– La résistance d'une section nette
$$N_{Rd} = \frac{0,9 f_u A_{net}}{\gamma_{M2}} \quad (\text{pour une sollicitation en traction}) \quad (39)$$

- 5.1.2.2 La section nette d'un élément tendu se calcule avec la plus courte de toutes les lignes de rupture possibles. Le diamètre des trous selon les plans doit être pris en compte.
- 5.1.2.3 Aux endroits où la section nette est déterminante, aucune redistribution plastique des efforts intérieurs ne peut se produire, faute de ductilité suffisante. Au cas où la vérification de la sécurité structurale est néanmoins effectuée par la méthode PP, aucune rotule plastique ne doit se produire à ces endroits.
- 5.1.2.4 Pour des sections avec des trous agrandis ou avec des trous oblongs sollicitées en compression, la section nette doit aussi être vérifiée selon la formule (39).

5.1.3 Flexion

La valeur de calcul de la résistance à la flexion M_{Rd} d'une barre est:

$$M_{Rd} = \frac{f_y W_{pl}}{\gamma_{M1}} \quad (40)$$

5.1.4 Effort tranchant

- 5.1.4.1 Si le critère de stabilité selon le chiffre 5.1.4.2 est satisfait, la valeur de calcul de la résistance au cisaillement est:

$$V_{Rd} = \frac{\tau_y A_v}{\gamma_{M1}} \quad (41)$$

L'aire efficace de cisaillement A_v correspond à l'aire disponible pour reprendre l'effort tranchant dans la direction d'action de celui-ci.

Pour des profilés laminés à section en double té bisymétriques et lorsque l'effort tranchant agit dans la direction de l'âme, on peut calculer A_v comme suit:

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f \quad (42a)$$

SN EN 1993-1-1 contient de plus amples indications pour la détermination de A_v .

- 5.1.4.2 Le voilement par cisaillement selon le chiffre 4.5.4 doit être vérifié. Dans le cas de profilés à section en double té bisymétriques et en U, la vérification peut être effectuée de façon simplifiée selon le critère de stabilité suivant:

$$\frac{h-t_f}{t_w} \leq \sqrt{\frac{4 E}{f_y}} \quad (42)$$

- 5.1.4.3 Pour des assemblages boulonnés, il faut effectuer la vérification au cisaillement dans la section nette selon le chiffre 6.2.4.

5.1.5 Flexion uniaxiale et effort tranchant

- 5.1.5.1 En général, la participation de l'âme à la résistance à la flexion doit être réduite, si la valeur de calcul de l'effort tranchant V_{Ed} est plus grande que les 50% de la valeur de calcul de la résistance au cisaillement V_{Rd} .

- 5.1.5.2 Dans le cas de poutres en double té bisymétriques, la résistance à la flexion peut être réduite comme suit:

$$M_{V,Rd} = \frac{b t_1 f_y (h - t_1)}{\gamma_{M1}} + \frac{h_w^2 t_2 f_y}{4 \gamma_{M1}} \left[1 - \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \right)^2 \right] \quad (43)$$

$t_1 = t_f$ épaisseur des ailes

$t_2 = t_w$ épaisseur de l'âme

$h_w = h_2$ hauteur de l'âme ($h - 2t_f$)

- 5.1.5.3 Dans le cas de profilés creux rectangulaires laminés à épaisseur des parois t constante, la résistance à la flexion peut être réduite selon la formule (43), avec les adaptations suivantes:

$t_1 = t$

$t_2 = 2t$

$h_w = h - 3t$

5.1.6 Flexion et effort normal

- 5.1.6.1 Pour une flexion selon les deux axes et effort normal simultané, la vérification peut être effectuée selon la formule suivante:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0 \quad (44)$$

- 5.1.6.2 Si, dans le cas de sections en double té bisymétriques, une flexion selon un seul axe interagit avec un effort normal, la résistance ultime en section peut être représentée sous forme d'un moment plastique réduit $M_{y,N,Rd}$ ou $M_{z,N,Rd}$.

Flexion selon l'axe fort:

$$M_{y,N,Rd} = M_{y,Rd} \xi (1 - n) \quad \text{mais } M_{y,N,Rd} \leq M_{y,Rd} \quad (45)$$

Flexion selon l'axe faible:

$$M_{z,N,Rd} = M_{z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad \text{pour } n > a \quad (46)$$

$$M_{z,N,Rd} = M_{z,Rd} \quad \text{pour } n \leq a \quad (47)$$

$$\text{où } n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \quad a = \frac{A - 2bt_f}{A} \quad \text{mais } a \leq 0,5 \text{ et } \xi = \frac{1}{1 - 0,5a}$$

$M_{y,Rd}, M_{z,Rd}$ valeur de calcul de la résistance à la flexion selon l'axe y ou z, selon le chiffre 5.1.3

N_{Rd} valeur de calcul de la résistance à l'effort normal selon le chiffre 5.1.2

5.1.6.3 Si, dans le cas de profilés creux rectangulaires laminés à épaisseur des parois t constante, une flexion selon un seul axe interagit avec un effort normal, la résistance ultime en section peut être représentée sous forme d'un moment plastique réduit $M_{y,N,Rd}$ ou $M_{z,N,Rd}$ à l'aide de la formule (45) où ξ et n sont définis ainsi:

$$\xi = \frac{1}{1 - 0,5a}$$

$$\text{où } a = \frac{A - 2ht}{A} \leq 0,5 \text{ pour l'axe fort} \quad a = \frac{A - 2bt}{A} \leq 0,5 \text{ et pour l'axe faible}$$

5.1.6.4 Si la section est sollicitée simultanément par les deux moments $M_{y,Ed}$ et $M_{z,Ed}$ ainsi que par un effort normal N_{Ed} , la formule d'interaction suivante est applicable:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^\beta \leq 1,0 \quad \text{valable pour } \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 0,9 \quad (48)$$

où α et β sont des constantes à choisir entre, de manière conservatrice, la valeur 1,0 et les valeurs suivantes:

- pour sections en I: $\alpha = 2$ $\beta = 5 \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$ mais $\beta \geq 1,1$
- pour profilés creux rectangulaires laminés: $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,33 \left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right)^2}$ mais $\alpha = \beta \leq 6$

Pour $M_{y,N,Rd}$ et $M_{z,N,Rd}$, les valeurs sont données par les formules (45) à (47).

5.1.6.5 Pour la flexion biaxiale sans effort normal, la formule (48) peut être utilisée.

5.1.7 Interaction entre flexion uniaxiale, effort normal et effort tranchant

Dans le cas d'un effort tranchant $V_{Ed} \leq 0,5 V_{Rd}$, la vérification selon le chiffre 5.1.6 est déterminante. Dans le cas d'un effort tranchant plus important, on peut utiliser la formule (44) avec une résistance à la flexion réduite $M_{V,Rd}$ selon le chiffre 5.1.5.

5.1.8 Interaction entre flexion selon les deux axes, effort normal et effort tranchant

La vérification doit être effectuée selon le chiffre 5.1.1.2.

5.1.9 Stabilité des barres isolées comprimées et fléchies selon un axe

5.1.9.1 Dans le cas de barres à section constante, sollicitées par un effort normal et en flexion selon l'un des axes principaux, si le flambage selon l'autre axe est empêché, la vérification de la stabilité peut être effectuée selon la formule:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{K,Rd}} + \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \cdot \frac{\omega M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1,0 \quad (49)$$

N_{Ed} , M_{Ed} valeurs de calcul, déterminées selon la théorie du premier ordre (sans imperfections équivalentes), de l'effort de compression (positif) ou du moment de flexion (valeur absolue la plus élevée) pour la situation de risque considérée:

$N_{K,Rd}$ valeur de calcul de la résistance au flambage dans le plan considéré et sous un effort de compression centré, selon le chiffre 4.5.1.3

M_{Rd} valeur de calcul de la résistance à la flexion selon l'axe principal considéré

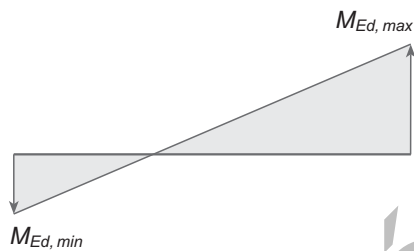
– selon l'axe fort: $M_{y,Rd}$ selon le chiffre 5.1.3 ou $M_{D,Rd}$ selon le chiffre 4.5.2 si le déversement doit être vérifié

– selon l'axe faible: $M_{z,Rd}$ selon le chiffre 5.1.3

ω coefficient relatif à l'axe principal considéré, pour tenir compte de la répartition des moments; en cas de répartition linéaire sur toute la longueur de la barre (voir figure 16):

$$\omega = 0,6 + 0,4 (M_{Ed,min} / M_{Ed,max}) \geq 0,4 \quad \text{où } |M_{Ed,min}| \leq |M_{Ed,max}|$$

Figure 16: Définition de ω en cas de répartition linéaire des moments



Pour des barres chargées transversalement ou des montants de cadres libres latéralement, la formule (49) peut également être employée avec ω égal à 1. Pour les cadres libres latéralement, il faut prendre les longueurs de flambage $L_K \geq h$ correspondantes.

5.1.9.2 Dans le cas de sections en double té bisymétriques et de profilés creux rectangulaires laminés, si le flambage hors du plan est empêché par des moyens constructifs et le déversement selon le chiffre 4.5.2 ne doit pas être vérifié, la vérification de la stabilité en cas d'action simultanée de compression et de flexion selon un axe principal peut être effectuée selon la formule (49), où la résistance à la flexion M_{Rd} peut être augmentée par le coefficient ξ .

Dans le cas de sections I bisymétriques

- en cas de flexion selon l'axe fort: ξ selon le chiffre 5.1.6.2 mais $\xi \leq (1 + 0,2N_{Ed} / N_{K,Rd})$
- en cas de flexion selon l'axe faible: $\xi = 1,0$

Dans le cas de profilés creux rectangulaires laminés

- en cas de flexion selon l'un ou l'autre des axes: ξ selon le chiffre 5.1.6.3 mais $\xi \leq (1 + 0,2N_{Ed} / N_{K,Rd})$

5.1.10 Stabilité des barres sollicitées en compression et en flexion selon les deux axes

5.1.10.1 Dans le cas de barres à section constante, sollicitées en compression et en flexion selon les deux axes, la vérification de la stabilité peut être effectuée selon la formule:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{K,Rd}} + \frac{\omega_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{M_{y,Ed}}{M_{D,Rd}} + \frac{\omega_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0 \quad (50)$$

$N_{K,Rd}$ le minimum de $N_{Ky,Rd}$ et de $N_{Kz,Rd}$ selon le chiffre 4.5.1.3

$M_{D,Rd}$ valeur de calcul du moment de déversement selon le chiffre 4.5.2, les autres valeurs selon le chiffre 5.1.9.1

ω_y, ω_z coefficients selon le chiffre 5.1.9.1.

5.1.10.2 Dans le cas de sections I bisymétriques et de profilés creux rectangulaires laminés, sollicitées en compression et en flexion selon les deux axes, si le flambage hors du plan et le déversement ne sont pas empêchés, la vérification de la stabilité peut être effectuée selon la formule d'interaction suivante:

$$\left(\frac{\omega_y M_{y,Ed}}{M_{y,red,Rd}} \right)^\beta + \left(\frac{\omega_z M_{z,Ed}}{M_{z,red,Rd}} \right)^\beta \leq 1,0 \quad (51)$$

où $M_{y,red,Rd} = M_{D,Rd,min} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{K,Rd,min}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right)$ mais $M_{y,red,Rd} \leq \omega_y M_{D,Rd}$

$$M_{z,red,Rd} = M_{z,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{K,Rd,min}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right)$$

$$\beta = 0,4 + \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{b}{h - t_f} \quad \text{mais } \beta \geq 1$$

ω_y, ω_z coefficients relatifs à la flexion selon les axes y et z, pour la prise en compte de la répartition des moments; en cas de répartition linéaire le long de la barre, selon le chiffre 5.1.9.1

$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}, N_{Ed}$ valeurs de calcul du plus grand moment (valeurs absolues), déterminé selon la théorie de premier ordre (sans les imperfections équivalentes), ou, respectivement, la valeur de calcul de l'effort de compression correspondant concernant le cas de risque considéré

$N_{K,Rd,min}$ valeur minimale de $N_{Kz,Rd}, N_{Ky,Rd}$

$M_{D,Rd,min}$ valeur de calcul du moment de déversement selon le chiffre 4.5.2 avec un moment constant sur toute la longueur de la barre dans le cas d'une flexion selon les deux axes, avec la répartition effective des moments dans le cas d'une flexion selon un axe

$M_{D,Rd}$ valeur de calcul du moment de déversement selon le chiffre 4.5.2 avec la répartition effective des moments.

5.1.10.3 Dans le cas de barres chargées transversalement ou de poteaux de cadres libres latéralement, les formules (50) et (51) peuvent être employées à titre approximatif avec ω égal à 1.

5.1.10.4 Dans le cas de sections en double té bisymétriques et de profilés creux rectangulaires laminés, sollicitées en compression et en flexion selon un axe, la formule (51) peut être employée si le système n'est pas tenu hors du plan.

5.2 Poutres et poteaux de la classe de section 3

5.2.1 Généralités

5.2.1.1 Les prescriptions du chiffre 5.2 s'appliquent uniquement si les élancements limites de la classe de section 3 selon les tableaux 5a et 5b sont respectés. Dans le cas de barres de la classe de section 3, les résistances et les interactions entre les efforts intérieurs doivent en principe être déterminées selon une répartition élastique des contraintes dans la section.

5.2.1.2 S'il n'est pas nécessaire de tenir compte des critères de stabilité, les vérifications de résistance peuvent être effectuées selon les chiffres 5.2.2 à 5.2.8.

5.2.2 Effort normal

La valeur de calcul de la résistance à l'effort normal peut être obtenue selon le chiffre 5.1.2.

5.2.3 Flexion

La valeur de calcul de la résistance à la flexion M_{Rd} d'une barre est:

$$M_{Rd} = \frac{f_y W_{el}}{\gamma_{M1}} \quad (52)$$

5.2.4 Effort tranchant

La valeur de calcul de la résistance au cisaillement V_{Rd} d'une barre doit être déterminée selon une répartition des contraintes élastiques. Dans le cas de sections en double té bisymétriques et de sections en U, la vérification peut être effectuée selon le chiffre 5.1.4, où A_v doit être remplacé par A_w .

5.2.5 Flexion uniaxiale et effort tranchant

5.2.5.1 Si la valeur de calcul de l'effort tranchant V_{Ed} est plus grande que les 50% de la valeur de calcul de la résistance au cisaillement V_{Rd} , la contribution de l'âme à la résistance à la flexion doit en général être réduite.

5.2.5.2 Dans le cas de sections en double té bisymétriques, la résistance à la flexion peut être réduite comme suit:

$$M_{V,Rd} = \frac{bt_1 f_y (h - t_1)}{\gamma_{M1}} + \frac{h_w^2 t_2 f_y}{6\gamma_{M1}} \left[1 - \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \right)^2 \right] \quad (53)$$

$t_1 = t_f$ épaisseur des ailes

$t_2 = t_w$ épaisseur de l'âme

$h_w = h_2$ hauteur de l'âme ($h - 2t_f$)

5.2.5.3 Dans le cas de profilés creux rectangulaires laminés à épaisseur des parois t constante, la résistance à la flexion peut être réduite selon la formule (53) et les adaptations suivantes:

$t_1 = t$

$t_2 = 2t$

$h_w = h - 3t$

5.2.6 Flexion et effort normal

Dans le cas de flexion selon les deux axes et l'action simultanée d'un effort normal, la vérification peut s'effectuer selon la formule:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,el,Ed}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,el,Rd}} \leq 1,0 \quad (54)$$

5.2.7 Interaction entre flexion selon un axe, effort normal et effort tranchant

Dans le cas d'un effort tranchant $V_{Ed} \leq 0,5 V_{Rd}$, la formule (54) s'applique sans réserve. Si l'effort tranchant est plus important, la formule (54) s'applique avec une résistance à la flexion $M_{V,Rd}$ réduite selon le chiffre 5.2.5.

5.2.8 Interaction entre flexion selon les deux axes, effort normal et effort tranchant

La vérification sera effectuée selon les chiffres 4.3.5 et 5.2.1.1.

5.2.9 Stabilité des barres sollicitées en compression et flexion

On peut employer la formule (50) où il faut utiliser les résistances à la flexion calculées selon la méthode élastique.

5.3 Poutres et poteaux de la classe de section 4

5.3.1 Généralités

5.3.1.1 Pour des barres de la classe de section 4, une vérification des contraintes doit être effectuée avec la section efficace et selon une répartition des contraintes élastiques. Si il n'est pas nécessaire de tenir compte de critères de stabilité, les contraintes calculées pour la section efficace ne doivent dépasser nulle part la limite d'élasticité.

5.3.1.2 Pour des systèmes hyperstatiques, le calcul des efforts intérieurs est effectué avec les sections de calcul (voir figure 20).

5.3.1.3 Il y a en général un décalage e (voir figure 20) entre l'axe principal de la section efficace et celui de la section de calcul. Lors des vérifications, il faut tenir compte des sollicitations supplémentaires qui en résultent.

5.3.2 Effort normal

Pour une section comprimée:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (55)$$

A_{eff} section efficace selon le chiffre 4.5.3.

5.3.3 Résistance en flexion

Pour un moment de flexion simple, la vérification des contraintes est faite selon la formule:

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{W_{eff}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (56)$$

W_{eff} module de section élastique de la section efficace selon le chiffre 4.5.3.

5.3.4 Effort tranchant

En cas d'un effort tranchant, la vérification des contraintes de cisaillement se fait selon:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I t_w} \leq \frac{\tau_y}{\gamma_{M1}} \quad (57)$$

t_w épaisseur de l'aire résistante déterminante au cisaillement
 S moment statique.

Dans le cas de sections en double té bisymétriques et sections en U, on peut procéder à la vérification simplifiée des contraintes comme suit:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \leq \frac{\tau_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{pour } \frac{h - t_f}{t_w} \leq \sqrt{\frac{4E}{f_y}} \quad (58)$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \leq \frac{0,9 \sqrt{\tau_{cr} \tau_y}}{\gamma_{M1}} \quad \text{pour } \frac{h - t_f}{t_w} > \sqrt{\frac{4E}{f_y}} \quad (59)$$

τ_{cr} contrainte de cisaillement critique selon le chiffre 4.5.4.1.

5.3.5 Flexion et effort normal

En cas d'action simultanée d'un moment de flexion et d'un effort normal, la vérification des contraintes peut être effectuée ainsi:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + e_z N_{Ed}}{W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + e_y N_{Ed}}{W_{z,eff}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (60)$$

A_{eff} aire efficace de la section selon le chiffre 4.5.3

W_{eff} module de section élastique de la section efficace selon le chiffre 4.5.3

e_z déplacement du centre de gravité de la section efficace dans la direction z, par rapport à celui de la section complète (ou de calcul)

e_y déplacement du centre de gravité de la section efficace dans la direction y, par rapport à celui de la section complète (ou de calcul).

5.3.6 Flexion simple et effort tranchant

5.3.6.1 Si la valeur de calcul de l'effort tranchant V_{Ed} est plus grande que 50% de la valeur de calcul de la résistance au cisaillement V_{Rd} , la participation de l'âme à la résistance à la flexion doit en général être réduite.

5.3.6.2 Dans le cas de sections en double té bisymétriques, sollicitées en flexion selon l'axe fort, dont les ailes ne se voilent pas, le moment de résistance peut être réduit ainsi:

$$W_V = b t_f (h - t_f) + W_{eff,Steg} \left[1 - \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \right)^2 \right] \quad (61)$$

$W_{eff,Steg}$ module de section efficace de l'âme selon le chiffre 4.5.3.

V_{Rd} résistance au cisaillement selon annexe F

5.3.7 Interaction entre flexion, effort normal et effort tranchant

Si la valeur de calcul de l'effort tranchant V_{Ed} est plus petite que les 50% de la valeur de calcul de la résistance au cisaillement V_{Rd} , on peut employer la formule (60); autrement, une vérification selon les chiffres 4.3.5.4 et 5.3.1.1 avec la contrainte de comparaison à l'endroit pertinent doit être faite.

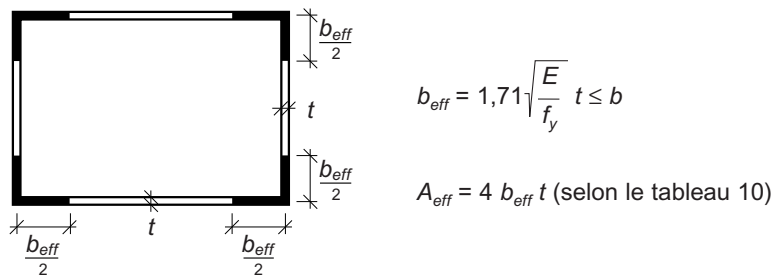
5.3.8 Stabilité de barres sollicitées en compression

Dans le cas de sections fermées et bisymétriques, A_{eff} sera déterminée à partir de la section efficace (voir figure 17) selon le chiffre 4.5.3. L'élancement y relatif résulte de la formule:

$$\bar{\lambda}_K = \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,K}}}$$

où la contrainte de flambage $\sigma_{cr,K}$ selon Euler sera déterminée à partir de la section de calcul.

Figure 17: Section efficace (section réduite)



5.3.9 Stabilité des barres sollicitées en compression et flexion

Dans le cas de barres isolées sollicitées en compression et en flexion selon les deux axes, la stabilité doit être vérifiée pour les deux axes à l'aide des formules (62) et (63).

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} (e_z + w_{0y})}{W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} (e_y + w_{0z})}{W_{z,eff}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (62)$$

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} (e_z + w_{0y})}{W_{y,eff}} + \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} (e_y + w_{0z})}{W_{z,eff}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (63)$$

e_y, e_z selon le chiffre 5.3.5

w_{0y} imperfection équivalente pour le flambage selon l'axe fort selon le chiffre 4.2.3.2

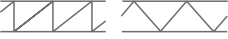







w_{0z} imperfection équivalente pour le flambage selon l'axe faible selon le chiffre 4.2.3.2.

5.4 Structures en treillis

5.4.1 Treillis

- 5.4.1.1 Pour des treillis intérieurement et extérieurement isostatiques, il faut admettre que la résistance ultime du treillis est limitée par la résistance en compression ou en traction de la première barre défailante.
- 5.4.1.2 Les axes des barres admis dans le calcul doivent correspondre aux axes indiqués sur les plans. La flexion résultant des excentricités dans le plan et hors du plan, de même que des charges transversales, doivent être considérées lors de la vérification des barres.
- 5.4.1.3 Si une vérification plus exacte n'est pas effectuée, la longueur théorique L des barres entre les nœuds tenus dans la direction du flambage sera considérée comme la longueur de flambage L_K .
- 5.4.1.4 Si la rigidité de l'assemblage entre barres de treillis fournit un encastrement suffisant, les longueurs de flambage peuvent être diminuées en conséquence. Cependant, une telle diminution est exclue si toutes les barres concourantes au même nœud épuisent simultanément la résistance au flambage.
- 5.4.1.5 Si les conditions du chiffre 5.4.1.4 sont remplies et pour les types de treillis courants, les longueurs de flambage du tableau 13 peuvent être employées.
- 5.4.1.6 Pour des barres formées de cornières disposées en croix ou d'une cornière simple disposée de façon excentrée, le risque de flambage doit être examiné selon l'axe d'inertie minimal avec une longueur de flambage $L_K = 0,9 L$.

Tableau 13: Longueurs de flambage réduites (voir le chiffre 5.4.1.4)

Elément porteur	Disposition des diagonales	Longueur de flambage L_K pour le flambage	
		dans le plan	hors du plan ¹⁾
Membrures		$0,9 L$	$1,0 L$
Diagonales	simples 	$0,8 L$	$1,0 L$
	doubles (a)  (b) 	$0,4 L$	$0,5 L^{(2)}$
	multiples 	$1,0 L_m^{(3)}$	$1,5 L_m^{(3)}$
	en K 	$0,9 L$	$1,0 L^{(2)}$
Montants	simples et doubles (a) 	$0,8 L$	$1,0 L$
	doubles (b) 	$0,4 L$	$0,5 L^{(2)}$
	en K 	$0,4 L$	$0,5 L^{(2)}$

¹⁾ L : distance théorique entre les nœuds tenus dans la direction du flambage
²⁾ valable seulement dans le cas de barres comprimées et tendues identiques
³⁾ L_m : dimension d'une maille du treillis

5.4.1.7 Les élancements maximaux pour les barres comprimées des treillis, selon le chiffre 4.5.1.7, doivent être respectés.

5.4.1.8 Pour l'introduction et la transmission des forces dans les nœuds, les résistances doivent être déterminées à l'aide de modèles garantissant l'équilibre sans que les valeurs caractéristiques de résistance ne dépassent celles indiquées au chiffre 3.2.2.3.

5.5 Eléments comprimés à section composée

5.5.1 Barres étrésoillonnées (à traverses de liaison)

5.5.1.1 L'analyse du comportement au flambage selon l'axe z-z (voir la figure 18) d'une barre étrésoillonnée à deux membrures comporte l'étude du flambage des membrures et l'étude de la résistance en section de la barre étrésoillonnée et des étrésoillons.

5.5.1.2 Les membrures doivent être vérifiées au flambage au milieu de la barre avec l'élancement λ_1 , la courbe de flambage correspondant au type de section d'une membrure prise isolément et l'effort dans la membrure $N_{1,Ed}$:

$$N_{1,Ed} = 0,5 N_{Ed} \left[1 + \frac{L}{250 a} \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crz,id}}} \right] \quad (64)$$

N_{Ed} effort normal agissant sur la barre étrésoillonnée dans son ensemble

L longueur de la barre étrésoillonnée dans son ensemble

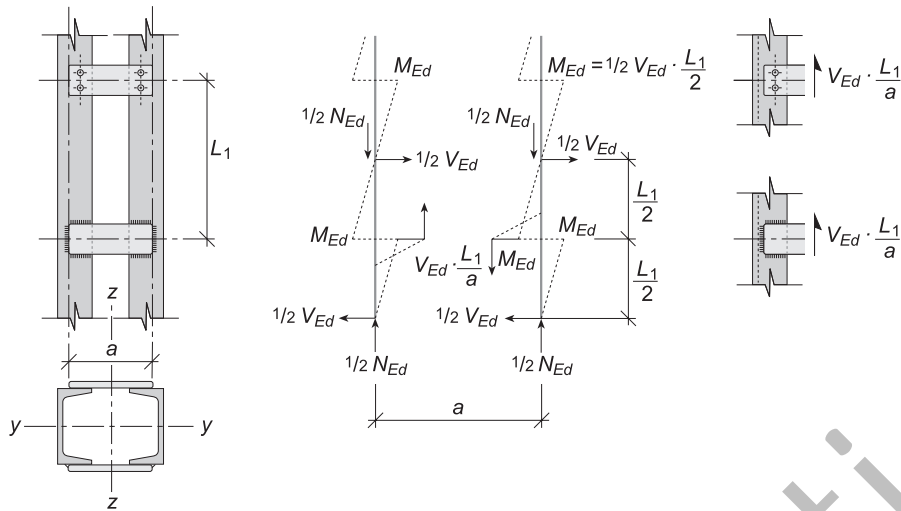
a distance entre les centres de gravité des membrures

$N_{crz,id}$ $N_{crz,id} = \pi^2 EA / \lambda_{z,id}^2$ où $\lambda_{z,id}^2 = (\lambda_z^2 + \lambda_1^2)$ et A = aire de la section de la barre étrésoillonnée dans son ensemble

λ_1 élancement de la membrure, dont la longueur de flambage L_1 est égale à la distance entre les étrésoillons (si $L_1 \leq L/3$)

λ_z élancement de la barre étrésoillonnée dans son ensemble; pour déterminer λ_z , on peut prendre en compte le moment d'inertie propre des membrures, pour autant que $\lambda_z \leq 75$; si cette valeur dépasse 150 ($\lambda_z \leq 150$), ces moments d'inertie ne peuvent pas être pris en considération; pour les cas intermédiaires, la valeur des moments d'inertie propres des membrures à considérer peut être déterminée par interpolation linéaire.

Figure 18: Dimensions et efforts dans les barres étré sillonnées



- 5.5.1.3 Dans le champ d'extrémité, la valeur de calcul de l'effort tranchant $V_{Ed,max}$ de la barre étré sillonnée dans son ensemble prend la valeur:

$$V_{Ed,max} = N_{Ed} \frac{\pi}{500} \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crz,id}}} \quad (65)$$

Dans le champ d'extrémité, la section des membrures doit être vérifiée pour l'effort normal $0,5 N_{Ed}$ et le moment de flexion M_{Ed} . Pour déterminer la flexion des membrures, dû à l'effet Vierendeel $V_{Ed,max}$, on peut admettre que les points de moment nul se situent au milieu du champ d'extrémité; il en résulte $M_{Ed} = V_{Ed,max} L_1/4$.

Les étré sillons et leurs liaisons doivent être vérifiées avec l'effort tranchant correspondant $V_{Ed,max} L_1/a$ et les liaisons exécutées par des assemblages sans glissement ou soudés.

- 5.5.1.4 En outre, la vérification selon l'axe y-y (axe matérialisé) doit être effectuée.

5.5.2 Barres à treillis

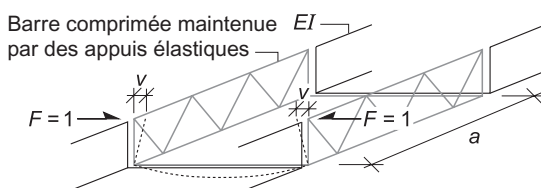
La vérification des barres à treillis composées de membrures identiques s'effectue de manière analogue à celle des barres étré sillonnées; on peut toutefois introduire $\lambda_{z,id} = \lambda_z$. Les liaisons doivent être réalisées par assemblages sans glissement ou soudés.

5.5.3 Barres comprimées maintenues par des appuis élastiques

- 5.5.3.1 La longueur de flambage d'une barre maintenue par des appuis élastiques disposés à intervalles a (voir la figure 19) peut être calculée avec une exactitude suffisante selon la formule:

$$L_K = \pi \sqrt[4]{\frac{EIav}{4}}, \text{ mais } L_K \geq a \quad (66)$$

Figure 19: Barre comprimée maintenue par des appuis élastiques de type cadre



- v déplacement de l'élément servant d'appui sous l'effet d'une force unitaire $F = 1$ agissant dans la direction de l'appui élastique
- EI rigidité flexionnelle déterminante de la barre comprimée étudiée dans la direction de l'appui élastique

5.5.3.2 Si plusieurs membrures comprimées ayant la même rigidité flexionnelle EI sont maintenues ensemble latéralement de manière élastique par des éléments de construction de type cadre, on peut employer la formule (66), à condition de prendre en considération, lors du calcul du déplacement v , la possibilité d'un flambage simultané de toutes les membrures. Ce faisant, il faut choisir le sens des forces unitaires agissant au droit de chaque membrure de façon qu'il en résulte la valeur maximale pour v .

5.5.3.3 Pour assurer une rigidité suffisante, il faut en outre dimensionner l'élément servant d'appui élastique selon le chiffre 4.2.3.5.

5.5.4 Mâts et pylônes en treillis

5.5.4.1 Les mâts et les pylônes en treillis peuvent en principe être traités comme des treillis spatiaux. Sans procéder à des calculs plus exacts et sous réserve du chiffre 5.4.1.4, on peut utiliser les valeurs indiquées dans le tableau 13 pour les réductions de la longueur de flambage. D'autres indications pour la définition des longueurs de flambage se trouvent dans SN EN 1993-3-1.

5.5.4.2 Pour des mâts et des pylônes en treillis servant à la distribution d'énergie, aux télécommunications et aux transports (téléphériques), il faut tenir compte des prescriptions du maître de l'ouvrage et des autorités de surveillance.

5.6 Poutres composées à âme pleine

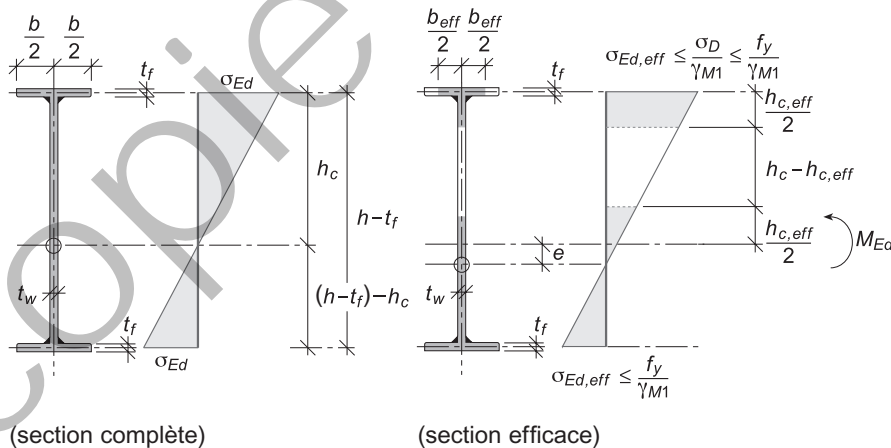
5.6.1 Généralités

5.6.1.1 En principe, les méthodes de vérification suivent le classement des sections selon les tableaux 5a et 5b. Pour les systèmes hyperstatiques, le calcul des contraintes se fera dans tous les cas sur la base des sections complètes comme sections de calcul (voir figure 20).

Figure 20: Sections de calcul et section efficace des poutres composées à âme pleine, avec l'approximation selon le chiffre 4.5.3.3

Section de calcul

Section efficace



σ_D = contrainte limite pour le déversement (contrainte de déversement)

$$h_{c,eff} = 0,86 \sqrt{k \frac{E}{f_y}} \frac{h_c}{h-t_f} t_w \leq h_c \quad \frac{b_{eff}}{2} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} t_f \leq \frac{b}{2}$$

Pour les sections efficaces, le moment d'inertie et le module de section doivent être déterminés selon les méthodes habituelles de la résistance des matériaux.

- 5.6.1.2 Si les limites d'élancement selon les tableaux 5a et 5b sont respectées, on emploiera la méthode de calcul EE et la section de calcul coïncide alors avec la section complète. Dans le cas d'élancements plus importants, il faut introduire des largeurs efficaces selon la figure 20 aussi bien pour la semelle comprimée que pour la partie comprimée de l'âme.

Pour déterminer le coefficient de voilement k (voir le tableau 9), il faut considérer la hauteur totale de l'âme sans appui ($h - t_f$) et la répartition correspondante des contraintes dans la section complète.

Les poutres composées à âme pleine ayant une section compacte satisfaisant aux conditions de la classe de section 2 peuvent être calculées selon le chiffre 5.1.

- 5.6.1.3 Les écarts de planéité pouvant se produire à la fabrication ne doivent pas influencer défavorablement l'aptitude au service. Pour cette raison, l'élancement de l'âme doit souvent rester inférieur à celui qui serait admis lors de la vérification de la sécurité structurale. Pour la même raison, l'élancement des semelles ne doit pas être excessif non plus.

- 5.6.1.4 Pour des semelles cintrées ou en forme de ligne brisée, on doit tenir compte des forces de déviation des semelles lors de la vérification.

L'introduction de forces concentrées dans l'âme de la poutre doit être examinée selon le chiffre 4.6.

- 5.6.1.5 Le flambage par torsion de la membrure comprimée n'est pas déterminant pour la résistance ultime, si la vérification selon le chiffre 5.3.3 indique une résistance en section suffisante et si la vérification au déversement (chiffre 5.6.2) est effectuée avec une largeur efficace b_{eff} selon la figure 20.

- 5.6.1.6 Lorsque les sollicitations sont souvent répétées, on limitera l'élancement des zones de l'âme non raidies afin d'éviter les fissures de fatigue, provoquées par le voilement répété de l'âme («pompage» ou «respiration de l'âme»), dans les cordons de raccord aux semelles et aux raidisseurs transversaux. Dès lors, la dimension de la zone comprimée h_c ne doit pas dépasser l'épaisseur de l'âme multipliée par 100 ($h_c / t_w \leq 100$) dans aucun panneau de celle-ci. Au lieu de h_c , il est également possible de réduire de façon correspondante la distance a entre les raidisseurs transversaux.

5.6.2 Stabilité de la semelle comprimée

- 5.6.2.1 Dans le cas de poutres composées à âme pleine, la stabilité de la semelle comprimée doit être vérifiée contre le flambage avec pénétration dans l'âme, la rotation (c'est-à-dire le voilement de la semelle comprimée) et le déversement.

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{W_{eff,c}} \leq \frac{\sigma_D}{\gamma_{M1}} \quad (67)$$

σ_D contrainte de déversement en tant que contrainte limite de la semelle comprimée selon les chiffres 5.6.2.2 et 5.6.2.3

$W_{eff,c}$ module de section élastique de la section efficace relatif à la semelle comprimée.

- 5.6.2.2 Si les limites d'élancement de l'âme selon le tableau 5a sont respectées, la contrainte de déversement doit être calculée selon le chiffre 4.5.2.

- 5.6.2.3 Pour des élancements de l'âme plus importants que ceux indiqués dans le tableau 5a, la contrainte critique de déversement élastique est:

$$\sigma_{cr,D} = \sigma_{Dw} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_K^2} \quad (68)$$

$\lambda_K = L_K / i$ élancement de la membrure comprimée, composée de la largeur efficace de la semelle comprimée ($t_f b_{eff}$) et d'une partie de l'âme ($t_w h_{c,eff} / 2$, mais au plus $t_w h_c / 3$)

$L_K = L_D / \sqrt{\eta}$ Longueur de déversement réduite

L_D longueur de déversement (longueur du tronçon)

η coefficient selon l'annexe B.

La contrainte $\sigma_D = \chi_D f_y$ à appliquer pour déterminer le moment de déversement doit être calculée avec $\bar{\lambda}_D$ selon le chiffre 4.5.2.3, et être introduite en tant que contrainte limite selon le chiffre 5.6.2.1.

- 5.6.2.4 Si ce n'est pas la résistance en section, mais le déversement qui est déterminant ($\sigma_D \leq f_y$), pour la résistance à la flexion d'une poutre composée à âme pleine, on peut remplacer la limite d'élasticité f_y par la valeur de $f_y \sigma_D$ où σ_D est la contrainte de déversement selon le chiffre 5.6.2.1 pour déterminer les largeurs efficaces b_{eff} et $h_{c,eff}$.

5.6.3 Stabilité de l'âme

Pour prévenir le flambage de la semelle comprimée (rectiligne et non chargée dans le plan de l'âme) rentrant dans l'âme mince sans raidisseurs longitudinaux, l'élancement de l'âme $(h - t_f) / t_w$ doit être limité comme suit:

$$\frac{h - t_f}{t_w} \leq 0,4 \frac{E}{f_y} \quad (69)$$

Dans le cas des aciers de construction courants, il en résulte des limitations suivantes:

$(h - t_f) / t_w \leq 360$ pour S 235

$(h - t_f) / t_w \leq 240$ pour S 355.

5.6.4 Cas particuliers

5.6.4.1 Poutres hybrides

Dans le cas de poutres composées à âme pleine dont l'âme possède une limite d'élasticité f_{yw} , qui est inférieure à la limite d'élasticité f_{yf} des semelles, la résistance ultime peut être déterminée à l'aide d'une poutre équivalente non hybride, possédant les propriétés des matériaux composant les semelles. Dans ce cas, il faut compter avec une épaisseur de l'âme t_w réduite.

En première approximation, l'épaisseur de l'âme peut être réduite dans la proportion des deux limites d'élasticité:

$$t_{w,red} = t_w \cdot \frac{f_{yw}}{f_{yf}}$$

5.6.4.2 Poutres raidies longitudinalement

Les raidisseurs longitudinaux permettent l'augmentation de l'élancement de l'âme $\beta = (h - t_f) / t_w$ au-delà des limites imposées au chiffre 5.6.3 pour le flambage vertical; en conséquence, les dimensions de la zone comprimée de l'âme seront réduites. En cas de sollicitations souvent répétées, il faudra tenir compte de cette réduction lors de l'examen des conditions indiquées au chiffre 5.6.1.6.

L'emploi de la théorie linéaire du voilement élastique pour le dimensionnement des raidisseurs longitudinaux dans les zones comprimées n'est pas autorisé. SN EN 1993-1-5 fournit des solutions possibles.

5.6.4.3 Poutres en caisson

Pour des poutres en caisson, le facteur de réduction ρ pour le calcul de la largeur efficace de la semelle comprimée doit être déterminé selon les formules (70) et (71). L'approximation selon le chiffre 4.5.3.3 est trop imprécise.

Dans le cas de panneaux appuyés des deux côtés:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad (70)$$

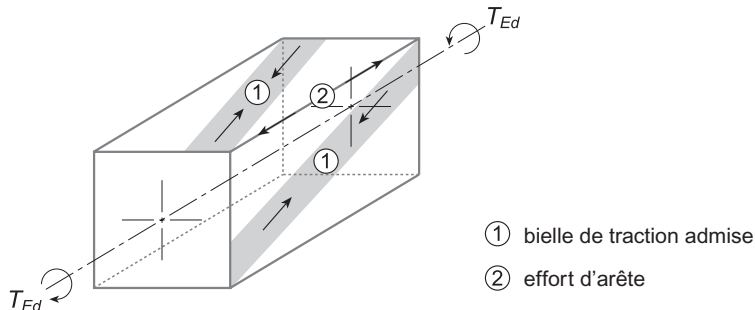
Dans le cas de panneaux appuyés d'un seul côté:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad (71)$$

En cas de sollicitation en torsion, les efforts d'arête correspondant à la composante des bielles de traction doivent être pris en considération (voir la figure 21).

L'emploi de la théorie linéaire du voilement élastique pour le dimensionnement des raidisseurs longitudinaux dans les zones comprimées n'est pas autorisé. SN EN 1993-1-5 fournit des solutions possibles.

Figure 21: Effort d'arête et bielles de traction dans les poutres en caisson sollicitées en torsion



5.7 Profilés façonnés à froid, tôles profilées

5.7.1 Généralités

5.7.1.1 Les profilés à parois minces et les tôles profilées sont façonnés à froid à partir de tôles ou de bandes de faible épaisseur.

5.7.1.2 Lors du pliage, du moletage et du profilage, les rayons de pliage et les épaisseurs maximales indiqués au tableau 14 doivent être respectés, s'il est prévu de souder dans la zone critique.

Tableau 14: Rayons de pliage minimaux des profilés façonnés à froid pour les constructions soudées

Epaisseur de la tôle en mm	$t \leq 3$	$3 < t \leq 6$	$6 < t \leq 12$	$12 < t \leq 24$	$t > 24$	
Rayon de pliage intérieur r	$\geq t$	$\geq 1,5 t$	$\geq 2 t$	$\geq 3 t$	$\geq 10 t$	

5.7.1.3 D'autres prescriptions concernant le façonnage et les propriétés des profilés à parois minces se trouvent dans SN EN 10149-2.

5.7.2 Sécurité structurale

5.7.2.1 La résistance ultime sera déterminée comme dans le cas des profilés laminés et des poutres composées à âme pleine. Seule la section nette en acier doit être prise en compte, même en présence d'une couche protectrice métallique (par ex. dans le cas de tôles zinguées).

5.7.2.2 Pour les valeurs caractéristiques de la résistance, il faut prendre les valeurs indiquées dans les normes de produits correspondantes.

5.7.2.3 Dans le calcul des efforts intérieurs, on peut en général prendre en compte la section complète comme section de calcul.

5.7.2.4 Pour déterminer la résistance ultime, il faut utiliser les largeurs efficaces selon le chiffre 4.5.3 (section efficace). A l'exception des profilés creux, la résistance ultime des éléments comprimés peut être déterminée à l'aide de la courbe de flambage c , sans vérification plus exacte (voir la figure 7).

5.7.2.5 Du fait de l'influence déterminante des forces concentrées sur la résistance ultime, il faut étudier soigneusement leur mode d'introduction. Pour ces cas, des règles de dimensionnement se trouvent dans SN EN 1993-1-3.

5.7.3 Aptitude au service

5.7.3.1 Pour le calcul des flèches, on peut déterminer les largeurs efficaces selon le chiffre 4.5.3 en utilisant les contraintes effectives au niveau d'utilisation, au lieu de f_y .

5.7.3.2 L'épaisseur t des éléments doit être choisie compte tenu des conditions de transport, de pose et d'utilisation, ainsi que des risques de déformations locales (marques de pas par ex.). Si la protection contre la corrosion est assurée, il faut observer les épaisseurs minimales (épaisseur nette de l'acier, sans la couche de protection) suivantes:

- | | |
|--|---------------------------|
| – Tôles profilées de façade | $t \geq 0,5 \text{ mm}$ |
| – Tôles profilées de toiture | $t \geq 0,7 \text{ mm}$ |
| – Tôles profilées pour dalles mixtes acier-béton | $t \geq 0,75 \text{ mm}$ |
| – Profilés façonnés à froid | $t \geq 1,0 \text{ mm}$. |

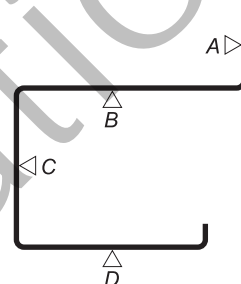
5.7.3.3 Pour éviter des ondulations indésirables, les élancements b/t ou c/t des différentes parties d'une section doivent être limités comme suit (voir figure 22):

- | | | |
|---|----------------|---|
| – élément de bord non raidi A
produit par moletage | $c/t \leq 30$ | Figure 22: Parties d'une section A, B, C, D |
| – élément de bord ourlé D | $b/t \leq 60$ | |
| – élément de bord raidi B | $b/t \leq 90$ | |
| – élément intérieur C de | | |
| – profilés à parois minces | $b/t \leq 250$ | |
| – tôles profilées | $b/t \leq 500$ | |

b largeur d'éléments appuyés des deux côtés

c largeur d'éléments appuyés d'un seul côté

t épaisseur de l'élément.



5.7.3.4 Si ces valeurs d'élancements limites sont dépassées, les déformations possibles de la section doivent être prises en compte.

5.7.4 Effet de diaphragme des tôles profilées

5.7.4.1 Pour des tôles profilées sous charges essentiellement statiques, on peut tenir compte de l'effet de diaphragme si les champs de ces tôles sont liés le long de tous les bords à la structure sous-jacente de façon à lui transmettre les efforts de cisaillement. L'assemblage des tôles profilées entre elles d'une part et, avec les autres éléments porteurs d'autre part, doit garantir l'effet de diaphragme et être dimensionné pour les efforts qui en résultent.

5.7.4.2 Pour la vérification de la sécurité structurale et le calcul des déformations des éléments de construction à stabiliser, il faut tenir compte de l'effet de diaphragme des tôles profilées.

5.7.4.3 Si l'on tient compte de l'effet diaphragme des tôles profilées dans le cas de halles avec ponts roulants, la valeur de calcul de la sollicitation supplémentaire due à l'action des ponts roulants ne doit pas dépasser les 30% de la valeur de calcul de la résistance ultime des moyens d'assemblage.

5.7.5 Assemblages

5.7.5.1 Pour les assemblages, il faut également tenir compte des sollicitations dues aux différences de température entre les tôles profilées et les autres éléments porteurs.

5.7.5.2 Pour des profilés façonnés à froid et des tôles profilées, on peut aussi employer des moyens d'assemblage spéciaux qui ne sont pas énumérés sous le chiffre 6. En principe, il faut utiliser de préférence les moyens d'assemblage dont la rupture est précédée d'une déformation importante.

5.7.5.3 Pour éviter, dans la mesure du possible, que la rupture des assemblages ait lieu en premier ou pour rendre improbable leur rupture soudaine, les résistances ultimes découlant des essais doivent être adaptées de manière à obtenir un niveau de sécurité comparable à celui de la vérification de la sécurité structurale au sens de la présente norme (voir la norme SIA 260).

Le dimensionnement des assemblages doit être basé sur des valeurs sûres, vérifiées par des essais reconnus.

5.8 Voies de roulement de ponts roulants

5.8.1 Généralités

- 5.8.1.1 Les règles suivantes sont valables pour le calcul des structures porteuses des voies de roulement de ponts roulants et leurs dispositions constructives. Les actions doivent être déterminées selon la norme SIA 261/1.
- 5.8.1.2 Ces règles ne sont pas valables pour les chariots de nettoyage des bâtiments, les passerelles d'entretien des ponts et d'autres ouvrages semblables.
- 5.8.1.3 Les ponts roulants et toutes les parties mobiles sont traités par des normes spécifiques relevant de la construction mécanique.

5.8.2 Sécurité structurale

- 5.8.2.1 Pour les voies de roulement de ponts roulants, les efforts intérieurs et les résistances en section doivent en principe être calculés uniquement sur la base d'un comportement élastique du matériau de la structure porteuse et des sections de la voie de roulement (méthode EE ou EER). Cette limitation est due aux vérifications simplifiées selon les chiffres 5.8.2.3 et 5.8.2.4, lesquelles ne tiennent compte que des contraintes locales dues à l'introduction de la charge par les galets.
- 5.8.2.2 Pour déterminer la résistance en section, on peut tenir compte du rail si une soudure adéquate entre le rail et la poutre est à même de transmettre les efforts rasants présents. Pour le rail, il faut supposer une usure de 10 mm. Pour des ponts roulants suspendus, une usure analogue de l'aile inférieure doit être prise en compte.
- 5.8.2.3 Pour l'introduction de la charge d'un galet et indépendamment des sollicitations dans le sens longitudinal, on emploiera la formule de vérification suivante (voir figure 23):

$$F_{Ed} \leq \frac{f_y L t_w}{\gamma_{M1}} \quad (72)$$

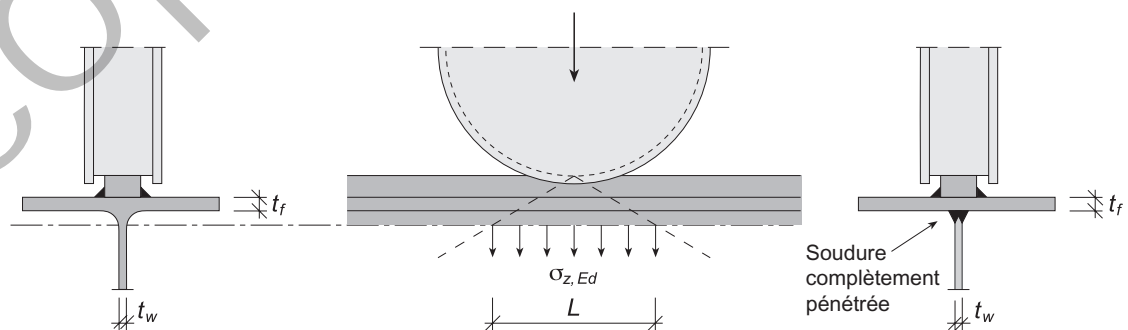
$F_{Ed} = \gamma_Q \Phi Q_{k,max}$ valeur de calcul de la charge verticale maximale transmise par le galet multiplié par le coefficient dynamique selon la norme SIA 261/1

f_y limite d'élasticité de l'acier de la voie de roulement

$L = 3,2 \sqrt[3]{\frac{I}{t_w}}$ longueur de diffusion de la charge au niveau de la transition entre l'aile ou la semelle et l'âme

I moment d'inertie de la section composée du rail et de l'aile supérieure de la poutre, en cas de soudures propres, à transmettre les efforts rasants ou la somme des moments d'inertie individuels pour des rails fixés par des pinces.

Figure 23: Introduction de la charge d'un galet pour les ponts roulants usuels



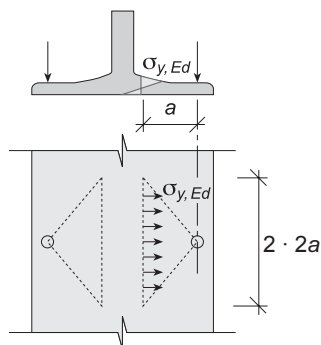
- 5.8.2.4 Les critères de stabilité relatifs à la résistance ultime pour l'introduction locale de la charge d'un galet doivent être pris en compte selon le chiffre 4.6.3.

5.8.2.5 Dans le cas de voies de roulement suspendues, où les galets du pont roulent sur les ailes inférieures de la voie de roulement, l'aile inférieure doit être également dimensionnée pour la flexion transversale.

En première approximation, on peut compter avec une diffusion de la charge d'un galet selon la figure 24, en respectant la limite d'élasticité f_y pour la flexion transversale locale déterminée par calcul élastique.

La flexion locale de l'aile inférieure dans les directions longitudinale et transversale peut être négligée dans les autres calculs de résistance.

Figure 24: Introduction des charges des galets dans les voies de roulement suspendues



5.8.3 Aptitude au service

Voir la norme SIA 260.

5.8.4 Dispositions constructives

5.8.4.1 Il faut tenir compte des effets de fatigue dans la conception des détails des voies de roulement. Pour ce faire, il faut tenir compte des règles du chiffre 4.7 et de l'annexe E.

5.8.4.2 Les exigences minimales pour la qualité de l'exécution des travaux de soudage selon la norme SIA 263/1 doivent être respectées.

5.8.4.3 Il faut prêter une attention particulière aux détails de soudure dans la zone d'introduction des charges des galets. Pour des soudures du rail à l'aile ou semelle supérieure de la voie de roulement, le rail doit reposer sur l'aile supérieure avec toute sa surface. Pour les ponts roulants en service intensif (classes U5 à U9 selon la norme SIA 261/1), on préférera une fixation par serrage du rail où aucune partie des pinces de serrage ne doit être soudée à la semelle. Les cordons d'angle entre l'âme et la semelle supérieure (ou de la semelle inférieure dans le cas de voies de roulement suspendues) sont à éviter.

5.8.5 Sécurité à la fatigue

5.8.5.1 Pour les voies de roulement des classes d'exploitation élevées, selon l'état de chargement et/ou selon la fréquence d'utilisation, la fatigue peut devenir déterminante pour le dimensionnement. Les classes d'exploitation sont définies dans la norme SIA 261/1.

5.8.5.2 La différence de contrainte équivalente $\Delta\sigma_{E2}$ sera définie avec les charges de galet $\Phi Q_{k,max}$ et le facteur d'équivalence de dommage λ selon la norme SIA 261. La sécurité à la fatigue doit être vérifiée selon le chiffre 4.7.

5.8.5.3 Les contraintes dans les semelles et l'âme seront déterminées selon les modèles des figures 23 et 24. Dans les joints des rails, seules les contraintes dues à la flexion d'ensemble doivent être prises en considération.

Les catégories de détails de fatigue sont indiquées dans l'annexe E, tableau 26.

- 5.8.5.4 Pour les autres détails de construction, la fixation des rails par soudure en particulier, les dispositions de l'annexe E doivent être appliquées. Pour des rails fixés par soudure, le choix des matériaux et du procédé de soudage, ainsi que le respect des critères correspondant à la classe de qualité des cordons de soudure (voir le chiffre 7.5.2 et la norme SIA 263/1), sont particulièrement importants.

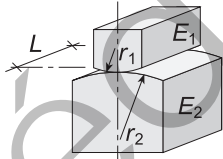
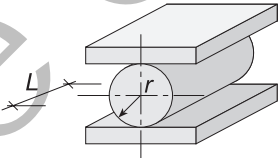
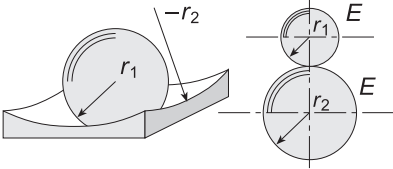
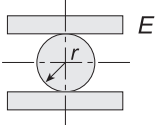
5.9 Appuis et articulations

5.9.1 Généralités

- 5.9.1.1 Les appuis et les articulations peuvent être dimensionnés selon le tableau 15.
- 5.9.1.2 Les appuis seront commandés auprès de fournisseurs spécialisés. Lors de la commande, il faudra indiquer les sollicitations à l'état limite de service.
- 5.9.1.3 La commande et la réception des matériaux doivent être faites selon le chiffre 3.5.

5.9.2 Dimensionnement des appuis

Tableau 15: Critères de dimensionnement des appuis et des articulations

Type d'exécution	Vérification de l'aptitude au service, en général pour $F_{ser} = F_{ser,court}$	Vérification de la sécurité structurale
a) appui linéaire en général 	(2) $F_{ser} \leq 31 f_y^2 L \frac{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}$	(3)
b) appui linéaire exécution courante 	(2) $F_{ser} \leq 62 f_y^2 \frac{rL}{E}$	(3)
c) appui ponctuel en général (1) 	(2) $F_{ser} \leq 435 f_y^3 \frac{\left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}\right)^2}{\left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}\right)^2}$	(3)
d) appui ponctuel exécution courante 	(2) $F_{ser} \leq 1740 f_y^3 \left(\frac{r}{E}\right)^2$	(3)
f) appui plan (néoprène, téflon, béton)	(4) $F_{ser} \leq \sigma_{adm} A$	(4) $F_{Ed} \leq f_R A / \gamma_M$

Notes pour le tableau 15:

- (1) Le rayon d'une surface concave sera introduit avec le signe négatif.
- (2) Dans le cas d'aciers avec une limite d'élasticité $f_y > 500 \text{ N/mm}^2$, f_y doit être remplacé dans les formules indiquées par la valeur $f_{y,red} = 0,12 f_y + 440 \text{ N/mm}^2$. Si la limite d'élasticité n'est pas connue, on peut employer la dureté Vickers HV selon la norme ISO 4964 (1984) et la formule: $f_{y,red} = 0,273 HV + 440 \text{ N/mm}^2$. Dans le cas de surfaces cylindriques ayant subi un durcissement superficiel ou l'application d'un revêtement spécial, on peut prendre en compte la dureté (ou la limite d'élasticité) de la couche superficielle, pour autant que son épaisseur ne soit pas inférieure à $55 r_{HV}/E$ ou $25 r_{f_y}/E$.
- (3) La vérification de la sécurité structurale n'est, normalement, pas déterminante, car d'importantes réserves de résistance subsistent. Dans le cas d'appuis composés de couches multiples et pour des actions accidentelles, des examens particuliers sont parfois nécessaires. Dans le cas de matériaux avec une limite d'élasticité $f_y > 1000 \text{ N/mm}^2$ ou avec une dureté $HV > 450$, il faut effectuer une vérification de la sécurité à la rupture fragile.
- (4) Les pressions admises σ_{adm} pour la vérification de l'aptitude au service, la contrainte limite f_R et le facteur de résistance γ_M sont indiqués dans les normes ou les spécifications des produits employés.

6 ASSEMBLAGES

6.1 Généralités

- 6.1.1 Le dimensionnement des assemblages doit s'accorder avec la méthode de calcul choisie selon le tableau 4. Pour la vérification de la sécurité structurale, il faut tenir compte du comportement de l'assemblage lors de sa déformation.
- 6.1.2 Pour le calcul élastique des efforts intérieurs (méthodes EE, EP, EER), le modèle de résistance des assemblages doit être compatible avec le comportement de la structure. La capacité de rotation et la rigidité des assemblages doivent correspondre au modèle statique. Les attaches articulées doivent en particulier pouvoir supporter les rotations prévues. Les assemblages seront alors en général dimensionnés selon les efforts intérieurs calculés.
- 6.1.3 Pour le calcul plastique des efforts intérieurs, les assemblages doivent avoir la même résistance ultime calculée que les éléments qu'ils réunissent. Des exceptions sont admises dans le cas d'attaches dont la ductilité permet la redistribution des efforts intérieurs prévue dans les calculs, ou dans des zones faiblement sollicitées, lorsque les efforts intérieurs maximaux produits dans ces zones ont été calculés.
- 6.1.4 Les assemblages exposés à des sollicitations répétées doivent être conçus pour la fatigue et, dans le cas de chargement alterné, réalisés par des moyens d'assemblage sans glissement.
- 6.1.5 Dans des cas spéciaux (par ex. entre les compartiments coupe-feu), les assemblages peuvent être prévus comme points de rupture prédéterminés; dans ces cas, il faut tenir compte des réserves de résistance.

6.2 Assemblages à boulons, rivets ou axes d'articulation

6.2.1 Généralités

- 6.2.1.1 Les exigences à l'égard des détails de construction du chapitre 6.2.6 doivent être prises en considération.
- 6.2.1.2 La résistance ultime des boulons fait référence à des boulons normalisés des classes de résistance 4.6 à 10.9 selon le chapitre 3.4.2. Pour les boulons précontraints, il faut utiliser les garnitures de produits complètes. Les combinaisons mélangeant des écrous, des rondelles et des boulons de différentes classes ne sont pas autorisées.
- 6.2.1.3 Les sollicitations en traction dans la tige des boulons ne doivent être prises en compte que si elles sont dues à des efforts intérieurs ou à des charges extérieures.
- 6.2.1.4 Pour les boulons à tête fraisée, les écrous minces, les trous taraudés et les tirants, les valeurs de calcul de la résistance en traction indiquées ci-après doivent être diminuées de 25%, si on ne procède pas à un examen plus précis (par ex. selon SN EN 1993-1-8).

6.2.2 Résistance ultime des boulons et des rivets

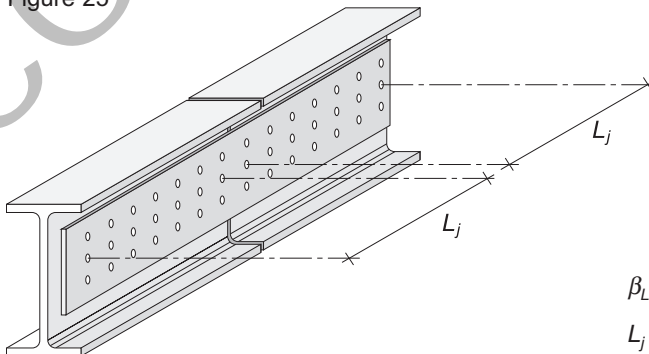
- 6.2.2.1 Pour la vérification de la sécurité structurale des assemblages boulonnés, la valeur de calcul des résistances ultimes au cisaillement, à la pression latérale et à la traction dans la tige des boulons sont données dans le tableau 16. Ces valeurs sont valables pour tous les assemblages à boulons et à rivets à anneaux. Les sections nettes des éléments assemblés doivent être examinées selon les chiffres 5.1.2 et 6.2.4.

Tableau 16: Valeurs de calcul de la résistance ultime des boulons et rivets à anneaux

Valeur de calcul de la résistance pour chaque plan de cisaillement	
Le plan de cisaillement passe par la partie filetée de la tige	
– Boulons des classes de résistance 4.6, 5.6 et 8.8: $F_{v,Rd} = 0,6 \frac{f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$	(73)
– Boulons des classes de résistance 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9: $F_{v,Rd} = 0,5 \frac{f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$	(74)
Le plan de cisaillement passe par la partie lisse de la tige: $F_{v,Rd} = 0,6 \frac{f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$	(75)
Valeur de calcul de la pression latérale	
Si la distance entre les boulons, mesurée perpendiculairement à la direction des efforts, répond aux conditions suivantes:	
$e_2 \geq 1,0 d_0$ et $p_2 \geq 2,0 d_0$	
alors	
$F_{b,Rd} = 0,85 \frac{e_1}{d_0} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} d t \leq 2,4 \frac{f_u}{\gamma_{M2}} d t$	(76)
Pour des trous oblongs perpendiculaires à la direction des efforts, la pression latérale doit être réduite à 60%.	
Au cas où la distance entre les boulons, mesurée dans la direction des efforts, est réduite: $p_1 < e_1 + d_0/2$, il faut remplacer e_1 par la valeur $(p_1 - d_0/2)$ dans la formule (76).	
Valeur de calcul de la résistance en traction	
$F_{t,Rd} = 0,9 \frac{f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$	(77)
e_i, p_i pinces et entraxes entre les boulons selon la figure 31 A aire de la section de la tige du boulon: $\pi d^2/4$ A_s aire de la section résistante du boulon: $\pi d_s^2/4$; $d_s = 0,5(d_f + d_k)$ d diamètre de la tige du boulon d_f diamètre extérieur du filetage d_k diamètre intérieur du filetage d_0 diamètre du trou f_{ub} résistance à la traction des boulons f_u résistance à la traction des éléments de construction à assembler t épaisseur de l'élément à assembler	

6.2.2.2 Si la transmission des efforts est répartie sur une distance supérieure à $15d$, la valeur de calcul de la résistance au cisaillement $F_{v,Rd}$ doit être diminuée par un facteur de réduction β_{Lf} selon la figure 25.

Figure 25



$$\beta_{Lf} = 1 - (L_j - 15d) / (200d); \quad 0,75 \leq \beta_{Lf} \leq 1,0$$

L_j longueur de la transmission des efforts

Cette réduction n'est pas nécessaire si une répartition uniforme de la transmission des efforts sur toute la longueur de l'assemblage est garantie.

- 6.2.2.3 Les assemblages dont les boulons sont sollicités en traction et dont les charges ne sont pas essentiellement statiques, doivent être exécutés avec des boulons à haute résistance précontraints, en raison de la sensibilité élevée à la fatigue de ces assemblages. De cette façon, la précontrainte réduit la différence de contraintes dans les boulons.

Dans le cas de boulons courts ($l_k/d < 5$), il faut tenir compte de la perte de la précontrainte (voir la norme SIA 263/1).

l_k épaisseur de serrage du boulon
 d diamètre de la tige du boulon.

- 6.2.2.4 Les déformations dues à la flexion peuvent produire un effet de levier dans les assemblages. Les efforts de traction supplémentaires dus à cet effet doivent être pris en considération (voir la figure 26).

L'effet de levier peut être réduit par une déformation initiale favorable et en augmentant la rigidité des éléments assemblés (voir la figure 27).

Figure 26

Efforts de levier H dus à une sollicitation en traction F dans le cas d'un assemblage par plaques frontales

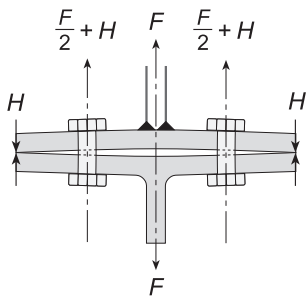
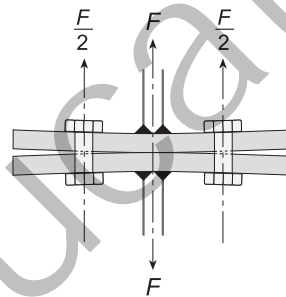


Figure 27

Précontrainte de la surface par contact direct grâce à la déformation de soudage favorable des plaques frontales



- 6.2.2.5 En cas d'utilisation de fourrures d'une épaisseur totale $t_p > d/3$ dans un assemblage, la valeur de calcul de la résistance ultime au cisaillement $F_{v,Rd}$ doit être diminuée par un facteur de réduction β_p .

$$\beta_p = 9d / (8d + 3t_p) \leq 1,0$$

- 6.2.2.6 Pour des boulons sollicités simultanément par un effort tranchant $F_{v,Ed}$ et un effort de traction $F_{t,Ed}$, la condition d'interaction ci-après doit être satisfaite:

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \right)^2 \leq 1,0 \quad (78)$$

- 6.2.2.7 Pour des boulons avec un filetage usiné, ceux-ci ne correspondant à aucune des classes de résistance normalisées selon le tableau 2, leurs valeurs de calcul des résistances à la traction et au cisaillement doivent être réduites par un facteur de 0,85.

- 6.2.2.8 Pour des rivets, les conditions du tableau 16 peuvent être appliquées par analogie; l'aire de la section de la tige A doit alors être remplacée par celle du trou du rivet A_0 .

- 6.2.2.9 Les rivets sollicités en traction ne sont pas admis.

6.2.3 Boulons à haute résistance dans les assemblages résistant au glissement

- 6.2.3.1 Dans les assemblages boulonnés résistant au glissement, les forces de frottement sont générées par précontrainte des boulons, de telle sorte que le glissement soit empêché jusqu'à un niveau de sollicitation limite souhaité.

- 6.2.3.2 La valeur de calcul de la résistance limite au glissement des boulons à haute résistance précontraints sera déterminée comme suit:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu F_{p,Cd}}{\gamma_{Mi}} \quad (79)$$

$F_{p,Cd}$ force de précontrainte selon le chiffre 6.2.3.4

μ coefficient de frottement

n nombre de plans de glissement

$\gamma_{Mi} = 1,10$ pour le glissement empêché jusqu'à l'état limite de service

$\gamma_{Mi} = 1,25$ pour le glissement empêché jusqu'à l'état limite ultime

$\gamma_{Mi} = 1,40$ pour le glissement empêché dans les assemblages à trous oblongs jusqu'à l'état limite ultime.

k_s prend les valeurs suivantes:

$k_s = 1,0$ trous avec jeu normal

$k_s = 0,85$ trous avec jeu important (trous agrandis) et trous oblongs courts (selon le chiffre 6.2.6.4)

$k_s = 0,7$ trous oblongs longs (selon le chiffre 6.2.6.5).

6.2.3.3 Dans le cas d'assemblages résistant au glissement, les boulons doivent également être vérifiés selon le tableau 16 pour l'état limite ultime.

6.2.3.4 Pour des boulons à haute résistance (classe de résistance 8.8 ou 10.9) avec précontrainte contrôlée, $F_{p,Cd}$ prendra la valeur suivante:

$$F_{p,Cd} = 0,64 f_{ub} A_s \quad (80)$$

6.2.3.5 Le coefficient de frottement μ dépend du traitement préalable des surfaces de frottement. Sans examens plus précis et sans traitement préalable des surfaces, on peut en général compter sur un coefficient de frottement $\mu = 0,25$. Des valeurs plus élevées peuvent être atteintes par un traitement préalable approprié des surfaces.

6.2.3.6 Si une couche de fond du système de revêtement contre la corrosion doit être appliquée sur les surfaces de frottement, l'épaisseur de cette couche doit être limitée à 80 μm . Les couches de finition sur les surfaces de frottement sont inadéquates.

6.2.3.7 Si un assemblage résistant au glissement est sollicité par un effort de traction par boulon $F_{t,ser}$, la valeur de calcul de la résistance limite au glissement par boulon est réduite selon la formule:

$$F_{s,ser} = \frac{k_s n \mu (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,ser})}{\gamma_{Mi}} \quad (81)$$

γ_{Mi} selon le chiffre 6.2.3.2.

6.2.4 Affaiblissement des sections par les trous de boulons ou de rivets

6.2.4.1 Pour les éléments comprimés, la déduction pour les trous est négligeable, sauf en cas de trous agrandis ou oblongs.

6.2.4.2 Pour les éléments tendus, il faut procéder à la vérification de la section nette selon les chiffres 5.1.2.1 à 5.1.2.4.

6.2.4.3 Dans la zone des assemblages, la valeur de calcul de la résistance réduite au cisaillement $V_{eff,Rd}$, en raison de l'affaiblissement par les trous, doit être déterminée selon les deux critères de défaillance suivants:

a) défaillance par cisaillement dans la section nette (figure 28)

$$V_{eff,Rd} = \frac{0,9 f_u}{\gamma_{M2} \sqrt{3}} A_{v,net} \quad (82)$$

b) défaillance par effet combiné de cisaillement et d'arrachement (figure 29)

$$V_{eff,Rd} = \frac{0,9 f_u A_t + \frac{f_y}{\sqrt{3}} A_{v,brut}}{\gamma_{M2}} \quad (83)$$

Figure 28: Défaillance par cisaillement dans la section nette

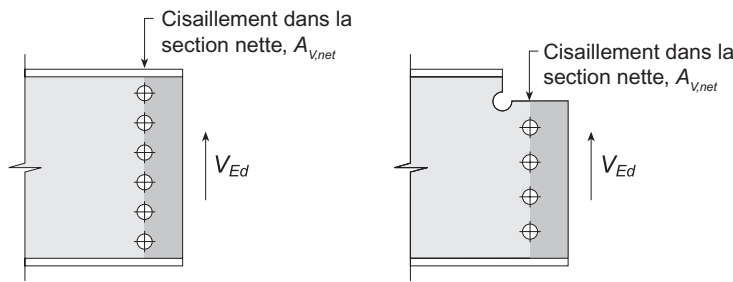
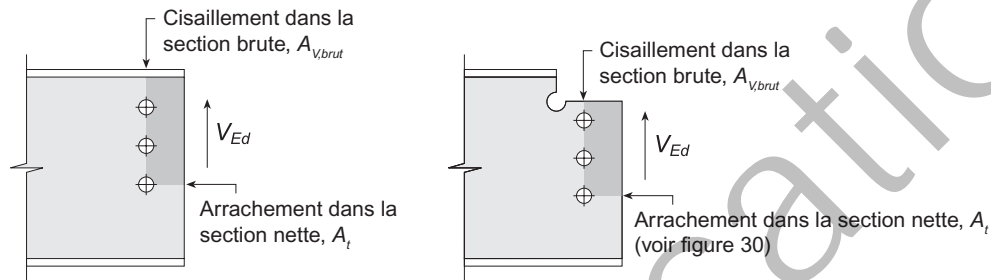
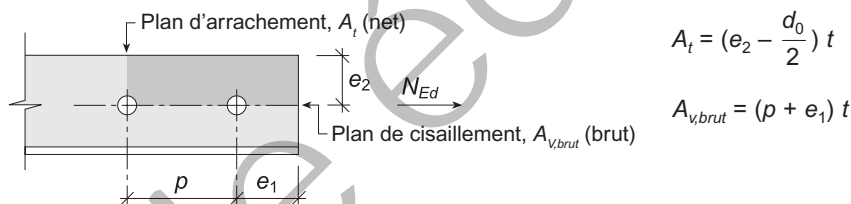


Figure 29: Défaillance par effet combiné de cisaillement et d'arrachement



- 6.2.4.4 Pour les assemblage impliquant une cornière simple fixée par une seule rangée de boulons (voir figure 30), la valeur de calcul de la résistance de l'assemblage $N_{u,Rd}$ est limitée par le critère de défaillance de la formule (83).

Figure 30: Section nette d'un assemblage impliquant une cornière simple



- 6.2.4.5 Pour les assemblages avec un seul boulon, la valeur de calcul de la résistance de l'assemblage est limitée, en raison de l'excentricité, à la valeur suivante:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 f_u (2 e_2 - d_0) t}{\gamma_{M2}} \quad (84)$$

- 6.2.4.6 Dans le cas d'un assemblage d'une cornière simple par des boulons sur plusieurs rangées, l'excentricité doit faire l'objet d'une attention particulière.

6.2.5 Assemblages par axe d'articulation

La valeur de calcul de la résistance des assemblages par axe d'articulation peut être déterminée à l'aide du tableau 16. La valeur de calcul de la pression latérale est cependant limitée à $1,5 f_y d t / \gamma_{M2}$. Si l'assemblage doit permettre des mouvements importants, les valeurs de calcul de la pression latérale et de la résistance au cisaillement, à l'état limite de service, doivent être limitées aux valeurs suivantes:

– Pression latérale: $F_{B,ser} \leq 0,4 f_{yB} d t \quad (85)$

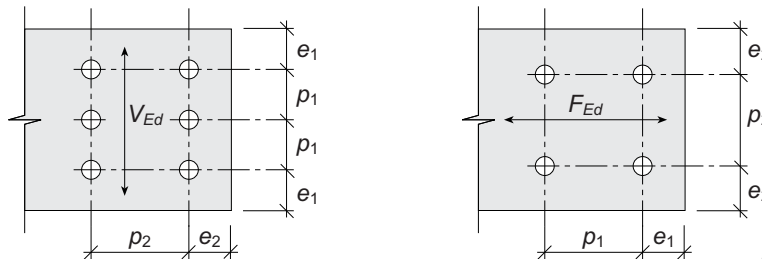
– Cisaillement (deux plans): $F_{B,ser} \leq 0,3 f_{yB} \frac{\pi d^2}{2} \quad (86)$

Voir les conditions géométriques à la figure 32.

6.2.6 Dispositions constructives

- 6.2.6.1 L'entraxe des boulons sera déterminé de façon à éviter la corrosion et le voilement local des tôles et à permettre la mise en place des boulons.
- 6.2.6.2 Des considérations de statique et l'outillage usuel de montage imposent des entraxes de boulons usuels et minimaux. Ils sont indiqués sur la figure 31 et dans le tableau 17.
- 6.2.6.3 Si l'épaisseur de serrage d'un assemblage sollicité au cisaillement dépasse $5d$, soit 5 fois le diamètre nominal des boulons envisagés, on utilisera des boulons à haute résistance précontraints.

Figure 31: Désignation des pincés et des entraxes pour les assemblages boulonnés en fonction de la direction de l'effort



Les désignations e_2 et p_2 s'appliquent également aux entraxes obliques par rapport à la direction de l'effort.

Tableau 17: Diamètre des trous, entraxes et pincés usuels et minimaux pour les assemblages boulonnés

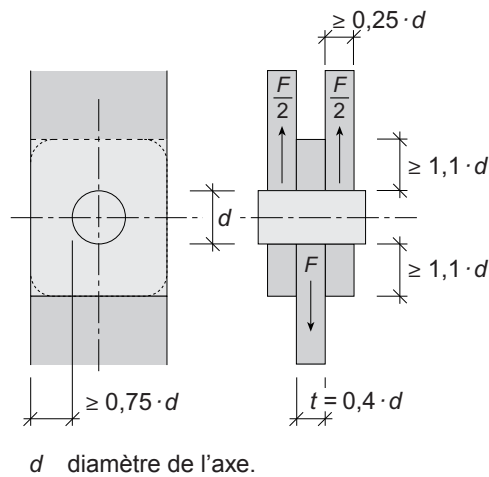
Boulons		Entraxes usuels en mm			Entraxes minimaux en mm		
Taille	Trou d_0	p_1, p_2 ¹⁾	e_1	e_2 ¹⁾	p_1, p_2 ¹⁾	e_1 ²⁾	e_2 ¹⁾
M10	12	30	20	15	30	15	12
M12	14	40	25	20	35	20	15
M16	18	50	35	25	40	25	20
M20	22	60	40	30	45 ²⁾	30	25
M24	26	70	50	40	55 ²⁾	35	30
M27	30	80	55	45	65 ²⁾	40	35
M30	33	90	60	50	70 ²⁾	45	40

¹⁾ Section nette à contrôler selon les chiffres 5.1.2 et 6.2.4

²⁾ Résistance à la pression latérale à calculer selon chiffre 6.2.2.1

- 6.2.6.4 Les trous oblongs permettent de réaliser des joints avec un certain jeu. On fait la distinction entre trous oblongs courts et trous oblongs longs. Les trous oblongs sont courts si leur dimension maximale, mesurée dans la direction du mouvement, est de:
- $d + 4$ mm pour M12
 - $d + 6$ mm pour M16 jusqu'à M24
 - $d + 10$ mm pour M27 et au-delà.
- 6.2.6.5 Si le jeu des trous est plus grand qu'indiqué au chiffre 6.2.6.4, on parle de trous oblongs longs.
- 6.2.6.6 Les dimensions des assemblages par axe d'articulation seront déterminées sur la base de la figure 32.

Figure 32: Conditions géométriques pour les tôles des assemblages par axe d'articulation



6.3 Assemblages soudés

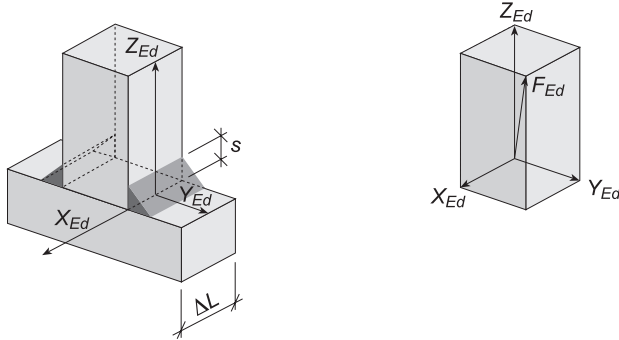
6.3.1 Généralités

- 6.3.1.1 La sécurité structurale d'un assemblage soudé est influencée par les dispositions constructives et la classe de qualité choisie pour les soudures. Ceci est particulièrement valable pour les structures sollicitées à la fatigue (voir le chiffre 4.7).
- 6.3.1.2 Les dispositions constructives seront conçues en accord avec les procédés de soudage et les méthodes de contrôle. Il faut tenir compte du fait que certains matériaux ne peuvent pas être soudés ou ne peuvent l'être que sous des conditions particulières (voir chiffre 3.2.3.8).
- 6.3.1.3 Les prescriptions de ce chapitre sont valables pour le soudage de matériaux d'une épaisseur de 4 mm au moins. Dans le cas de matériaux plus minces, il faut tenir compte d'exigences supplémentaires indiquées dans SN EN 1993-1-3.
- 6.3.1.4 Lors du dimensionnement, il faut attribuer aux cordons de soudure l'une des quatre classes de qualité B+ à D selon le chiffre 7.5.2.2. Pour ce faire, il faut tenir compte de la nature et de l'importance des actions et des sollicitations, du risque pour les utilisateurs et l'environnement en cas de défaillance éventuelle, ainsi que des considérations de fabrication.
- 6.3.1.5 Pour des sollicitations en traction dans le sens de l'épaisseur, le risque de doublures ainsi que d'un arrachement lamellaire pouvant se produire dans le matériau de base doit être pris en considération (voir chiffre 3.2.1.4).
- 6.3.1.6 Les soudures, dans l'épaisseur desquelles des contraintes dues à des dilatations ou des contractions entravées (soudures fortement bridées) peuvent se produire, doivent être évitées.
- 6.3.1.7 Pour déterminer les efforts intérieurs dans les cordons de soudure, on peut admettre une distribution simplifiée des contraintes.
- 6.3.1.8 Lors du dimensionnement des cordons de soudure, il faut en principe distinguer les soudures complètement pénétrées et les cordons d'angle. Une vérification de la sécurité structurale n'est en général nécessaire que pour les cordons d'angle.

6.3.2 Cordons d'angle

- 6.3.2.1 La résistance ultime des cordons d'angle sera déterminée indépendamment de la direction de la sollicitation. La vérification sera effectuée selon la figure 33 au moyen de la valeur de la résultante F_{Ed} .

Figure 33: Résultante F_{Ed} dans un cordon d'angle, par unité de longueur



- 6.3.2.2 La sécurité structurale doit être vérifiée pour deux sections selon la figure 34:

Pour la section de gorge a

$$F_{Ed} \leq a \Delta L \frac{f_w}{\gamma_{M2}} \quad \text{où } f_w = 0,6 f_{uE} \quad (87)$$

Pour la section de contact s

$$F_{Ed} \leq s_{min} \Delta L \frac{f_s}{\gamma_{M2}} \quad \text{où } f_s = 0,8 f_y \quad (88)$$

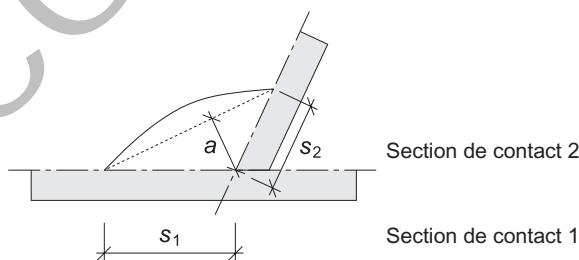
f_{uE} résistance à la traction du matériau d'apport, en général $f_{uE} = 510 \text{ N/mm}^2$

f_y limite d'élasticité du métal de base, selon le chiffre 3.2.2.3

s_{min} valeur minimale des sections de contact s_1 et s_2 .

- 6.3.2.3 Pour les aciers à haute résistance ou les aciers spéciaux, il faut employer un matériau d'apport dont la résistance à la traction f_{uE} correspond à la valeur minimale spécifiée de la résistance à la traction du matériau de base.
- 6.3.2.4 Dans la mesure du possible, les interruptions dans les cordons de soudure porteurs doivent être évitées.
- 6.3.2.5 La longueur efficace d'un cordon d'angle est égale à la longueur totale du cordon réalisé.
- 6.3.2.6 Pour les calculs, les sections de gorge et de contact d'un cordon d'angle sont définies respectivement par la hauteur a (section de gorge) et la largeur de contact s (section de contact) du triangle inscrit dans la section du cordon. La dimension de la gorge a est en général désignée comme l'épaisseur du cordon.

Figure 34: Dimensions des cordons d'angle, sections déterminantes pour la vérification



6.3.3 Soudures complètement pénétrées

- 6.3.3.1 Un cordon de soudure est considéré comme complètement pénétré si le matériau d'apport et le métal de base sont complètement fusionnés dans toute l'épaisseur de l'assemblage (voir le chiffre 7.5.1.5).
- 6.3.3.2 Les soudures complètement pénétrées dans des zones avec plastification de la section doivent avoir la classe de qualité B selon le chiffre 7.5.2.2.
- 6.3.3.3 Les soudures complètement pénétrées ne doivent pas être discontinues.
- 6.3.3.4 La résistance ultime d'une soudure complètement pénétrée est égale à celle du plus faible des éléments assemblés, puisque la résistance du matériau d'apport doit correspondre au moins à celle du métal de base (voir le chiffre 3.4.4).
- 6.3.3.5 Les soudures partiellement pénétrées doivent être considérées comme des cordons d'angle si les conditions du chiffre 7.5.1.5 ne sont pas satisfaites.

6.3.4 Cordons de soudure dans le cas de l'introduction des forces sans raidisseurs

Pour l'introduction des forces sans raidisseurs selon le chiffre 4.6.2, la longueur de la soudure prise en compte dans les calculs ne peut pas dépasser la longueur de référence ($s_s + 10 t_f$) de la figure 10.

6.3.5 Assemblages longs et assemblages de cornières par une de leurs ailes

- 6.3.5.1 Dans des joints à recouvrement et en l'absence d'une introduction des forces continue, la résistance ultime des cordons doit être réduite par le facteur β_{LW} :

$$\beta_{LW} = 1,2 - (0,2 L_j / (150 a)) \leq 1,0$$

L_j longueur totale du recouvrement
 a dimension de la gorge du cordon.

- 6.3.5.2 Pour les assemblages entre une cornière, par l'une de ces ailes, et une autre pièce, l'excentricité doit être prise en considération soit dans la section de la cornière, soit dans l'autre pièce.

6.3.6 Dispositions constructives

- 6.3.6.1 Les dispositions constructives des assemblages soudés seront conçues en accord avec les procédés de soudage et les méthodes de contrôle. Il faut tenir compte du fait que certains matériaux ne peuvent pas être soudés ou ne peuvent l'être que sous des conditions particulières (voir les chiffres 3.2.3.5 à 3.2.3.8).

- 6.3.6.2 Les cordons d'angle porteurs doivent avoir une longueur totale ininterrompue d'au moins 40 mm.

- 6.3.6.3 Dans la mesure du possible, la dimension a (voir figure 34) de la section de gorge d'un cordon d'angle ne dépassera pas 0,7 fois l'épaisseur de la pièce la plus mince à assembler.

- 6.3.6.4 Les épaisseurs minimales suivantes, en fonction de l'épaisseur maximale des pièces à souder t_{max} , sont recommandées pour des cordons d'angle porteurs soudés en une passe:

- $a_{min} = 4$ mm pour $t_{max} = 13...17$ mm
- $a_{min} = 5$ mm pour $t_{max} = 18...25$ mm
- $a_{min} = 6$ mm pour $t_{max} \geq 26$ mm.

Pour des procédés de soudage avec fort apport de chaleur ou comportant un important préchauffage, la valeur de a_{min} peut être diminuée.

- 6.3.6.5 Les cordons d'angle disposés d'un seul côté et sollicités en flexion transversale doivent être évités.

- 6.3.6.6 La plus grande longueur sans soudure d'un cordon d'angle discontinu ne dépassera pas la plus petite des valeurs suivantes:
- a) 200 mm
 - b) 12 fois l'épaisseur de la pièce la plus mince si la sollicitation est une compression
 - c) 16 fois l'épaisseur de la pièce la plus mince si la sollicitation est une traction.

Pour les soudures discontinues, on prêtera une attention toute particulière à la protection contre la corrosion.

6.4 Assemblages hybrides

En cas d'emploi combiné de différents moyens d'assemblage dans le même joint, la résistance ultime doit être déterminée en tenant compte du comportement effectif de l'assemblage et des déformations différentes des éléments qui le composent. Normalement, le plus rigide des moyens d'assemblage employés doit être dimensionné pour la transmission de l'ensemble des efforts.

6.5 Couvre-joints

6.5.1 Généralités

Dans les joints, si les axes de gravité des éléments porteurs sollicités dans la direction de leur longueur ne se situent pas sur la même ligne droite, les moments dus à l'excentricité doivent être pris en considération.

6.5.2 Eléments comprimés

6.5.2.1 Pour les éléments comprimés de manière centrée, on peut admettre une transmission des efforts par contact direct, pour autant que la planéité des surfaces de contact soit assurée et tout déplacement pendant le montage et l'utilisation soit empêché. Les exigences concernant la planéité des surfaces en contact pour la transmission des efforts de compression doivent être définies.

6.5.2.2 Pour des barres exposées au risque de flambage, les joints doivent être situés à proximité immédiate de nœuds tenus dans l'espace. La capacité des éléments et des assemblages à absorber une force perpendiculaire à l'axe des éléments, et équivalant à au moins 2,5% de la force de compression transmise, doit être vérifiée.

6.5.2.3 Pour les éléments comprimés, il faut s'assurer que les moments dus aux excentricités et les sollicitations dues aux effets du second ordre puissent être transmis.

6.6 Assemblages entre poutres et poteaux

6.6.1 Généralités

6.6.1.1 Les assemblages entre les poutres et les poteaux peuvent être définis comme articulés, rigides ou semi-rigides. En général, l'assemblage sera considéré comme articulé ou rigide.

6.6.1.2 Les assemblages entre les poutres et les poteaux doivent être conçus de sorte que leur rigidité corresponde aux hypothèses du calcul des efforts intérieurs.

6.6.1.3 Si l'on suppose des assemblages semi-rigides, ceux-ci doivent être pris en considération dans le calcul des déformations et des efforts intérieurs.

6.6.1.4 SN EN 1993-1-8 contient des indications concernant le comportement non linéaire à la déformation des assemblages semi-rigides.

6.6.2 Résistance à la flexion

6.6.2.1 La résistance à la flexion des assemblages entre les poutres et les poteaux résulte du comportement à la défaillance de la plus faible des trois zones critiques suivantes:

- zone tendue
- zone comprimée
- zone cisailée.

6.6.2.2 La résistance à la flexion est limitée par les critères de défaillance suivants:

- plastification de la section du poteau (âme, aile)
- plastification de la section de la poutre (âme, aile)
- plastification des éléments d'assemblage (par ex. plaques frontales)
- instabilités locales dans l'âme du poteau (enfoncement, flambage, voilement, voir le chiffre 4.6.3)
- défaillance des moyens d'assemblage (boulons, soudures).

6.6.2.3 La valeur de calcul de la résistance à la flexion M_{Rd} d'un assemblage entre une poutre et un poteau peut être déterminée comme suit (voir figure 35):

assemblage soudé:

$$M_{Rd} = H_{Rd} (h_T - t_{f,T}) + \frac{t_{w,T} (h_T - t_{f,T})^2}{6} \frac{f_{y,T}}{\gamma_{M1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{M1}}$$

assemblage boulonné:

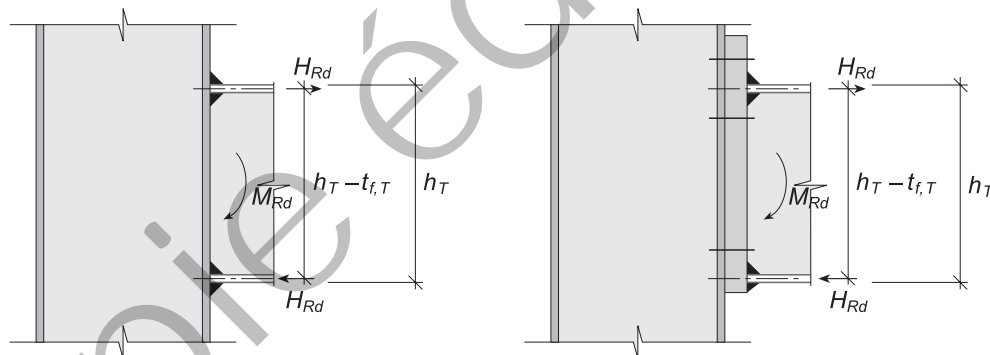
$$M_{Rd} = H_{Rd} (h_T - t_{f,T}) \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{M1}}$$

h_T hauteur de la poutre

$t_{f,T}$ épaisseur de l'aile de la poutre

$t_{w,T}$ épaisseur de l'âme de la poutre.

Figure 35: Modèles pour la résistance à la flexion des assemblages entre poutre et poteau



6.6.2.4 La valeur de calcul de la force H_{Rd} , agissant au centre de gravité de l'aile, résulte des critères de défaillance du chiffre 6.6.2.2.

6.6.2.5 En cas de sollicitation combinée due à un effort normal N_{Ed} et à un moment M_{Ed} , la sollicitation déterminante H_{Rd} doit être déterminée à l'aide d'un modèle d'équilibre.

6.6.3 Résistance au cisaillement

6.6.3.1 Pour déterminer la résistance au cisaillement, il faut se baser sur un modèle d'équilibre de la distribution des efforts intérieurs dans les moyens d'assemblage. Pour les assemblages articulés, les excentricités locales dans les assemblages doivent être prises en considération.

6.6.3.2 La résistance au cisaillement d'un nœud de cadre, comprenant un poteau et les poutres qui y sont raccordées, dépend de la géométrie du nœud. Le renforcement du champ cisailé est possible au moyen de raidisseurs biais ou de tôles de renfort de l'âme (voir la figure 37), mais pas au moyen des raidisseurs usuels pour l'introduction des forces selon la figure 36.

Figure 36: Nœuds de cadre sans renforcement du champ cisailé

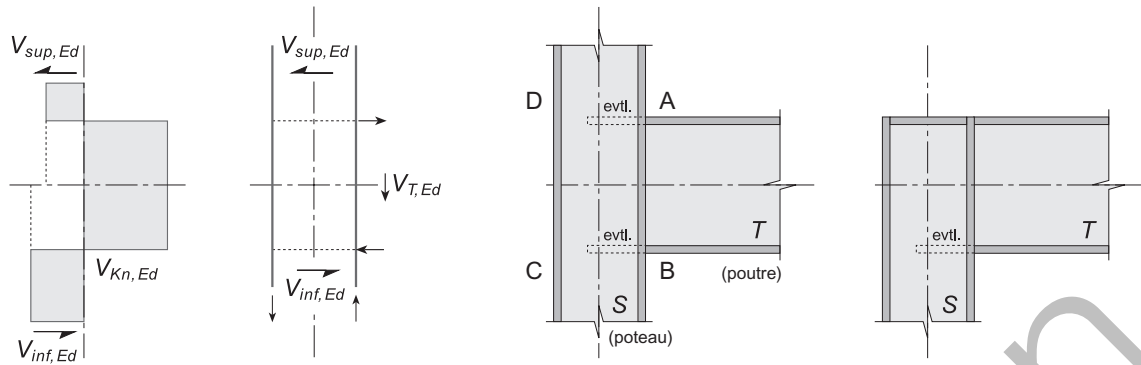
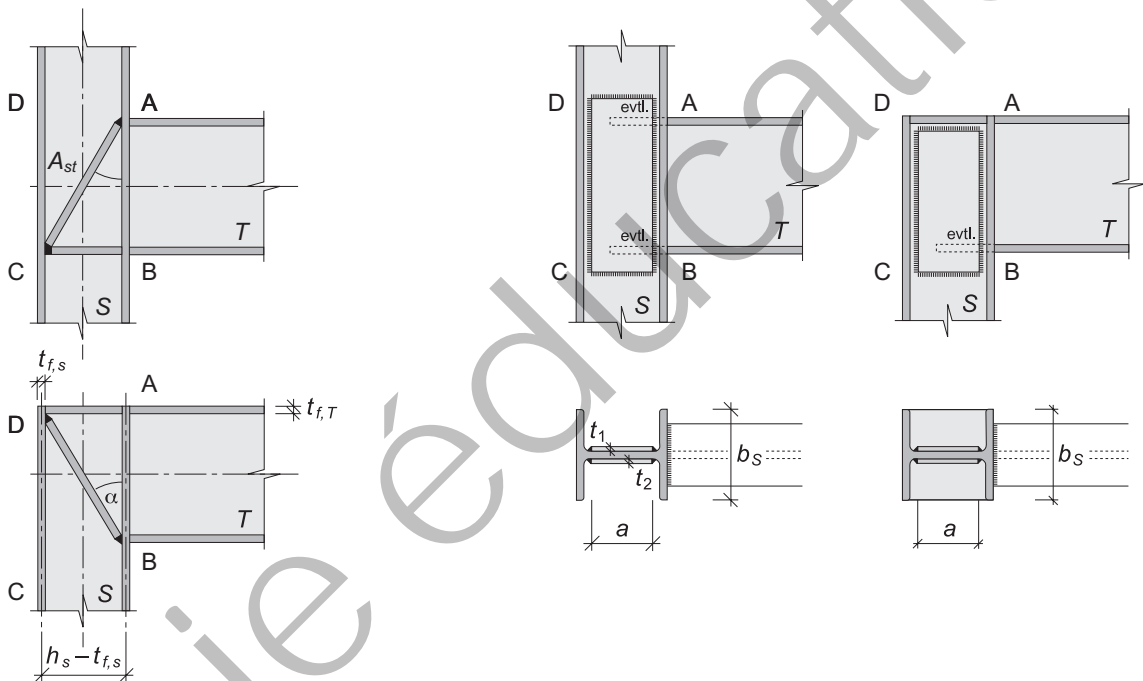


Figure 37: Nœuds de cadre renforcés

a) Renforcement à l'aide de raidisseurs biais

b) Renforcement à l'aide de tôles de renfort de l'âme



6.6.3.3

En accord avec des essais de rupture réalisés sur des profilés européens, la valeur de calcul V_{Rd} de la résistance au cisaillement dans les nœuds de cadre, pour la vérification de l'effort tranchant $V_{Kn,Ed}$ agissant dans le champ cisailé ABCD selon les figures 36 et 37, peut être déterminée comme suit:

$$V_{Rd} = V_{S,Rd} + \Delta V_{st,Rd} \quad (89)$$

L'index T désigne les dimensions de la section de la poutre, S celles de la section du poteau
 $V_{S,Rd}$ résistance à l'effort tranchant du champ cisailé ABCD sans renforcement, selon le chiffre 5.1.4 ou 5.2.4

$\Delta V_{st,Rd}$ contribution d'un renfort éventuel

$\Delta V_{st,Rd} = f_y A_{st} \sin \alpha / \gamma_{M1}$ pour des raidisseurs diagonaux AC ou BD, selon la figure 37a

$\Delta V_{st,Rd} = \tau_y (t_1 + t_2) a / \gamma_{M1}$ pour des tôles de renfort de l'âme, selon la figure 37b

A_{st} aire de la section des raidisseurs diagonaux

t_1, t_2 épaisseur des tôles de renfort de l'âme

6.7 Assemblages de profilés creux

- 6.7.1 En raison des importantes différences de rigidité dans la zone du nœud, les assemblages de profilés creux occasionnent très souvent des concentrations de contraintes élevées dont il faut tenir compte dans le calcul de la résistance ultime.
- 6.7.2 Pour pouvoir compenser de telles concentrations de contraintes par la plasticité, il faut garantir une ductilité suffisante aussi bien du matériau de base que des moyens d'assemblage (boulons, soudures).
- 6.7.3 Dans le calcul de la résistance ultime des assemblages de profilés creux, les formes de défaillance ci-après doivent être prises en considération:
- défaillance par plastification des parois du profilé (en compression ou traction)
 - instabilité des parois du profilé (enfouissement, voilement)
 - poinçonnement des parois du profilé
 - défaillance par cisaillement des parois du profilé.

Pour les cas les plus courants, des règles de dimensionnement simples sont réunies dans l'annexe D.

SN EN 1993-1-8 contient des modèles de calcul détaillés.

6.8 Ancrages dans le béton

6.8.1 Généralités

- 6.8.1.1 Pour l'ancrage d'éléments porteurs en acier dans le béton, il faut employer des assemblages au comportement connu et des méthodes de dimensionnement justifiées par des essais. Leur défaillance doit être précédée par une déformation ductile dans la zone de l'ancrage.
- 6.8.1.2 Dans les modèles de calcul servant à la vérification des ancrages dans le béton, il faut prendre en considération les différences de rigidité des éléments en présence ainsi que les flux locaux des forces et les introductions de forces qui en résultent.
- 6.8.1.3 La vérification de l'introduction des forces dans la construction en béton, l'éventuel soudage à l'armature et la valeur admise de l'affaiblissement de l'armature dans la zone des niches de scellement procéderont des principes de base de la norme SIA 262. Lors de l'élaboration du projet, il faut favoriser les ancrages et les procédés évitant, autant que possible, l'affaiblissement de l'armature.
- 6.8.1.4 Pour le calcul de la résistance ultime au cisaillement des goujons à tête, on peut employer les données contenues dans la norme SIA 264, pour autant que la reprise et la transmission de ces efforts dans le béton soient assurées.

6.8.2 Boulons d'ancrage

- 6.8.2.1 Les boulons d'ancrage seront placés dans des évidements ou des trous forés, puis noyés dans un matériau adéquat. Les boulons d'ancrage en acier à haute résistance ne doivent pas être soudés. L'arrachage des boulons du béton ou du matériau de scellement, avant la plastification de la tige du boulon, doit être évité par un choix approprié de la forme de la tige et par une profondeur suffisante de l'ancrage.
- 6.8.2.2 Les efforts tranchants doivent être de préférence transmis par des connecteurs de cisaillement appropriés. Pour des boulons d'ancrage, il faut tenir compte du jeu dans les trous et de la pression latérale sur le matériau de scellement.
- 6.8.2.3 La norme SIA 179 contient de plus amples indications.

6.8.3 **Plaques d'ancrage**

- 6.8.3.1 Les cordons de soudure de l'attache aux plaques d'ancrage doivent être dimensionnés de telle façon qu'ils ne soient pas les premiers à provoquer une défaillance.
- 6.8.3.2 Pour des sollicitations en traction dans le sens de l'épaisseur de la plaque d'acier, voir le chiffre 3.2.1.4.

Copie éducation

7 EXÉCUTION

7.1 Généralités

- 7.1.1 Les prescriptions qui suivent contiennent les exigences minimales à l'égard de la fabrication et du montage de toutes les constructions en acier. Les éventuelles exigences plus sévères devront être précisées dans les documents de soumission.
- 7.1.2 Les exigences à l'égard des éléments de construction existants et des points d'attache, par ex. des prescriptions de tolérance, doivent être convenues et communiquées à temps.
- 7.1.3 Les contreflèches doivent être réalisées par un débitage adéquat des éléments constitutifs ou par des points de chauffe.
- 7.1.4 Les éléments de construction zingués, en particulier les éléments soudés, ont tendance à se déformer dans le bain de zingage à chaud. Si nécessaire, ils seront redressés pour satisfaire aux limites de tolérance spécifiées.
- 7.1.5 On veillera à ce que les éléments ne soient ni endommagés, ni sollicités de manière excessive durant la fabrication, le transport et le montage.

7.2 Spécification pour l'exécution

- 7.2.1 Une spécification d'exécution garantira la conformité avec les hypothèses de calcul pour tout élément porteur.
- 7.2.2 La spécification d'exécution doit comprendre les données appropriées concernant toutes les exigences particulières pour:
- les matériaux
 - la fabrication
 - le montage
 - les contrôles
 - la réception.

7.3 Qualification des fabricants

- 7.3.1 La fabrication et le montage nécessitent des installations appropriées et des spécialistes formés en conséquence. Ceci est valable en particulier pour les travaux de soudage. L'exécution doit correspondre aux exigences fixées pour la structure porteuse.
- 7.3.2 La qualification du fabricant de construction métallique doit être vérifiée avant l'adjudication (cf. norme SIA 263/1).

7.4 Assemblages boulonnés

7.4.1 Généralités

- 7.4.1.1 Pour les tôles et profilés en acier des nuances du chiffre 3.2, les trous doivent être exécutés par perçage ou poinçonnage. Dans les éléments de construction sollicités à la fatigue, seul le perçage doit être utilisé. Le poinçonnage n'est admis que pour des épaisseurs de matériaux inférieures ou égales à 25 mm. En outre, le diamètre des trous ne doit pas être inférieur à l'épaisseur du matériau.

- 7.4.1.2 Dans les joints et les assemblages d'éléments d'épaisseurs différentes, les jeux de plus de 2 mm seront compensés par des fourrures.
- 7.4.1.3 Si des actions fréquemment variables peuvent se produire, on prendra des mesures appropriées contre le desserrement des écrous.
- 7.4.1.4 Les écrous des boulons totalement précontraints selon la norme SIA 263/1 sont généralement déjà assurés contre le desserrement par la précontrainte.

7.4.2 Assemblages résistant au glissement

- 7.4.2.1 Les prescriptions suivantes sont applicables aux assemblages résistant au glissement réalisés au moyen de boulons à haute résistance précontraints ou d'autres moyens d'assemblage précontraints équivalents.
- 7.4.2.2 La mise en tension des boulons et son contrôle nécessite des procédés appropriés décrits dans la norme SIA 263/1.
- 7.4.2.3 Un bon contact entre les surfaces des pièces à assembler, avant même le serrage des boulons, est nécessaire pour garantir la qualité de l'assemblage précontraint. Les éventuels effets de levier doivent être pris en considération.
- 7.4.2.4 Lors de l'exécution, on prendra toutes les mesures nécessaires pour obtenir le coefficient de frottement spécifié dans les documents de soumission et sur les plans, et pour assurer son maintien dans le temps.
- 7.4.2.5 Les surfaces en contact des assemblages résistant au glissement doivent être protégées contre les infiltrations d'humidité si elles sont exposées aux intempéries. En cas d'utilisation éventuelle de revêtements, le coefficient de frottement exigé devra être garanti.
- 7.4.2.6 La force de précontrainte doit atteindre au moins la valeur $F_{p,cd}$ donnée sous chiffre 6.2.3.4.
- 7.4.2.7 La force de précontrainte sera appliquée à un boulon par serrage de l'écrou ou exceptionnellement par le serrage de la tête du boulon.

7.5 Assemblages soudés

7.5.1 Généralités

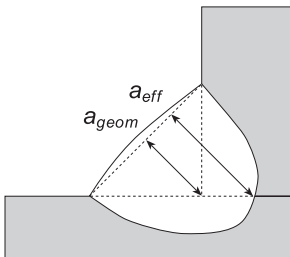
- 7.5.1.1 L'aptitude au soudage doit être évaluée en tenant compte de la soudabilité du matériau, des possibilités de soudage et des dispositions constructives. Le comportement des matériaux de base et des matériaux d'apport peut être évalué, en fonction de certains paramètres de soudage (type de cordon, position et procédé de soudage, etc.), à l'aide de la qualification du mode opératoire de soudage.
- 7.5.1.2 Des mesures particulières sont nécessaires pour les travaux de soudage de pièces de forte épaisseur de même que pour des températures de matériau inférieures à +5 °C (soudures de montage en particulier).
Les pièces sont de forte épaisseur si:
 - $t > 30$ mm pour les aciers de construction jusqu'à S 355
 - $t > 25$ mm pour les aciers à plus haute résistance.
 De telles mesures peuvent comprendre entre autres:
 - la prise en considération de spécifications supplémentaires du fournisseur
 - l'ordre d'exécution des cordons de soudure
 - le préchauffage
 - le contrôle des températures durant le soudage
 - le traitement thermique ultérieur au soudage (postchauffage).
- 7.5.1.3 Le soudage sous flux de poudre engendre une grande profondeur de pénétration (voir figure 38). Pour la détermination de l'épaisseur efficace du cordon d'angle a_{eff} , la dimension géométrique de la section de gorge a_{geom} peut être augmentée de 2 mm.

$$a_{eff} = a_{geom} + 2 \text{ mm}$$

a_{geom} dimension géométrique de la section de gorge

a_{eff} épaisseur efficace de la soudure d'angle, y compris la profondeur de pénétration.

Figure 38: Dimension géométrique de la section de gorge a_{geom} lors du soudage sous flux de poudre



7.5.1.4 Une considération analogue pour d'autres procédés de soudage avec forte pénétration doit être justifiée par des essais.

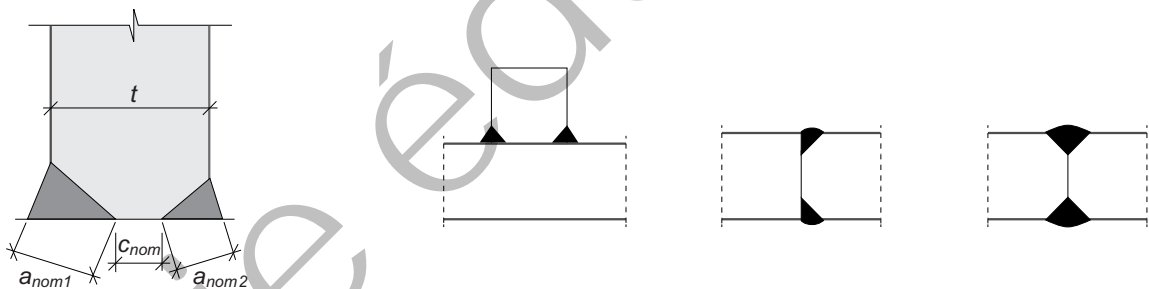
7.5.1.5 La résistance des soudures représentées à la figure 39 correspond à celle de soudures complètement pénétrées si les conditions suivantes sont satisfaites:

$$a_{nom1} + a_{nom2} \geq t$$

$$c_{nom} \leq \frac{t}{5}, \text{ max. } 3 \text{ mm}$$

a_{nom1} , a_{nom2} sections de gorge des cordons de soudure.

Figure 39: Soudures partiellement pénétrées en demi-K double et en demi-Y double



Pour la qualité des cordons de soudure et pour la vérification à la fatigue de telles soudures, les exigences sont celles des cordons d'angle.

7.5.2 Classification et qualité des soudures

7.5.2.1 La qualité d'exécution des assemblages soudés est conditionnée par la qualification du fabricant, le choix d'un mode opératoire de soudage qualifié, ainsi que par le recours à des spécialistes qualifiés du soudage.

7.5.2.2 En vue de fixer les exigences de qualité à leur égard, dès la phase de leur dimensionnement, les assemblages soudés doivent être classés dans l'une des classes de qualité suivantes:

classe B+: classe B avec des exigences supplémentaires selon SN EN 1090-2, seulement dans des cas exceptionnels

classe B: la soudure est équivalente à la matière des pièces assemblées, convient aux sollicitations importantes (si entailles éliminées, convient également aux sollicitations à la fatigue importantes)

classe C: pour sollicitations moyennes (qualité standard des cordons d'angle)

classe D: pour sollicitations faibles (par ex. soudures constructives).

- 7.5.2.3 Lors de l'affectation des cordons de soudure à une classe de qualité, on tiendra aussi compte des exigences relatives à la ténacité. Les chocs, les basses températures et les contraintes résiduelles élevées nécessitent des cordons de soudure avec le moins de défauts possibles.

7.5.3 Réparation des cordons de soudure

Les cordons de soudure qui ne remplissent pas les exigences de la classe de qualité spécifiée devront être réparés et à nouveau contrôlés. On respectera les conditions mentionnées aux chiffres 7.5.1 et 7.5.2. Il est possible de renoncer à une réparation si la sécurité structurale n'est pas compromise et si une réparation influencerait défavorablement l'état général des contraintes (bridage important des pièces assemblées).

7.6 Tolérances

- 7.6.1 En règle générale, les prescriptions de tolérance fixées dans la norme SIA 263/1 doivent être respectées.
- 7.6.2 Des exigences de précision plus sévères devront figurer dans les documents de soumission ainsi que sur les plans.
- 7.6.3 On appelle écart la différence entre la cote effective et la cote théorique correspondante. Les tolérances sont les plus grands écarts acceptables. Habituellement, ils sont de même valeur en dessous ou en dessus de la cote théorique.
- 7.6.4 Des possibilités de réglage suffisantes seront prévues lors de l'élaboration du projet. Il sera tenu compte de la température effective de l'élément de construction lors de la fabrication et du contrôle dimensionnel.
- 7.6.5 Les valeurs limites pour des assemblages soudés sont fixées dans SN EN 25817.

7.7 Contrôles et essais

7.7.1 Généralités

- 7.7.1.1 La surveillance de la qualité par le fabricant de construction métallique comprend le contrôle de la qualité des matériaux, de même que la surveillance continue des travaux en atelier et sur le chantier. Elle s'exerce généralement selon un plan qualité.
- 7.7.1.2 Les résultats du contrôle de la qualité doivent être accessibles à la direction des travaux et consignés dans des procès-verbaux qui feront partie des documents de réception de l'ouvrage.
- 7.7.1.3 La surveillance de la fabrication et du montage, exercée par la direction des travaux dans le cadre de l'assurance qualité, résulte du programme de contrôle. Elle doit tenir compte du mode, de l'étendue et des résultats de la surveillance de la qualité effectuée par le fabricant de construction métallique.
- 7.7.1.4 La surveillance exercée par la direction des travaux comprend normalement un examen visuel et une vérification par sondage des dimensions de la construction, de même que la consultation des procès-verbaux de contrôle du fabricant de construction métallique.

7.7.2 Possibilités de contrôle

7.7.2.1 Matériaux de construction

Contrôle des certificats et des caractéristiques des matériaux utilisés. Pour d'autres contrôles, voir la norme SIA 263/1.

7.7.2.2 Assemblages boulonnés

Contrôle de la disposition et du diamètre des trous ainsi que de la classe de résistance des boulons. Pour les assemblages résistant au glissement, contrôle de la propreté, de la rugosité et du bon contact des surfaces. Contrôle de l'étalonnage des clés dynamométriques. Contrôle du couple ou de l'angle de serrage des boulons précontraints (cf. norme SIA 263/1).

7.7.2.3 Travaux de soudage

Les contrôles qui s'y rapportent ainsi que leur étendues sont décrits dans la norme SIA 263/1.

7.7.2.4 Dimensions

Contrôle de la concordance avec les plans et les prescriptions de tolérance. Contrôle de la planéité des surfaces de contact (voir le chiffre 7.4.2.3).

7.7.2.5 Montage

Contrôle des mesures de sécurité et de leur respect. Supervision de l'implantation et du nivellement de la construction, des prescriptions de tolérance, ainsi que des contreflèches.

7.7.2.6 Protection contre la corrosion

Il suffit en général de contrôler le type, la qualité et la composition du système de revêtement, la rugosité et la propreté des surfaces avant l'application du revêtement, le respect de l'épaisseur minimale des couches, du programme d'application des peintures, des temps de séchage et des mesures de protection contre la poussière durant le séchage (voir SN EN ISO 12944).

ANNEXE A (normatif)

CHOIX DE LA QUALITÉ D'ACIER

A.1 Valeurs recommandées pour les nuances d'acier usuelles en fonction de la température de service déterminante de l'élément de construction

Tableau 18: Epaisseurs recommandées en mm pour le choix de la qualité d'acier

Température de service déterminante de l'élément de construction		$T_{min} \geq 0^{\circ}\text{C}$		$0^{\circ}\text{C} > T_{min} \geq -10^{\circ}\text{C}$		$T_{min} < -10^{\circ}\text{C}$	
Catégories de service		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Nuances d'aciers	S 235 JR	$t \leq 150$	$t \leq 40$	$t \leq 100$	$t \leq 30$	$t \leq 40$	–
	S 235 J0	250	100	250	85	180	60
	S 235 J2	250	140	250	120	250	85
	S 355 JR	40	–	30	–	20	–
	S 355 J0	120	80	80	65	60	45
	S 355 J2	250	110	180	90	150	65
	S 355 K2	250	120	250	100	250	80
	S 355 N	250	130	250	110	250	90
	S 355 NL	250	175	250	150	250	130
	S 460 N	180	50	150	40	100	30
	S 460 NL	250	150	250	100	250	70

A.2

Catégories de service

- SC1 – Structures porteuses et éléments de construction calculés uniquement pour des charges statiques (exemple: bâtiments)
- Structures porteuses et éléments de construction, leurs assemblages inclus, dimensionnés selon un comportement non ductile de la structure, ainsi que les structures porteuses et éléments de construction, leurs assemblages inclus, appartenant à la classe de section 3 et dimensionnés selon un comportement ductile de la structure
- Structures porteuses et éléments de construction calculés pour des sollicitations de fatigue de ponts roulants (classe S_0)*.
- SC2 – Structures porteuses et éléments de construction, calculés pour des charges de fatigue selon SN EN 1993 [exemples: ponts routiers et ferroviaires, ponts roulants (classes S1 à S9)*, structures porteuses sensibles aux vibrations sous l'effet du vent, des piétons ou des machines en rotation]
- Structures porteuses et éléments de construction, leurs assemblages inclus, appartenant aux classes de section 1 et 2 et dimensionnés selon un comportement ductile de la structure.

* Pour le classement des charges de fatigue des ponts roulants, voir SN EN 1991-3 et SN EN 13001-1.

ANNEXE B (normatif)

MOMENT CRITIQUE DE DÉVERSEMENT ÉLASTIQUE M_{cr}

- B.1 Si les appuis aux extrémités de la barre sont des appuis à fourche et que la charge agit dans l'axe de la barre, le moment critique de déversement élastique est:

$$M_{cr} = W_{el,y} \sigma_{cr,D} \quad (90)$$

$\sigma_{cr,D}$ selon le chiffre B.3.

- B.2 Dans les cas pratiques et malgré les différences dans les conditions d'appuis et de l'introduction des charges, le calcul simplifié du moment critique de déversement élastique M_{cr} est généralement admis.

- B.3 La contrainte critique de déversement élastique $\sigma_{cr,D}$ d'une barre à section bisymétrique est:

$$\sigma_{cr,D} = \sqrt{\sigma_{Dv}^2 + \sigma_{Dw}^2} \quad (91)$$

- B.4 La composante σ_{Dv} (torsion uniforme) de la contrainte critique de déversement élastique est donnée par:

$$\sigma_{Dv} = \eta \frac{\pi}{L_D W_{el,y}} \sqrt{GK EI_z} \quad (92)$$

η selon le chiffre B.6

L_D longueur de déversement (longueur du tronçon, soit la distance entre deux appuis latéraux empêchant le déversement)

$W_{el,y}$ module de section élastique selon l'axe fort de la section

G, E selon le chiffre 3.2.2.1

K constante de torsion uniforme

I_z moment d'inertie de la section selon l'axe faible z .

Pour les sections à parois minces qui ne remplissent pas les conditions de la classe de section 3 (voir le chiffre 5.6.2.3), la composante $\sigma_{Dv} = 0$.

- B.5 La composante σ_{Dw} (torsion non uniforme) de la contrainte critique de déversement élastique est égale à la contrainte critique de flambage élastique (Euler) de la membrure comprimée du profilé. Cette membrure se compose de l'aile comprimée et du tiers adjacent de la partie comprimée de l'âme ($t_w h_c/3$) selon la figure 40:

$$\sigma_{Dw} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_K^2} \quad (93)$$

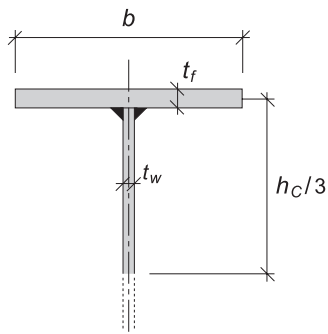
$\lambda_K = \frac{L_K}{i}$ élancement de la membrure comprimée

i rayon de giration de la membrure comprimée

$L_K = \frac{L_D}{\sqrt{\eta}}$ longueur de déversement réduite

L_D longueur de déversement (longueur du tronçon) selon chiffre B.4.

Figure 40: Membrane comprimée prise en compte dans le calcul de σ_{Dw}



Seules les parties efficaces de la section seront prises en compte en tant que membrane comprimée (voir le chiffre 5.6.2.3).

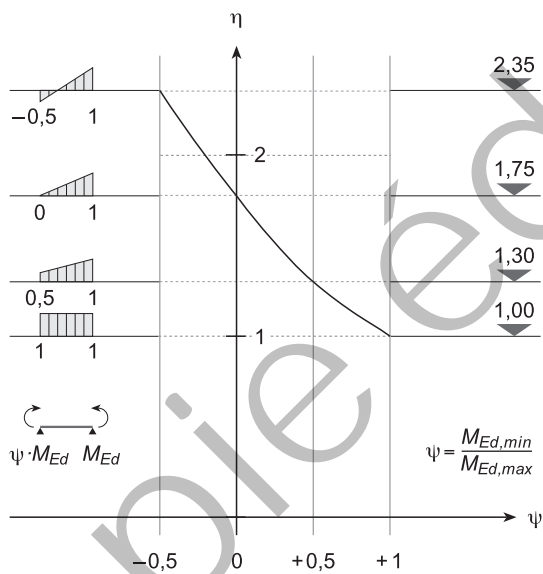
B.6

Le coefficient η prend en considération les appuis et le type de sollicitation à la flexion de la poutre. La formule 94, resp. la figure 41, est valable pour les tronçons de poutres avec des appuis à fourche à leurs extrémités et une répartition linéaire des moments.

$$\eta = 1,75 - 1,05 \psi + 0,3 \psi^2 \quad \text{pour } \psi \geq -0,5 \quad (94)$$

ψ rapport entre le plus petit et le plus grand moment d'extrémité, signes compris (voir la figure 41).

Figure 41: Coefficient η pour la prise en compte des différentes répartitions des moments



ANNEXE C (normatif)

ÉCHAUFFEMENT DES ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTION EN CAS D'INCENDIE

- C.1 Pour des éléments de construction en acier, non protégés et situés à l'intérieur d'un bâtiment, l'augmentation de la température pendant un intervalle de temps Δt peut être calculée de la façon suivante:

$$\Delta\theta_t = \frac{A_m}{V} \frac{1}{c_a \rho_a} \dot{h}_{net,d} \Delta t \quad (95)$$

- C.2 Pour des éléments de construction en acier protégés et situés à l'intérieur d'un bâtiment, l'augmentation de la température pendant l'intervalle de temps Δt peut être calculée de la façon suivante:

$$\Delta\theta_t = \frac{\lambda_p}{d_p c_a \rho_a} \frac{A_p}{V} \frac{\theta_{g,t} - \theta_t}{1 + \Phi/3} \Delta t - (e^{\Phi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t} \quad \text{avec } \Delta\theta_t \geq 0 \quad (96)$$

avec

$$\Phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p \frac{A_p}{V} \quad (97)$$

- C.3 Dans le cas d'éléments de construction en acier non protégés, le flux thermique peut être calculé de manière simplifiée en négligeant l'effet d'atténuation à l'aide de la formule suivante:

$$\dot{h}_{net,d} = \alpha_c (\theta_{g,t} + \theta_t) + \varepsilon \cdot \sigma \left[(\theta_{g,t} + 273)^4 - (\theta_t + 273)^4 \right] \quad \text{en W/m}^2 \quad (98)$$

SN EN 1993-1-2 contient d'autres méthodes.

- C.4 Pour la courbe de l'évolution de la température de l'air dans le cas d'un incendie normalisé, on peut utiliser la courbe de température normalisée. SN EN 1993-1-2 contient d'autres courbes de température nominales.

La courbe de température normalisée est définie par l'équation suivante:

$$\theta_t = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad \text{en } ^\circ\text{C} \quad \text{avec } t \text{ temps écoulé en min} \quad (99)$$

Notations:

A_m/V	facteur de forme (massivité) de l'élément de construction en acier non protégé $\geq 10 \text{ m}^{-1}$
A_m	surface périphérique de l'élément exposée au feu par unité de longueur
A_p/V	facteur de forme (massivité) de l'élément de construction en acier protégé
A_p	surface intérieure (côté métal) de la protection contre l'incendie par unité de longueur
V	volume de l'élément de construction considéré par unité de longueur
c_a	chaleur spécifique de l'acier en J/kgK selon chiffre 4.8.2.2
c_p	chaleur spécifique du revêtement de protection contre l'incendie en J/kgK
d_p	épaisseur du revêtement de protection contre l'incendie en m
$\dot{h}_{net,d}$	valeur de calcul du flux thermique net par unité de surface en W/m ²
Δt	intervalle de temps: – pour des éléments non protégés $\leq 5 \text{ s}$ – pour des éléments protégés $\leq 30 \text{ s}$
α_c	coefficient de convection de chaleur; pour la courbe de température normalisée selon le chiffre C.4, on peut admettre $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$
ε	coefficient d'émission (par simplification, on peut admettre $\varepsilon = 0,5$)
θ_t	température de l'acier à l'instant t
$\theta_{g,t}$	température de l'air et/ou des gaz environnants à l'instant t
$\Delta\theta_{g,t}$	augmentation de la température des gaz du local en feu pendant l'intervalle de temps Δt
λ_p	coefficient de conductibilité thermique du revêtement de protection contre l'incendie en W/mK
ρ_a	masse volumique de l'acier en kg/m ³
ρ_p	masse volumique du revêtement de protection contre l'incendie en kg/m ³
σ	constante Stephan-Boltzmann ($5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$).

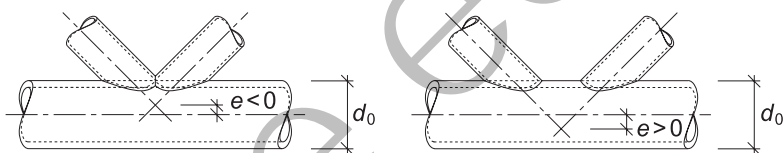
ANNEXE D (normatif)

DIMENSIONNEMENT DES ASSEMBLAGES DE PROFILÉS CREUX

D.1 Généralités

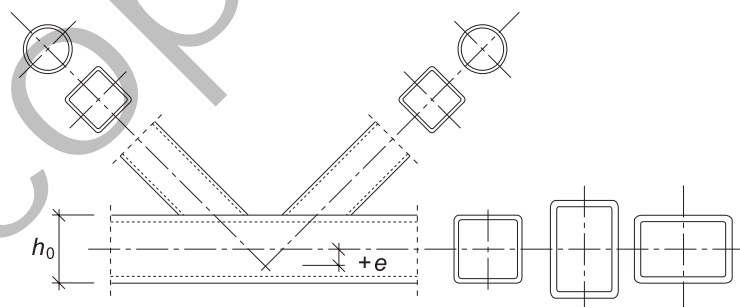
- D.1.1 Cette annexe contient des règles de dimensionnement pour des nœuds formés de profilés creux situés dans un même plan et sollicités de façon prépondérante par des charges statiques. Ces règles reposent sur les résultats obtenus suite à des essais très étendus qui ont été publiés par le «Comité International pour le Développement de l'Etude de la Construction Tubulaire» (CIDECT).
- D.1.2 Les nœuds sollicités à la fatigue seront vérifiés selon SN EN 1993-1-9.
- D.1.3 Les règles de dimensionnement ci-après sont valables seulement si tous les éléments d'un même nœud sont de la même nuance d'acier. En présence d'aciers de nuances différentes, des adaptations selon SN EN 1993-1-8 sont nécessaires.
- D.1.4 Ces règles de dimensionnement sont valables si la valeur nominale de l'épaisseur de la paroi des profilés creux est au minimum de 2,5 mm et au maximum de 25 mm.
- D.1.5 Pour des épaisseurs de matériau plus grandes, des exigences particulières selon SN EN 1993-1-8 doivent être satisfaites.
- D.1.6 Ces règles de dimensionnement sont valables seulement si les sections des profilés sont conformes aux exigences des classes de section 1 ou 2 (voir le tableau 5a).
- D.1.7 Ces règles de dimensionnement sont valables seulement si les angles de raccordement entre les membrures et les diagonales ne sont pas inférieurs à 30°.
- D.1.8 Les moments qui résultent des excentricités des barres aux nœuds peuvent être négligés lors du dimensionnement de la structure si ces excentricités restent comprises entre les limites indiquées aux figures 42 et 43:

Figure 42: Excentricité des membrures pour les profilés creux circulaires



L'excentricité peut être négligée si $-0,55 d_0 \leq e \leq 0,25 d_0$

Figure 43: Excentricité des membrures pour les profilés creux carrés ou rectangulaires



L'excentricité peut être négligée si $-0,55 h_0 \leq e \leq 0,25 h_0$

- D.1.9 Si des éléments de construction se recoupant présentent des épaisseurs de paroi différentes, l'élément dont la paroi est la plus mince doit recouvrir, au droit de la jonction, l'élément dont l'épaisseur est la plus forte.

D.1.10 La résistance des cordons de soudure par unité de longueur ne peut pas être inférieure à la résistance des éléments assemblés par unité de longueur du périmètre de leur section.

D.2 Nœuds de profilés creux circulaires

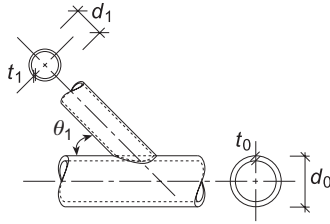
D.2.1 Les règles de dimensionnement ci-après sont valables seulement si les conditions données dans la figure 44 sont respectées.

Figure 44: Désignation pour les nœuds de profilés creux circulaires

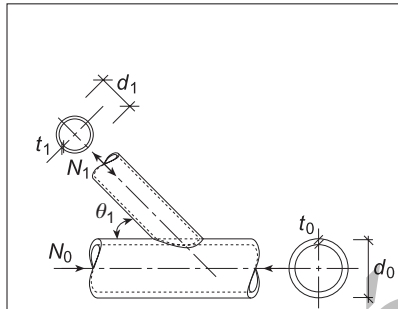
$$0,2 \leq \frac{d_1}{d_0} \leq 1,0$$

$$10 \leq \frac{d_0}{t_0} \leq 50$$

$$10 \leq \frac{d_1}{t_1} \leq 50$$



D.2.2 Nœuds en T et en Y



Plastification de la membrure

$$N_{1,Rd} = k_p \left(\frac{d_0}{2t_0} \right)^{0,2} \left(\frac{1,05 f_y t_0^2}{\gamma_{M1} \sin \theta_1} \right) \left[2,8 + 14,2 \left(\frac{d_1}{d_0} \right)^2 \right]$$

k_p selon D.2.6

Poinçonnement par cisaillement (si $d_1 \leq d_0 - 2t_0$)

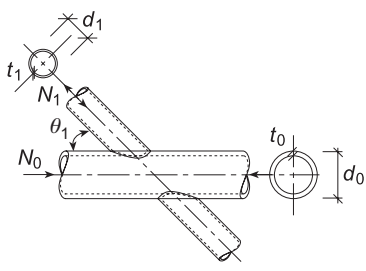
$$N_{1,Rd} = \pi t_0 d_1 \frac{1,05 f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} \frac{1 + \sin \theta_1}{2 \sin^2 \theta_1}$$

Arrachement de la membrure (si $\cos \theta_1 > d_1/d_0$)

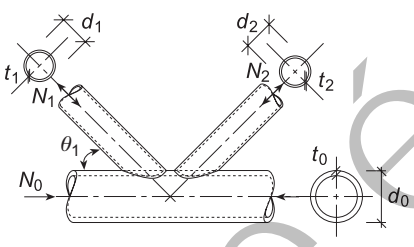
$$N_{1,Rd} = \frac{1,05 f_y \left(\frac{2A}{\pi} \right)}{\gamma_{M1} \sqrt{3} \sin \theta_1}$$

A aire de la section de la membrure

D.2.3 Nœuds en X ($10 \leq d_0/t_0 \leq 40$)

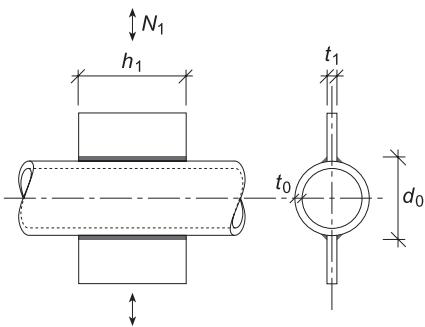
	<p>Plastification de la membrure</p> $N_{1,Rd} = k_p \frac{1,05 f_y t_0^2}{\gamma_{M1} \sin \theta_1} \frac{5,2}{\left[1 - 0,81 \left(\frac{d_1}{d_0} \right) \right]}$ <p>k_p selon D.2.6</p> <p>Poinçonnement par cisaillement (si $d_1 \leq d_0 - 2t_0$)</p> $N_{1,Rd} = \pi t_0 d_1 \frac{1,05 f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} \frac{1 + \sin \theta_1}{2 \sin^2 \theta_1}$ <p>Arrachement de la membrure (si $\cos \theta_1 > d_1/d_0$)</p> $N_{1,Rd} = \frac{1,05 f_y \left(\frac{2A}{\pi} \right)}{\gamma_{M1} \sqrt{3} \sin \theta_1}$ <p>A aire de la section de la membrure</p>
---	---

D.2.4 Nœuds en K et en N

	<p>Plastification de la membrure</p> $N_{1,Rd} = k_g k_p \frac{1,05 f_y t_0^2}{\gamma_{M1} \sin \theta_1} \left(1,8 + 10,2 \frac{d_1}{d_0} \right)$ <p>k_g selon D.2.7</p> <p>k_p selon D.2.6</p> <p>Poinçonnement sans recouvrement ($g > 0$) (cas où $d_1 \leq d_0 - 2t_0$)</p> $N_{1,Rd} = \pi t_0 d_1 \frac{1,05 f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} \frac{1 + \sin \theta_1}{2 \sin^2 \theta_1}$
---	--

D.2.5

Goussets (d'un seul côté ou des deux côtés), cas où $h_1/d_0 \leq 4$



Plastification de la membrure

$$N_{1,Rd} = 5 k_p t_0^2 \frac{1,05 f_y}{\gamma_{M1}} \left(1 + 0,25 \frac{h_1}{d_0} \right)$$

$$M_{1,Rd} = h_1 N_{1,Rd}$$

k_p selon D.2.6

Poinçonnement

$$\sigma_{max,Ed} t_1 = \left(\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_{el}} \right) t_1 \leq 2 t_0 \frac{1,05 f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{3}}$$

D.2.6

Le coefficient k_p est introduit comme suit

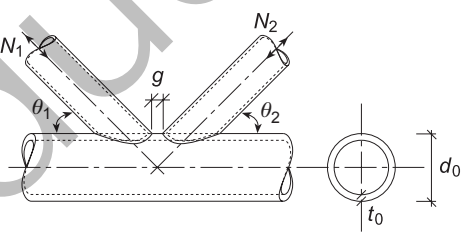
$k_p = 1 - 0,3 n_p (1 + n_p)$ pour $n_p > 0$ (compr.)

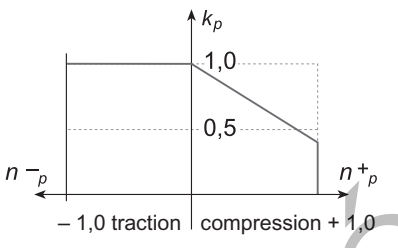
$k_p = 1$ pour $n_p \leq 0$ (traction)

$n_p = \frac{\sigma_{p,Ed}}{f_y}$

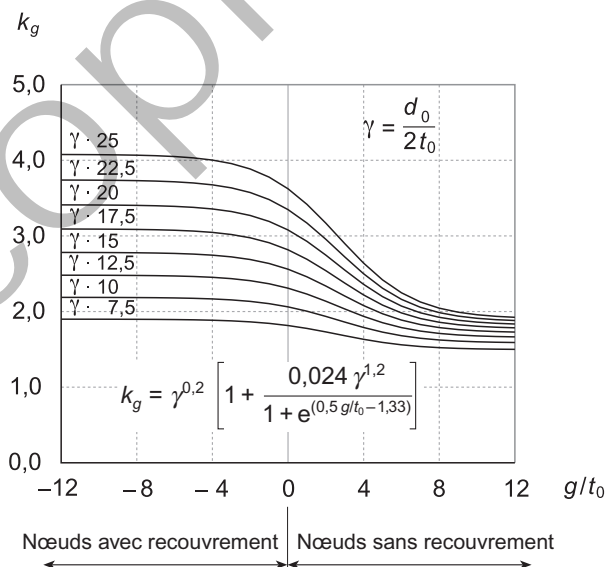
$\sigma_{p,Ed} = \frac{N_{p,Ed}}{A} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}}$

$N_{p,Ed} = N_{0,Ed} - \sum N_{i,Ed} \cos \theta_i$





D.2.7

La valeur du coefficient k_g peut être prise de la figure 45.Figure 45: Coefficient k_g 

D.3 Nœuds avec membrures de profilés creux rectangulaires

D.3.1 Les règles de dimensionnement ci-après sont valables seulement si les sections satisfont aux exigences du chiffre D.1 et que les conditions données au tableau 19 et à la figure 46 sont respectées.

Figure 46: Désignations pour les nœuds de profilés creux rectangulaires

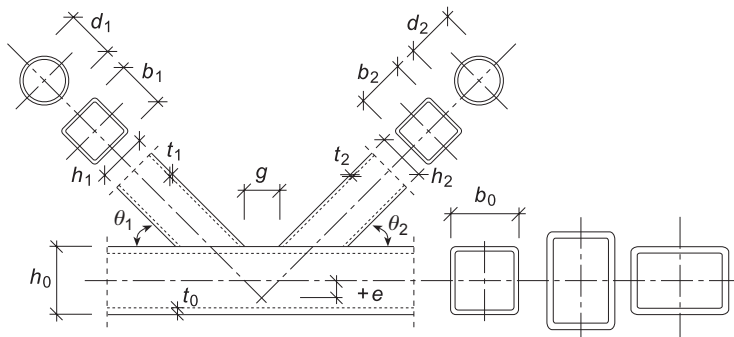


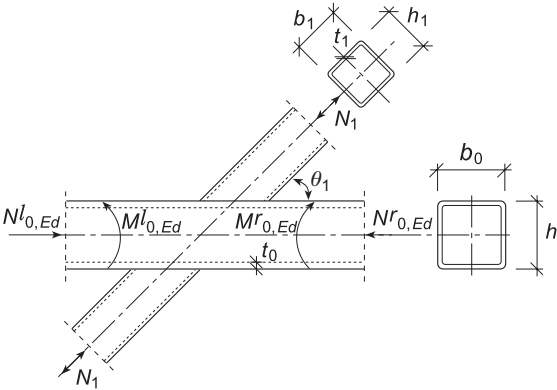
Tableau 19: Conditions géométriques pour l'application des règles de dimensionnement

Domaine de validité pour les nœuds avec des profilés creux rectangulaires		Exécution avec recouvrement ($g < 0$)	Exécution sans recouvrement ($g \geq 0$)
Dimensions extérieures pour tous les profilés		$0,5 \leq h_n/b_n \leq 2,0 \quad (n = 0; 1; 2)$	
Epaisseur t_0 de la paroi de la membrure		$b_0/t_0 \leq 35$ $h_0/t_0 \leq 35$	
Epaisseurs t_i de la paroi des diagonales	Liaison en traction	$b_i/t_i \leq 35 \quad (i = 1; 2)$	
	Liaison en compression	satisfait aux exigences de la classe de section 1	b_i/t_i resp. $h_i/t_i \leq 35$

D.3.2 Les règles de dimensionnement sont aussi valables pour des profilés creux circulaires utilisés comme diagonales si les conditions suivantes sont respectées:

- en général $0,4 \leq d_i/b_0 \leq 0,8$
- diagonales tendues $d_i/t_i \leq 50$
- diagonales comprimées classe de section 1.

D'autres part, les conditions géométriques selon le tableau 19 sont valables si on utilise les dimensions d_i des diagonales.

<p>Valable pour $b_1/b_0 \geq 0,25$</p>  <p>$n = \frac{\sigma_{0,Ed}}{f_y}$</p> <p>$\sigma_{0,Ed}$ est à introduire avec le signe + en cas de compression</p> <p>$\sigma_{0,Ed} = \max \left[\frac{N_{0,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}} \right]$</p> <p>$b_{eff} = 10 \frac{t_0^2 b_1}{t_1 b_0} \leq b_1$</p> <p>$b_{ep} = b_{eff} \frac{t_1}{t_0} \leq b_1$</p> <p>Les valeurs suivantes sont à considérer pour la résistance de base des aciers f_b:</p> <p>En traction: $f_b = f_y$</p> <p>En compression: $f_b = 0,8 \chi f_y \sin \theta_1$ (Nœuds en X)</p> <p>$f_b = \chi f_y$ (Nœuds en T et en Y)</p> <p>où χ est le facteur de réduction de la courbe de flambage correspondante selon chiffre 4.5.1 avec un élancement moyen de:</p> $\bar{\lambda} = 3,46 \frac{\left[\frac{h_0}{t_0} - 2 \right] \sqrt{\frac{1}{\sin \theta_1}}}{\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}}$	<p>Plastification de la membrure ($b_1/b_0 \leq 0,85$)</p> $N_{1,Rd} = \frac{k_n}{1 - b_1/b_0} \frac{1,05 f_y t_0^2}{\gamma_{M1} \sin \theta_1} \left[\frac{2 h_1/b_0}{\sin \theta_1} + 4 \sqrt{1 - \frac{b_1}{b_0}} \right]$ <p>$k_n = 1,3 - 0,4 n / (b_1/b_0) \leq 1$</p> <p>$n$ est fonction de la contrainte maximale dans la membrure au droit de la liaison de la diagonale.</p> <p>Plastification des parois latérales de la membrure ($b_1/b_0 = 1$) (pas déterminant pour des membrures à sections rectangulaires avec $b_0/t_0 \geq 10$ et $b_1/b_0 \leq 0,85$)</p> $N_{1,Rd} = \frac{1,05 f_b t_0}{\gamma_{M1} \sin \theta_1} \left[\frac{2 h_1}{\sin \theta_1} + 10 t_0 \right]$ <p>Dans les cas où $0,85 < b_1/b_0 < 1,0$, une interpolation linéaire entre une plastification de la membrure et une plastification des parois latérales est autorisée</p> <p>Cisaillement de la membrure</p> $N_{1,Rd} = \frac{1,05 f_y 2 h_0 t_0}{\gamma_{M1} \sqrt{3} \sin \theta_1}$ <p>Plastification de la diagonale ($b_1/b_0 \geq 0,85$)</p> $N_{1,Rd} = t_1 \frac{1,05 f_y}{\gamma_{M1}} (2 h_1 - 4 t_1 + 2 b_{eff})$ <p>Poinçonnement ($0,85 \leq b_1/b_0 \leq [(b_0 - 2 t_0)/b_0]$)</p> $N_{1,Rd} = \frac{1,05 f_y t_0}{\gamma_{M1} \sqrt{3} \sin \theta_1} \left[\frac{2 h_1}{\sin \theta_1} + 2 b_{ep} \right]$
---	---

Lorsque les diagonales sont réalisées avec des profilés creux circulaires, les valeurs de calcul ci-dessus sont à multiplier par $\pi/4$ et les dimensions des diagonales b_1 et h_1 sont à remplacer par d_1 .

D.4 Nœuds en K et en N

D.4.1 Les règles de dimensionnement ci-après sont valables si, en plus des conditions indiquées sous D.3.1, celles indiquées dans le tableau 20 et à la figure 47 sont également respectées.

Figure 47: Désignations pour les nœuds en K et en N

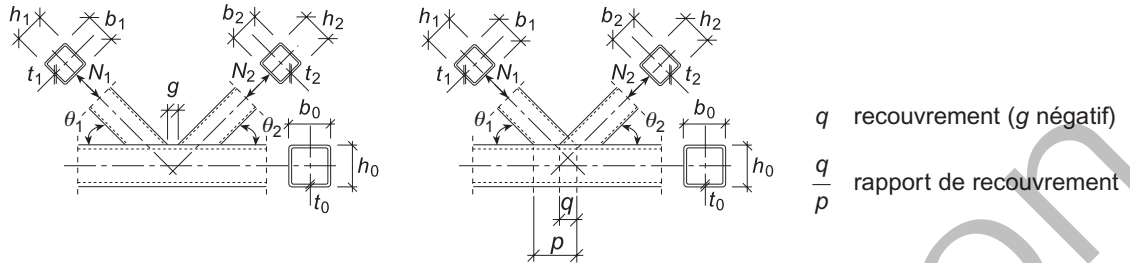
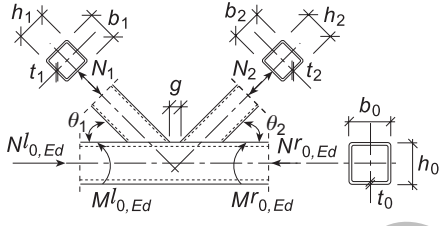
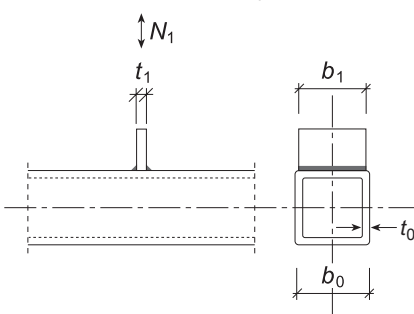
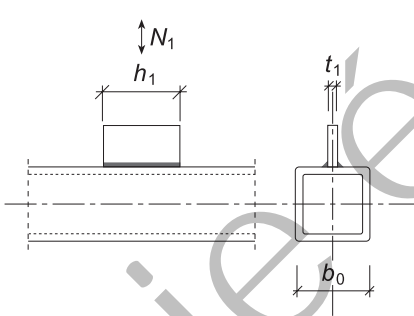


Tableau 20: Conditions géométriques pour l'application des règles de dimensionnement

	Exécution sans recouvrement	Exécution avec recouvrement
Exigences concernant les dimensions extérieures	$b_i/b_0 \geq 0,35$ $b_i/b_0 \geq (0,1 + 0,01 b_0/t_0)$	$b_i/b_0 \geq 0,25$
Exigences concernant l'espacement ou le recouvrement	$g/b_0 \geq 0,5 (1 - (b_1 + b_2)/2 b_0)$ et $g \geq t_1 + t_2$	$0,25 \leq q/p \leq 1,0$ et $b_i/b_0 \geq 0,75$ b_0 Largeur de la diagonale recouverte
 <p> $n = \frac{\sigma_{0,Ed}}{f_y}$ $\sigma_{0,Ed}$ est à introduire avec le signe + en cas de compression $\sigma_{0,Ed} = \max \left[\frac{N_{0,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}} \right]$ $b_{eff,i} = 10 \frac{t_0^2 b_i}{t_i b_0} \leq b_i$ $b_{ep,i} = b_{eff,i} \frac{t_i}{t_0} \leq b_i$ </p>	<p>Plastification de la membrure ($i = 1;2$)</p> $N_{i,Rd} = 8,9 k_{ni} \sqrt{\frac{b_0}{2 t_0}} \frac{1,05 f_y t_0^2}{\gamma_{M1} \sin \theta_i} \frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4 b_0}$ $k_{ni} = 1,3 - \frac{0,4 n}{b_i/b_0} \leq 1$ <p>Plastification par cisaillement de la membrure</p> $N_{i,Rd} = \frac{1,05 f_y (2 h_0 + \alpha b_0) t_0}{\gamma_{M1} \sqrt{3} \sin \theta_i} \quad \alpha = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{4 g^2}{3 t_0^2}}}$ <p>Interaction dans la membrure</p> $N_{0,Rd} = [A_0 - (2 h_0 + \alpha b_0) t_0] \frac{1,05 f_y}{\gamma_{M1}} + (2 h_0 + \alpha b_0) t_0 \frac{1,05 f_y}{\gamma_{M1}} \sqrt{1 - \left[\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \right]^2}$ <p>Plastification de la diagonale</p> $N_{i,Rd} = t_i \frac{1,05 f_y}{\gamma_{M1}} (2 h_i - 4 t_i + b_i + b_{eff,i})$ <p>Poinçonnement (cas où $(b_1 + b_2)/2 \leq b_0 - 2 t_0$)</p> $N_{i,Rd} = \frac{1,05 f_y t_0}{\gamma_{M1} \sqrt{3} \sin \theta_i} \left[\frac{2 h_i}{\sin \theta_i} + b_i + b_{ep,i} \right]$	

- D.4.2 Lorsque les diagonales sont réalisées avec des profilés creux circulaires, les valeurs de dimensionnement ci-dessus sont à multiplier par $\pi/4$ et les dimensions des diagonales b_i et h_i sont à remplacer par d_i .
- D.4.3 Assemblages avec des goussets (valable si $b_0/t_0 \leq 30$)

<p>Goussets transversaux, valables pour $0,5 \leq b_1/b_0 \leq 1,0$</p>  $b_{eff} = 10 \frac{t_0^2 b_1}{t_1 b_0} \leq b_1$ $b_{ep} = b_{eff} \frac{t_1}{t_0} \leq b_1$	<p>Plastification du gousset</p> $N_{1,Rd} = t_1 b_{eff} \frac{1,05 f_y}{\gamma_{M1}}$ <p>Plastification des parois latérales de la membrure (lorsque $b_1 \geq b_0 - 2 t_0$)</p> $N_{1,Rd} = t_0 \frac{1,05 f_y}{\gamma_{M1}} (2 t_1 + 10 t_0)$ <p>Poinçonnement (lorsque $b_1 \leq b_0 - 2 t_0$)</p> $N_{1,Rd} = t_0 \frac{1,05 f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} (2 t_1 + 2 b_{ep})$
<p>Goussets longitudinaux, valables pour $t_1/b_0 \leq 0,2$</p> 	<p>Plastification de la membrure</p> $N_{1,Rd} = \frac{k_m t_0^2}{1 - t_1/b_0} \frac{1,05 f_y}{\gamma_{M1}} \left[\frac{2 h_1}{b_0} + 4 \sqrt{1 - \frac{t_1}{b_0}} \right]$ $k_m = 1,3 (1 - n) \leq 1,0$ $n = \frac{\sigma_{0,Ed}}{f_y}$ $\sigma_{0,Ed} = \frac{N_{0,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}}$

- D.4.4 Pour des goussets transversaux soudés avec des cordons d'angle, la longueur efficace du cordon de soudure ne dépassera pas la valeur b_{eff} .
- D.4.5 Pour des assemblages de profilés creux circulaires avec goussets, voir le chiffre D.2.5.

ANNEXE E (normatif)

CATÉGORIES DE DÉTAILS EN FATIGUE

E.1 Classification des détails de construction dans des catégories selon leur résistance à la fatigue

E.1.1 Les tableaux 21 à 26 définissent les exigences auxquelles doivent satisfaire des détails de construction fréquemment rencontrés pour pouvoir être classés dans des catégories de détails.

E.1.2 Les catégories de détails, resp. les types d'entailles, sont définies par la valeur de calcul de leur résistance à la fatigue $\Delta\sigma_C$ in N/mm². La catégorie 160 correspond aux éléments de construction les plus résistants (voir figure 48). Aucun détail de construction ne peut avoir une résistance à la fatigue plus élevée.

E.1.3 La résistance à la fatigue dépend du rapport entre l'épaisseur des pièces d'un assemblage soudé et une taille de référence (effet d'échelle). La pièce dans laquelle la première fissure pourrait apparaître est déterminante pour l'évaluation de cet effet d'échelle. Le facteur de réduction k_s pour l'effet d'échelle est donné dans les tableaux 21 à 26, pour les cas où cet effet doit être pris en considération (colonne des conditions particulières). Dans ce cas, la vérification de la sécurité à la fatigue est:

$$\Delta\sigma_{E2} \leq k_s \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} \quad (100)$$

E.1.4 La vérification de la sécurité à la fatigue du détail considéré doit être faite pour chacun des modes de sollicitation, selon les catégories de détails correspondantes.

E.1.5 L'exécution des détails de construction sollicités à la fatigue respectera les tolérances de la norme SIA 263/1 ainsi que les valeurs limites pour les classes de qualité des soudures exigées au chiffre 7.5.2.

Tableau 21: Détails de construction non soudés

- profilés laminés et extrudés
- tôles cisailées ou oxycoupées
- assemblages boulonnés

Tableau 22: Eléments porteurs avec des soudures longitudinales

- soudures longitudinales continues
- soudures longitudinales discontinues

Tableau 23: Joints transversaux avec des soudures complètement pénétrées

- soudures sans liste de soudage
- soudures avec liste de soudage

Tableau 24: Détails de construction avec des éléments rapportés

- soudures longitudinales
- soudures transversales

Tableau 25: Assemblages soudés

- joints soudés cruciformes
- joints soudés avec recouvrement
- semelles de renfort soudées sur des profilés laminés ou sur des poutres composées
- soudures sollicitées au cisaillement

Tableau 26: Détails de construction de voies de roulement de ponts roulants

- jonction entre semelle et âme
- joints entre rails

Tableau 21: Détails de construction non soudés

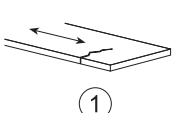
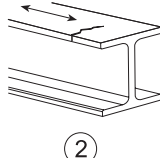
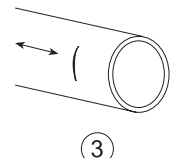
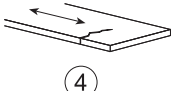
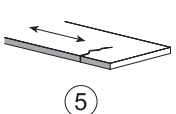
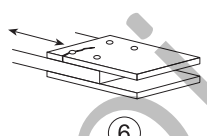
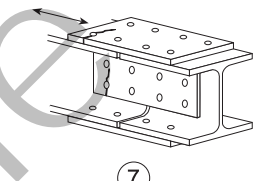
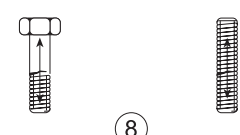
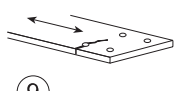
Catégorie de détails $\Delta\sigma_c$ N/mm ²	Conditions particulières	Détail de construction	Description
160		  	<p>Profilés laminés ou extrudés</p> <p>① Tôles, fers plats ② Profilés laminés ③ Tubes non soudés</p> <p>Détails ① à ③: – Les arêtes vives ainsi que les défauts de surface doivent être meulés.</p>
140			<p>Tôles cisillées ou oxycoupées</p> <p>④ Tôles oxycoupées automatiquement ou cisillées puis meulées afin d'éliminer les défauts de bord visibles (stries de coupe). ⑤ Tôles oxycoupées automatiquement avec faibles traces de fusion ou oxycoupées à la main puis meulées afin d'éliminer les défauts de bord visibles.</p>
125			<p>Détails ④ et ⑤: – Les angles rentrants seront meulés selon un angle d'inclinaison $\leq 1/4$ ou évalués en tenant compte des concentrations de contraintes. – Pas de réparation par rechargement avec matériau d'apport de soudage.</p>
112		 	<p>Assemblages boulonnés</p> <p>⑥ Couvre-joints symétriques. Dans le cas d'assemblages dissymétriques, l'influence de l'excentricité doit être prise en compte dans le calcul de $\Delta\sigma_{E2}$. ⑦ Joints de poutres fléchies ou semelles de renfort boulonnées (fers plats de recouvrement).</p> <p>Détails ⑥ et ⑦: Les contraintes seront calculées par rapport à la section brute pour les assemblages résistant au glissement. Elles seront calculées par rapport à la section nette pour tous les autres assemblages.</p>
50	Facteur de réduction: $d > 30 \text{ mm}$ $k_s = (30/d)^{0,25}$		<p>⑧ Boulons ou tiges filetées sollicités en traction avec $\Delta\sigma_{E2}$ dans la section efficace de la tige. La différence de contraintes dans le boulon est fonction du degré de précontrainte et de la géométrie de l'assemblage.</p> <p>d Diamètre nominal</p>
90			<p>Profilés ou tôles avec des trous</p> <p>⑨ Les contraintes doivent être calculées par rapport à la section nette.</p>

Tableau 22: Éléments porteurs avec soudures longitudinales

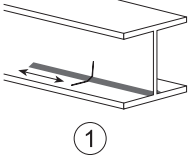
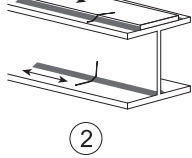
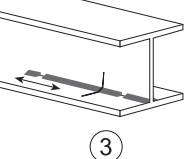
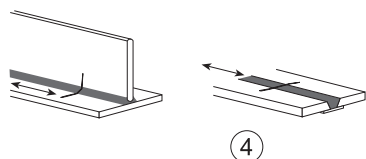
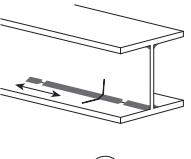
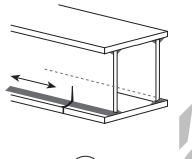
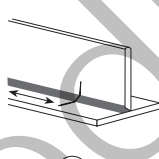
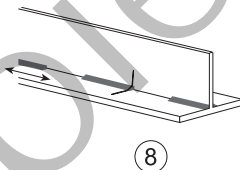
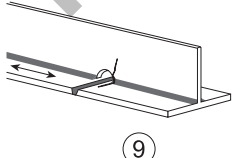
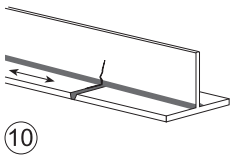
Catégorie de détails $\Delta\sigma_c$ N/mm ²	Conditions particulières	Détail de construction	Description
125		 	<p>Soudures longitudinales continues</p> <p>① Soudures complètement pénétrées des deux côtés exécutées par soudage automatique. Aucun arrêt ou reprise de soudure n'est accepté.</p> <p>② Cordons d'angle exécutés par soudage automatique sans arrêt ni reprise. Les extrémités des semelles de renfort (fers plats de recouvrement) seront vérifiées selon le détail ⑤ du tableau 25.</p>
112		 	<p>③ Soudures complètement pénétrées des deux côtés ou cordons d'angle doubles exécutés par soudage automatique avec arrêt et reprise de la soudure.</p> <p>④ Soudure complètement pénétrée exécutée par soudage automatique d'un seul côté avec une liste de soudage sans arrêt ni reprise de la soudure.</p>
100		  	<p>Les arrêts et les reprises, particulièrement lors du passage du procédé automatique à un procédé manuel, sont classés dans la catégorie de détails 100.</p> <p>⑤ Soudures d'angle exécutées à la main.</p> <p>⑥ Soudures complètement pénétrées exécutées d'un seul côté par soudage automatique ou à la main, en particulier dans les caissons.</p> <p>⑦ Réparation de cordons d'angle ou de soudures complètement pénétrées exécutées à la main ou par soudage automatique (reprises de soudures).</p>
80			<p>Soudures longitudinales discontinues</p> <p>⑧ Soudures discontinues; points de soudure ou soudures d'angle intermittentes, non recouvertes ultérieurement par une soudure continue.</p>
71			<p>⑨ Extrémités de soudures continues contournant une découpe en trou de souris. Les découpes ne doivent pas être remplies par rechargement. La découpe doit être inférieure à 60 mm, et d'une hauteur inférieure à 40% de la hauteur de l'âme.</p>
90			<p>Soudures longitudinales continues interrompues par des soudures transversales</p> <p>⑩ Croisement avec des soudures transversales complètement pénétrées.</p>

Tableau 23: Joints transversaux avec des soudures complètement pénétrées

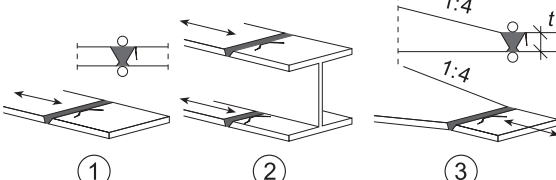
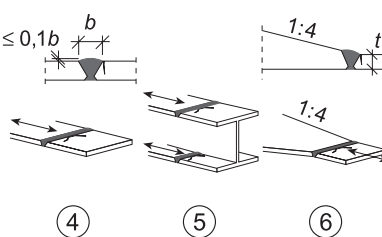
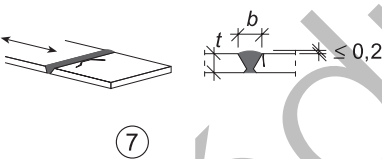
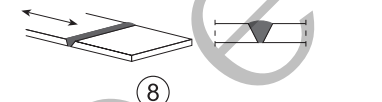
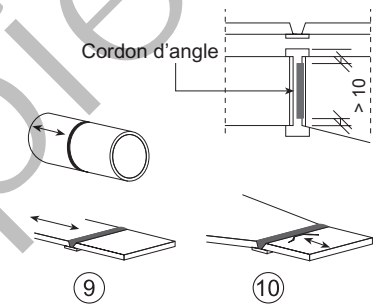
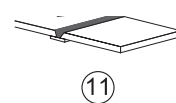
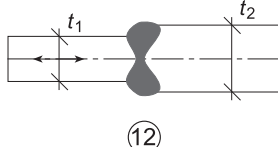
Catégorie de détails $\Delta\sigma_c$ N/mm ²	Conditions particulières	Détail de construction	Description
112	Tous les cordons de soudure doivent être arasés par meulage parallèlement à la flèche		Soudures sans liste de soudage ① Joints transversaux de tôles, de fers plats ou de profilés laminés. ② Raccords d'ailes des poutres composées à âme pleine avant assemblage. ③ Joints transversaux de tôles ou de fers plats avec découpe en biseau sur la largeur ou l'épaisseur (angle du biseau $\leq 1/4$).
90	Facteur de réduction: $t > 25 \text{ mm}$ $k_s = (25/t)^{0,2}$	Soudures non meulées 	④ Joints transversaux de tôles ou de fers plats. ⑤ Joints transversaux de profilés laminés ou composés à âme pleine. ⑥ Joints transversaux de tôles ou de fers plats avec découpe en biseau sur la largeur ou l'épaisseur (angle du biseau $\leq 1/4$). Détails ④ à ⑥: surépaisseur max. $0,1 b$.
80	Facteur de réduction: $t > 25 \text{ mm}$ $k_s = (25/t)^{0,2}$		⑦ Joints transversaux de tôles, de fers plats, de profilés laminés ou de poutres composées à âme pleine. Surépaisseur max. $0,2 b$. Détails ① à ⑦: – Pour éviter des arrêts et reprises sur le détail, utiliser des appendices à enlever ultérieurement, contre les bords de la tôle. Ces derniers seront arasés par meulage dans la direction des contraintes. – Les soudures doivent être réalisées avec une reprise à l'envers.
36			⑧ Joints transversaux soudés d'un seul côté.
71	Facteur de réduction: $t > 25 \text{ mm}$ $k_s = (25/t)^{0,2}$		Soudures avec liste de soudage ⑨ Joints transversaux de tôles ou de tubes en acier. ⑩ Joints de tôles ou de fers plats par soudure transversale avec découpe en biseau sur la largeur et l'épaisseur (angle du biseau $\leq 1/4$). Détails ⑨ et ⑩: Le cordon d'angle qui fixe la liste de soudage doit se terminer à plus de 10 mm des bords de la plaque sollicitée.
50	Facteur de réduction: $t > 25 \text{ mm}$ $k_s = (25/t)^{0,2}$		⑪ Joints transversaux, si les cordons d'angle fixant la liste de soudage se terminent sur les bords de la plaque sollicitée.
71	$t_1 > 25 \text{ mm}$ $k_s = (25/t_1)^{0,2}$		⑫ Joints transversaux. Epaisseurs de matériau différentes sans transition en biseau. Raccordement dans la soudure de pente $< 1/2$. Axes des tôles centrés.

Tableau 24: Détails de construction avec des éléments rapportés

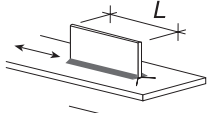
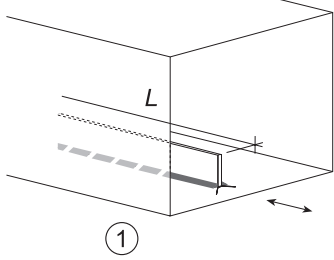
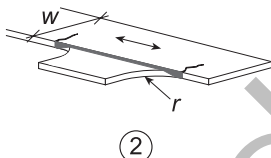
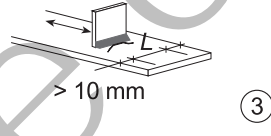
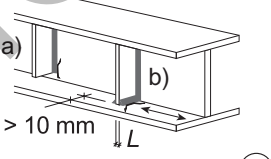
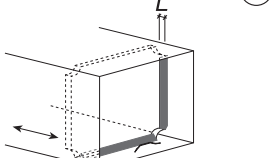
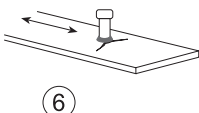
Catégorie de détails $\Delta\sigma_c$ N/mm ²	Conditions particulières	Détail de construction	Description
80	$L \leq 50 \text{ mm}$	 	<p>Soudures longitudinales</p> <p>① La catégorie de détails dépend uniquement de la longueur L de la soudure (épaisseur sans influence).</p>
71	$50 < L \leq 80 \text{ mm}$		
63	$80 < L \leq 100 \text{ mm}$		
56	$L > 100 \text{ mm}$		
90	$\frac{r}{w} \geq \frac{1}{3}$ ou $r > 150 \text{ mm}$		<p>② Goussets soudés sur le chant d'une tôle ou d'une aile de profilé:</p> <p>Dans le gouset, congé de raccordement graduel de rayon r réalisé par usinage ou oxy-coupage. Après soudage, meulage de la soudure parallèlement à la direction de la flèche.</p>
71	$\frac{1}{6} \leq \frac{r}{w} < \frac{1}{3}$		
50	$\frac{r}{w} < \frac{1}{6}$		
40	Sans congé de raccordement		
80	$L \leq 50 \text{ mm}$	  	<p>Soudures transversales</p> <p>Soudures soigneusement meulées.</p> <p>③ Gousset transversal soudé sur une tôle ou sur une aile.</p> <p>④ Profils laminés ou composés soudés avec des raidisseurs transversaux. Pour le cas a) l'étendue de contrainte doit être calculée avec la contrainte principale maximale si le raidisseur n'atteint pas la semelle.</p> <p>⑤ Diaphragme soudé dans les poutres à caisson. Non valable pour les profilés creux.</p> <p>Les valeurs sont également utilisables pour les raidisseurs circulaires.</p> <p>Pour la définition de L, voir le détail ① au tableau 25.</p>
71	$50 < L \leq 80 \text{ mm}$		
80			
80			<p>⑥ Influence des connecteurs de type goujons soudés sur le matériau de base; la vérification de la soudure elle-même se fera selon le détail ⑨ du tableau 25.</p>

Tableau 25: Assemblages soudés

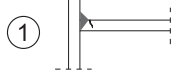
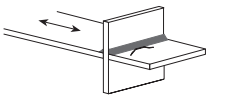
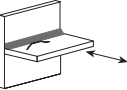
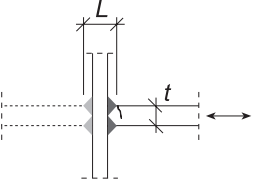
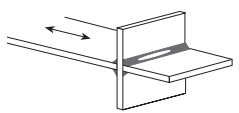
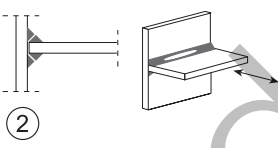
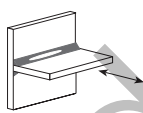
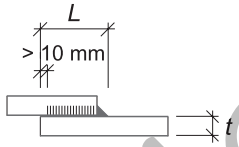
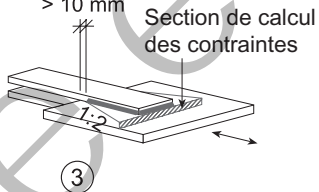

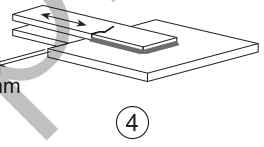
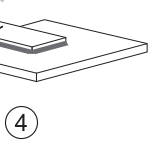
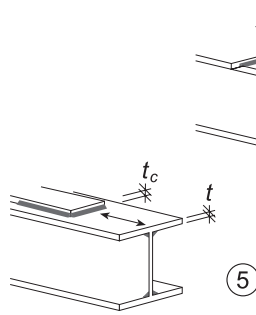
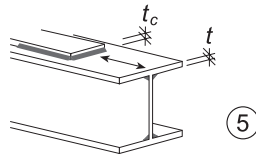
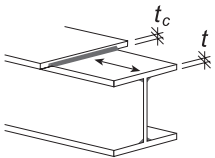
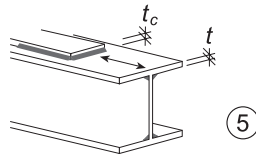
Catégorie de détails $\Delta\sigma_c$ N/mm ²	Conditions particulières		Détails de construction	Description
80	$L \leq 50$	Pour tout t	   	Assemblages cruciformes d'éléments porteurs ① Soudures complètement pénétrées.
71	$50 < L \leq 80$			
63	$80 < L \leq 100$			
56	$100 < L \leq 120$			
56	$L > 120$	$t \leq 20$		
50	$120 < L \leq 200$ $L > 200$	$t > 20$ $20 < t \leq 30$		
45	$120 < L \leq 200$ $L < 300$	$t > 30$ $30 < t \leq 50$		
40	$L < 300$	$t > 50$		
36	 			② Cordons d'angle. Deux vérifications sont exigées: – Fissuration à la racine, catégorie de détails 36, avec $\Delta\sigma_{E2}$ dans la section de la racine. – Fissuration au pied du cordon selon l'étendue de contrainte dans la tôle, catégorie de détails 71, avec $\Delta\sigma_{E2}$ dans le matériau de base (section transversale de la tôle).
Voir détail ①	 			Assemblages d'éléments porteurs avec recouvrement ③ Assemblages par couvre-joints soudés. Les contraintes dans le fer plat principal seront calculées d'après la surface indiquée sur le croquis. ④ Assemblages par couvre-joints soudés. Les contraintes seront calculées dans les couvre-joints.
45				Détails ③ et ④: – Les extrémités des soudures doivent être à plus de 10 mm du bord de la tôle. – La vérification des cordons de soudure se fera dans la direction de la force selon le cas ⑧.
50	t et $t_c \leq 20$	 		Semelles de renfort sur des profilés laminés ou des poutres composées ⑤ Extrémités soudées d'une ou de plusieurs semelles de renfort avec ou sans soudure frontale. Si la semelle de renfort est plus large que son support, une soudure frontale est nécessaire. Elle sera soigneusement meulée pour supprimer les défauts de soudage.
45	$t \leq 50$ et $t_c \leq 30$			
36	$t > 50$ ou $t_c > 30$			

Tableau 25: Assemblages soudés (suite)

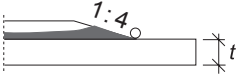
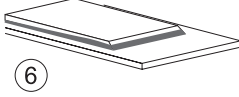
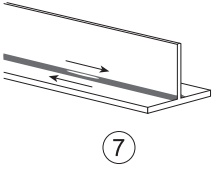
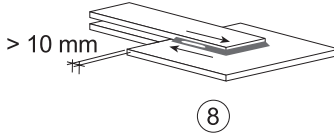
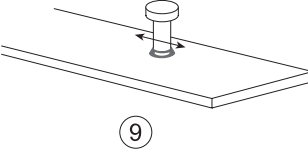
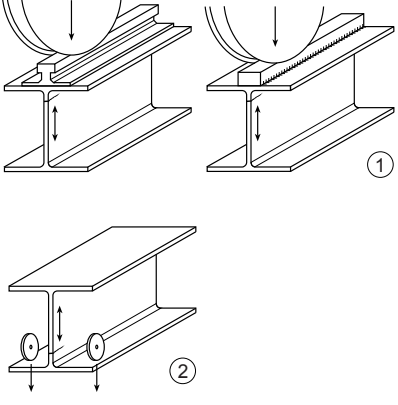
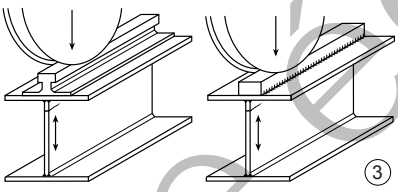
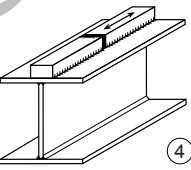
Catégorie de détails $\Delta\sigma_c$ N/mm ²	Conditions particulières	Détails de construction	Description
56			<p>⑥ Zone d'extrémité d'une semelle unique de renfort. Soudures meulées.</p> <p>Cas d'entailles ⑤ et ⑥: – Longueurs minimales des semelles de renfort: 200 mm</p>
$\Delta\tau_c$ 80			<p>Soudures sollicitées au cisaillement</p> <p>⑦ Soudures d'angle continues.</p> <p>⑧ Assemblages par couvre-joints soudés. Les extrémités des soudures doivent être à plus de 10 mm du bord de la tôle.</p>
$\Delta\tau_c$ 90			<p>Soudures de connecteurs de type goujons</p> <p>⑨ Les contraintes de cisaillement doivent être calculées dans la section nominale du goujon. La vérification doit être effectuée sur la base d'une courbe de résistance à la fatigue avec une pente $m = 8$, quelque soit le nombre N de cycles (voir le chiffre E.2.2). La vérification du matériau de base sera faite avec le détail ⑥ du tableau 24.</p>

Tableau 26: Détails de construction de voies de roulement de ponts roulants

Catégorie de détails $\Delta\sigma_c$ N/mm ²	Conditions particulières	Détails de construction	Description
125		① ②	<p>Jonction entre semelles et âme</p> <p>① Profilé laminé à section en double té avec rail posé sur la semelle supérieure. Etendue de contrainte normale dans la zone de l'âme sollicitée en compression verticale $\Delta\sigma_{z,Ed}$ sous la charge des galets. Pour le calcul des contraintes, la diffusion de la charge se fait selon le chiffre 5.8.2.3.</p> <p>② Profilé laminé à section en double té avec charge des galets sur la semelle inférieure. Etendue de contrainte normale dans la zone de l'âme sollicitée en traction verticale $\Delta\sigma_{z,Ed}$ sous la charge des galets. Pour le calcul des contraintes, la diffusion de la charge se fait selon la figure 24.</p>
71		③	<p>Jonction entre ailes et âme</p> <p>③ Poutre composée à section en double té à soudures complètement pénétrées des deux côtés, continues et exécutées par soudage automatique ou à la main. Etendue de contrainte normale dans la zone de l'âme sollicitée en compression verticale $\Delta\sigma_{z,Ed}$ sous la charge des galets. Pour le calcul des contraintes, la diffusion de la charge se fait selon le chiffre 5.8.2.3.</p> <p>Pour les catégories de détails ① à ③, deux vérifications indépendantes sont nécessaires:</p> <ul style="list-style-type: none"> – selon les contraintes dues à la charge du galet (catégories de détails selon ce tableau); – selon les contraintes dues à la flexion d'ensemble de la poutre, suivant les catégories de détails selon les tableaux 21 à 25.
71		④	<p>Jonction des rails</p> <p>④ Soudure continue complètement pénétrée exécutée par soudage à la main, d'un seul côté, uniquement si pleine pénétration contrôlée par des méthodes non destructives adéquates et meulée parallèlement au bord supérieur du rail ultérieurement. Etendue de contrainte normale dans la zone du rail sollicitée en flexion d'ensemble de la poutre $\Delta\sigma$.</p>

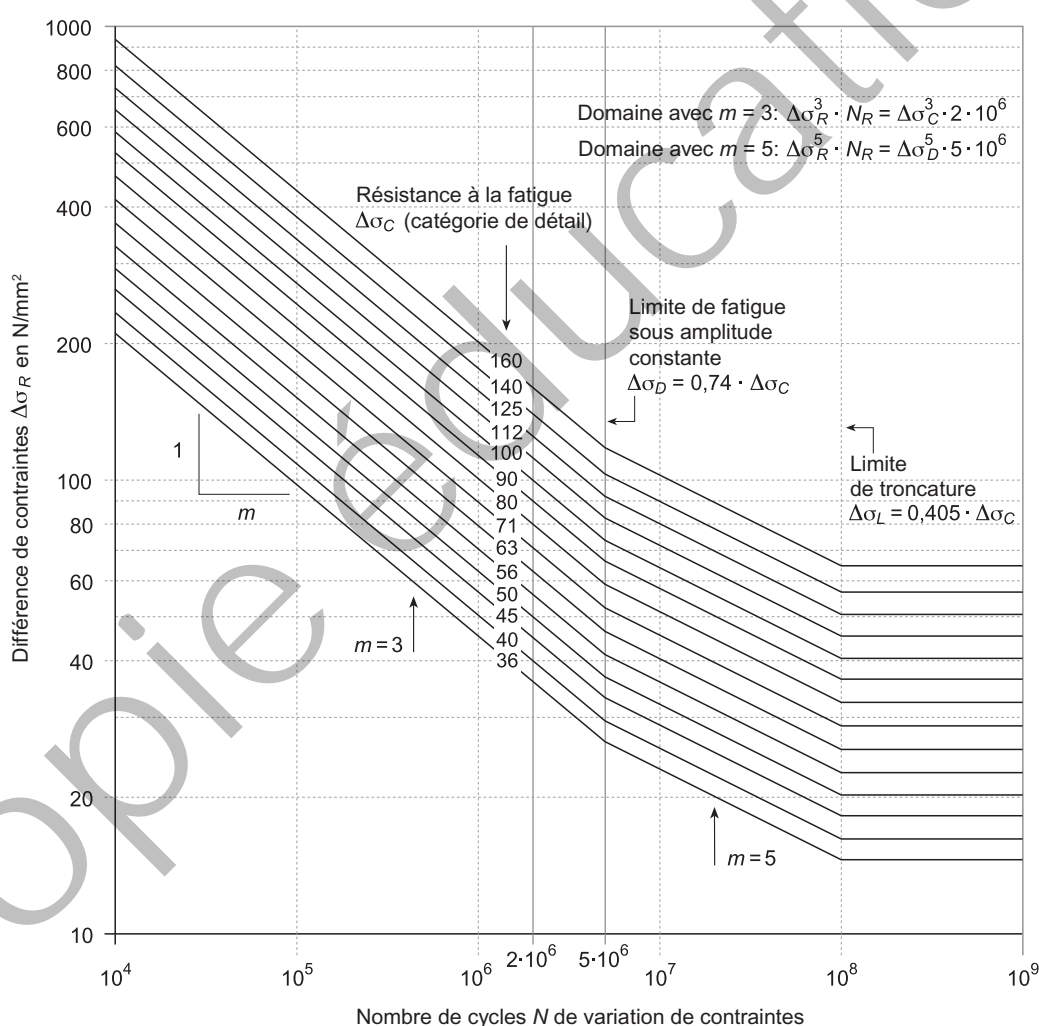
E.2 Définition des courbes de résistance à la fatigue normalisées

E.2.1 Pour vérifier la sécurité à la fatigue avec la méthode simplifiée selon chiffre 4.7.4.8, les courbes de résistance à la fatigue ne sont pas nécessaires. Toutefois, elles montrent la relation directe entre le nombre de cycles de variation de contraintes et la résistance et permettent la vérification selon d'autres critères non présentés ici.

E.2.2 Les courbes de résistance à la fatigue sont parallèles et équidistantes lorsqu'elles sont représentées selon une double échelle logarithmique. L'emplacement de chacune de ces courbes est caractérisé par la résistance à la fatigue $\Delta\sigma_C$ à $2 \cdot 10^6$ cycles. Ces mêmes valeurs $\Delta\sigma_C$ déterminent les catégories de détails de construction classés dans les tableaux 21 à 26. Si, pendant la durée d'utilisation, toutes les différences de contraintes sont inférieures à la valeur de calcul de la limite de fatigue sous amplitude constante $\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}$, le détail de construction ne sera pas endommagé par des sollicitations répétées.

Les différences de contraintes inférieures à la limite de troncature $\Delta\sigma_L$ peuvent être négligées.

Figure 48: Résistance à la fatigue selon la catégorie de détails



ANNEXE F (normatif)

VOILEMENT PAR CISAILLEMENT AVEC RAIDISSEURS SPÉCIAUX AUX EXTRÉMITÉS

F.1 Résistance à l'effort tranchant des panneaux de l'âme

F.1.1 La valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant V_{Rd} d'un panneau d'âme s'élève à:

$$V_{Rd} = A_w \frac{\tau_R}{\gamma_{M1}} \quad (101)$$

τ_R contrainte limite de cisaillement.

La sécurité structurale doit être vérifiée pour l'effort tranchant maximal $V_{Ed,max}$ pour chaque panneau de l'âme.

F.1.2 La contrainte limite de cisaillement τ_R dépend des dimensions du panneau de l'âme et de la rigidité de ses éléments de bord. Elle doit être déterminée par une méthode scientifiquement fondée et vérifiée par des essais.

F.1.3 Si les extrémités de la poutre et les raidisseurs transversaux ne répondent pas aux exigences du chiffre F.2, la valeur de calcul de la résistance au cisaillement V_{Rd} doit être déterminée selon le chiffre 4.5.4.1.

F.1.4 Si les extrémités de la poutre et les raidisseurs transversaux sont dimensionnés conformément au chiffre F.2, la contrainte limite de cisaillement τ_R , tenant compte de l'effet des bielle de traction, peut être calculée comme suit:

$$\tau_R = \tau_{cr} + \tau_t = \tau_{cr} + \frac{\sqrt{3} (\tau_y - \tau_{cr})}{2\sqrt{1 + \alpha^2}} \quad \text{pour } \tau_{cr} \leq \tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad (102)$$

$$\tau_R = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad \text{pour } \tau_{cr} > \tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad (103)$$

avec

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12 (1 - \nu^2)} \frac{k}{\beta^2} = 0,9 E \frac{k}{\beta^2} \quad \text{pour } \tau_{cr} \leq 0,8 \tau_y \quad (104)$$

$$\tau_{cr} = \sqrt{0,8 \tau_y \frac{\pi^2 E}{12 (1 - \nu^2)} \frac{k}{\beta^2}} = \frac{0,85}{\beta} \sqrt{\tau_y E k} \quad \text{pour } \tau_{cr} > 0,8 \tau_y \quad (105)$$

$$k = 4,0 + 5,34/\alpha^2 \quad \text{si } \alpha \leq 1$$

$$k = 5,34 + 4,0/\alpha^2 \quad \text{si } \alpha > 1$$

$$\alpha = a/(h - t_f)$$

rapport entre la longueur du panneau de l'âme et la valeur de calcul de la hauteur de l'âme $h - t_f$; pour des raidisseurs transversaux très éloignés et, surtout, pour des poutres sans raidisseurs transversaux, c'est-à-dire si $\alpha > 3$, on peut prendre $\alpha = 3$ dans les formules ci-dessus.

$$\beta = (h - t_f)/t_w$$

élancement de l'âme (rapport entre la hauteur de calcul de l'âme $h - t_f$ et l'épaisseur de l'âme t_w)

E, ν

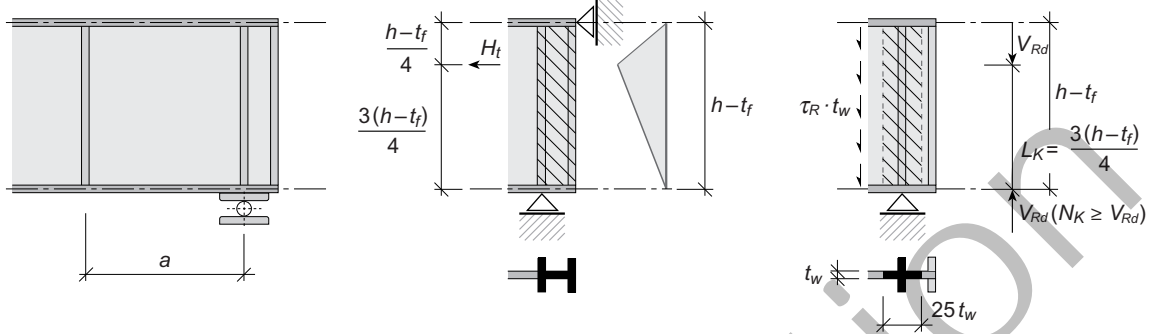
voir le chiffre 3.2.2.

F.2 Extrémités des poutres et raidisseurs transversaux

F.2.1 Normalement, les panneaux d'extrémités d'une poutre seront dimensionnés de telle manière que la résistance au cisaillement selon le chiffre 4.5.4.1 soit suffisante. Toutefois, si la résistance au cisaillement τ_R est déterminée selon le chiffre F.1.4, alors l'extrémité de la poutre sera munie d'un montant d'extrémité selon la figure 49.

Dans tous les cas, ce montant d'extrémité doit avoir une résistance au flambage $N_{K,Rd} \geq V_{Rd} = \tau_R (h-t_f) t_w / \gamma_{M1}$ selon le chiffre 4.5.1, et la liaison entre les raidisseurs et l'âme de la poutre doit pouvoir transmettre un effort égal au moins à V_{Rd} .

Figure 49: Dimensionnement de l'extrémité d'une poutre en utilisant la résistance à l'effort tranchant selon le chiffre F.1.4



$$H_t = (h-t_f) t_w \left(\tau_R - 0,9 \sqrt{\tau_{cr} \tau_y} \right) \sqrt{1 + \alpha^2} \quad \text{avec } \tau_R, \tau_{cr} \text{ et } \tau_y \text{ selon le chiffre F.1.4}$$

Valeur de calcul de la résistance à la flexion du montant d'extrémité: $M_{Rd} \geq \frac{3}{16} (h-t_f) H_t / \gamma_{M1}$

Vérification de la stabilité selon le chiffre 4.5.1

F.2.2

Si la résistance à l'effort tranchant est déterminée selon le chiffre F.1.4, les raidisseurs transversaux doivent remplir les conditions suivantes:

- Les élancements limites de la classe de section 3 doivent être respectés.
- L'aire de la section (section nette des raidisseurs sans l'âme) ne doit pas être inférieure à

$$A_{st} = (h-t_f) t_w \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \right) \frac{\alpha}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \right) \eta_1 \eta_2 \eta_3 \quad (106)$$

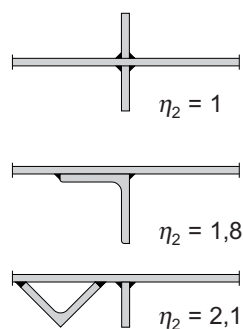
η_1 rapport entre la limite d'élasticité de l'âme f_{yw} et celle des raidisseurs transversaux f_{yq} :
 $\eta_1 = f_{yw} / f_{yq}$

η_2 prend en compte la ligne d'action excentrée de l'effort dans le montant dans le cas de raidisseurs transversaux asymétriques (sur un seul côté), valeurs selon la figure 50

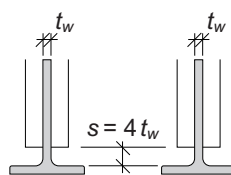
η_3 permet la réduction de la section du raidisseur si la contrainte limite de cisaillement τ_R selon le chiffre F.1.4 n'est pas entièrement exploitée: $\eta_3 = \tau_d / (\tau_R / \gamma_{M1})$.

- En aucun cas, le moment d'inertie d'un raidisseur transversal par rapport à un axe situé dans le plan de l'âme ne peut être inférieur à $[(h-t_f)/50]^4$.
- Les raidisseurs transversaux doivent être liés à l'âme sur toute leur longueur. Cependant, cette liaison doit déjà disposer de la résistance ultime $f_{yq} A_{st} / \eta_2$ dans ses tiers supérieur et inférieur.
- Les raidisseurs transversaux doivent être attachés à la semelle comprimée. Une distance s par rapport à la semelle tendue peut être prévue selon la figure 50 si aucune charge extérieure n'agit perpendiculairement au plan de l'âme. Cette charge pourrait produire une rotation ou un déplacement de la semelle tendue par rapport à l'âme raidie. Autrement, et pour des constructions sollicitées par des actions cycliques, les raidisseurs transversaux doivent aussi être attachés à la semelle tendue.

Figure 50: Effet de l'excentricité des raidisseurs transversaux



Coefficient d'excentricité η_2



Extrémité du raidisseur transversal du côté de la semelle tendue

Abréviations des organisations représentées dans la Commission SIA 263

CFF	Chemins de fer fédéraux suisses
EPFL	École Polytechnique Fédérale de Lausanne
ETHZ	Eidgenössische Technische Hochschule Zurich
HES CH	Haute École Spécialisée
SZS	Centre suisse de la construction métallique

Commission SIA 263 «Construction en acier»

Président	Hans Tschamper, dr ing. dipl. EPF/SIA, Zurich	Bureau d'études
Membres	Pierre Bays, ing. dipl. EPF/SIA, Lausanne	Bureau d'études
	Prof. Nicolas Boissonnade, dr ing. dipl. UBP Clermont-Ferrand, Fribourg	HES CH
	Alexandre Fauchère, ing. dipl. EPF/SIA, Zurich	Bureau d'études
	André Flückiger, ing. dipl. EPF/SIA, Yverdon	HES CH/SZS
	Prof. Mario Fontana, dr ing. dipl. EPF/SIA, Zurich	ETHZ
	Prof. Christoph Gemperle, ing. dipl. EPF/SIA, Wil	Bureau d'études/SZS
	Daniel Holenweg, dipl. ing. ETS/SIA, Lucerne	Entreprise
	Urs Kern, ing. dipl. EPF/SIA, Frauenfeld	Entreprise
	Prof. Alain Nussbaumer, dr ing. dipl. EPF/SIA, Lausanne	EPFL
	Jean-Jacques Reber, ing. dipl. EPF/SIA, Lausanne	CFF
	Prof. Werner Rinderknecht, ing. dipl. EPF/SIA, Lucerne	HES CH
	Ann Schumacher, dr MSc Bau-Ing. University of Alberta, Greifensee	Bureau d'études
	Diego Somaini, dr MSc Bau-Ing. EPF/SIA, Wolfwil	Bureau d'études
	Michel Thomann, dr ing. dipl. EPF/SIA, Aigle	Entreprise
Procès-verbal	Jürg Fischer, ing. dipl. ETS, Zurich	SIA

Adoption et validité

La Commission centrale des normes de la SIA a adopté la présente norme SIA 263 dans sa séance du 20 novembre 2012.

Elle est valable à partir du 1^{er} janvier 2013.

Elle remplace la norme SIA 263 *Construction en acier*, édition 2003.

Copyright © 2013 by SIA Zurich

Tous les droits de reproduction, même partielle, de copie, intégrale ou partielle (photocopie, microcopie, CD-ROM, etc.), d'enregistrement sur ordinateur et de traduction sont réservés.