



Université Ahmed DRAIA – Adrar

Faculté des sciences et de la technologie

Département de Génie Civil

جامعة أحمد دراية - أدرار

كلية العلوم والتكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية

Polycopie du module : Charpente Métallique

steel structure

3^{me} Année Génie Civil, Semestre 5

Dr. BASSOUD Abdelkader

Charpente Métallique © 2024 BASSOUD Abdelkader
UNIVERSITÉ AHMED DRAÏA ADRAR
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Charpente Métallique est une polycopie élaborée par Dr.Bassoud Abdelkader, spécifiquement destinée aux étudiants de troisième année de licence en génie civil (3LGC – 5e semestre). Validée par le Conseil Scientifique du Département de Génie Civil en 03 Novembre 2024, elle vise à offrir un support de cours complet et rigoureux, parfaitement adapté aux besoins du semestre.

Conformément au programme officiel du module Charpente Métallique (UEF 3.1.1), ce document est structuré en deux parties principales. La première partie, composée de cinq chapitres, aborde les aspects théoriques et pratiques fondamentaux de la charpente métallique. Chaque chapitre est enrichi d'exercices d'application pour renforcer la compréhension et favoriser une assimilation pratique des concepts clés. La seconde partie rassemble les références académiques et techniques utilisées pour l'élaboration du document, ainsi que huit annexes didactiques offrant des compléments essentiels à l'apprentissage.

Conçu comme un outil pédagogique complet, ce polycopié fournit aux étudiants une base solide pour maîtriser les concepts et techniques incontournables de la charpente métallique. Il constitue un support structuré et accessible, idéal pour appréhender les savoirs théoriques tout en développant les compétences pratiques nécessaires à leur formation en génie civil.

Contents

I	1ère PARTIE	
1	Généralité	11
1.1	Acier dans la construction	11
1.1.1	Aperçu Historique	12
1.1.2	Les avantages et inconvénients	15
1.2	Matériaux acier	15
1.3	Les produits en acier	17
1.3.1	Production des tôles et des profilés	17
1.4	Les principaux produits laminés	18
1.4.1	Les cornières	18
1.4.2	Les poutrelles	18
1.4.3	Les tôles métalliques , <i>Produits plats</i> :	19
1.5	Propriétés mécanique de l'acier	20
1.5.1	Essai de traction	20
1.6	Caractéristiques mécaniques des aciers de construction	21
1.7	Nuance d'acier	21
1.8	Convention d'axe	22
2	Notions de base et de sécurité	23
2.1	Règlementation	23
2.2	Règlementation (CCM97 et Eurocode3)	23
2.3	Notions de sécurité	24

2.4	Notion d'état limite	25
2.4.1	limite ultimes	25
2.4.2	États limites de services	25
2.5	Les actions	25
2.5.1	les actions permanentes G	26
2.5.2	les actions variables Q	26
2.5.3	les actions accidentelles A	26
2.6	Valeurs caractéristiques des actions	26
2.6.1	Actions permanentes (<i>Permanent actions</i>) G	26
2.6.2	Charge d'exploitation (<i>Imposed loads on buildings</i>) Q	27
2.6.3	Action de la Neige S	27
2.6.4	Action du vent W	28
2.6.5	Variations de température T	28
2.6.6	Actions accidentelles A	29
2.6.7	Actions sismiques A	29
2.7	Démarches techniques dans le calcul en CM	30
2.8	Sollicitations et Combinaisons d'actions (EC3 et CCM97).	31
2.8.1	Combinaison à l'état limite ultime ELU	31
2.8.2	Combinaison à l'état limite de service ELS	31
2.8.3	Coefficients partiels de sécurité γ :	31
2.8.4	Coefficients p de sécurité ψ :	32
2.9	Principe de vérification de la sécurité	32
2.10	Classification des sections transversales (EC3)	33
2.10.1	Notion de classification des sections	33
2.10.2	Classe des sections	34
3	Assemblage	37
3.1	Généralités sur les liaisons	37
3.2	Mode d'assemblage	38
3.2.1	Les encastremements	38
3.2.2	Les articulations	39
3.2.3	Les appuis simples	40
3.3	Différents procédés d'assemblages :	41
3.3.1	Rivets	41
3.3.2	Boulon ordinaires (B.O)	42
3.3.3	Boulons précontraints (Boulon a Haute Résistance)	45
3.3.4	Résistance à la pression diamétrale	49
3.3.5	Dispositions constructives	50
3.3.6	soudure	52
3.3.7	Terminologie de la soudure	53
3.3.8	Différents types de soudure	53
3.4	Vérification des soudures	54
3.4.1	Cordons reliant des pièces orthogonales	54
3.4.2	Cordons reliant des pièces obliques	55
3.4.3	Cordons frontaux	55
3.4.4	Cordons latéraux	56

4	Calcul des pièces sollicitées en traction simple	57
4.1	Utilisation des pièces tendues	57
4.2	Comportement des pièces tendues	58
4.3	CALCUL DES PIÈCES TENDUES	59
4.3.1	Aire de la section brute « A »	59
4.3.2	Calcul de l'aire de la section nette	60
4.4	Vérification des pièces tendues à l'ELU	61
4.5	Prise en compte des effets des excentricités d'assemblage dans le calcul des pièces tendues	61
4.5.1	Cornières attachées par des boulons	62
4.5.2	Cornières attachées par des soudures	62
5	Calcul des pièces fléchies	65
5.1	introduction	65
5.2	Utilisation des pièces fléchies	65
5.2.1	Profilés laminés	65
5.2.2	Poutre à treillis	66
5.2.3	Poutre composées à âme pleine	66
5.2.4	Poutre Ajourée	66
5.3	ANALYSE DES PIÈCES FLÉCHIES	67
5.3.1	Calcul élastique de la résistance vis-à-vis des moments de flexion	67
5.4	Introduction sur le calcul plastique des sections	68
5.4.1	Calcul plastique de la résistance vis-à-vis des moments de flexion	70
5.4.2	Surface nette en flexion	70
5.5	Résistance vis-à-vis de l'effort tranchant	70
5.6	Vérifications des pièces fléchies à l'ELU (moments de flexion, efforts tranchants, efforts combinés)	71
5.7	Vérifications des pièces fléchies à l'ELS (Calcul des flèches)	73
5.7.1	Déformations des éléments fléchis	73
5.8	Vibrations	74
5.9	Résistance au feu	75
5.10	Durabilité	75

II

2ème Partie

	Bibliography	81
	Books	82
	Articles	82
	Index	83
5.11	ANNEXE 1: Unités & Site web	83
5.11.1	Site web et logiciel	83

5.12	ANNEXE 02: Formulaire (RDM) des poutres droites isostatiques et hyperstatiques : réactions d'appuis, effort tranchant, moment fléchissant, flèches.	84
5.13	ANNEXE 03: IPE	86
5.14	ANNEXE 04: IPN	90
5.15	ANNEXE 05: HEA	91
5.16	ANNEXE 06: Cornières	93
5.17	ANNEXE 07: UAP	96
5.18	ANNEXE 08: UPN	96

Nomenclature Symboles et unités

b	largeur
d	profondeur
h, H	Hauteur
t	épaisseur
L ,l	longueur
A	section
I	Moment d'inertie
S	Moment statique
W	Module de flexion
M	Moment fléchissant
MT	Moment de torsion
N	Effort axial
V	Effort tranchant
σ	Contrainte normale
τ	Contrainte tangentielle
G	module d'élasticité transversal
E	module de Young de élasticité
ν	Coefficient de Poisson
α	Coefficient de dilatation thermique
ρ	Masse volumique
<i>DTR</i>	Document Technique Réglementaire
<i>DTU</i>	Document technique unifié
c_{pe}	coefficients de pression externe
c_{pi}	coefficients de pression interne
ELU	état limite ultime
ELS	état limite de service
Q	charge
r	rayon
ser	Service
net	Nette
f_y	limite d'élasticité
M_{pl}	moment de flexion plastique
M_{el}	moment de flexion élastique
W_{el}	module de flexion élastique
W_{pl}	module de flexion plastique
γ	coefficients partiels de sécurité
ψ	Coefficients p de sécurité
f_{yb}	limite d'élasticité nominale
f_{ub}	résistance à la rupture nominale
F_{pCd}	force de précontrainte
μ	coefficient de frottement
K_s	coefficient de forme des trous
V_{sd}	effort de cisaillement

Grandeur à mesurer	Unités parties	Unités théoriques	Équivalence
Longueur	mm	m	$1\text{mm}=10^{-3}\text{m}$
Sections	mm^2	m^2	$1\text{mm}^2 = 10^{-6}\text{m}^2$
Efforts	daN	N	1daN=10N
	kN	N	$1\text{kN} = 10^3\text{N}$
Moments fléchissant	daN.m	N.m	1daNm=10Nm
	kN.m	N.m	$1\text{kNm} = 10^3\text{Nm}$
Moments statiques	Cm^3	m^3	$\text{Cm}^3 = 10^{-6}\text{m}^3$
Moments d'inertie	Cm^4	m^4	$\text{Cm}^4 = 10^{-8}\text{m}^4$
Contraintes	daN/mm^2	$\text{N}/\text{m}^2 = \text{Pa}$	$1\text{daN}/\text{mm}^2 = 10^7\text{Pa}$
	N/mm^2	$\text{N}/\text{m}^2 = \text{Pa}$	$1\text{N}/\text{mm}^2 = 1\text{MN}/\text{m}^2 = 1\text{MPa}$
surcharge	daN/m^2	$\text{N}/\text{m}^2 = \text{Pa}$	$1\text{daN}/\text{m}^2 = 10\text{Pa}$
	kN/m^2	$\text{N}/\text{m}^2 = \text{Pa}$	$1\text{kN}/\text{m}^2 = 10^3\text{Pa}$
Pa: pascal daN: déca newton KN: kilo newton Kgf: kilogramme force Tf ::tonne force			$1\text{daN} = 1\text{Kgf} = 10\text{N}$ $1\text{KN} = 10^3\text{N} = 10^2\text{daN}$ $1\text{tf} = 10^4\text{N} = 10\text{KN}$

1ère PARTIE

1	Généralité	11
1.1	Acier dans la construction	
1.2	Matériaux acier	
1.3	Les produits en acier	
1.4	Les principaux produits laminés	
1.5	Propriétés mécaniques de l'acier	
1.6	Caractéristiques mécaniques des aciers de construction	
1.7	Nuance d'acier	
1.8	Convention d'axe	
2	Notions de base et de sécurité	23
2.1	Règlementation	
2.2	Règlementation (CCM97 et Eurocode3)	
2.3	Notions de sécurité	
2.4	Notion d'état limite	
2.5	Les actions	
2.6	Valeurs caractéristiques des actions	
2.7	Démarches techniques dans le calcul en CM	
2.8	Sollicitations et Combinaisons d'actions (EC3 et CCM97).	
2.9	Principe de vérification de la sécurité	
2.10	Classification des sections transversales (EC3)	
3	Assemblage	37
3.1	Généralités sur les liaisons	
3.2	Mode d'assemblage	
3.3	Différents procédés d'assemblages :	
3.4	Vérification des soudures	
4	Calcul des pièces sollicitées en traction simple	57
4.1	Utilisation des pièces tendues	
4.2	Comportement des pièces tendues	
4.3	CALCUL DES PIÈCES TENDUES	
4.4	Vérification des pièces tendues à l'ELU	
4.5	Prise en compte des effets des excentricités d'assemblage dans le calcul des pièces tendues	
5	Calcul des pièces fléchies	65
5.1	introduction	
5.2	Utilisation des pièces fléchies	
5.3	ANALYSE DES PIÈCES FLÉCHIES	
5.4	Introduction sur le calcul plastique des sections	
5.5	Résistance vis-à-vis de l'effort tranchant	
5.6	Vérifications des pièces fléchies à l'ELU (moments de flexion, efforts tranchants, efforts combinés)	
5.7	Vérifications des pièces fléchies à l'ELS (Calcul des flèches)	
5.8	Vibrations	
5.9	Résistance au feu	
5.10	Durabilité	



1. Généralité

1.1 Acier dans la construction

La construction en acier était et est toujours la solution standard pour certaines applications comme les bâtiments industriels. L'acier trouve également sa place dans des projets non industriels, comme les résidentiels et les immeubles de bureaux, un marché où prédomine le béton armé. Cela est principalement dû à une réduction globale des coûts des solutions en acier, en raison des éléments suivants :

- l'application de la construction accélérée, qui ont permis de réduire le temps de construction.
- La possibilité de fournir des portées libres de l'ordre de 10 à 18 m, répondant ainsi aux exigences d'une flexibilité maximale.
- Une diversité de traitements architecturaux et la fourniture de solutions structurelles pour les formes libres.
- Des prix plus bas pour les matériaux de base et l'utilisation d'acier à haute résistance.

Cependant, l'application des structures en acier ne se limite pas aux bâtiments ou aux ponts. En fait, l'acier possède le plus grand nombre d'applications par rapport à tous les autres matériaux de construction.

D'autres domaines d'application, parfois sans concurrence avec d'autres matériaux, sont les suivants :

- Tours et mâts en treillis, haubanés ou non, pour la communication ou transmission électrique.
- Silos et réservoirs.
- Cheminées.
- Tours pour centrales éoliennes.
- Grues et poutres porteuses de grues.
- Échafaudages.
- Structures offshore.
- Écluses et vannes.

1.1.1 Aperçu Historique

Le fer est présent partout sous forme d'oxyde. Il s'agit sans aucun doute du métal le plus robuste, le plus fréquent et le plus abondant dans la nature par rapport aux autres métaux.

Les premières civilisations ont exploité le fer pour sa fabrication, sa Création et sa soudure. L'homme l'a exploité dans divers secteurs (guerre, agriculture) et dans l'ensemble des les domaines industrielles (mécanique, aéronautique, navale marine...), sans oublier la construction civile et industrielle.

Début du 19e siècle - Révolution Industrielle

- L'utilisation du fer dans la construction commence à se répandre.
- Le pont *Iron bridge* en Angleterre (1779), bien qu'en fonte, marque le début de l'ère métallique dans la construction.
- Les gares ferroviaires comme la gare de l'Est à Paris (1849) utilisent largement le fer forgé et la fonte.



Figure 1.1: *a. Iron bridge (1779), b. Les gares ferroviaires (1849)*

Milieu du 19e siècle

- Introduction de l'acier dans la construction.
- Le *Crystal Palace* à Londres (1851), conçu par *Joseph Paxton*, utilise 3 300 colonnes en fonte, 2 224 poutres, et 293 655 panneaux de verre.
- Les premiers ponts en acier apparaissent, comme le *Eads Bridge* (1874) à St. Louis, USA.

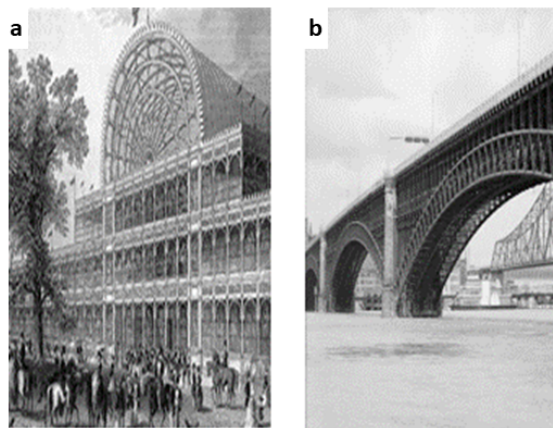


Figure 1.2: *a. Crystal Palace (1851), b. Eads Bridge (1874)*

Fin du 19e siècle - Début de l'ère des gratte-ciel

- L'acier devient le matériau de choix pour les structures de grande hauteur.

- L'École de Chicago, avec des architectes comme *Louis Sullivan*, Développe du principe de structure en acier destinée aux bâtiments de grande hauteur.
- Le *Home Insurance Building* à Chicago (1885) est considéré comme le premier gratte-ciel avec une ossature en acier.
- La *Tour Eiffel* à Paris (1889), construite en fer à flaque, devient un symbole de l'ingénierie métallique.

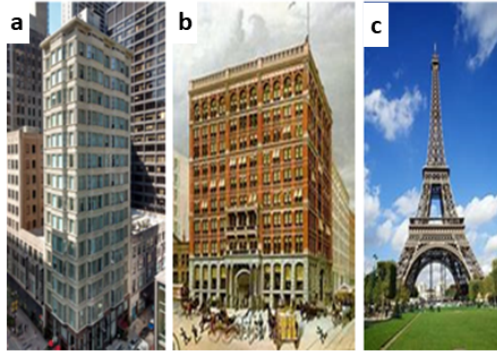


Figure 1.3: **a.**École de Chicago, **b.**Home Insurance Building (1889), **C.**Tour Eiffel (1889)

Début du 20e siècle - L'âge d'or de l'acier

- Émergence des gratte-ciel en acier.
- Le *Flatiron Building* à New York (1902) utilise une structure en acier pour sa forme triangulaire unique.
- L'*Empire State Building* (1931) à New York, 381 mètres hauteur, utilise 57 000 tonnes d'acier.
- Le *Golden Gate Bridge*, inauguré en 1937 à San Francisco, contient de l'acier tant pour ses câbles de suspension que pour sa structure



Figure 1.4: **a.**Flatiron Building(1902), **b.**Empire State Building(1930), **C.**Golden Gate Bridge (1937)

Milieu du 20e siècle - Modernisme

- Innovations dans les techniques de construction en acier.
- Le *Seagram Building*, conçu par *Mies van der Rohe* et achevé en 1958 à New York, met en valeur sa structure en acier et s'impose comme un modèle emblématique du style international.



Figure 1.5: *Seagram Building (1958)*

Fin du 20e siècle - Structures complexes

- Utilisation de l'acier pour des structures audacieuses et expressives.
- En 1973, le *World Trade Center* a été construit à New York, comprenant les tours jumelles, deux bâtiments de 110 étages atteignant une hauteur de 410 mètres. Les tours jumelles du World Trade Center ont été détruites le 11 septembre 2001.
- 1974 : En 1974, la *SEAR Tower* à Chicago, un édifice de 100 étages atteignant une hauteur de 442 mètres, a été achevée.
- Le Centre *Georges Pompidou* à Paris (1977), conçu par *Renzo Piano* et *Richard Rogers*, met en avant sa structure en acier et ses systèmes mécaniques.
- 1981 : c'était la réalisation d'un pont suspendu de 1410 m de portée *Humber Bridge* en (G.B)
- 1998 : la réalisation d'un pont suspendu de 1990 m de portée en (japon) Pont du *détroit d'Akashi*

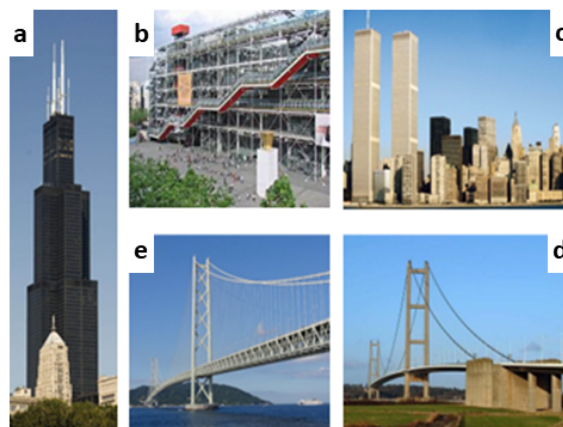


Figure 1.6: *a. Sear Tower (1974), b. Georges Pompidou center, C. World Trade Ccenter d. Humber Bridge, e. Pont de détroit d' Akashi*

21e siècle - Innovations contemporaines

- Acier haute performance et designs innovants.

- The *Gherkin* à Londres (2003) utilise une structure grille en acier.
- Le *Burj Khalifa* à Dubaï (2010), le plus haut bâtiment du monde, utilise un système de tube groupé "bundled tube" en béton armé et acier.
- Le *Shanghai Tower* (2015) en Chine utilise une structure en acier innovante pour résister aux vents forts.



Figure 1.7: *a. Gherkin (2003), b. Burj Khalifa (2010), c. Shanghai Tower (2015)*

1.1.2 Les avantages et inconvénients

Les constructions métalliques ont beaucoup d'avantages et certains inconvénients par rapport à d'autres types de construction en béton armé ou précontraint.

Les Avantages

- Industrialisation totale.
- Transformation.
- Possibilité architecturales importantes.
- Récupération.
- Déplacement.
- Utilisation des différentes nuances d'acier.
- Légèreté.
- Caractère élasto-plastique de l'acier.

es Inconvénients

- Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique.
- Mauvaise teneur au feu (incendie).
- Corrosion.
- Nécessité d'un entretien régulier.

R Afin de diminuer certains inconvénients de l'acier, il est utile de prendre quelques précautions telles que :

- Éviter les parties creuses ou la condensation des eaux
- Éviter les angles vifs

1.2 Matériaux acier

Production de l'acier

L'acier représente le matériau prédominant dans les ouvrages de construction métallique. Il s'agit d'un matériau métallurgique issu de la transformation du minerai de fer. La fonte est produite par

la transformation du minerai de fer en la chauffant avec du coke dans un haut fourneau. Suite à cette processus, le métal obtenu est le suivant :

- Il demeure du fer une fois que tout le carbone a été éliminé;
- L'acier est dit doux lorsque sa teneur en carbone est inférieure à 0,1%.
- L'acier est qualifié de dur lorsque sa teneur en carbone se situe entre 0,5% et 1,0%.

L'acier est généralement obtenu par une opération en 2 phases :

- 1^{ère} phase : L'introduction et la fusion du fer, du coke et de la castine dans un haut fourneau permettent d'obtenir de la fonte, un matériau contenant plus de 1,7 % de carbone.
- 2^{ème} phase : La fonte liquide est convertie en acier à une température d'environ 1500°C, en utilisant la technique de l'insufflation d'oxygène. Cette opération est réalisée dans un convertisseur dans le but de décarburer la fonte. L'acier obtenu présente désormais un faible taux de carbone.

Il existe deux procédés pour l'élaboration de l'acier :

- Procédé « **BESMER** » on obtient un acier de qualité courante.
- Procédé « **MARTIN** » il utilise un four électrique, on obtient un acier de qualité meilleure.

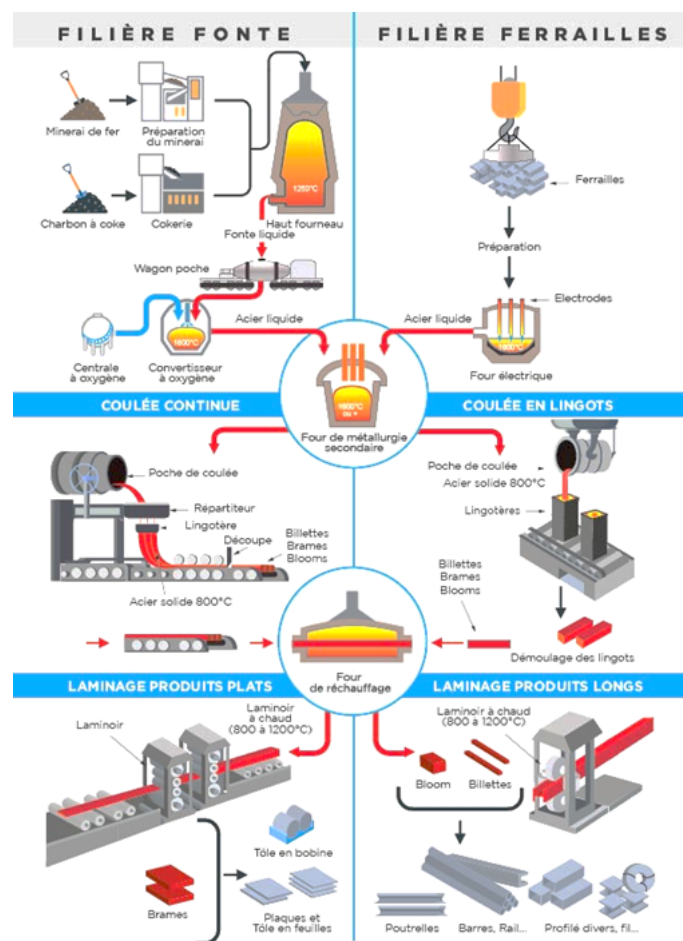


Figure 1.8: Schéma de production de l'acier

A la fin de l'élaboration de l'acier, celui-ci est coulé en, soit :

- **Moulage en lingots** : L'acier est versé et refroidi dans des moules en fonte, connus sous le nom de lingotières. Une fois la solidification achevée, les lingots sont retirés du moule. Suite à une opération de recuit à une température de 1200°C, les matériaux sont ensuite soumis à

un laminage dans un laminoir de grande taille afin d'être transformés en brames, qui sont des ébauches destinées à la production ultérieure de produits plats (slabbing) pour la fabrication de produits longs (blooming).

- **Moulage en continu** : Le métal en fusion est versé dans un moule en cuivre de forme carrée, rectangulaire ou ronde, en fonction du produit semi-fini à fabriquer. Le métal commence à développer une croûte solide à l'intérieur de la lingotière qui est refroidie rapidement à l'eau. Les demi-produits sont préalablement chauffés dans des fours avant de procéder à l'étape ultérieure, à savoir le laminage. Cette méthode permet d'obtenir des demi-produits directement, sans avoir recours à l'étape de coulée en lingots appelée "blooming-slabbing".

R La teneur en carbone, fondamentale pour les propriétés mécaniques, est déterminante pour les applications de l'acier.

R De nombreux aciers spéciaux sont produits en ajoutant à des aciers de base différents éléments tels que :

- Les aciers inoxydables sont des alliages qui se composent principalement de chrome (18%), fer (73%), de nickel (8%) et de carbone (1%).
- Le chrome, le nickel, le tungstène, le silicium... etc.

	Matériaux	Teneur en carbone	Utilisation
Aciers	- aciers doux	0,05 % < C < 0,3 %	charpente, boulons rails, pièces forgées outils outils, poinçons pièces spéciales
	- aciers mi-durs	0,3 % < C < 0,6 %	
	- acier durs	0,6 % < C < 0,75 %	
	- aciers extra-durs	0,75 % < C < 1,20 %	
	- aciers sauvages	1,20 % < C < 1,70 %	
Fontes	- fontes hypo-eutectiques	1,70 % < C < 4,50 %	} pièces coulées, culasses moteurs, bâtis machines
	- fontes hyper-eutectiques	4,50 % < C < 6,30 %	

Figure 1.9: Classification d'acier

1.3 Les produits en acier

1.3.1 Production des tôles et des profilés

Le laminage est une technique utilisée dans le secteur de la sidérurgie afin de fabriquer des feuilles et des profilés. Le concept implique le passage d'un lingot entre deux cylindres, ce qui entraîne une déformation de sa forme pour s'adapter à l'espace disponible en s'étirant et en s'aplatissant. Les profilés, barres ou rails sont obtenus en utilisant des cylindres cannelés.

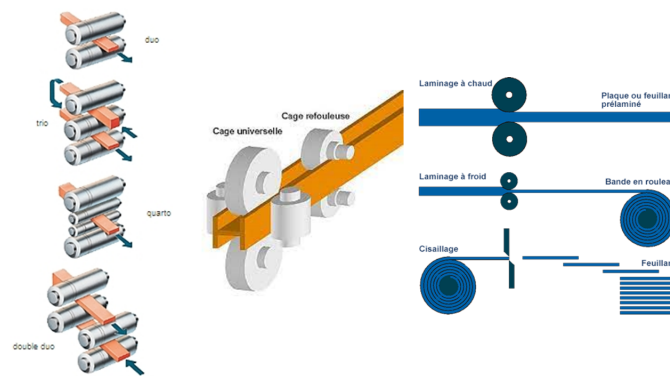


Figure 1.10: Phase principale du laminage à chaud

1.4 Les principaux produits laminés

Les produits finis employés dans le domaine de la construction métallique comprennent :

1.4.1 Les cornières

Ce sont des profilés laminés constitués de deux ailes perpendiculaires . Ils se distinguent par la largeur et l'épaisseur de leurs ailes. On en distingue deux types :

1. à aile égale : L80×80×8
2. à aile inégale : L80×60×6
3. La longueur de livraison : de 4 à 14 mètres.

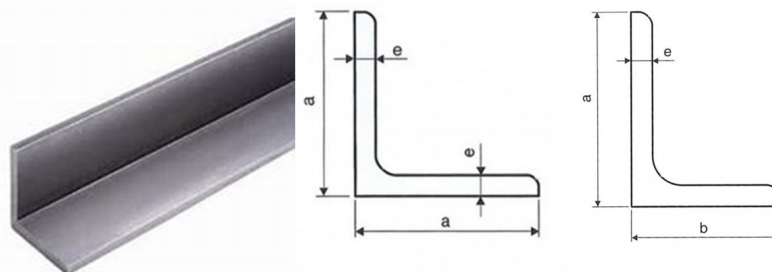


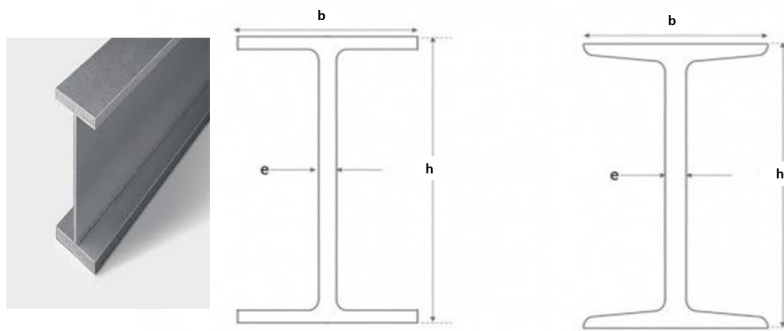
Figure 1.11: a. Cornière, b. à aile égale, c. à aile inégale

1.4.2 Les poutrelles

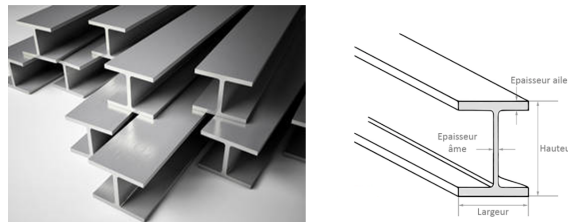
1. Les poutrelles en forme de I sont employées pour contrer les contraintes de flexion, notamment en tant que poutres. Ces catégories sont diverses.

- Les IPN (*Profil Normalisé Européen en I*): Ce type de poutre présente une forme en I avec des ailes inclinées avec pente de 14%. Cela signifie que la largeur des ailes diminue vers l'extérieur. Les poutres IPN sont souvent employées pour des structures nécessitant une grande résistance mécanique.
- Les IPE (*Profil Européen en I à ailes parallèles*): ailes parallèles, Contrairement aux IPN, les ailes des IPE sont parallèles, ce qui facilite leur assemblage avec d'autres matériaux ou poutres. Elles sont aussi utilisées dans la construction, notamment dans les planchers et les charpentes métalliques.

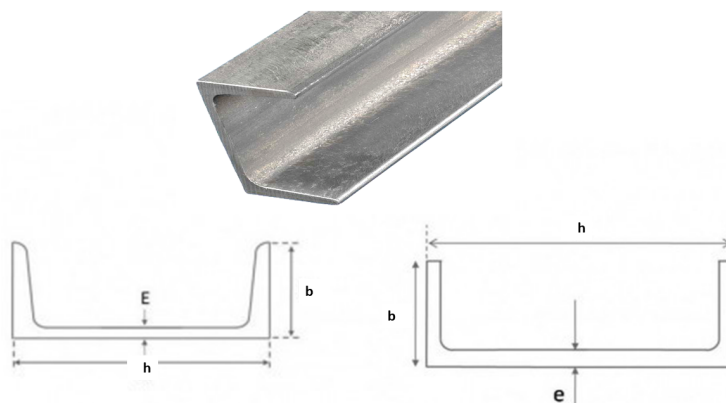
La différence principale réside donc dans la forme des ailes (inclinées pour IPN, parallèles pour IPE), ce qui leur confère des usages différents selon les contraintes structurelles.

Figure 1.12: *a. Profilé en I, b. IPE, C. IPN*

2. Les poutrelles en forme de H à larges ailes, sont principalement employées pour supporter les charges de compression, notamment pour les poteaux.

Figure 1.13: *Profilé en H*

3. **Les profilés en U** : Les profilés en forme de U sont fréquemment employés en tant qu'éléments secondaires tels que les pannes et les poteaux composés. Les séries UPN se caractérisent par des ailes internes inclinées, tandis que les séries UAP ont une épaisseur d'aile constante.

Figure 1.14: *a. Profilé en U, b. UAP, C. UPN*

1.4.3 Les tôles métalliques , Produits plats :

Dans la catégorie des produits plats, une distinction est établie entre les larges plats et les tôles.



Figure 1.15: tôle métallique

Les larges-plats : Ce sont des feuilles d'acier laminées à chaud sur leurs quatre faces. En raison du laminage longitudinal, ces larges-plats possèdent une préférence directionnelle, offrant une meilleure résistance dans le sens de la longueur par rapport à la largeur. Leurs dimensions sont les suivantes :

- Largeur : 160 à 600 mm,
- Épaisseur : 5 à 10 mm,

Les tôles : Elles sont laminées à chaud uniquement sur leurs surfaces principales et sont classées en trois catégories, conformément aux normes :

- Les tôles fortes : $t > 5\text{mm}$; largeur : de 600 à 4000 mm
- Les tôles moyennes : $3\text{mm} < t < 5\text{mm}$; largeur : de 600 à 2000 mm
- Les tôles fines : $t < 3\text{mm}$; largeur : de 500 à 1800 mm

Le Champ d'application : éléments structuraux complexes tels que les poutres ayant une hauteur supérieure à 600 mm, par exemple les poutres des ponts roulants.

Les tôles fines sont peu utilisées dans le domaine de la construction métallique en raison de leur flexibilité et de leur faible épaisseur, qui les rendent plus sujettes à la corrosion.

1.5 Propriétés mécaniques de l'acier

Les propriétés mécaniques des aciers (module d'élasticité E , limite d'élasticité f_y , limite de rupture f_u , allongement à la rupture ϵ) sont établies à travers des essais expérimentaux.

1.5.1 Essai de traction

Certaines propriétés mécaniques d'un acier, telles que la résistance à la traction, la limite d'élasticité et l'allongement à la rupture, sont déterminées à travers l'essai de traction sur une éprouvette, permettant ainsi l'établissement du diagramme contrainte-déformation spécifique (fig. 1.16).

L'essai de traction implique l'application d'une force de traction sur une éprouvette jusqu'à ce qu'elle se rompe. Les domaines suivants sont observés :

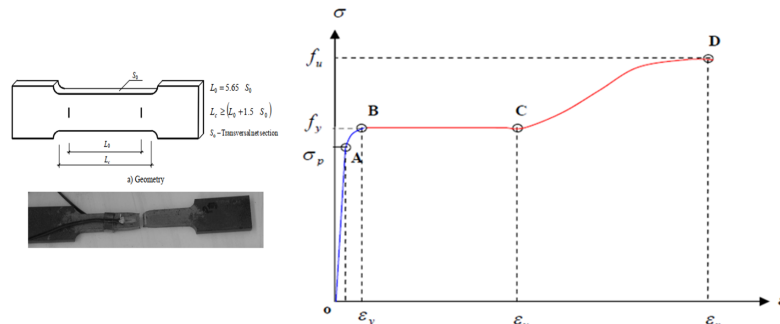


Figure 1.16: Essai de traction & Diagramme contrainte – déformation de l'acier de construction

- **OA** : Les extensions augmentent en fonction des charges.
 σ_p : Lorsque l'on dépasse la limite de proportionnalité, la loi de Hooke cesse d'être valide.
 $\sigma = E\varepsilon$: loi de Hooke
- **OB** : Dans le domaine élastique, avec f_y comme limite d'élasticité, si les efforts sont supprimés, la barre retrouve sa position initiale.
- **BC** : Seuil de fluage (régime plastique). En l'absence de sollicitation, la barre ne retrouve pas sa configuration d'origine en raison de la présence de déformations permanentes.
- **CD** : Acier écroui par écrouissage. Les déformations augmentent progressivement jusqu'à ce qu'elles atteignent la limite de rupture f_u , moment auquel le phénomène de striction se manifeste. Une conséquence pratique intéressante de ce phénomène est qu'il entraîne une adaptation du métal en cas de surcharge accidentelle, ce qui en fait un élément de sécurité lors de son utilisation.

1.6 Caractéristiques mécaniques des aciers de construction

On a tracé la relation contrainte-déformation pour les deux nuances d'acier les plus utilisées en construction (FeE235 et FeE355), en supposant un comportement élastique linéaire du matériau jusqu'à sa limite d'élasticité.

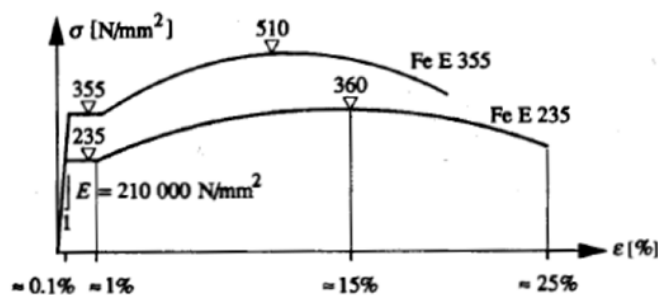


Figure 1.17: Diagrammes contrainte – déformation spécifique des aciers FeE235 et FeE355

Les valeurs caractéristiques normalisées des principales propriétés mécaniques des aciers de construction sont les suivantes :

Definition 1.6.1 :

- Module d'élasticité : $E = 210000 \text{ N/mm}^2 = 210 \text{ KN/mm}^2$
- Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0.3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ par } C$
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3 = 78.5 \text{ KN/m}^3$

1.7 Nuance d'acier

La classe (ou nuance) d'acier est caractérisée par sa limite élastique f_y . Un acier dont la limite élastique nominale est $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ est désigné comme acier FeE235 (Fe représentant le fer, et E la limite d'élasticité). Le tableau 1.18 présente la nomenclature et les principales caractéristiques mécaniques des aciers couramment utilisés en construction.

Steel grade to	Nominal thickness $t \leq 40$ mm		40 mm < $t \leq 80$ mm		Ultimate strain ϵ_u
	f_y [MPa]	f_u [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	
EN 10025-2					
S 235	235	360	215	360	26%
S 275	275	430	255	410	22%
S 355	355	510	335	470	22%
S450	440	550	410	550	19%
EN 10025-3					
S 275 N/NL	275	390	255	370	24%
S 355 N/NL	355	490	335	470	22%
S420 N/NL	420	520	390	520	19%
S460 N/NL	460	540	430	540	17%
EN 10025-4					
S 275 M/ML	275	370	255	360	24%
S 355 M/ML	355	470	335	450	22%
S420 M/ML	420	520	390	500	19%
S460 M/ML	460	540	430	530	17%
EN 10025-6					
S460Q/QL/QL1	460	570	440	550	

Figure 1.18: Nuance d'acier

EN 10025 [1.48]	Symbol I	Temperature T [°C]	Minimum Charpy V-notch impact energy [J]
Part 2	JR	20	27
Non-alloy structural steels	J0	0	27
	J2	-20	27
	K2	-20	40
Part 3			
Normalised / normalised rolled weldable fine grain structural steels	N	-20	40
	NL	-50	27
Part 4			
Thermomechanically rolled weldable fine grain structural steels	M	-20	40
	ML	-50	27

Figure 1.19: Symbole

1.8 Convention d'axe

Le système d'axes utilisé est :

- x le long de l'élément
- y axe perpendiculaire à l'âme (Web)
- z axe parallèle à l'âme

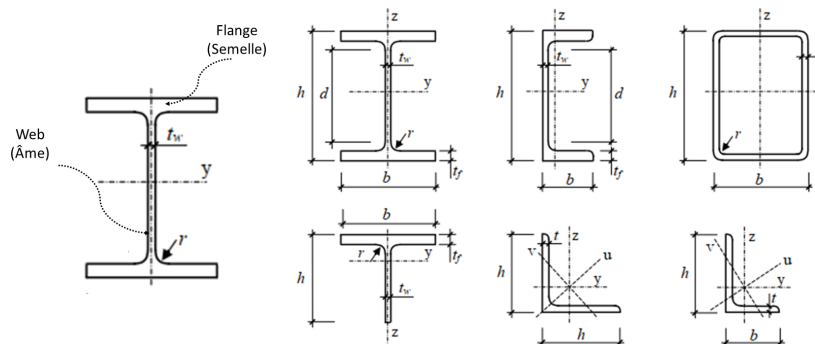


Figure 1.20: Convention d'axe selon EC.3



2. Notions de base et de sécurité

2.1 Règlementation

Pendant de nombreuses années, la réglementation française pour la conception et le calcul des constructions métalliques, notamment les règles CM66, était largement appliquée en Algérie. Ces règles, qui encadraient la construction de tous les bâtiments en acier, étaient basées sur l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire de l'acier (loi de Hooke), où les contraintes sont proportionnelles aux déformations. Cette approche permettait de calculer la résistance des éléments structuraux de manière relativement simple.

L'évolution de la théorie de la plasticité et les avancées de la recherche ont conduit à l'élaboration d'un document complémentaire, l'Additif 80, qui venait compléter les règles existantes. Ce document permettait de prendre en compte les propriétés élasto-plastiques de l'acier, conduisant ainsi à une optimisation et un allègement des structures.

2.2 Règlementation (CCM97 et Eurocode3)

A partir de 1996 l'eurocode 3 est devenu une norme homologuée (EN) assortie d'un D.A.N (document d'application national) propre à chaque pays européen, en fonction de ses spécificités et doit remplacer toutes les règles antérieures

En 1997, le CCM97 a été introduit en Algérie pour remplacer les règles CM66. Ce document reprend les différentes sections de l'EC3.

Le programme des Eurocodes structurels comprend actuellement les normes suivantes, généralement composées d'un certain nombre de parties :

- EN 1990 Eurocode 0 : Base du calcul des structures
- EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures
- EN 1992 Eurocode 2 : Conception des structures en béton
- EN 1993 Eurocode 3 : Conception des structures en acier
- EN 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures composites en acier et en béton
- EN 1995 Eurocode 5 : Calcul des structures en bois
- EN 1996 Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie

- EN 1997 Eurocode 7 : Conception géotechnique
- EN 1998 Eurocode 8 : Conception des structures pour la résistance aux séismes
- EN 1999 Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium

En raison du vaste champ d'application des structures en acier, l'Eurocode 3 est l'Eurocode le plus étendu avec le plus grand nombre de parties et de pages. Il est structuré de telle sorte qu'il comporte un noyau et une périphérie. Le noyau comprend des règles génériques, telles que la résistance, la stabilité, la fatigue ou la conception en cas d'incendie, applicables à tous les types de structures, et contient les documents suivants :

- EN 1993-1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
- EN 1993-1-2 : Conception des structures en cas d'incendie
- EN 1993-1-3 : Règles complémentaires pour les éléments et tôles de faible épaisseur formés à froid
- EN 1993-1-4 : Règles complémentaires pour les aciers inoxydables
- EN 1993-1-5 : Éléments de structure plaqués
- EN 1993-1-6 : Résistance et stabilité des structures en coque
- EN 1993-1-7 : Résistance et stabilité des structures planes plaquées soumises à des charges hors hors plan
- EN 1993-1-8 : Conception des assemblages
- EN 1993-1-9 : Fatigue
- EN 1993-1-10 : Sélection des matériaux pour la ténacité à la rupture et les propriétés à travers l'épaisseur
- EN 1993-1-11 : Conception des structures avec des composants en tension
- EN 1993-1-12 : Règles complémentaires pour l'extension de l'EN 1993 jusqu'aux nuances d'acier S 700
- EN 1993-1-13 : Poutres à grandes ouvertures d'âme

Les parties se référant à des types de constructions spécifiques sont les suivantes :

- EN 1993-2 : Ponts en acier
- EN 1993-3-1 : Tours, mâts et cheminées - Tours et mâts
- EN 1993-3-2 : Tours, mâts et cheminées - Cheminées
- EN 1993-4-1 : Silos
- EN 1993-4-2 : Réservoirs
- EN 1993-4-3 : Pipelines
- EN 1993-5 : Pieux
- EN 1993-6 : Structures de support des grues

2.3 Notions de sécurité

Exigences fondamentales

L'exigence de base de la norme EN 1990 indique qu'une structure doit être conçue de manière à présenter une résistance structurelle adéquate :

- une résistance structurelle
- l'aptitude au service
- la durabilité
- résistance au feu (pendant la période requise)
- Une structure doit être conçue et construite pour résister aux charges appliquées pendant toute sa durée de vie, tout en assurant la robustesse nécessaire pour éviter un effondrement disproportionné qui pourrait être causé par des événements accidentels (explosions, chocs) ou des erreurs humaines.

La conception et le dimensionnement doivent garantir que la structure satisfait aux exigences fondamentales de résistance mécanique et de stabilité sous toutes les sollicitations prévisibles

auxquelles elle sera soumise durant son exploitation. Il est donc nécessaire de veiller à ce que :

- L'ensemble de la structure et chacun de ses composants puissent résister avec une fiabilité suffisante à toutes les sollicitations prévues.
- La structure soit capable de supporter des événements accidentels exceptionnels (séismes, explosions, impacts).
- Les déformations et vibrations de la structure restent dans des limites acceptables pour ne pas compromettre son utilisation normale.
Pour atteindre ces objectifs, il est impératif que :
- La conception, le dimensionnement, la fabrication et la mise en œuvre soient réalisés selon les règles de l'art par du personnel qualifié.
- Des contrôles rigoureux soient effectués à chaque étape du projet :
 - Pendant la fabrication
 - Durant la construction
 - Au cours de l'exploitation de l'ouvrage

2.4 Notion d'état limite

Les états limites représentent des conditions au-delà desquelles la structure ne répond plus aux critères de performance pour lesquels elle a été conçue. Ils se divisent en :

- états limites ultimes,
- états limites de service.

2.4.1 limite ultimes

Les États Limites Ultimes (ELU) correspondent aux situations de charges exceptionnelles (comme une neige trentenaire ou une crue centenaire) pour lesquelles la structure doit maintenir sa stabilité, même si elle approche sa limite de ruine. Un État Limite Ultime est atteint lorsqu'on observe :

- Une perte d'équilibre global
- Une instabilité de forme
- Une rupture d'un ou plusieurs éléments
- Une déformation plastique excessive

Dans ces situations extrêmes, la sécurité structurale doit être assurée, même si la structure atteint ses limites de capacité portante.

2.4.2 États limites de services

Correspond à l'utilisation courante et quotidienne de la construction en limitant les déformations, les déplacements, les vibrations pour éviter les désordres qui empêchent l'exploitation normale et nuisent à la pérennité de la construction

2.5 Les actions

Les ouvrages de génie civil sont soumis, pendant leur durée de vie, à diverses charges dues à l'exploitation, à l'exposition aux conditions climatiques ou à d'autres influences. La structure doit donc être conçue de manière à pouvoir résister, avec un degré de fiabilité suffisant et de façon économique, à toutes les actions (charges) auxquelles elle sera éventuellement exposée au cours de sa durée de vie.

La durée de vie dépend principalement du type de structure et est généralement fixée à 100 ans pour les ponts ou les projets d'infrastructure, 50 ans pour les bâtiments, 15 à 30 ans pour les structures agricoles, 10 ans pour les structures temporaires, etc.

Les différents types d'action qui peuvent sollicités une construction quelconque (parking, bâtiment courant, hangar, bâtiment administratif) sont largement détaillés dans les DTR B.C2.2 & L'Eurocode 1

On retrouve Trois types d'action agissant sur les constructions métalliques :

2.5.1 les actions permanentes **G**

- Poids propre fixés et calculés à partir des densités des matériaux et des dimensions nominales
- Action permanente de précontrainte
- Déplacement différentiel des appuis
- Déformation imposée à la construction

2.5.2 les actions variables **Q**

: *d'exploitation ou d'environnement*

- Surcharges d'exploitation,
- Action de la neige,
- Action du vent,
- Effets thermiques ;

2.5.3 les actions accidentelles **A**

- Charges d'explosions,
- Chocs divers,
- Séismes,
- Feu, etc.

R Les charges peuvent également être classées comme suit:

- **Charges statiques** : appliquées lentement, la structure reste au repos pendant la charge.
- **Charges dynamiques** : appliquées rapidement, elles provoquent l'accélération de la structure sous l'effet des facteurs d'inertie.

La valeur de calcul d'une action est obtenue en multipliant sa valeur représentative par un coefficient partiel de sécurité.

$$S_d = \gamma_F S_k \quad (2.1)$$

Ou:

- S_d : Valeur de calcul de l'action.
- γ_F : Coefficient partiel de sécurité pour l'action considérée.
- S_k : Valeur caractéristique de l'action.

2.6 Valeurs caractéristiques des actions

2.6.1 Actions permanentes (*Permanent actions*) **G**

Les actions permanentes comprennent le poids propre de la structure ainsi que des éléments non structurels, tels que la toiture, le revêtement, les cloisons, les façades, les plafonds suspendus et l'isolation thermique. Ces poids sont représentés par une valeur caractéristique unique, basée sur les dimensions et densités nominales. Pour les éléments structurels, le logiciel d'analyse calcule automatiquement ces poids, souvent augmentés d'environ 5 % pour tenir compte des goussets et boulons. Pour les éléments manufacturés, les données fournies par le fabricant sont utilisées.

Les poids des cloisons sont généralement convertis de charges linéaires en charges surfaciques uniformément réparties (UDL).



Figure 2.1: Actions permanentes G

2.6.2 Charge d'exploitation (Imposed loads on buildings) Q

Les charges d'exploitation aux bâtiments résultent principalement de l'occupation et comprennent les personnes, les meubles ou les objets mobiles d'usage normal, mais pas les poids des équipements lourds. Les charges d'exploitation sont modélisées comme UDL (q) pour l'effet général ou comme charges concentrées (Q) pour les effets locaux, n'agissant pas simultanément, dont les valeurs dépendent de la catégorie d'utilisation. Le DTR B.C2.2 présente les catégories et valeurs recommandées.

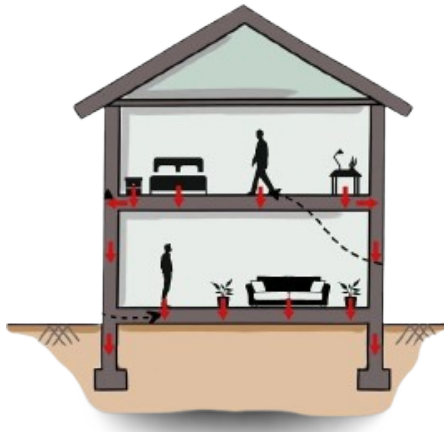


Figure 2.2: Charge d'exploitation

2.6.3 Action de la Neige S

(Snow loads)

Les charges de neige S sont des charges variables agissant sur les toits avec des valeurs caractéristiques $s_k [kN/m^2]$ sur le sol, dérivées des cartes d'enneigement fournies dans le DTR RNVA. Les charges de neige sur les toits sont généralement considérées comme des charges UDL s , déterminées à partir de :

$$S = \mu s_k \quad (2.2)$$

Ou: μ : est le coefficient de forme de la neige qui dépend de la pente du toit.



Figure 2.3: Action de la Neige S

2.6.4 Action du vent W

Wind loads W

Les charges de vent sont très importantes pour de nombreux types de structures en acier et constituent souvent la principale charge horizontale. Pour les structures peu flexibles, les influences dynamiques sont faibles et les charges de vent peuvent être considérées comme statiques. Les charges de vent sont définies dans la DTR RNVA comme des pressions ou des dépressions agissant normalement à la surface. Les paramètres les plus importants qui définissent les charges de vent sont la vitesse du vent, qui dépend de la situation géographique, de la rugosité du terrain et de sa topographie, de la hauteur au-dessus du sol, mais aussi de la forme de la structure.

$$W_n = q_p(z)(c_{pe} - c_{pi}) \quad (2.3)$$

ou:

- $q_p(z)$ est la pression de vitesse maximale à la hauteur z
- c_{pe} et c_{pi} les coefficients de pression externe ou interne.

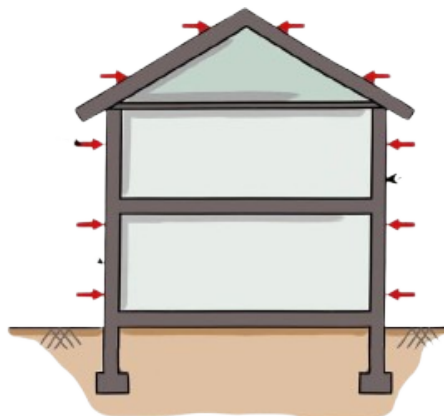


Figure 2.4: Action du vent W

2.6.5 Variations de température T

Temperature variations Les variations de température n'agissent pas comme des charges sur les structures mais comme des actions thermiques indirectes. En effet, elles induisent des déformations,

des forces et des moments qui ne dépendent pas uniquement de l'amplitude de la variation mais aussi des conditions de contrainte. Si l'on prend l'exemple d'une barre simple, on constate qu'une augmentation ou une diminution de la température entraîne une dilatation ou une contraction, c'est-à-dire des déformations, si la barre est libre de se déplacer, ou des forces de compression ou de tension si la barre est contrainte à ses extrémités.

Les variations de température dans les bâtiments sont prescrites dans l'EN 1991-1-5 . Elles peuvent être prises en compte comme des différences de température uniformes ΔT_u , comme des températures variant linéairement ΔT_M ou comme des différences de température ΔT_p entre différentes parties de la structure. Les actions thermiques peuvent être prises en compte comme des actions dans des bâtiments normaux protégés par une isolation thermique. Cependant, pour les structures métalliques exposées, elles doivent toujours être prises en considération, au moins par la composante ΔT_u qui exprime les changements de température entre l'hiver et l'été et entre le jour et la nuit.

2.6.6 Actions accidentelles A

Accidental actions

Les incendies et autres situations inattendues constituent des actions accidentelles. Les incendies sont couverts par les réglementations actuelles en tant qu'actions accidentelles, mais d'autres situations inattendues ne le sont pas. L'importance de leur prise en compte dans la conception des bâtiments a été reconnue après des accidents spectaculaires, comme l'effondrement de l'appartement de 22 étages de Ronan Point, au Royaume-Uni, dû à une explosion de gaz domestique, de l'immeuble de bureaux de 9 étages d'Oklahoma, aux États-Unis, dû à un attentat au camion piégé, ou des tours jumelles du World Trade Center, aux États-Unis, dû à une collision d'avions. Depuis lors, la robustesse et l'effondrement progressif sont devenus des questions majeures en matière de conception et de recherche.

Les valeurs des actions accidentelles spécifiées, telles que les explosions internes ou les collisions, sont fournies dans la norme EN 1991-1-7 . Cependant, il n'est pas toujours possible d'anticiper tout type d'accident susceptible de mettre en péril l'intégrité d'un bâtiment ou d'un autre type de structure. Pour cette raison, la tendance actuelle pour les bâtiments est d'envisager des situations telles que la perte de colonnes qui peuvent être le résultat d'actions accidentelles ou inattendues et de fournir des concepts de conception pour y faire face , et ainsi évolué l'exigence de fournir une robustesse structurelle.

2.6.7 Actions sismiques A

Seismic actions

Les actions sismiques se développent dans les structures pendant les tremblements de terre, lorsque d'importantes accélérations du sol se produisent. Elles sont prescrites dans le DTR RPA , et doivent être prises en compte pour les structures situées dans des régions sismiques. Les actions sismiques ne sont pas des charges fixes prédéfinies mais des forces inertielles dont l'ampleur dépend de plusieurs paramètres tels que l'accélération du sol, les conditions du sol, la flexibilité du système, la ductilité de la structure et l'amortissement. La plupart de ces paramètres peuvent être influencés par la conception, c'est pourquoi il est fait référence à la conception sismique pour les structures situées dans des régions sismiques. Les forces sismiques sont déterminées à partir des spectres de réponse dépendant du site. Un spectre de réponse donne l'accélération de la structure en fonction de sa période de vibration. L'accélération spectrale multipliée par la masse fournit les forces sismiques.

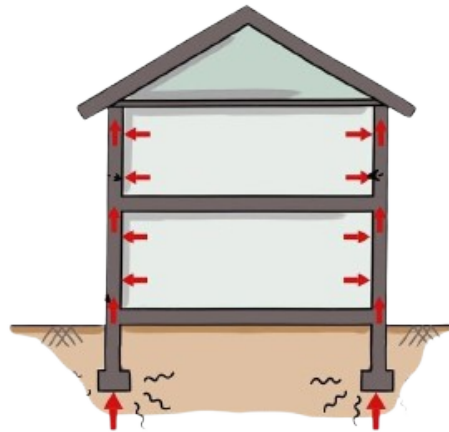


Figure 2.5: Actions sismiques A

2.7 Démarches techniques dans le calcul en CM

L'objectif global de la conception est d'inventer une structure qui satisfera aux exigences de la conception. L'ingénieur structurel cherche donc à concevoir un système structurel qui résistera et transmettra les forces et les charges agissant sur lui avec une sécurité adéquate, tout en tenant compte des exigences de facilité d'utilisation, d'économie et d'harmonie. Le processus permettant d'atteindre cet objectif est résumé dans la figure suivante

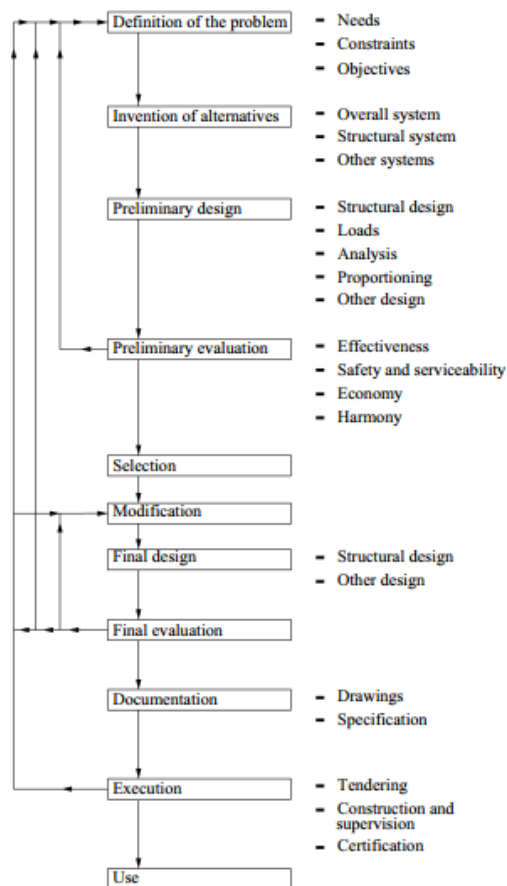


Figure 2.6: démarche de calcul

2.8 Sollicitations et Combinaisons d'actions (EC3 et CCM97).

Les combinaisons d'actions impliquent l'application simultanée de :

- Actions permanentes
- Une action variable principale (dite de base)
- Des actions variables secondaires (dites d'accompagnement)

Ces actions sont pondérées par deux types de coefficients :

- Les coefficients partiels de sécurité (γ) :
 - S'appliquent à toutes les actions (permanentes et variables)
 - Visent à assurer la sécurité de la structure
- Les coefficients de combinaison (ψ) :
 - S'appliquent uniquement aux actions variables
 - Ne sont pas des coefficients de sécurité
 - Représentent la probabilité de concomitance des actions variables
 - Tiennent compte du fait que les valeurs maximales de différentes actions variables ne peuvent pas se produire simultanément

Ces combinaisons sont utilisées pour vérifier :

- Les États Limites Ultimes (ELU)
- Les États Limites de Service (ELS)

2.8.1 Combinaison à l'état limite ultime ELU

Combinaison fondamentale : Elle inclut les actions permanentes G , une action variable principale Q_1 avec sa valeur nominale, et, le cas échéant, d'autres actions variables d'accompagnement Q avec leurs valeurs de combinaison $\psi_0 \cdot Q$.

$$\sum \gamma_G \cdot G + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum \gamma_Q \psi_0 Q \quad (2.4)$$

equation simplifie

$$\sum \gamma_G \cdot G + \gamma_Q Q \quad (2.5)$$

2.8.2 Combinaison à l'état limite de service ELS

Utilisé es exclusivement pour le calcul ou la vérification de flèches et déplacement

Combinaisons rares

$$\sum G + Q_1 + \sum \psi_0 Q \quad (2.6)$$

Combinaisons fréquentes

$$\sum G + \psi_1 Q_1 + \sum \psi_2 Q \quad (2.7)$$

Combinaisons quasi-permanentes

$$\sum G + \sum \psi_2 Q \quad (2.8)$$

2.8.3 Coefficients partiels de sécurité γ :

Les coefficients partiels de sécurité γ prennent en compte :

- la possibilité d'écarts défavorables dans l'action,
- le risque d'une modélisation imprécise de l'action,
- les incertitudes associées à l'évaluation des effets de l'action.

	Actions permanentes	Actions variables
Effet défavorable	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_Q = 1.50$
Effet favorable	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_Q = 1.50$

2.8.4 Coefficients ψ de sécurité ψ :

		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charge d'exploitation Q	Habitations, résidentiels et bureaux	0.7	0.5	0.3
	Commerces et lieux de réunions	0.7	0.7	0.6
	Stockage	1.0	0.90	0.80
Neige S	$H > 1000m$	0.7	0.5	0.2
	$H < 1000m$	0.5	0.2	0
Vent W		0.6	0.2	0

Combinaisons de charges simplifiées :

R Pour les bâtiments en général, on peut appliquer les combinaisons simplifiées suivantes :

ELU :

Avec une action variable $1.35G + 1.5Q$

Avec plusieurs actions variables $1.35G + 1.35 \sum Qi$

Definition 2.8.1 ELU

$1.35G + 1.5Q \downarrow$

$1.35G + 1.5V \downarrow$

$1.35G + 1.5N \downarrow$

$1.35G + 1.35(Q + V + N) \downarrow$

$G - 1.5V \uparrow$

ELS:

Avec une action variable $G + Q$

Avec plusieurs actions variables $G + 0.9 \sum Qi$

Definition 2.8.2 ELS

$G + Q \downarrow$

$G + V \downarrow$

$G + N \downarrow$

$G + 0.9(Q + V + N) \downarrow$

$G - V \uparrow$

2.9 Principe de vérification de la sécurité

L'évaluation globale d'une structure soumise à une combinaison d'actions génère un effet (comme un effort normal, un moment fléchissant, une déformation, etc.). La condition de performance ou de sécurité contre la défaillance est remplie lorsque : $Sd < Rd$ Avec :

R_d : résistance de calcul correspondant au mode de défaillance envisagé ou au niveau de performance défini.

Dans le cas des ELU :

$$R_d = R_k / \gamma_M \quad (2.9)$$

Avec :

R_k : valeur caractéristique de la résistance considérée,

γ_M : coefficient partiel de sécurité appliqué à la résistance caractéristique du matériau.

Coefficient partiel de sécurité γ_M :

Les coefficients partiels de sécurité pour la vérification de la résistance des sections sont présentés dans le tableau suivant.

Table 2.1: Coefficient partiel de sécurité

	Classe	1,2,3	4
Calcul des sections transversales à la résistance	Section brute	$\gamma_{M0} = 1.1$	$\gamma_{M1} = 1.1$
	Section nette au droit des trous	$\gamma_{M2} = 1.25$	
Calcul des éléments aux instabilités		$\gamma_{M1} = 1.1$	

2.10 Classification des sections transversales (EC3)

Un élément de plaque mince soumis à une compression peut présenter un « voilement local » prématuré.

Ce voilement local peut restreindre la résistance de la section en empêchant l'élément d'atteindre sa limite d'élasticité.

La classification des sections permet de prendre en compte ce phénomène en limitant les rapports largeur sur épaisseur des éléments de plaque comprimée.

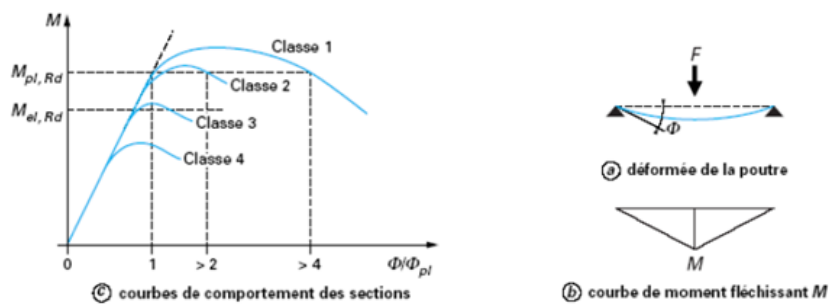


Figure 2.7: Comportement des sections suivant la classification de l'EC 3

2.10.1 Notion de classification des sections

L'Eurocode 3 a établi une classification des sections transversales selon divers critères :

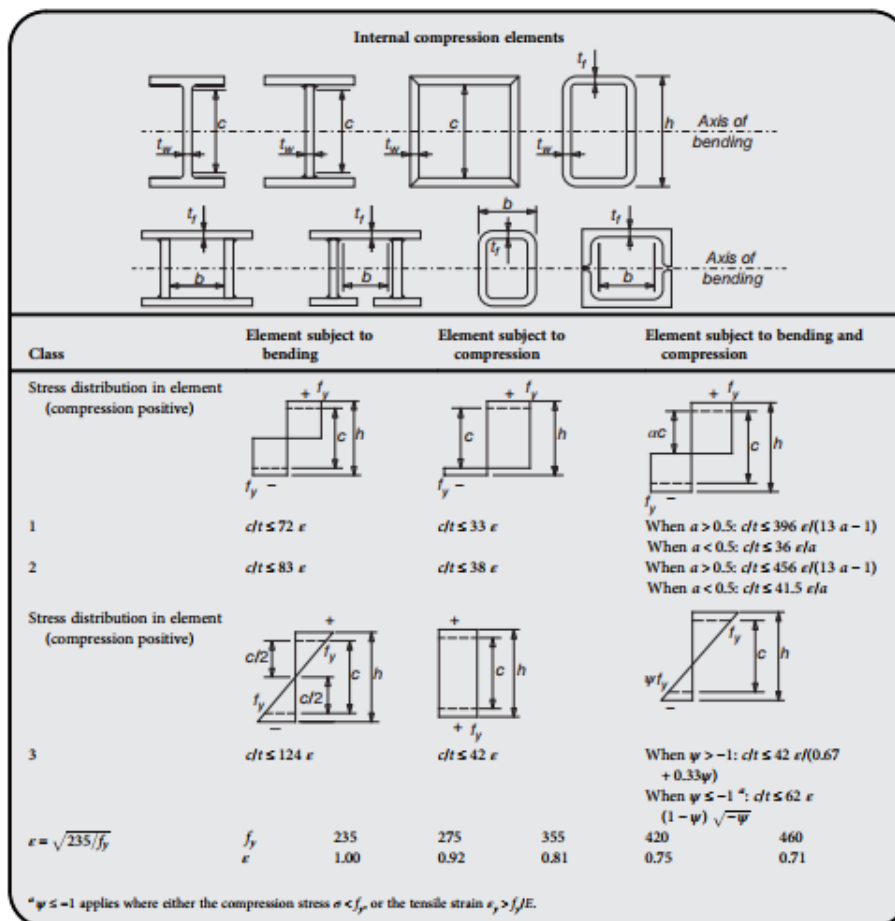
- Élancement des parois,
- Résistance de calcul,
- Capacité de rotation plastique,
- Risque de voilement local,
- et autres aspects similaires.

Les sections transversales sont réparties en quatre classes définies comme suit :

Classe	Capacité des sections transversales
1	Section pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique
2	Sections pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de sa rotation limitée
3	Section dont la contrainte calculée sur la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite élastique, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique
4	Sections dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local

2.10.2 Classe des sections

La classe de la section est déterminée par la classe la plus élevée entre celle de la semelle et celle de l'âme.



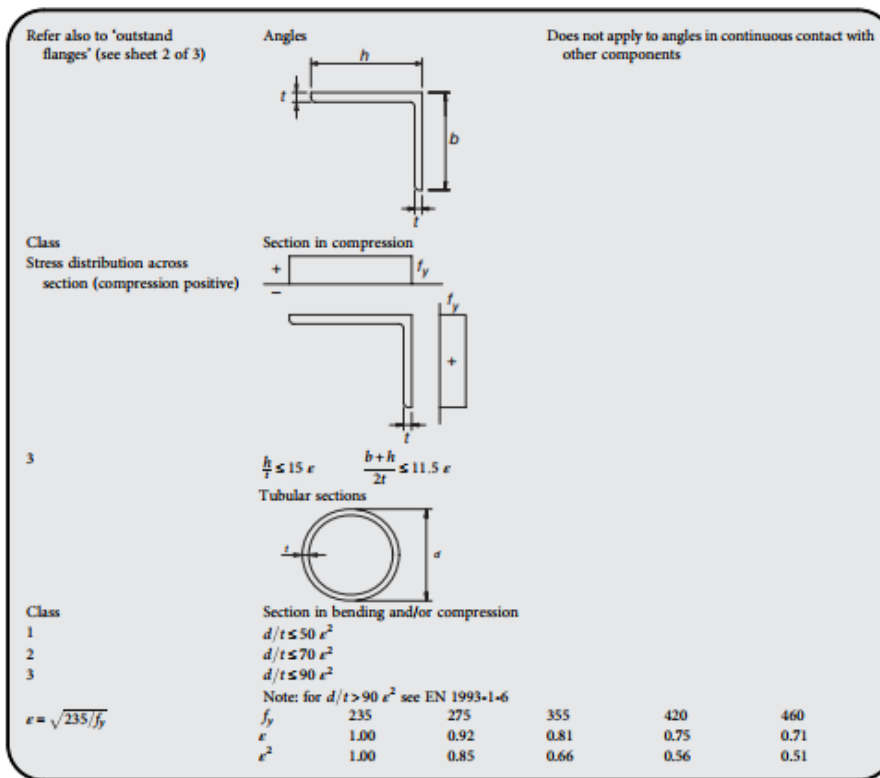
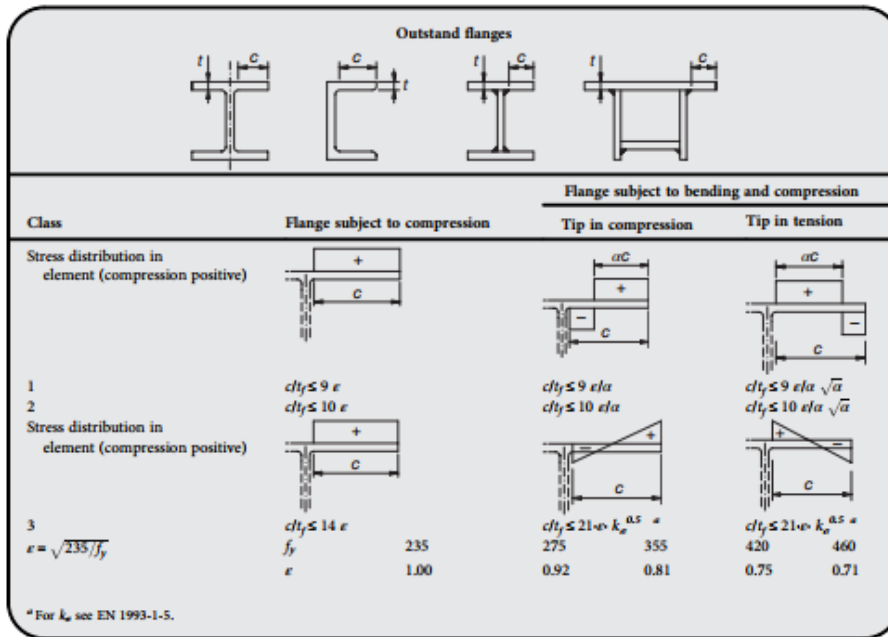


Figure 2.8: les rapports maximaux entre la largeur et l'épaisseur des éléments de compression

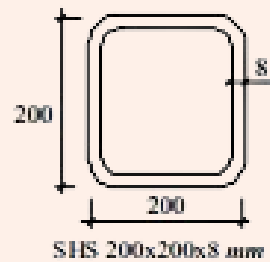
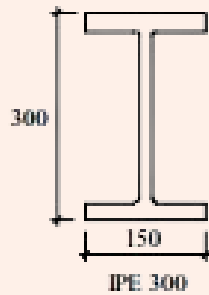
Exercise 2.1 Déterminer la classe de la section transversale d'un profilé IPE 400 soumis aux sollicitations suivantes :

- sous compression ;
- sous flexion ;

- en flexion composée, avec une force axiale de compression de 300 kN.
L'acier S.275.

Exercice 2.2 Classer les sections transversales suivantes,

- IPE 300 en acier nuance S 235 :
 - soumis à la flexion ;
 - soumis à la compression.
- Profilé creux carré 200x200x8 mm en acier nuance S 275, soumis à la compression.



3. Assemblage

3.1 Généralités sur les liaisons

Un assemblage est un moyen qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles dans une structure et il permet aussi une transmission des efforts par contact direct. Les pièces de charpente sont assemblées soit par rivets, soit par boulons ou encore soudées entre elles. Les diverses formes d'assemblage rencontrées sont les assemblages :

- Poutre- poutre
- Poutre –poteaux
- Les joints (qui servent au prolongement d'une pièce suivant son axe)

Gousset : c'est un élément d'assemblage de forme rectangulaire

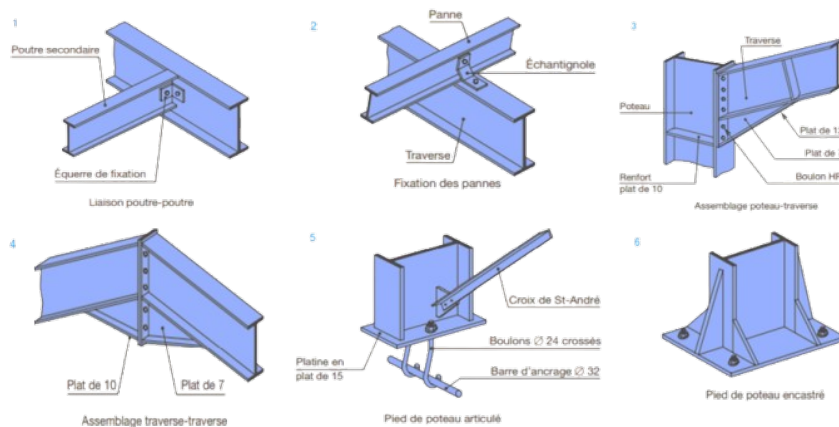


Figure 3.1: Principales liaisons

3.2 Mode d'assemblage

Le choix du système porteur doit correspondre au type de bâtiment, à sa configuration et à ses contraintes spécifiques. Plus la continuité entre deux éléments à assembler est recherchée, plus les liaisons sont mises sous contrainte.

Trois types d'assemblages sont définis, chacun influençant les hypothèses de calcul.

3.2.1 Les encastrements

L'encastrement est un type de liaison qui immobilise totalement les éléments les uns par rapport aux autres, empêchant ainsi toute translation ou rotation. Cette liaison permet également la transmission de moments.

Encastrement Poteaux / Poutre

es raidisseurs sont positionnés dans les âmes du poteau, au niveau des semelles de la poutre. Ils prennent en charge les fortes contraintes de traction et de compression exercées sur les membrures supérieures de la poutre, offrant ainsi une protection au poteau contre d'éventuels dommages.

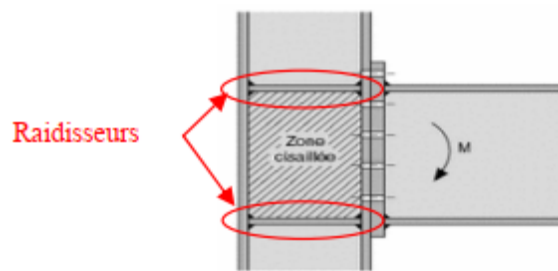


Figure 3.2: Encastrement Poteaux - Poutre

Autres exemples d'encastresments :

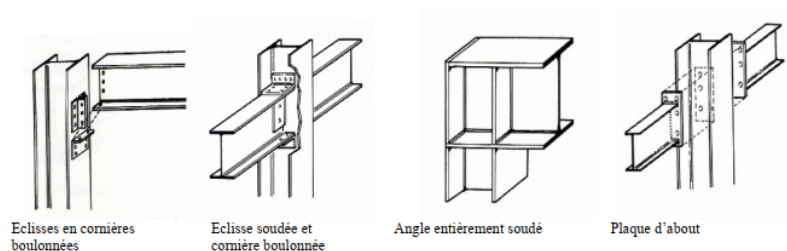
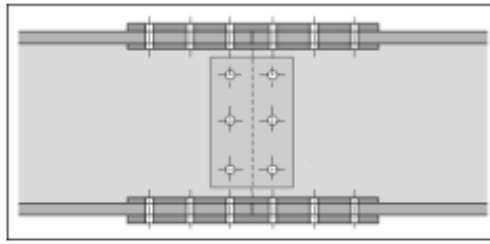


Figure 3.3: Encastrement Poteaux - Poutre

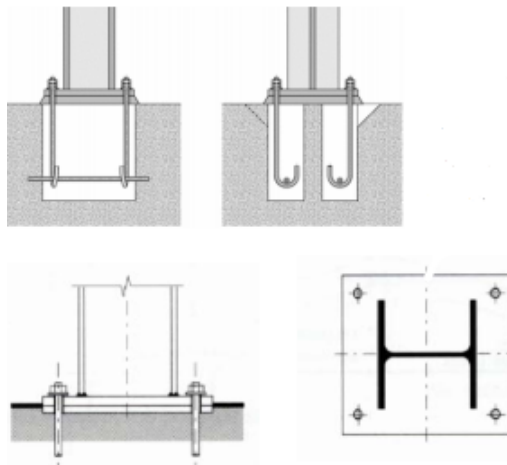
Encastrement Poutre / Poutre

La continuité des ailes est réalisée à l'aide de plaques et contreplaques fixées par des boulons, tandis que celle des âmes est assurée par des plaques d'éclissage.

Figure 3.4: *Joint; Encastrement*

Encastrement Pied de poteau

L'encastrement du pied de poteau est réalisé à l'aide de tiges et de clés métalliques d'ancrage. Les tiges sont alignées avec la platine, puis scellées dans le béton au niveau du massif de fondation. Une plaque est soudée au profilé et fixée au sol à l'aide de goujons.

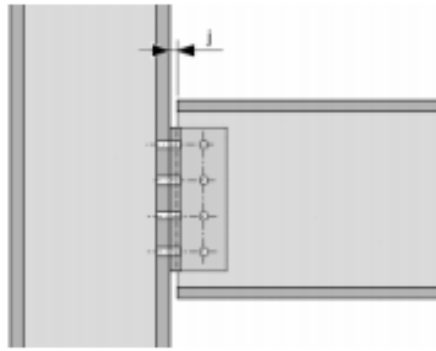
Figure 3.5: *Pied de poteau Encastré*

3.2.2 Les articulations

L'articulation est une liaison flexible qui connecte au moins deux éléments. Elle permet uniquement les rotations autour de l'axe de l'articulation dans un plan ou autour de son centre dans l'espace, tout en bloquant les translations.

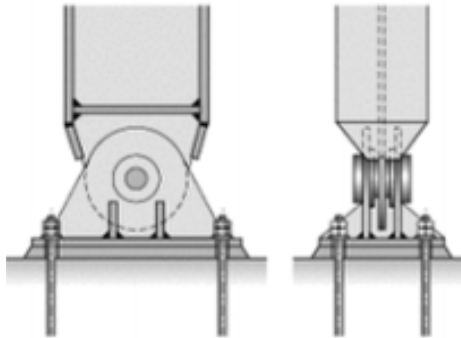
Articulation Poteau / Poutre

Dans un assemblage articulé, l'âme de la poutre est fixée à l'aile du poteau à l'aide d'une cornière. Un jeu est laissé entre la poutre et le poteau pour assurer un comportement adéquat de la structure.

Figure 3.6: *Articulatio Poteau -Poutre*

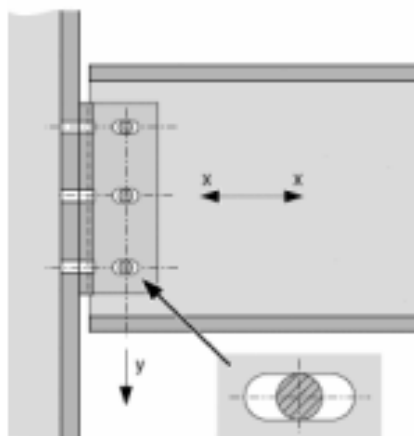
Articulatio en pied de poteau

Une cornière platine est d'abord scellée dans le massif de fondation, puis la platine du poteau y est fixée.

Figure 3.7: *Pied de poteau Articulé*

3.2.3 Les appuis simples

Ces liaisons autorisent uniquement une réaction perpendiculaire au plan de l'appui, bloquant tout mouvement dans cette direction.

Figure 3.8: *Appuis simples*

3.3 Différents procédés d'assemblages :

3.3.1 Rivets

Aspects technologiques

Le rivet est composé d'un corps cylindrique et de deux têtes, soit semi-sphériques, soit tronconiques. L'une des têtes vient de forge avec le corps du rivet, l'autre tête se forge au moment de la pose c'est-à-dire au cours de rivetage.

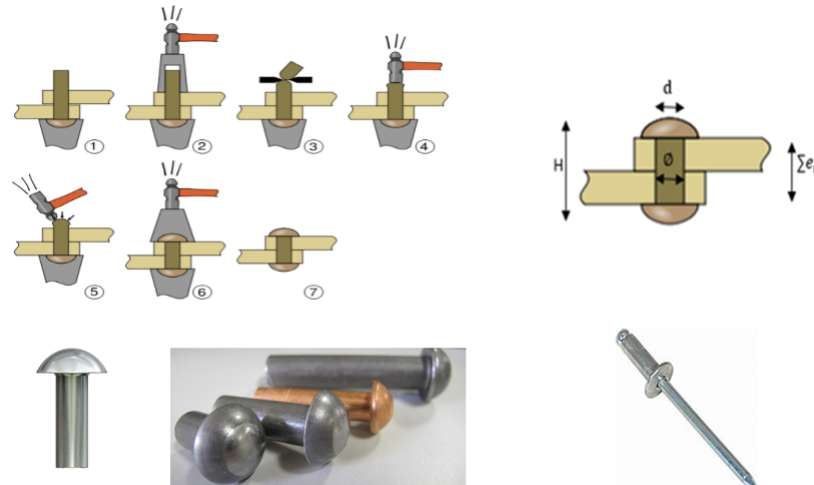


Figure 3.9: Rivet

Ce moyen d'assemblage joue le rôle d'obstacle entre les pièces assemblées d'où il travaille au cisaillement, il faut noter que ce type d'assemblage permet un déplacement relatif des pièces dès la première mise en charge. Ce déplacement relatif (glissement) des pièces engendre un contact entre la tige de rivet et la paroi de trou d'où la pression diamétrale P .

Donc le rivet travaille simultanément au **cisaillement** et la **pression diamétrale P** .

Principe de fonctionnement

Les assemblages par rivets sont utilisés pour des pièces de faible ou moyenne épaisseur, telles que les tôles et profilés, notamment dans les structures de charpente et les travaux de chaudronnerie. Ce type d'assemblage requiert un perçage préalable des pièces à relier, ainsi que l'utilisation de riveteuses, des machines qui écrasent l'extrémité du rivet opposée à la tête pour assurer la fixation. Lorsque l'ensemble assemblé est soumis à un effort de traction, cette force est transmise au rivet, qui travaille alors en cisaillement pur. modes de travail des rivets (pas de flexion du corps cylindrique), seule une sollicitation en cisaillement dans la section.

L'état de contraintes dans la section étant complexe, on peut le résumer de façon simplifiée sous la forme d'une contrainte tangentielle moyenne, soit:

$$\tau_{moy} = \frac{\text{effort tranchant}}{\text{aire section rivet}} \quad (3.1)$$

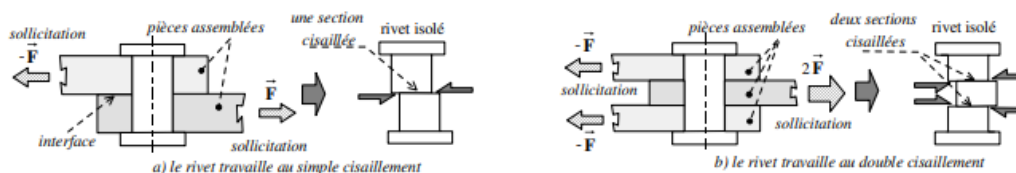
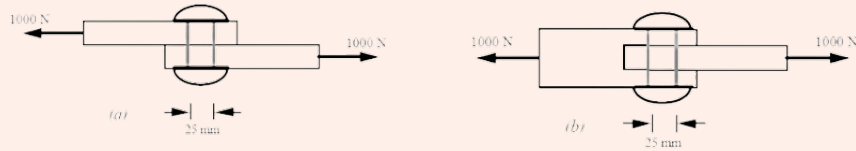


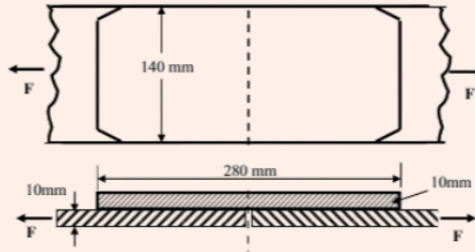
Figure 3.10: Formes de cisaillement

Les efforts tranchants sollicitant chaque section cisailée correspondent aux efforts transmissibles par chaque rivet.

Exercice 3.1 Pour les deux assemblages ci-dessous, calculer la contrainte en cisaillement s'exerçant dans le rivet.

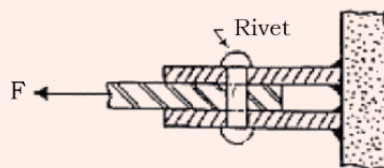


Exercice 3.2 On souhaite assembler deux tôles métalliques de 140 mm de largeur et 10 mm d'épaisseur en utilisant des rivets d'un diamètre de 20 mm chacun. L'ensemble est soumis à un effort de traction de $F=10\ 000\text{daN}$,



Calculer le nombre de rivets requis pour cet assemblage, sachant que la contrainte de cisaillement admissible pour chaque rivet est de 90 MPa.

Exercice 3.3 Deux barres d'acier sont reliées par un rivet de 23 mm de diamètre, Déterminons la charge maximale que peut supporter le rivet, en tenant compte de la contrainte admissible en cisaillement de 105 MPa pour ce rivet.



3.3.2 Boulon ordinaires (B.O)

Aspects technologiques

Le boulonnage, grâce à sa simplicité de mise en œuvre et à la possibilité de réglage qu'il offre, est l'un des modes d'assemblage les plus courants en construction métallique. Il utilise des éléments métalliques cylindriques pour relier entre eux différents composants d'une structure, comme les éléments d'une charpente. Pour ce faire, des trous d'un diamètre légèrement supérieur à celui

des boulons sont percés à l'avance dans les pièces à assembler, permettant ainsi un léger jeu pour faciliter le montage.

Le boulon se compose d'un corps cylindrique et d'une tête, qui peut être **hexagonale** ou **tronconique**. Le corps du boulon est partiellement fileté sur une portion de sa longueur.

Aucune précaution particulière n'est requise pour leur mise en place.

La qualité d'un boulon est déterminée par sa classification, qui dépend de sa limite d'élasticité et de sa résistance ultime en traction (ou limite de rupture).

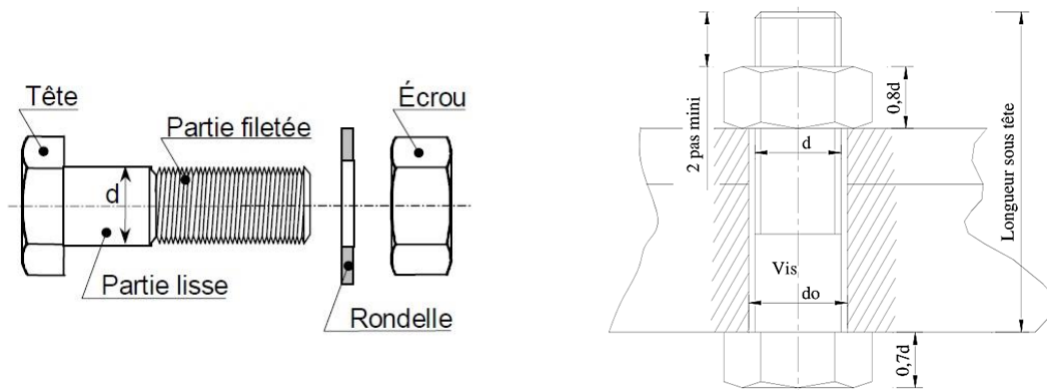


Figure 3.11: Boulon

Bolt class	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	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

Figure 3.12: Valeurs de la limite d'élasticité nominale (f_{yb}) et de la résistance à la rupture nominale (f_{ub}) pour les boulons

Diamètre nominal d	Pas P	Clef	Diamètre du noyau de la vis d3	Diamètre intérieur de l'écrou d1	Diamètre de la rondelle	Section résistante As	Diamètre moyen dm	Tôle usuelle	Cornière usuelle
8	1.25	13	6.466	6.647	16	36.6	14	2	30
10	1.5	17	8.160	8.376	20	58.0	18.3	3	35
12	1.75	19	9.853	10.106	24	84.3	20.5	4	40
14	2	22	11.546	11.835	27	115	23.7	5	50
16	2	24	13.546	13.835	30	157	24.58	6	60
18	2.5	27	14.933	15.294	34	192	29.1	7	70
20	2.5	30	16.933	17.294	36	245	32.4	8	80
22	2.5	32	18.933	19.294	40	303	34.5	10.14	120
24	3	36	20.319	20.752	44	353	38.8	>14	>120
27	3	41	23.319	23.752	50	459	44.2	-	-
30	3.5	46	25.706	26.211	52	561	49.6	-	-
33	3.5	50	28.706	29.211		694		-	-
36	4		31.093	31.670		817		-	-

Figure 3.13: Caractéristiques géométriques des boulons

Résistance des boulons au cisaillement

Pour les classes 4.6,5.6,8.8 :

$$F_{(v.Rd)} = 0.6 f_{ub} A_b / \gamma_{Mb} \quad (3.2)$$

Pour les classes 4.8,5.8,6.8 et 10.9 :

$$F_{(V,Rd)} = 0.5 f_{ub} A_b / \gamma_{Mb} \quad (3.3)$$

avec $\gamma_{Mb} = 1.25$

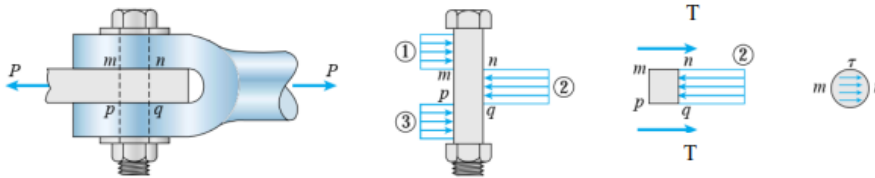


Figure 3.14: Cisaillement au Boulon

Résistance des boulons a la traction

$$F_{t,Rd} = 0.9 f_{ub} A_s / \gamma_{Mb} \quad (3.4)$$

Avec $\gamma_{Mb} = 1.5$

Résistance des boulons a un effort incliné sur le plan du joint

Admettons, par boulon que \mathbf{F} , se décompose en :

- \mathbf{V} : composante normale suivant l'axe du boulon
- \mathbf{T} : composante tangentielle dans le plan du joint

on vérifie simultanément :

$$\frac{V}{F_{V,Rd}} + \frac{T}{1.4 F_{T,Rd}} \leq 1 \quad (3.5)$$

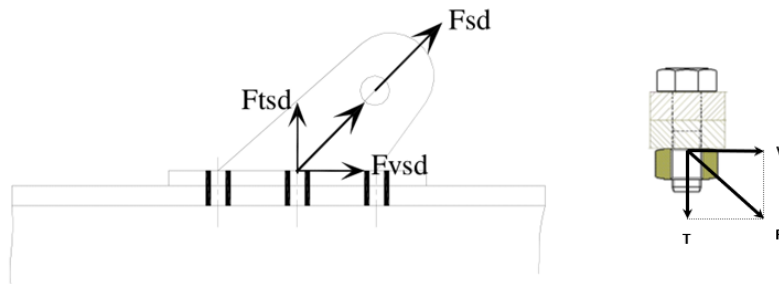


Figure 3.15: Effort incliné

Exercice 3.4 Soit un assemblage de deux cornières sur un gousset .

1- Calculer le nombre de boulons requis pour cet assemblage. Sachant que :

- $F = 440$ kN,
- $e = 8$ mm,
- Acier S235,
- diamètre des boulons $\phi 16$ et classe 8.8, $A_s = 157$ mm².

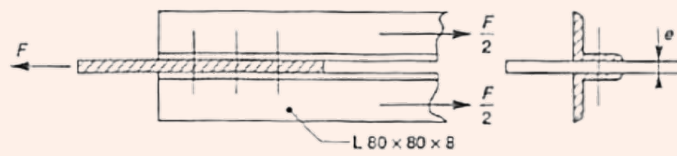


Figure 3.16: attache de deux corniers

2- Quel est le nombre de boulons si on réduit la classe de l'acier à la classe 6.8 ?

Exercice 3.5 Soit un assemblage sollicité selon les deux directions comme montré sur la figure.

Données :

- 8 boulons 6.8 diamètre 16 mm,
- $\alpha = 60^\circ$,

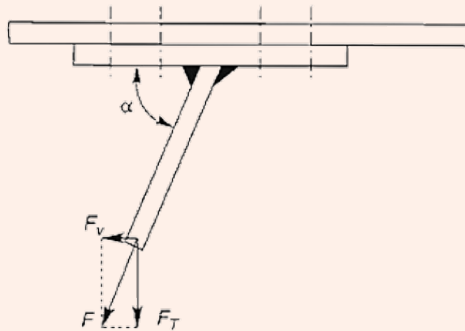


Figure 3.17: attache de deux pièces

- Déterminer la valeur de F ?

3.3.3 Boulons précontraints (Boulon à Haute Résistance)

Les pièces sont maintenues en contact par un effort F_p appliqué perpendiculairement au plan de contact, mobilisant ainsi le frottement. Cet effort F_p est généré par le serrage des boulons, dont le rôle principal est de comprimer les pièces ensemble afin d'assurer l'assemblage par frottement.

Le boulon précontraint induit une contrainte normale à l'interface des pièces assemblées. Chaque boulon a une zone d'influence restreinte, que l'on peut représenter sous la forme d'un cône.



Figure 3.18: Boulon HR

La résistance de l'assemblage dépend de plusieurs paramètres :

- La force de précontrainte
- L'état de surface des pièces en contact
- La forme et les dimensions du trou

- Le nombre de plan de contact

La force de précontrainte La force de précontrainte est une force normale au plan de cisaillement, résultant du serrage du boulon. Conformément au principe d'action et de réaction, elle équivaut à l'effort de traction appliqué sur la tige du boulon. Valeur réglementaire de la force de précontrainte F_{pCd}

$$F_{pCd} = 0.7 f_{ub} A_s \quad (3.6)$$

L'objectif est de garantir une résistance à la traction f_{ub} aussi élevée que possible. Pour cette raison, seuls les boulons de classe 8.8 et 10.9 sont autorisés pour les assemblages utilisant des boulons précontraints.

L'état de surface des pièces en contact

La transmission d'un effort perpendiculaire à l'axe du boulon dépend du frottement à l'interface des pièces, ce qui rend l'état de surface des pièces en contact un paramètre essentiel. Seuls quatre types de traitements de surface ont été sélectionnés, qualifiés et réglementairement quantifiés.

Classe de surface	μ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenaillé ou sablé
B	0.4	Grenaillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

Mot clé

Le **grenaillage** est une technique consistant à éliminer les impuretés ou bien à retirer une épaisseur d'une surface. Il est effectué par projection à grande vitesse de grenaille, tandis que le sablage implique la projection de sable

μ : coefficient de frottement qui prend les valeurs :

- $\mu = 0.50$ pour les surfaces décapées par grenaillage ou sablage puis métallisées par projection d'aluminium ou d'un revêtement à base de zinc.
- $\mu = 0.40$ pour les surfaces décapées par grenaillage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 μm
- $\mu = 0.30$ pour les surfaces nettoyées à la flamme ou par brossage à la brosse métallique avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes.
- $\mu = 0.20$ pour les surfaces non traitées.

La forme et la dimension des trous

La forme et les dimensions des trous jouent un rôle crucial. Les boulons sont toujours montés avec un certain jeu, et plus celui-ci est important, plus la surface de frottement diminue, réduisant ainsi la résistance de l'assemblage.

Un coefficient de forme est donc introduit dans les réglementations pour quantifier cette influence lors du calcul de la résistance de l'assemblage.

Coefficients	trou nominal	trou surdimensionné	trou oblong
k_s	1	0.85	0.7
$\gamma_{Ms,ser}$ ELS	1.20	1.20	1.20
$\gamma_{Ms,ult}$ ELU	1.10	1.25	1.25

$k_s = 1.0$ pour les trous à tolérances normales, à savoir :

- 1 mm pour les boulons de diamètre $\phi 12$ et $\phi 14$
- 2 mm pour les boulons de diamètre $\phi 16$ à $\phi 24$
- 3 mm pour les boulons de diamètre $\phi 27$ et plus

Résistance au glissement d'un boulon précontraint

La résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint HR (Haute Résistance) est déterminée par l'expression suivante :

$$F_{s.Rd} = K_s \cdot n \cdot \mu \cdot f_{pCd} / \gamma_{Ms} \quad (3.7)$$

Avec :

- K_s : coefficient de forme des trous
- n : nombre de surfaces d'adhérence
- μ : coefficient de frottement
- $F_{p.Cd}$: effort de précontrainte

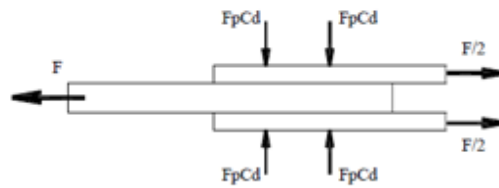


Figure 3.19: Glissement d'un BHR

Résistance à la traction d'un boulon précontraint

Pour éviter le décollement des pièces, l'effort de traction appliqué par boulon doit être inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{t.Sd} \leq F_{pCd} \quad (3.8)$$

Boulons soumis à des efforts combinés de traction et de cisaillement

Assemblage résistant au glissement à l'ELS :

$$F_{s.Rd.ser} = k_s \cdot \mu \cdot n (F_{p.Csd} - 0.8 F_{t.sd.ser}) / \gamma_{Ms.ser} \quad (3.9)$$

Assemblage résistant au glissement à l'ELU

$$F_{s.Rd.ult} = k_s \cdot \mu \cdot n (F_{p.Csd} - 0.8 F_{t.sd.ult}) / \gamma_{Ms.ult} \quad (3.10)$$

Avec :

- $F_{p.Cd}$: effort de précontrainte
- $F_{t.sd}$: effort de traction à l'ELU
- $F_{t.sd.ser}$: effort de traction à l'ELS

Calcul de boulon sollicité par M N et T

Il faut vérifier que l'effort de cisaillement par boulon soit tel que $T_1 = T_n \leq F_{s.Rd}$

Vérification de résistance au moment M et l'effort N le moment résistant de l'assemblage MR doit être tel que :

$$N_i = \frac{M_R \cdot d_i}{\sum d_i^2} \leq n \cdot F_p \quad (3.11)$$

(Moment extérieur)

Avec :

n =nombre de boulons par rangée

$$M_R = \sum N_i d_i = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots$$

D'où :

$$N_i = \frac{M_R}{\sum d_i^2} d_i \quad (3.12)$$

N_i : Effort de traction dans le boulon on vérifie que :

$$N_i \leq F_{p.c.d}$$

Avec $A_c = e.(b + \sqrt{b.a})$ aire de la zone comprimée repérée par $x = e\sqrt{b/a}$

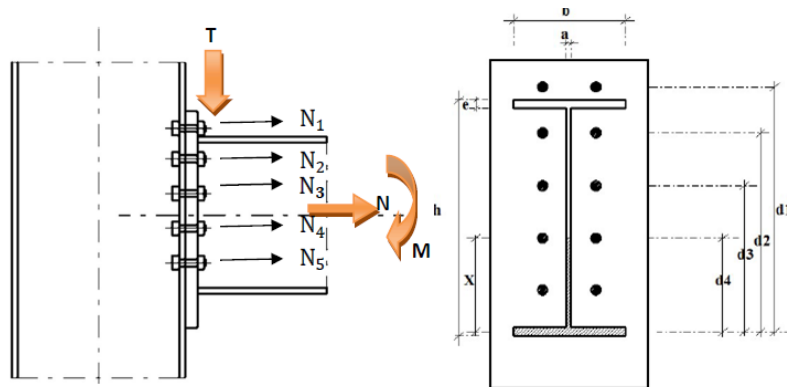


Figure 3.20: *Boulons sollicités par M N et T*

Il est également nécessaire de vérifier la résistance de l'âme du poteau :

- dans la zone en traction,
- dans la zone en compression,
- dans la zone en cisaillement.

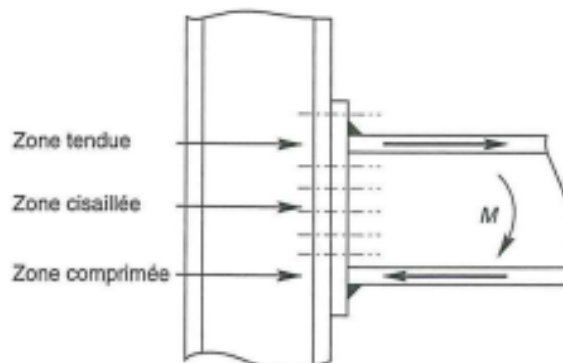


Figure 3.21: *Zones; tendue; comprimée; cisailée*

Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_t = f_y . t_{wc} . b_{eff} / \gamma_{M0} \quad (3.13)$$

avec

- t_{wc} : épaisseur âme poteau
- $b_{eff} = p$: entraxe rangées boulons

Résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

- âme non raidie:

$$F_t = f_y \cdot t_{wc} \cdot \left(1.25 - 0.5 \gamma_{M0} \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \quad (3.14)$$

avec

- σ_n : contrainte normale de compression dans l'âme du poteau résultant de l'effort de compression et du moment de flexion
 - $b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$
 - t_{fb} : épaisseur semelle poutre
 - t_p : épaisseur semelle poteau
 - t_{fc} : épaisseur platine extrémité
 - r_c : rayon de raccordement âme semelle du poteau
- Âme raidie : aucune vérification n'est requise lorsque les raidisseurs ont une épaisseur équivalente à celle des semelles de la poutre.

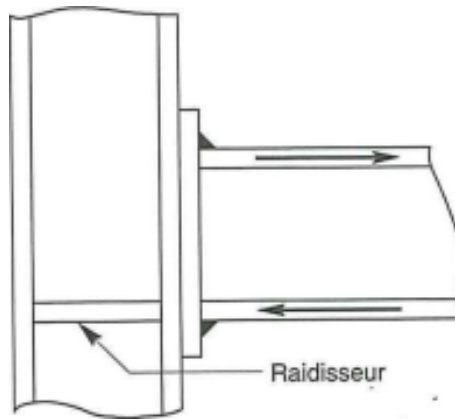


Figure 3.22: âme raidie

Résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée (âme non raidie)

$$V_r = 0.58 \cdot f_y \cdot h \cdot t_{wc} / \gamma_{M0} \quad (3.15)$$

Si la résistance est insuffisante, il est nécessaire de renforcer l'âme, soit en ajoutant une fourrure d'âme, soit en installant des raidisseurs diagonaux.

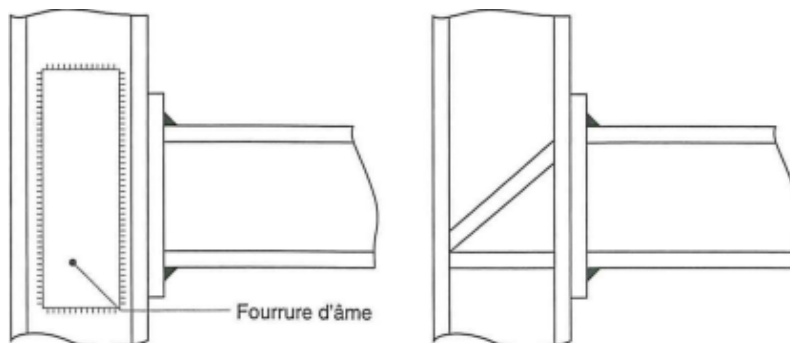


Figure 3.23: l'âme du poteau dans la zone cisailée

3.3.4 Résistance à la pression diamétrale

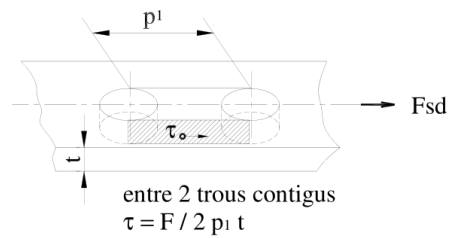
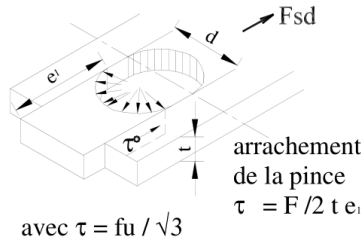
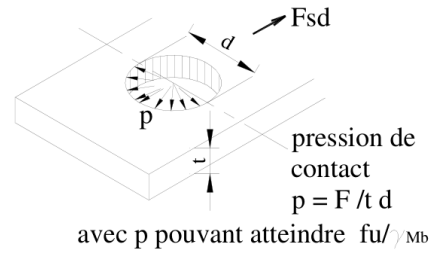
$$F_{bRd} = 2.5 \alpha f_u d t / \gamma_{Mb} \quad (3.16)$$

Avec α mini de : $\{ e_1/3d_0 ; p_1/3d_0 - 1/4 ; f_{ub}/f_u \text{ ou } 1 \}$

Avec :

- d diamètre du boulon
- d_0 diamètre du trou
- t épaisseur de la pièce
- e_1 pince longitudinale
- p_1 Entraxe des boulons
- f_{ub} Résistance à la traction des boulons
- f_u Résistance à la traction de la pièce

assemblée



3.3.5 Dispositions constructives

Les conditions maximales visent à prévenir la corrosion entre les pièces assemblées, à éviter le voilement local et à faciliter l'installation des boulons.

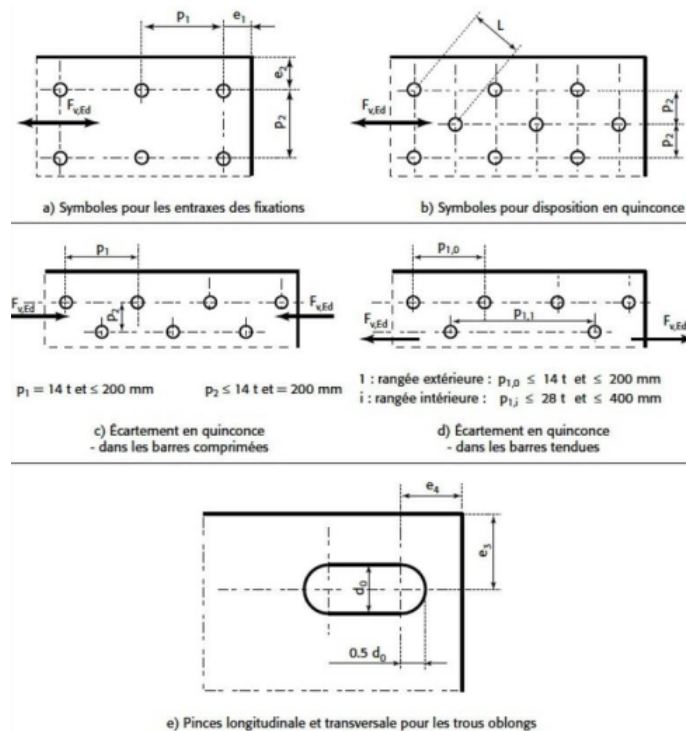
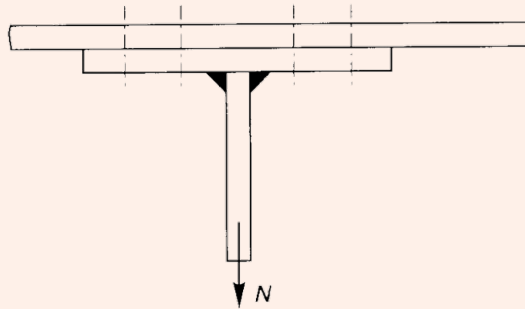


Figure 3.24: dispositions constructives

Distances et entraxes	Minimum	Maximum ^{1) 2) 3)}	
		Structures réalisées en aciers conformes à l'EN 10025 à l'exception des aciers conformes à l'EN 10025-5	
Voir figure 3.1		Acier exposé aux intempéries ou autres influences corrosives	Acier non exposé aux intempéries ou autres influences corrosives
Pince longitudinale e_1	$1,2 d_0$	$4 t + 40 \text{ mm}$	
Pince transversale e_2	$1,2 d_0$	$4 t + 40 \text{ mm}$	
Distance e_3 pour les trous oblongs	$1,5 d_0$ ⁴⁾		
Distance e_4 pour les trous oblongs	$1,5 d_0$ ⁴⁾		
Entraxe p_1	$2,2 d_0$	Minimum de $14 t$ ou 200 mm	Minimum de $14 t$ ou 200 mm
Entraxe $p_{1,0}$		Minimum de $14 t$ ou 200 mm	
Entraxe $p_{1,i}$		Minimum de $28 t$ ou 400 mm	
Entraxe p_2 ⁵⁾	$2,4 d_0$	Minimum de $14 t$ ou 200 mm	Minimum de $14 t$ ou 200 mm

Figure 3.25: dispositions constructives

Exercice 3.6 Considérons un profilé en T fixé par 8 boulons HR de 16 mm de diamètre. Quelle est la charge maximale pondérée que cet assemblage peut supporter ?



Exercice 3.7 Soit un assemblage sollicité selon les deux directions comme montré sur la figure.

Données :

- 8 boulons HR 10.9 diamètre 16 mm,
- $\alpha = 60$,
- $\mu = 0,30$,
- $K_s = 1,1$
- $A_s = 157 \text{ mm}^2$

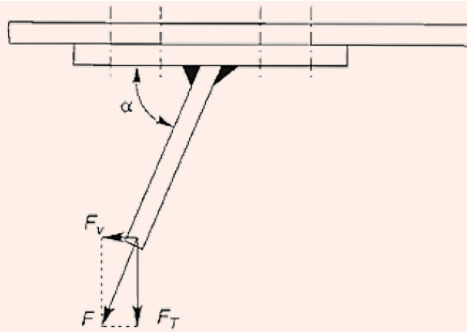
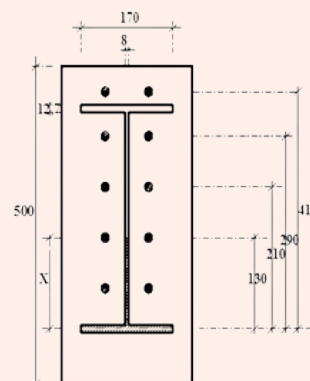
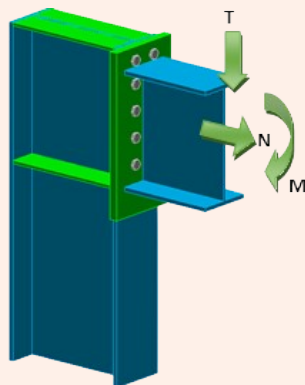


Figure 3.26: attache de deux pièces

- Déterminer la valeur de F ?

Exercice 3.8 Soit un assemblage poutre- poteau sollicité par :

- un moment fléchissant $M= 32000 \text{ daN} \cdot \text{m}$
- un effort tranchant $T= 8000 \text{ daN}$
- un effort normal $N= 6000 \text{ daN}$
- Est constitué par des 10 BHR 8.8
- coefficient de frottement $\mu = 0,3$
- Epaisseur de la platine $t=28\text{mm}$
- Poteau IPE 400, poutre IPE 360
- Déterminer les diamètres des boulons



3.3.6 soudure

Aspects technologiques

La soudure consiste dans l'assemblage direct des métaux de même composition, sans apport ou avec apport de métal de composition identique. Ce procédé peut se faire, soit aux gaz, soit à l'arc électrique ; Le procédé de soudage permet :

- Une liberté dans la conception des formes
- Une bonne continuité de la matière
- Une bonne transmission des efforts

Pour l'acier de structure, le soudage à l'arc électrique est le procédé le plus couramment utilisé. Ce procédé implique la fusion simultanée d'un métal d'apport et des pièces à assembler. Le métal fondu de chaque élément se mélange, formant un bain de fusion qui, en se solidifiant au

refroidissement, crée un lien solide garantissant la continuité entre les pièces.

Les valeurs de limite d'élasticité, de résistance ultime en traction et d'allongement à la rupture du métal d'apport doivent être au moins égales ou supérieures à celles du métal de base.

3.3.7 Terminologie de la soudure

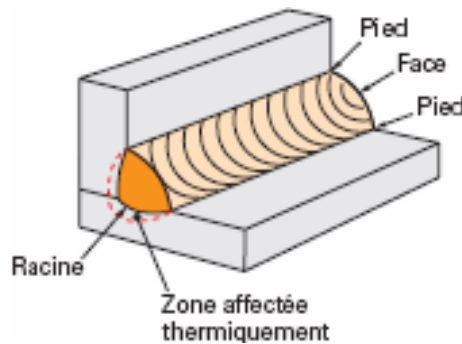


Figure 3.27: Terminologie

- Métal de base : métal de l'élément à souder.
- Métal d'apport : métal de l'électrode.
- Racine : point de l'assemblage jusqu'où le métal d'apport a pénétré.
- Face : surface de la soudure.
- Pied : ligne de séparation entre le métal de base et le métal d'apport.
- ZAT (zone affectée thermiquement) : partie du matériau de base qui n'a pas fondu mais qui a subi un refroidissement rapide après le passage de l'arc de soudage, lui conférant un comportement fragile.

Il existe plusieurs procédés de soudage classés en trois catégories :

- Soudage manuel : utilisé pour les soudures dans des zones difficiles d'accès ou pour des soudures de petite longueur.
- Soudage automatique : la tête de soudage se déplace automatiquement le long du joint, adapté aux joints de grande longueur.
- Soudage semi-automatique.

Le choix du procédé dépend de l'épaisseur du matériau, de l'emplacement de la soudure, de l'accessibilité du joint, de la composition de l'acier de base, ainsi que du coût comparatif.

3.3.8 Différents types de soudure

Les soudures bout à bout

Il existe deux types de soudures bout à bout : à pleine pénétration et à pénétration partielle.

Une soudure bout à bout à pleine pénétration garantit une fusion et une pénétration totales du métal d'apport et du métal de base sur toute l'épaisseur du joint. En revanche, une soudure bout à bout à pénétration partielle présente une pénétration dans le joint qui est inférieure à l'épaisseur complète du métal de base.

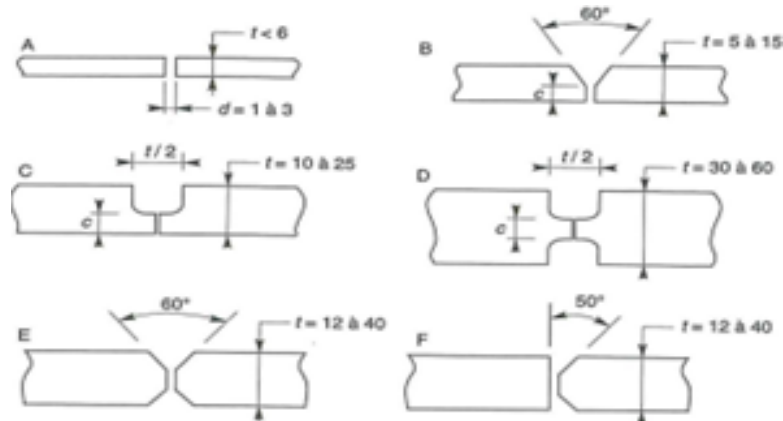


Figure 3.28: bout a bout

Les soudures d'angle

Ces soudures sont utilisées pour assembler des pièces dont les faces forment un angle compris entre 60° et 120° . Si l'angle est inférieur à 60° , la soudure est considérée comme une soudure bout à bout à pénétration partielle.



Figure 3.29: Soudure d'angle

3.4 Vérification des soudures

Pour que la résistance d'une soudure d'angle soit satisfaisante, il faut respecter la formule de base suivante :

$$\beta_w \sqrt{(\sigma^2 + 3(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} \leq f_u / \gamma_{Mw} \quad (3.17)$$

Avec les coefficients β_w et γ_{Mw} variables selon la nuance d'acier :

Table 3.1: Coefficients β_w et γ_{Mw}

Nuance d'acier		γ_{Mw}	β_w	$\gamma_{Mw} \cdot \beta_w$
f_y	f_u			
235	360	1.25	0.8	1.00
275	430	1.30	0.85	1.10
355	510	1.35	0.90	1.20

3.4.1 Cordons reliant des pièces orthogonales

Cordons frontaux

$$a \sum l \geq \beta_w \gamma_{Mw} N \frac{\sqrt{2}}{f_u} \quad (3.18)$$

Cordons latéraux

$$a \sum l \geq \beta_w \gamma_{M_w} N \frac{\sqrt{3}}{f_u} \tag{3.19}$$

Cordons obliques

$$a \sum l \geq \beta_w \gamma_{M_w} N \frac{\sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}{f_u} \tag{3.20}$$

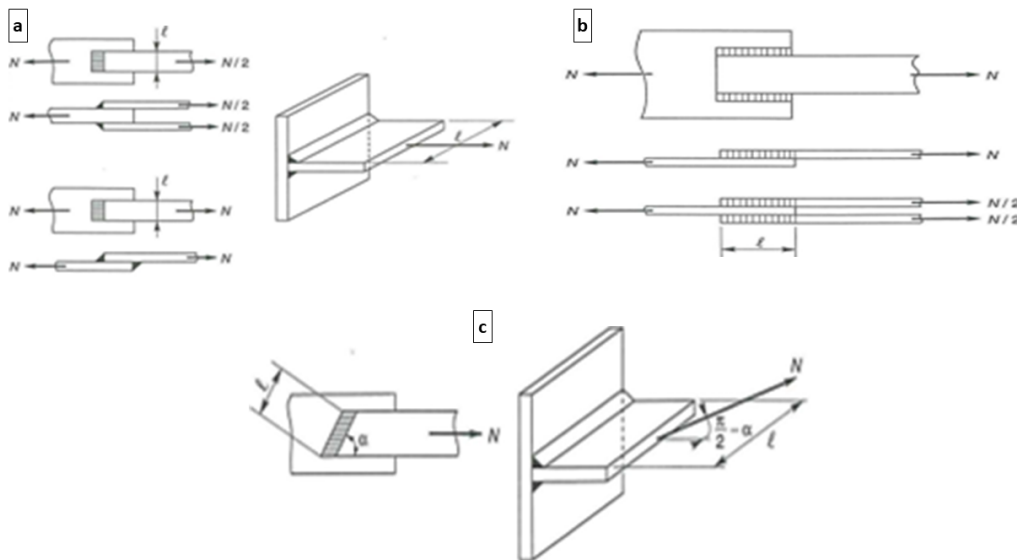


Figure 3.30: **a:**cordon frontal, **b:** cordon latéral, **c:**cordon oblique

3.4.2 Cordons reliant des pièces obliques

θ Désignant l'angle d'une face d'assemblage avec la perpendiculaire sur l'autre face

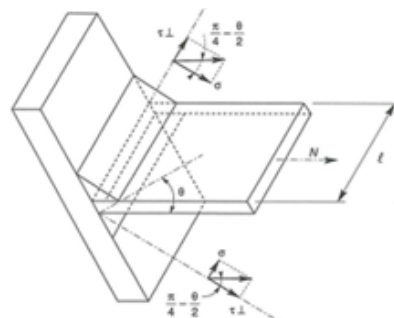


Figure 3.31: pièce oblique

3.4.3 Cordons frontaux

Angle obtus

$$a \sum l \geq \beta_w \gamma_{M_w} N \frac{\sqrt{2 - \sin \theta}}{f_u} \tag{3.21}$$

Angle aigu

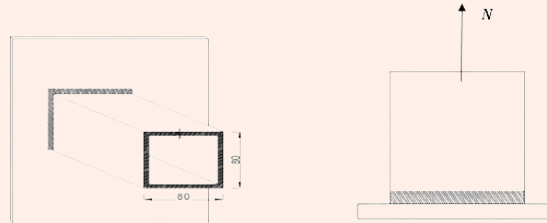
$$a \sum l \geq \beta_w \gamma_{M_w} N \frac{\sqrt{2 + \sin \theta}}{f_u} \tag{3.22}$$

3.4.4 Cordons latéraux

$$a \sum l \geq \beta_w \gamma_{Mw} N \frac{\sqrt{3}}{f_u} \text{ (Formule enveloppe)} \quad (3.23)$$

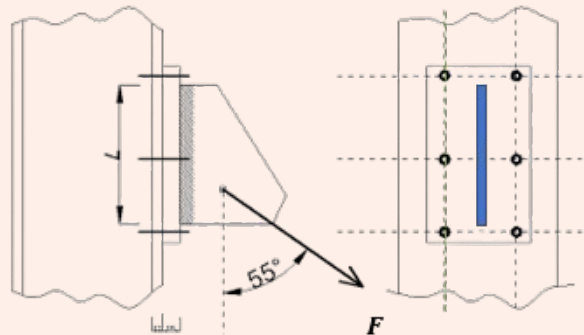
Exercice 3.9 Considérons un tube de dimensions 80x80x5 mm soudé sur une platine en acier S.235 avec un cordon de soudure périphérique. a=4 mm

- Quel effort axial pondéré N peut-il supporter.
- Vérifier la résistance du tube.



Exercice 3.10 Soit un assemblage constitué par un acier S.275, sollicité par une effort F de 10000 daN, $\mu=0.45$, $a=5$ mm

- Déterminer Le diamètre des **BHR 8.8**
- Vérifier la pression diamétrale
- La longueur du cordon de soudure



4. Calcul des pièces sollicitées en traction simple

Definition 4.0.1 Théoriquement, une pièce est dite soumise à la traction simple lorsque la résultante des efforts internes, sur n'importe quelle section droite, se réduit à un effort normal centré tendant à allonger la pièce (c'est-à-dire tendant à éloigner l'une de l'autre deux sections voisines).

4.1 Utilisation des pièces tendues

La figure 4.1 présente différents exemples de structures comportant des éléments habituellement considérés comme soumis uniquement à des efforts de traction.

La figure 4.2 illustre des sections transversales typiques d'éléments en traction. On utilise fréquemment des sections laminées simples ou des structures assemblées dans les fermes, les poutres en treillis et comme éléments de contreventement. Dans les systèmes de contreventement, on emploie des câbles, des plats ou des barres. Ces mêmes matériaux peuvent également être utilisés dans la construction de ponts ou de toits à grande portée.

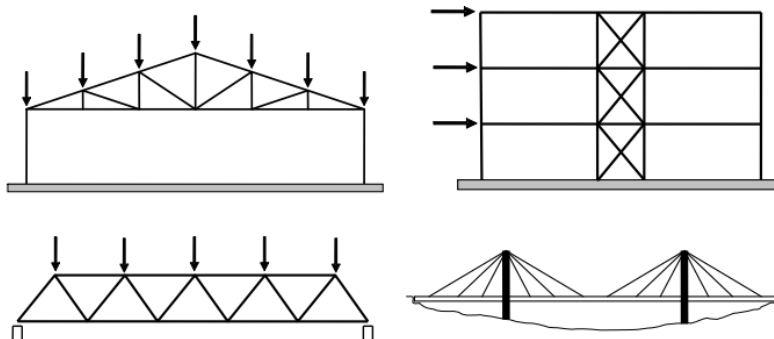


Figure 4.1: Structures avec certains éléments en tension

Pour les barres de treillis et les barres de triangulation, on utilise le plus souvent des cornières simples ou jumelées. Les éléments tendus les plus fortement sollicités peuvent être constitués par

des profils laminés tels des U jumelés ou des H

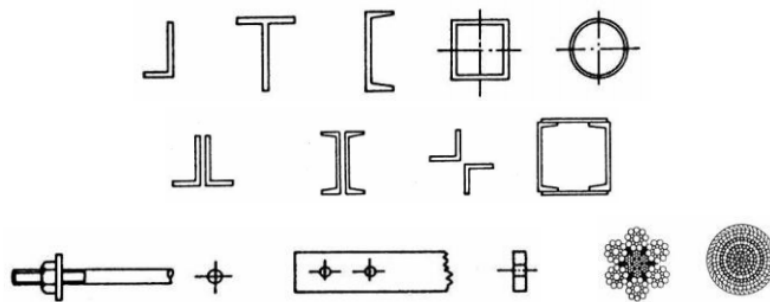


Figure 4.2: Sections transversales typiques d'éléments en traction

4.2 Comportement des pièces tendues

Le comportement des éléments en traction est étroitement lié à la relation contrainte-déformation de l'acier soumis à des forces de traction uniaxiales.

la résistance ultime de la section transversale correspond à la résistance à la traction R_m . Cependant, la résistance plastique est souvent considérée comme la résistance ultime à la traction de l'élément, surtout dans des contextes où la ductilité est un facteur important.

En général, la conception critique pour les éléments en traction se concentre sur les zones des assemblages, qu'il s'agisse de connexions à d'autres parties de la structure ou d'épaisseurs à l'intérieur de l'élément. Dans ces sections transversales, il est essentiel de prendre en compte la surface nette, en raison des effets du boulonnage ou des changements de forme. De plus, des concentrations de contraintes peuvent se produire autour des trous ou des discontinuités, comme l'illustre la figure 4.3.

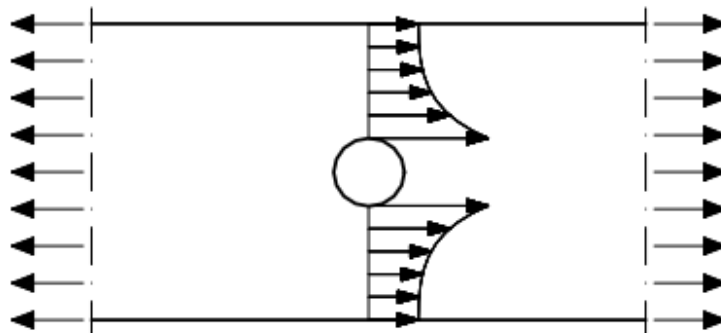


Figure 4.3: Concentration de tension à côté d'un trou

Les assemblages boulonnés ou soudés peuvent également induire des moments du second ordre en raison de petites excentricités, comme indiqué à la figure 4.4. Ces effets doivent être pris en compte dans la conception. Pour atténuer ces excentricités, il est recommandé de spécifier des détails soignés, comme montré dans la figure 4.5.

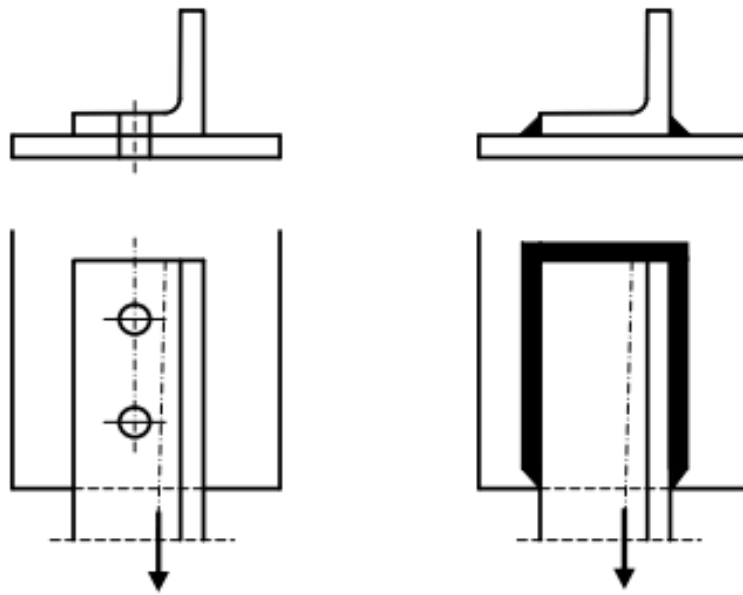


Figure 4.4: Connexions excentriques

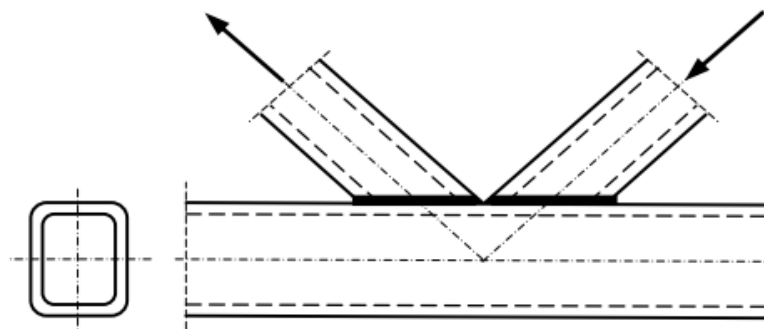


Figure 4.5: Assemblages soudés entre profilés creux

4.3 CALCUL DES PIÈCES TENDUES

4.3.1 Aire de la section brute « A »

Le calcul de l'aire de la section brute doit se faire en utilisant les dimensions nominales. Il n'est pas nécessaire de déduire les trous pratiqués pour les fixations

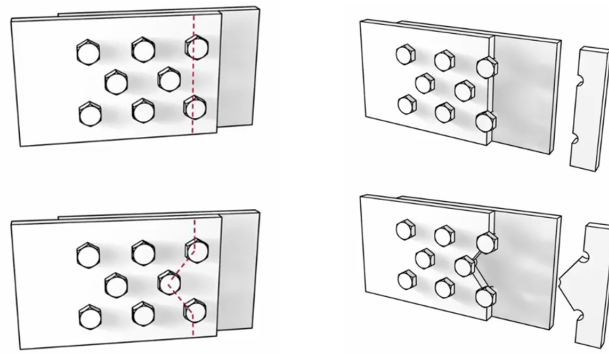


Figure 4.6: rupture de section nette

4.3.2 Calcul de l'aire de la section nette

Le calcul de l'aire de la section nette se réalise en soustrayant les aires des sections brutes des trous alignés dans les plans de leurs axes. Lorsque les trous de fixation ne sont pas disposés en quinconce, l'aire totale à soustraire correspond à la somme maximale des aires des sections des trous dans une section transversale perpendiculaire à l'axe de l'élément (Fig. 4-7, cas a).

Si les trous de fixation sont disposés en quinconce, l'aire totale à soustraire doit être la plus élevée parmi les valeurs suivantes :

- la déduction des trous qui ne sont pas en quinconce,
- la somme des aires des sections de tous les trous situés sur une ligne quelconque (diagonale ou brisée) s'étendant progressivement à travers ou le long de l'élément.

diminuée de la somme des valeurs $\frac{s_i^2 t}{4p_i}$, calculées pour chaque intervalle entre où trous le long de la ligne (Fig. 4-7 cas b). ou:

- s est la distance entre les centres des deux trous délimitant l'intervalle considéré, mesurée parallèlement à l'axe de l'élément.
- p est l'espacement des centres des ces deux même trous, mesuré perpendiculairement à l'axe de l'élément.
- t l'épaisseur.

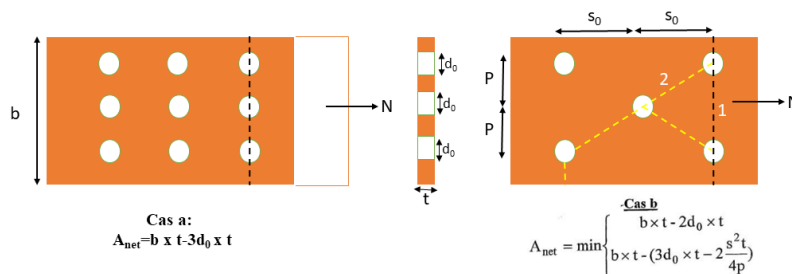


Figure 4.7: A nette

Dans une cornière ou tout autre élément comportant des trous dans plusieurs plans, l'espacement P doit être mesuré le long de la ligne médiane dans l'épaisseur du matériau (Fig. 4.7).

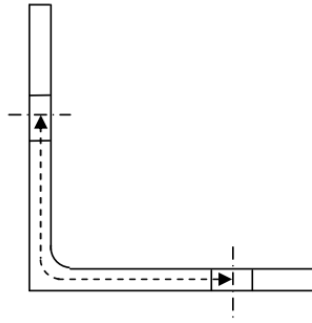


Figure 4.8: cornière

4.4 Vérification des pièces tendues à l'ELU

Pour les éléments soumis à une traction axiale, la valeur de calcul $N_{t,Rd}$ de l'effort normal de traction dans chaque section transversale doit satisfaire la condition suivante :

$$N_{sd} < N_{t,Rd} \quad (4.1)$$

ou: $N_{t,Rd}$ représente la résistance de calcul de la section en traction, déterminée comme la plus faible des valeurs suivantes :

a) résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} \dots \dots \dots \gamma_{M0} = 1.10 \quad (4.2)$$

B) La résistance ultime de calcul de la section nette au niveau des trous de fixation.

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \dots \dots \dots \gamma_{M2} = 1.25 \quad (4.3)$$

$$N_{t,Rd} \Rightarrow \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}) \quad (4.4)$$

dans les assemblages calculés pour résister au glissement (par frottement) à l'état limite ultime, la résistance plastique de calcul $N_{net,Rd}$ de la section nette au droit des trous de fixations doit être prise égale à :

$$N_{net,Rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0} \dots \dots \dots \gamma_{M0} = 1.10$$

Ceci est dû au fait que le fonctionnement d'un assemblage résistant par frottement ne permet plus les adaptations plastiques escomptées précédemment.

4.5 Prise en compte des effets des excentricités d'assemblage dans le calcul des pièces tendues

Il est courant, pour des raisons constructives, d'assembler des éléments en acceptant des excentricités entre le centre de gravité des sections transversales et celui des organes d'assemblage. Une situation similaire se présente dans les systèmes à treillis lorsque les lignes d'épurés des barres ne convergent pas correctement.

Dans de telles conditions, les éléments concernés ne sont plus soumis à une traction pure, comme le suppose le calcul théorique, mais doivent également compenser des moments secondaires, dont l'importance peut varier. Il est donc essentiel de prévoir des marges de résistance adéquates lors du dimensionnement de ces éléments, en tenant compte des excentricités qui les affectent.

Pour le cas particulier des cornières simples fixées par boulons ou par soudure sur une seule aile, il est possible d'appliquer les règles spécifiques suivantes. Celles-ci visent à modéliser l'interaction entre l'effort normal et la flexion parasite à l'aide d'une section réduite, résistante à l'effort normal.

4.5.1 Cornières attachées par des boulons

Les cornières assemblées par une seule rangée de fixations dans une des ailes (Fig. 4-8) peuvent être considérées comme si elles étaient sollicitées sans excentrement en adoptant une valeur minorée de la section nette conduisant aux expressions suivantes de résistance ultime :

$$\text{Avec 1 boulon:} \dots \dots \dots N_{uRd} = \frac{2(e_2 - 0.5d_0)t \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec 2 boulons:} \dots \dots \dots N_{uRd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec 3 boulons:} \dots \dots \dots N_{uRd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

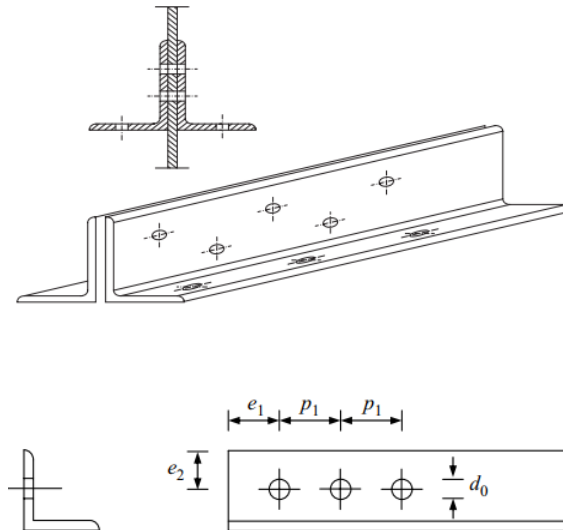


Figure 4.9: attache cornière

β_2 et β_3 sont les coefficients minorateurs fonctions de l'entraxe p_1 dans le tableau ci dessous. Pour des valeurs intermédiaires de p_1 , la valeur de β peut être déterminée par interpolation linéaire.

Coefficients minorateurs β_2 et β_3			
Entraxe	p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
2 boulons	β_2	0,4	0,7
3 boulons ou plus	β_3	0,5	0,7

Figure 4.10: coefficient minorateur

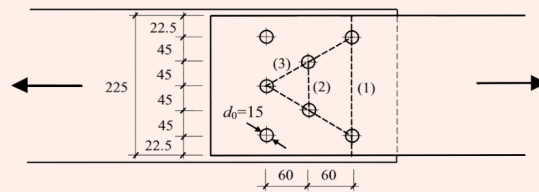
A_{net} représente l'aire de la section nette de la cornière. Pour les cornières à ailes inégales fixées par la plus petite aile, A_{net} doit être définie comme l'aire de la section nette d'une cornière équivalente à ailes égales, dont la dimension d'aile correspond à celle de la plus petite aile.

4.5.2 Cornières attachées par des soudures

Pour une cornière à ailes égales, ou pour une cornière à ailes inégales fixée par la plus grande de ses ailes, l'aire efficace peut être considérée comme égale à l'aire de la section brute. En revanche, pour une cornière à ailes inégales fixée par la plus petite de ses ailes, l'aire efficace doit être équivalente à celle de la section transversale brute d'une cornière à ailes égales, dont les dimensions correspondent à celles de l'aile la plus petite.

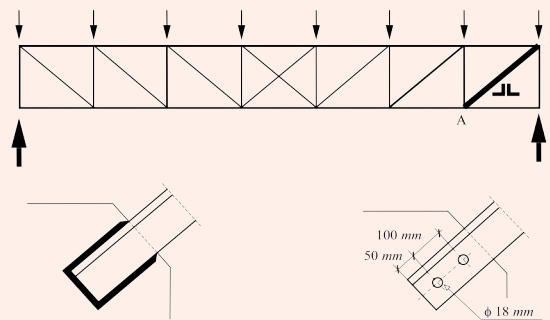
4.5 Prise en compte des effets des excentricités d'assemblage dans le calcul des pièces tendues 63

Exercice 4.1 Calculer l'aire nette A_{net} de la section boulonnée de la plaque. Supposons une plaque d'épaisseur $t=10$ et les dimensions restantes (en mm), comme indiqué sur la Figure

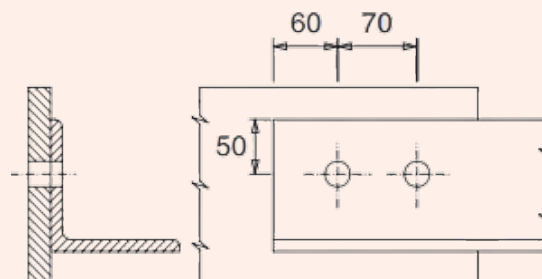


Exercice 4.2 Considérons le diagonal AB de la ferme en acier, indiquée sur la figure, en supposant qu'elle est soumise à une force axiale de traction de calcul de $N_{Ed} = 220$ kN. La section transversale est constituée de deux cornières de même longueur, en acier de nuance S 235. Dimensionner le diagonal AB en supposant deux possibilités distinctes pour les assemblages :

- a) assemblages soudés;
- b) assemblages boulonnés.

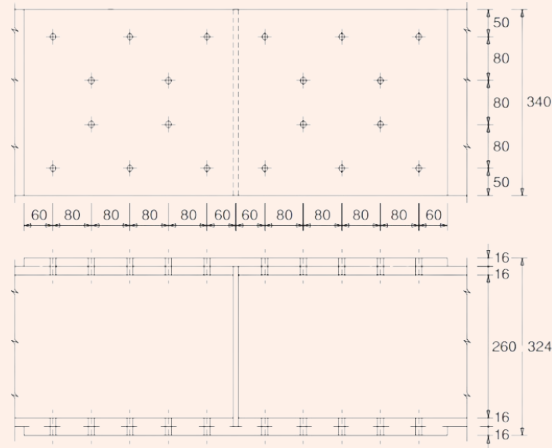
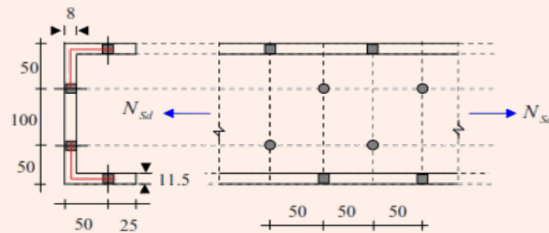


Exercice 4.3 Vérification de la résistance d'une cornière simple à branches égales L 120 x 10 mm soumise à traction, fixée d'un côté par deux boulons M16 dans des trous standard. Ces boulons relient un aile de la cornière à une plaque gousset. La cornière doit résister à une charge axiale N_{Ed} de 350 kN.



Exercice 4.4 Assemblage d'une membrure tendue d'une poutre en treillis

Vérifier l'assemblage d'une diagonale, qui relie l'extrémité de deux éléments du diagonal d'une poutre en treillis et transfère une charge de traction axiale N_{Ed} de 2250kN

**Exercice 4.5 Déterminer l'effort N que peut supporter en toute sécurité une barre en profilé UAP200, en acier S275, avec des trous de diamètre 20 mm.**

5. Calcul des pièces fléchies

5.1 introduction

La flexion est une sollicitation qui peut s'accompagner d'un phénomène d'instabilité dit « déversement ». L'analyse faite ici est valable dans la mesure où les éléments concernés sont totalement prémunis contre les risques d'instabilité par déversement

Definition 5.1.1 a) Flexion simple (flexion uniaxiale)

Théoriquement, une pièce est dite soumise à une flexion simple lorsque les efforts internes se réduisent, sur n'importe quelle section droite considérée, à un moment fléchissant par rapport à l'un des axes principaux d'inertie et à un effort tranchant.

b) Flexion déviée (flexion biaxiale)

Lorsque les efforts appliqués à une pièce fléchie ne sont pas dans l'un des plans principaux déterminés par l'axe longitudinal de la pièce et l'un des axes principaux d'inertie de sa section droite, la pièce est alors soumise à une flexion déviée. Pour le calcul, on projette les efforts sur les deux plans principaux, on étudie indépendamment la flexion dans chacun de ces plans et, en élasticité, on additionne en chaque point les contraintes normales déterminées pour ces deux études.

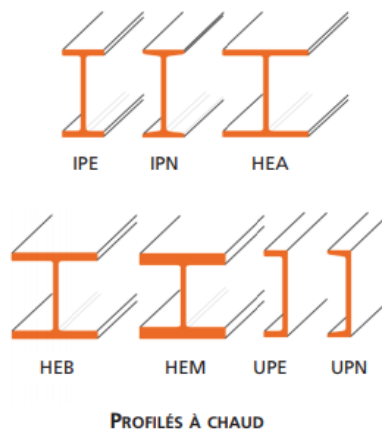
5.2 Utilisation des pièces fléchies

Les pièces soumises à la flexion, généralement appelées poutres, comptent parmi les éléments les plus fréquemment utilisés en construction métallique. Elles sont présentes dans tous types de structures, servant d'éléments porteurs principaux (comme les traverses de cadre, poutres de toiture ou de plancher) ou secondaires (telles que les pannes et les lisses).

Les principaux types des poutres sont:

5.2.1 Profilés laminés

Les profilés laminés ont un vaste domaine d'application en tant qu'éléments fléchis (traverses, pannes, etc.). Les principaux types de profilés laminés utilisés en flexion incluent : IPE, IPN, HEA, HEB, UPN, etc. IPE, IPN, HEA, HEB, UPN,...



5.2.2 Poutre à treillis

Pour réduire les longueurs comprimées des diagonales des extrémités, on fait varier la hauteur de la poutre (forme parabolique)

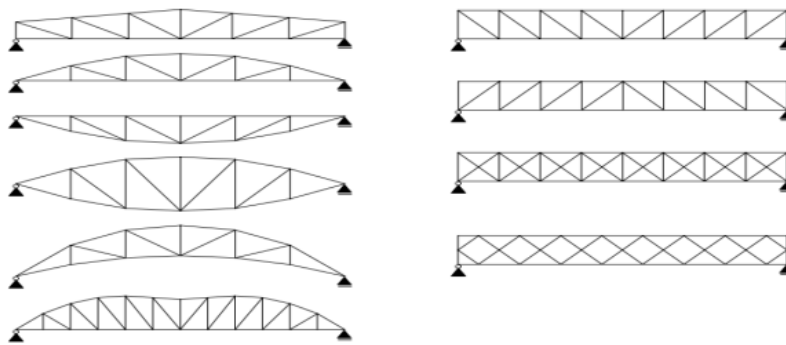


Figure 5.1: Poutre à treillis

5.2.3 Poutre composées à âme pleine

Pour les poutres non disponibles dans le commerce, on réalise la section en I par des assemblages rives, soudés, ou boulonnés.

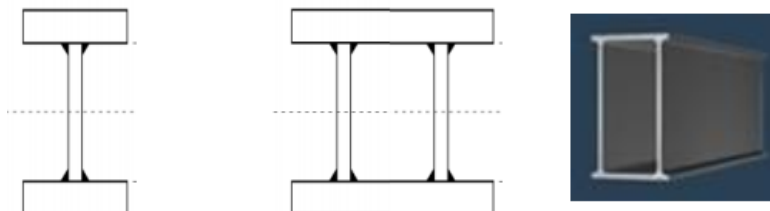


Figure 5.2: Profilé reconstituée soudée PRS

Les caissons ont une meilleure tenue au diversement

5.2.4 Poutre Ajourée

Une poutre à âme pleine comprenant des trous hexagonaux dans l'âme pour l'alléger.

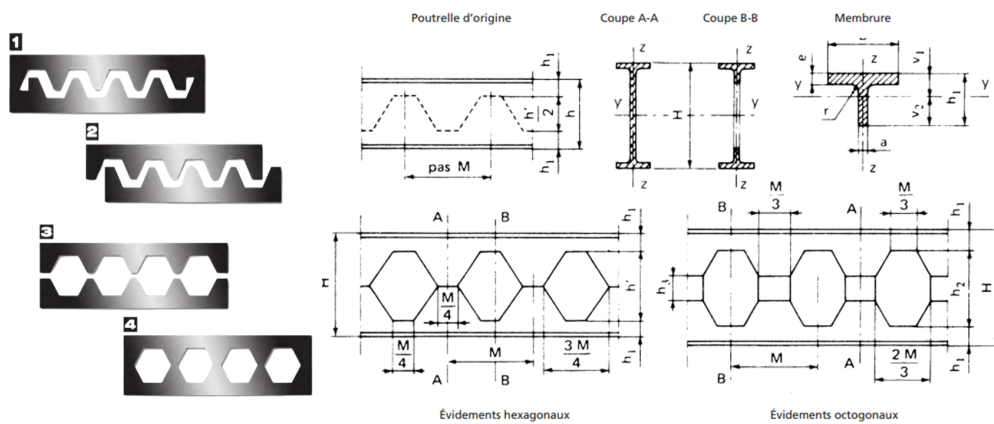


Figure 5.3: Poutre ajourée

5.3 ANALYSE DES PIÈCES FLÉCHIES

5.3.1 Calcul élastique de la résistance vis-à-vis des moments de flexion

flexion simple

Lorsqu'une section est soumise à un moment fléchissant suivant un de ses axes principaux, la contrainte maximale donnée par ce moment est :

$$\sigma = M \cdot V_{max} / I \quad (5.1)$$

- I inertie de la section par rapport à l'axe de flexion ;
- V_{max} distance de la fibre la plus éloignée du centre de gravité. Le module élastique W_{el} correspond au rapport de l'inertie de la section par rapport à l'axe de flexion à la distance de la fibre la plus éloignée du centre de gravité.

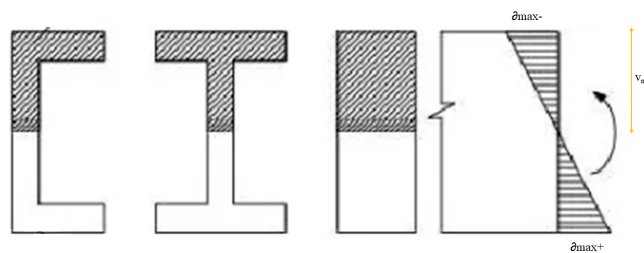


Figure 5.4: Contrainte de flexion

$$W_{el} = I / V_{max} \implies \sigma = M_{max} / W_{el} \quad (5.2)$$

La valeur du moment fléchissant qui fait que $\sigma = f_y$ est appelée moment de résistance élastique M_{el}

$$\sigma = f_y = \frac{M_{el}}{W_{el}} \implies M_{el} = W_{el} \cdot f_y$$

Flexion déviée

On prendra l'exemple d'une panne de toiture inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontale. Cette panne est soumise à une charge verticale uniformément répartie. On supposera que cette panne est simplement appuyée à ses extrémités (Fig. 5-5)

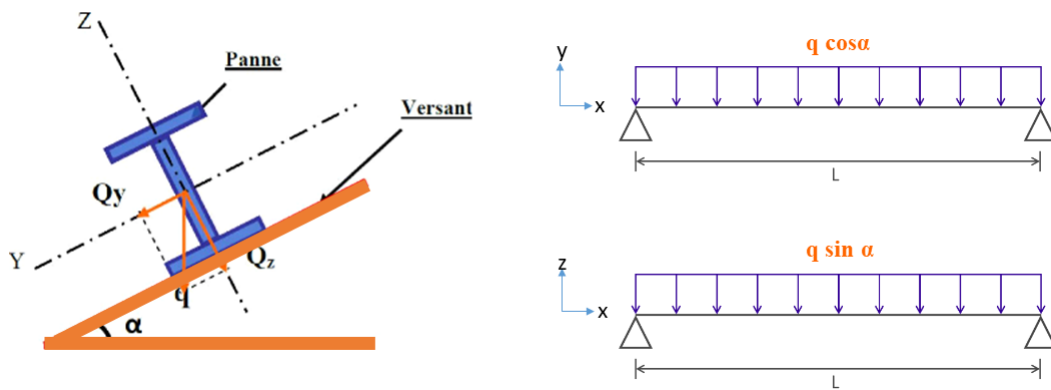
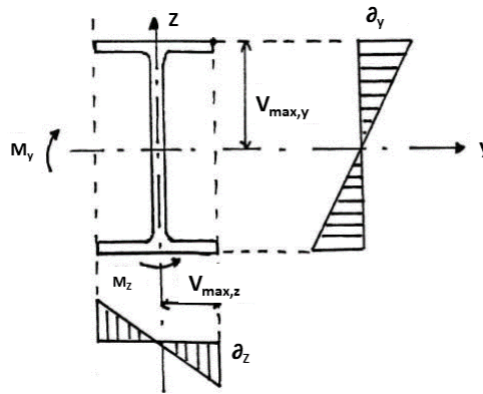


Figure 5.5: flexion déviée

Les moments fléchissant maximaux dans la section la plus sollicitée (mi-travée) sont égaux à :

$$M_y = \frac{q \cdot \cos \alpha \cdot l^2}{8} \quad M_z = \frac{q \cdot \sin \alpha \cdot l^2}{8}$$

Figure 5.6: Contraintes des Moments M_y et M_z

La contrainte maximale donnée par ces moments est :

$$\sigma = \frac{M_y}{I_y} v_{\max,y} + \frac{M_z}{I_z} v_{\max,z}$$

ou bien

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{ely}} + \frac{M_z}{W_{elz}}$$

ou

$$W_{ely} = \frac{I_y}{v_{\max,y}} \text{ et}$$

$$W_{elz} = \frac{I_z}{v_{\max,z}}$$

Dans le cas où $\sigma = f_y$, on aura donc :

$$\sigma = f_y = \frac{M_y}{W_{ely}} + \frac{M_z}{W_{elz}} \Rightarrow \frac{M_y}{M_{ely}} + \frac{M_z}{M_{elz}} = 1 \quad (5.3)$$

5.4 Introduction sur le calcul plastique des sections

La résistance élastique à la flexion d'une section transversale est atteinte lorsque la contrainte normale au point le plus éloigné de l'axe neutre élastique (*e. n. a.*) atteint la limite d'élasticité f_y ; le moment de flexion correspondant est appelé moment de flexion élastique M_{el} .

Le moment de flexion capable de plastifier totalement une section transversale est appelé moment de flexion plastique M_{pl} . Dans le calcul du moment de flexion plastique d'une section

transversale en acier (en supposant des limites d'élasticité égales en traction et en compression), l'axe neutre plastique (*p.n.a.*) est situé au centre de gravité uniquement si la section est symétrique, comme dans le cas des sections rectangulaires, des sections en **I** ou des sections en **H** à ailes égales. Dans le cas de sections transversales non symétriques, comme une section en **T**, l'axe neutre se déplace afin de diviser la section en deux zones égales.

La figure représente, pour deux sections transversales distinctes (section en **I** à ailes égales et section en **T**), les diagrammes des contraintes normales qui correspondent à la limite d'élasticité (moment de flexion élastique) et à la plastification complète (moment de flexion plastique). Pour les deux sections transversales, le moment de flexion élastique et le moment de flexion plastique autour de l'axe horizontal sont donnés par :

$$M_{el} = \frac{I}{v} f_y = W_{el} f_y \quad (5.4)$$

$$M_{pl} = A_c \cdot f_y \cdot d_c + A_t \cdot f_y \cdot d_t = (S_c + S_t) f_y = W_{pl} \cdot f_y \quad (5.5)$$

où,

- I : est le second moment de l'aire autour de l'axe neutre élastique (coïncident avec le centre de gravité de la section transversale) ;
- v : est la distance maximale d'une fibre extrême au même axe ;
- $W_{el} = I/v$ est le module de flexion élastique ;
- A_c et A_t sont les aires de la section en compression et en tension, respectivement (de valeur égale) ;
- f_y est la limite d'élasticité du matériau ;
- d_c et d_t sont les distances du centre de gravité des aires de la section en compression et en tension, respectivement, à l'axe neutre plastique ;
- W_{pl} est le module de flexion plastique, donné par la somme du premier moment des aires A_c et A_t , par rapport à l'axe neutre plastique ($W_{pl} = S_c + S_t$).

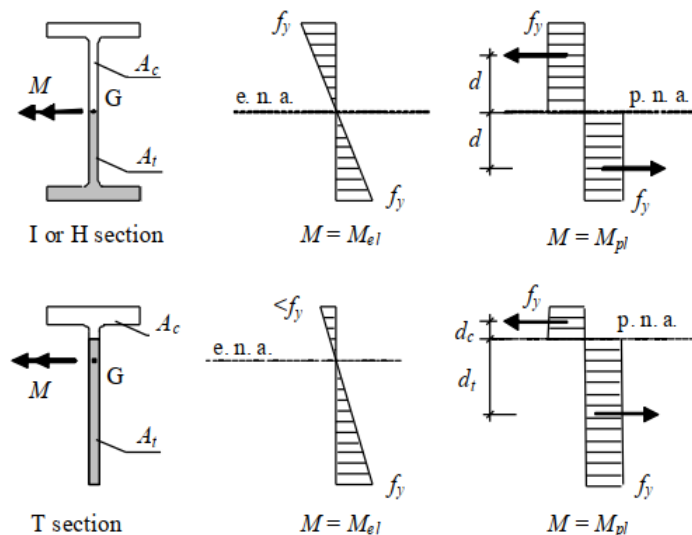


Figure 5.7: Résistance transversale aux moments de flexion élastiques et plastiques

Pour les sections symétriques, les calculs précédents sont plus simples car l'axe neutre plastique coïncide avec l'axe neutre élastique et, par conséquent, $d_c = d_t$.

5.4.1 Calcul plastique de la résistance vis-à-vis des moments de flexion

La conception pour la flexion biaxiale peut être vérifiée par des formules d'interaction plastique (sections transversales de classe 1 ou 2) ou élastique (sections transversales de classe 3 et 4), comme décrit ci-après :

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (5.6)$$

où α et β sont des paramètres qui dépendent de la forme de la section transversale et $M_{pl,y,Rd}$ et $M_{pl,z,Rd}$ sont les moments de résistance plastique autour de y et z, respectivement. Les paramètres α et β peuvent prendre de manière conservatrice la valeur 1,0 ; en variante, ils peuvent prendre les valeurs $\alpha = 2$ et $\beta = 1$ pour les sections en **I** ou **H**, $\alpha = \beta = 2$ pour les sections creuses circulaires et $\alpha = \beta = .66$ pour les sections creuses rectangulaires.

5.4.2 Surface nette en flexion

Les trous dans la semelle tendue pour les boulons ou autres éléments de connexion peuvent être ignorés si la condition $A_{f,net} 0.9 f_u / \gamma_{M2} \geq A_f f_y / \gamma_{M0}$ est satisfaite,

où $A_{f,net}$ et A_f sont respectivement la section nette et la surface brute de la semelle tendue, et γ_{M2} est un coefficient de sécurité partiel .

Une procédure similaire doit être envisagée pour les trous dans la partie tendue d'une âme,

Les trous dans les parties comprimées d'une section peuvent être ignorés, sauf s'ils sont fendus ou surdimensionnés, à condition qu'ils soient remplis par des éléments de fixation (boulons, rivets, etc...)

5.5 Résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

La valeur de l'effort de cisaillement, V_{sd} , doit satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd}} \leq 1 \quad (5.7)$$

où

V_{Rd} est la résistance au cisaillement .

En considérant la conception plastique, en l'absence de torsion, la résistance au cisaillement de conception, V_{Rd} , est donnée par la résistance au cisaillement plastique de conception, $V_{pl,Rd}$, donnée par l'expression suivante :

$$V_{pl,Rd} = A_v \left(f_y / \sqrt{3} \right) / \gamma_{M0} \quad (5.8)$$

où

A_v est l'aire de cisaillement, définie de manière qualitative pour une section en *I* soumise au cisaillement .

$$A_v = A - 2b.t_f + (t_w + 2r).t_f \quad (5.9)$$

L'aire de cisaillement correspond approximativement à l'aire des parties de la section transversale qui sont parallèles à la direction de l'effort tranchant.

L'article 6.2.6(3) fournit des expressions pour le calcul de l'aire de cisaillement pour les sections en acier standard ; en outre, l'aire de cisaillement est spécifiée dans les tableaux des profils

commerciaux. En considérant la conception élastique, la vérification de la résistance à l'effort tranchant est donnée par le critère suivant :

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1 \quad (5.10)$$

où, τ_{Ed} est la valeur de conception de la contrainte de cisaillement locale en un point donné, obtenue à partir de :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}S}{It} \quad (5.11)$$

- V_{Ed} est la valeur de conception de l'effort de cisaillement ;
- S est le premier moment d'aire autour de l'axe centroïdal de la partie de la section transversale entre le point où le cisaillement est requis et la limite de la section transversale ;
- I est le moment d'inertie autour de l'axe neutre ;
- t est l'épaisseur de la section au point donné.

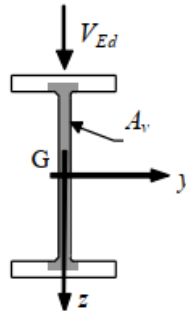


Figure 5.8: zone de cisaillement pour une section transversale en I

La résistance au flambement par cisaillement des âmes doit être vérifiée pour les âmes non raidies lorsque $(h_w/t_w) > 72\varepsilon/\eta$,

où

- h_w et t_w représentent respectivement la profondeur et l'épaisseur de l'âme,
- η est un facteur qui peut être pris de manière conservatrice comme étant égal à 1,0,
- ε est donné par la relation $(\sqrt{235}/f_y)$.

Les trous de fixation ne doivent pas être pris en compte dans la vérification du cisaillement, sauf lors de la vérification de la résistance au cisaillement de conception au niveau des zones d'assemblage

5.6 Vérifications des pièces fléchies à l'ELU (moments de flexion, efforts tranchants, efforts combinés)

Dans une analyse de contrainte élastique, l'interaction entre la flexion et le cisaillement peut être vérifiée en appliquant un critère d'élasticité. Cette procédure, valable pour tout type de section transversale, nécessite le calcul des contraintes normales élastiques (σ) et des contraintes élastiques de cisaillement (τ), basées sur des formules issues de la théorie de l'élasticité, aux points critiques de la section transversale. La condition suivante (issue du critère de *von Mises* pour un état de contrainte plane) doit alors être vérifiée :

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.12)$$

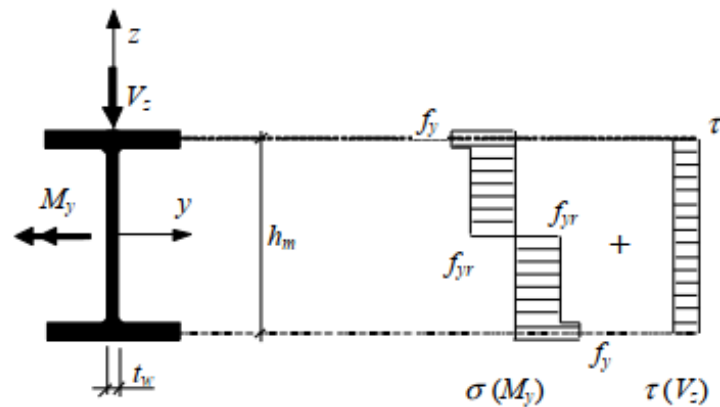


Figure 5.9: Modèle d'interaction moment de flexion - force de cisaillement dans une section en I ou en H

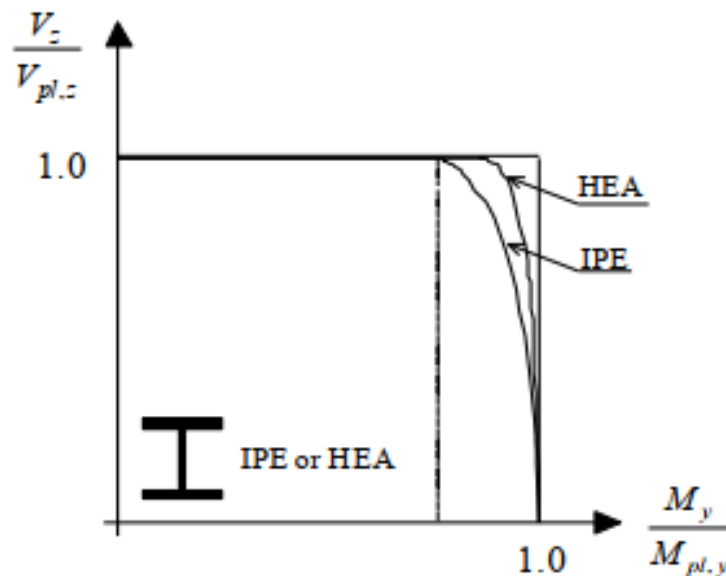


Figure 5.10: Diagrammes d'interaction moment de flexion – effort tranchant pour sections en I ou en H

En général, lorsqu'une section est soumise à un moment de flexion et à un effort tranchant, la résistance plastique de calcul à la flexion doit être réduite pour tenir compte de la présence de l'effort tranchant. Cependant, pour de faibles valeurs d'effort tranchant, cette réduction n'est pas très significative (comme le montrent les courbes d'interaction). De plus, comme cette réduction est contrebalancée par l'écroutissage de l'acier, on peut supposer que pour de faibles valeurs de cisaillement, il n'est pas nécessaire de réduire la résistance plastique de calcul à la flexion. Ainsi, la clause 6.2.8 établit le critère d'interaction suivant entre le moment de flexion et l'effort tranchant :

- Lorsque $V_{Ed} < 50\%$ de la résistance plastique au cisaillement $V_{pl,Rd}$, il n'est pas nécessaire de réduire la résistance au moment de calcul $M_{c,Rd}$, sauf lorsque le flambement par cisaillement réduit la résistance de la section transversale.
- Lorsque $V_{Ed} > 50\%$ de la résistance au cisaillement plastique $V_{pl,Rd}$, la valeur du moment de résistance de calcul doit être évaluée en utilisant une limite d'élasticité réduite $(1 - \rho)f_y$ pour la zone de cisaillement, où

$$\rho = (2V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)^2$$

Dans les sections en I ou en H à ailes égales, sous flexion selon l'axe majeur, la résistance au moment plastique de calcul réduite $M_{y,V,Rd}$ peut être obtenue à partir de :

$$M_{y,V,Rd} = \left(W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4t_w} \right) \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.13)$$

$$M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (5.14)$$

où

$A_w = h_w t_w$ est l'aire de l'âme (h_w est la profondeur de l'âme et t_w est l'épaisseur) et $M_{y,c,Rd}$ est la résistance de conception pour le moment de flexion autour de l'axe y.

5.7 Vérifications des pièces fléchies à l'ELS (Calcul des flèches)

La vérification à ELS à pour but de garantir un bon fonctionnement, une bonne durabilité et un bon aspect de l'ouvrage. Une telle vérification peut se faire par le calcul en vérifiant la relation générale suivante: $f(\text{ser}) < f_{adm}$

$f(\text{ser})$ valeur calculée avec la sollicitation de service Ser, f_{adm} : valeur limite convenue dans le plan d'utilisation ou définie dans une norme.

5.7.1 Déformations des éléments fléchis

Les combinaisons à prévoir pour la limitation des déformations des éléments fléchis courants envisagés dans les règles CCM97, sont les combinaisons rares.

La figure 5-11 illustre de manière schématique l'évolution de la déformation d'une poutre métallique :

- On applique éventuellement une contre-flèche δ_0 à la poutre, conçue pour compenser la flèche engendrée par le poids propre, les actions permanentes et éventuellement une partie des charges variables.
- La poutre subit ensuite une déformation δ_1 due au poids propre de la structure porteuse et aux actions permanentes. Comme la contre-flèche δ_0 n'est pas nécessairement égale à la déformation δ_1 , la poutre n'est généralement pas horizontale à ce stade.
- Au cours de la période de service de la structure, une action variable de courte durée peut provoquer une déformation supplémentaire δ_2 .

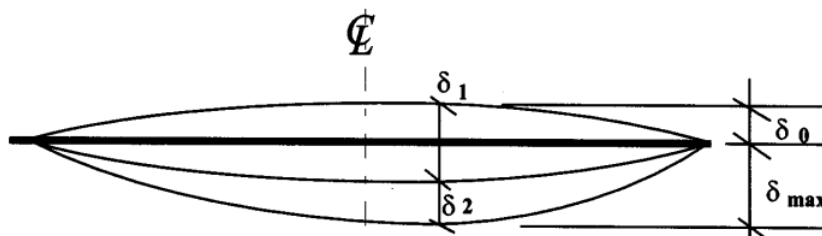


Figure 5.11: Limites de flèche

Les limites prescrites concernent d'une part δ_{max} , somme algébrique des trois composantes qui viennent d'être identifiées, et qui constitue la déformation « visible » de l'élément par rapport à la ligne de ses appuis .

Le tableau 5-9 résume les valeurs fixées par les règles CCM97 pour les flèches verticales des planchers et des couvertures.

Type de structure	Valeur limite
toitures en général	$f < L/200$
planchers en général	$f < L/250$
planchers supportant des poteaux	$f < L/400$
poteaux de portiques en général	$\Delta < L/300$
poteaux de portiques avec pont roulant	$\Delta < L/500$

Figure 5.12: limite flèche

Le calcul des déformations des pièces fléchies est effectué en utilisant les formules de résistance des matériaux.

5.8 Vibrations

Certains éléments de construction, comme les poutres soumises à des charges dynamiques de nature périodique, peuvent entrer en vibration, ce qui peut affecter les éléments secondaires de la structure ainsi que le confort des utilisateurs. Des phénomènes de résonance peuvent même survenir si les fréquences propres de la poutre coïncident avec la fréquence d'excitation. La relation générale pour calculer les fréquences propres d'une poutre de moment d'inertie constant reposant sur deux appuis est la suivante :

$$f_i = \frac{\alpha_i}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (5.15)$$

- f_i : fréquence propre correspondant au i -ème mode de vibration,
- α : coefficient dépendant du schéma statique et du mode de vibration,
- L : portée de la poutre,
- E : module d'élasticité,
- I : inertie de la section de la poutre,
- m : masse par mètre linéaire de la poutre.

Les valeurs du coefficient α sont données dans le tableau 5-10

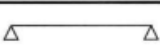


			
α_1	9,869	15,418	22,37
α_2	39,478	49,96	61,67

Figure 5.13: coefficient α

Les vérifications sont à effectuer sous les combinaisons fréquentes des actions.

Les valeurs limites des fréquences propres de vibration les plus basses de planchers de constructions ouvertes au public sont :

- planchers dans les bureaux, habitations,.... $f_{min} > 3HZ$

- planchers de gymnases, salles de danse, salles de sport,... $f_{min} > 5HZ$
Les limitations sur les fréquences seront vérifiées si :
- planchers dans les bureaux, habitations,... $(\delta_1 + \delta_2) < 28mm$
- planchers de gymnases, salles de danse, salles de sport,... $(\delta_1 + \delta_2) < 10mm$

5.9 Résistance au feu

Protection incendie des structures en acier :

1- Exigences de protection :

- Dépend du temps de résistance au feu requis (30min, 1h, 2h ou 4h)
- Varie selon le type de bâtiment et les risques encourus
- Est déterminée par les règlements de construction

2- Dimensionnement de la protection :

- L'épaisseur d'isolant nécessaire est calculée selon :
- Le facteur de section (périmètre exposé/section)
- La durée de résistance au feu visée

5.10 Durabilité

La durabilité des structures en acier repose sur trois facteurs principaux :

- La protection contre la corrosion, particulièrement importante en présence d'humidité et de polluants
- La résistance à l'usure mécanique
- La tenue à la fatigue (sauf pour les bâtiments sans charges cycliques importantes, ascenseurs, de ponts roulants ou de vibrations de machines.)
Pour assurer cette durabilité, il est essentiel de :
- Faciliter l'accès et l'entretien des zones sensibles
- Éviter l'accumulation d'eau et de débris
- Appliquer une protection anticorrosion adaptée (peinture ou revêtement métallique)

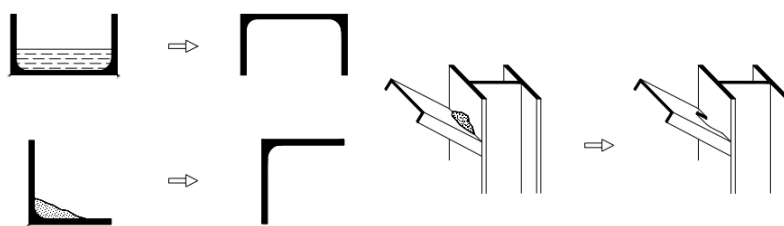
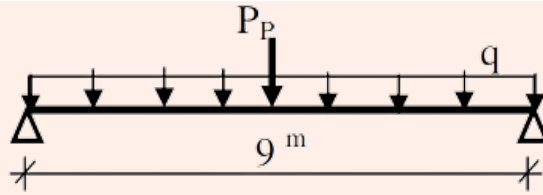


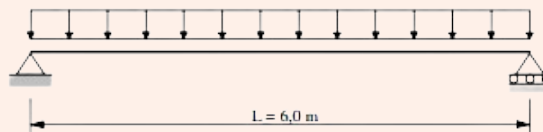
Figure 5.14: Anti corrosion

Exercice 5.1 Considérons une poutre en **IPE** en acier **S.275** qui supporte une charge permanente concentrée $P_p = 220 \text{ kN}$ (incluant le poids propre de la poutre) appliquée au milieu de sa portée, ainsi qu'une charge d'exploitation uniformément répartie non pondérée de $q=10\text{kN/m}$.

Choisir un profilé pour la poutre.

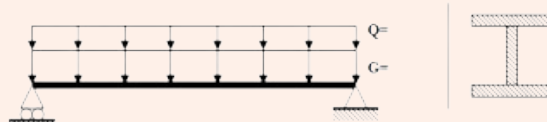


Exercice 5.2 Déterminez un profilé **IPE** pouvant résister à une charge uniformément répartie avec une résultante de **250 kN**. La poutre, fabriquée en acier S.275, repose sur des appuis simples avec une portée de 6 m. Le poids propre de l'élément est évalué à **5 kN**.



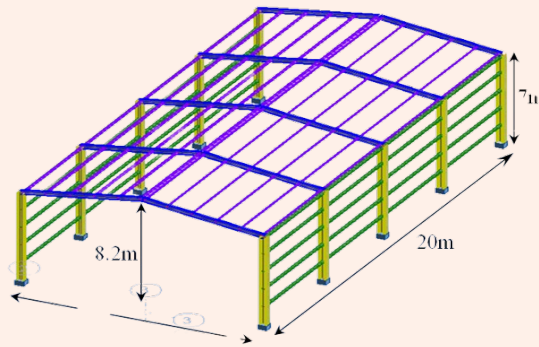
Exercice 5.3 $Q=4\text{KN/m}$, $G=1\text{KN/m}$, section **IPE240**, acier **S235**, longueur $l=8\text{m}$

- Vérifier la résistance de la poutre suivante à la flexion simple
- Vérifier la flèche, on donne $f_{adm} = l/200$
- Vérifier l'effort tranchant aux appuis
- Si on incline le profilé avec un angle α de 30° ; vérifier la résistance à la flexion , à l'effort tranchant et la flèche.
- Si on change les appuis par des encastrements, refaire les quatre questions précédentes.



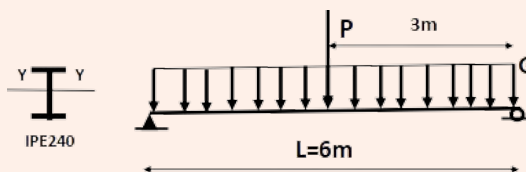
Exercice 5.4

Vérifier la résistance des pannes suivantes à la flexion et à l'effort tranchant
Vérifier la flèche On donne : profilés IPE120, $Q=140\text{daN/m}$, $G=80\text{daN/m}$, $f_{adm} = l/300$.



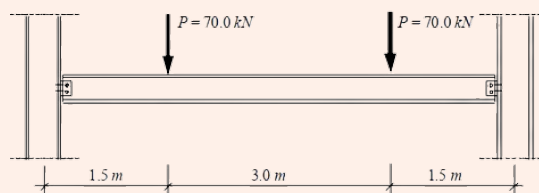
Exercice 5.5 • Vérifier la résistance de la poutre suivante à la flexion simple ($G=5\text{KN/m}$ et (P) charge d'exploitation concentrée= 20KN).

- Vérifier la flèche
- Vérifier la résistance à l'effort tranchant
- Quelle est la charge d'exploitation maximale (P_{max}) que peut supporter la poutre, (on considère que G reste constante ($G=5\text{KN/m}$).
- Données : section de classe 1, $f_{adm}=L/300$



Exercice 5.6 Considérons une poutre (comme illustrée sur la Figure) , d'une longueur $L = 6,0$ m, supportée latéralement sur toute sa longueur par un plancher. La charge de calcul pour l'état limite ultime comprend deux charges concentrées $P = 70,0$ kN,

- Dimensionnez la poutre en utilisant un profilé **HEA** (et en variante un profilé IPE) en acier de nuance S.235, .
- Vérifiez également l'état limite de service pour la déformation sous une combinaison de charges caractéristique , avec le critère $f_{max} = L/300$.
- Supposez que les charges de $70,0$ kN pour l'état limite ultime ont été majorées d'un facteur de 1,50.
- Les assemblages poutre-poteau, avec raidisseurs d'âme, peuvent être considérés comme des liaisons articulées.



Exercice 5.7 La poutre représentée sur la figure est soumise à une charge concentrée verticale de 20,0 kN et à une charge concentrée horizontale de 6,0 kN, toutes deux déjà prises en compte. Les deux charges sont appliquées à l'extrémité libre du porte-à-faux.

En supposant que la déformation n'est pas critique, dimensionner la poutre en porte-à-faux à l'aide d'un profilé creux rectangulaire en acier de nuance S.275 en considérant :

- la conception en plastique ;
- la conception élastique.

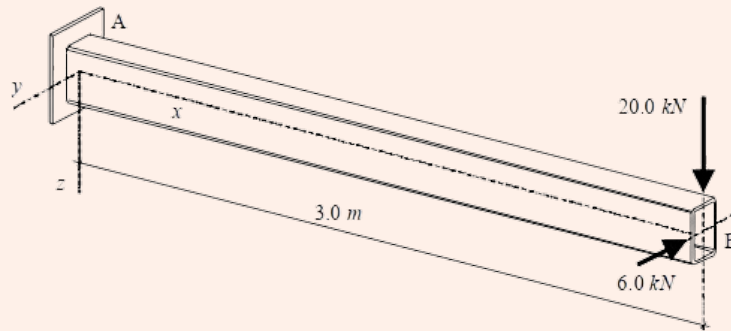


Figure 5.15: Poutre en porte-à-faux



2ème Partie

Bibliography 81

Books
Articles

Index 83

- 5.11 ANNEXE 1: Unités & Site web
- 5.12 ANNEXE 02: Formulaire (RDM) des poutres droites isostatiques et hyperstatiques : réactions d'appuis, effort tranchant, moment fléchissant, flèches.
- 5.13 ANNEXE 03: IPE
- 5.14 ANNEXE 04: IPN
- 5.15 ANNEXE 05: HEA
- 5.16 ANNEXE 06: Cornières
- 5.17 ANNEXE 07: UAP
- 5.18 ANNEXE 08: UPN

Bibliographie

Books

1).Bernuzzi C, Cordova B. Structural Steel Design to Eurocode 3 and AISC Specifications. John Wiley Blackwell; 2016. Accessed October 24, 2024.

2).ECCS - European Convention for Constructional Steelwork, Silva LSd, European Convention for Constructional Steelwork, Associacao Portuguesa de Construcao. Design of Steel Structures : Eurocode 3 - Design of Steel Structures. Part 1-1, General Rules and Rules for Buildings. Second edition. Ernst & Sohn; 2016.

3).Franssen J-M, Real PV, European Convention for Constructional Steelwork. Fire Design of Steel Structures. Second edition. Ernst & Sohn; 2015.

4).Landolfo R, Mazzolani FM, Dubina D, Silva LSd, D'Aniello M, European Convention for Constructional Steelwork. Design of Steel Structures for Buildings in Seismic Areas : Eurocode 8: Design of Steel Structures in Seismic Areas. Part 1-1, General Rules and Rules for Buildings. First edition. ECCS; 2017. Accessed October 24, 2024.

5).Steelwork E-ECfC. Fatigue Design of Steel and Composite Structures : Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-9 Fatigue ; Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures. Wilhelm Ernst & Sohn Verlag fur Architektur und Technische; 2018. Accessed October 24, 2024. <https://public.ebookcentral.proquest.com/choice/publicfullrecord.aspx?p=5419447>

6).American Institute of Steel Construction. Steel Construction Manual. Sixteenth edition. American Institute of Steel Construction; 2023.

7).Ghosh KM. Practical Design of Steel Structures Based on Eurocode 3 (with Case Studies) : A Multibay Melting Shop and Finishing Mill Building. Whittles Pub. ; CRC Press; 2010. Accessed October 24, 2024. <https://site.ebrary.com/id/10698311>

- 8). Trahair NS. The Behaviour and Design of Steel Structures to EC3. 4th ed. Taylor & Francis; 2008. Accessed October 24, 2024. [http : //site.ebrary.com/id/10205429](http://site.ebrary.com/id/10205429)
- 9). Shen J, Akbas B, Seker O, Faytarouni M. Design of Steel Structures. First edition. McGraw-Hill Education; 2021. Accessed October 24, 2024. [https : //www.accessengineeringlibrary.com/content/book/9781260452334](https://www.accessengineeringlibrary.com/content/book/9781260452334)
- 10). Elias G. Abu-Saba .DESIGN OF STEEL STRUCTURES. SPRINGER-SCIENCE+BUSINESS MEDIA, B.v. ISBN 978-1-4613-5864-0 ISBN 978-1-4615-2079-5 (eBook) DOI10.1007/978 – 1 – 4615 – 2079 – 5
- 11). Institution of Structural Engineers (Great Britain), Institution of Civil Engineers (Great Britain). Manual for the Design of Steelwork Building Structures to EC3. SETO; 2000.
- 12). Al Nageim H. Steel Structures : Practical Design Studies. Fourth edition. Taylor & Francis, CRC Press; 2017. Accessed October 24, 2024. [http : //www.crcnetbase.com/isbn/9781315381695](http://www.crcnetbase.com/isbn/9781315381695)
- 13). Gardner L, Nethercot DA. Designers Guide to Eurocode 3 : Design of Steel Buildings. 2nd ed. ICE; 2011.
- 14). Vayas I, Ermopoulos J, Ioannidis G. Design of Steel Structures to Eurocodes. Springer International Publishing; 2019. doi : 10.1007/978 – 3 – 319 – 95474 – 5
- 15). Ching FDK, Perrault J.F, Ching FDK. Guide Technique et Pratique de La Construction. 3ème Édition. Modulo ; 2016.
- 16). Concevoir et Construire En Acier. Eyrolles; 2012. Accessed October 24, 2024. [http : //search.ebscohost.com/login.aspx?direct=true&scope=site&db=nlebk&db=nlabk&AN=594410](http://search.ebscohost.com/login.aspx?direct=true&scope=site&db=nlebk&db=nlabk&AN=594410)
- 17). Hazard C, Lelong F, Quinzain B. Structures métallique. Educavivres Editions Casteilla; 1997.
- 18). Maitre, P., Bouteville-Sanders, A., Poidvin, D., Lesueur, K., & Héméury, A. (2013). Formulaire de la construction métallique selon l’Eurocode 3 (4th ed.). Éditions Le Moniteur.
- 19). Morel J. Calcul Des Structures Métalliques Selon l’Euro code 3. 6e tirage. Eyrolles ; 2005.
- 20). BARAKA, A. Cours en charpente métallique I.(2016) Edition Office des Publication Universitaires. ISBN: 978.9961.0.1683.1
- 21). Shafie, S., Chevalier, G., & Draoui, H. (2015). Dimensionnement des assemblages boulonnes poutre-poteau en charpente métallique. Dissertation, Université de Franche-Comté.
- 22). Association pour la promotion de l’enseignement de la construction acier (France)., Museau J-P. La Construction Métallique Avec Les Euro codes : Interprétation et Exemples de Calcul. 2e Edition. Editions Eyrolles ; afnor éditions ; 2022.
- 23). Nehar, K. C. (2018). Charpente métallique : cours et exercices (1st ed.). Éditions Universitaires Européennes.
- 25) mimouni ,F. Mimouni M, construction mixte Acier-beton , OPU 12,2014
- 26) DAHMANI Lahlou, CALCUL PRATIQUE DES ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES SELON LES’EUROCODES, Edition IMAL, 2021

5.11 ANNEXE 1: Unités & Site web

	To convert	To	Multiply by	To convert	To	Multiply by
Lengths	in.	mm	25.4	mm	in.	0.0394
	ft	m	0.3048	m	ft	3.281
Areas	in. ²	mm ²	645	mm ²	in. ²	0.00155
	in. ²	cm ²	6.45	cm ²	in. ²	0.155
	ft ²	m ²	0.093	m ²	ft ²	10.764
Forces	lb	N	4.448	N	lb	0.225
	kips	kN	4.448	kN	kips	0.225
Moments	kip-ft	kNm	1.356	kNm	kip-ft	0.0685
Stresses	psi	N/m ²	6895	N/m ²	psi	0.0001450
	ksi	MPa (= N/mm ²)	6.895	MPa (= N/mm ²)	ksi	0.1450
Uniform loads	kip/ft	kN/m	14.59	kN/m	kip/ft	0.06852
	psf	N/m ²	47.88	N/m ²	psf	0.02089
	kip/ft ²	kN/m ²	47.88	kN/m ²	kip/ft ²	0.02089
Temperature	°F	°C	$(°F - 32) \times (5/9) = °C$		—	
	°C	°F	$°C \times (9/5) + 32 = °F$		—	

5.11.1 Site web et logiciel

Ci-dessous, nous proposons une liste de quelques sites Web spécialisés dans les structures en acier et à partir desquels des logiciels gratuits sont disponibles.

- **SteelConstruction.info** *Ce site propose une vaste base de données sur les constructions en acier, y compris la charpente métallique. Vous y trouverez des normes, des guides de conception et des études de cas*
- **European Steel Design Code (Eurocodes)** *Ce site offre un accès aux normes Eurocodes, essentielles pour la conception des structures métalliques en Europe, y compris des guides et des calculs pour les charpentes métalliques.*
- **The Steel Network** *Ce site fournit des solutions en acier pour la construction, y compris des outils de calcul, des guides de conception, et des ressources pour les structures métalliques.*
- <http://www.construiracier.fr/>
- <http://www.cticm.com/>
- <http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/home.php>
- <http://www.infosteel.be/>
- <http://www.ruukki.com/>
- http://www.sbi.se/default_n.asp

**5.12 ANNEXE 02: Formulaire (RDM) des poutres droites isostatiques et hypersta-
tiques : réactions d'appuis, effort tranchant, moment fléchissant, flèches.**

Cas Schéma Mécanique	Actions aux liaisons		Diagramme Effort tranchant	Diagramme Moment fléchissant	Flèche
	en A	en B	V_y	M_z	f
	$Y_A = \frac{F}{2}$	$Y_B = \frac{F}{2}$			$f_{\max}(\frac{\ell}{2}) = \frac{-F\ell^3}{48 E I_z}$
	$Y_A = \frac{F \cdot b}{\ell}$	$Y_B = \frac{F \cdot a}{\ell}$			$f(\frac{\ell}{2}) = \frac{-F a}{2 E I_z} (\frac{\ell^2}{8} - \frac{a^2}{6})$
	$Y_A = \frac{q \cdot \ell}{2}$	$Y_B = \frac{q \cdot \ell}{2}$			$f_{\max}(\frac{\ell}{2}) = \frac{-5q\ell^4}{384 E I_z}$
	$Y_A = -\frac{C}{\ell}$	$Y_B = \frac{C}{\ell}$			$f(\frac{\ell}{2}) = \frac{-C\ell^2}{16 E I_z}$ $f_{\max}(x) = \frac{-C\ell^2}{27 E I_z}$ avec $x_1 = 0,423\ell$
	$Y_A = -\frac{C}{\ell}$	$Y_B = \frac{C}{\ell}$			$f(a) = \frac{-C a b (b - a)}{3 E I_z \ell}$
	$Y_A = F$ $M_A = F\ell$	-			$f_{\max}(f) = \frac{-F\ell^3}{3 E I_z}$
	$Y_A = F$ $M_A = Fa$	-			$f_{\max}(f) = \frac{-Fa^2}{6 E I_z} (3\ell - a)$
	$Y_A = q\ell$ $M_A = \frac{q\ell^2}{2}$	-			$f_{\max}(f) = \frac{-q\ell^4}{8 E I_z}$
	$Y_A = \frac{11F}{16}$ $M_A = \frac{3F\ell}{16}$	$Y_B = \frac{5F}{16}$			$f(\frac{\ell}{2}) = \frac{-7F\ell^3}{768 E I_z}$
	$Y_A = \frac{Fb}{2\ell^3} (3\ell^2 - b^2)$ $M_A = \frac{Fa}{2\ell^2} (\ell^2 - a^2)$	$Y_B = \frac{Fa^2}{2\ell^3} (2\ell + b)$			$f(a) = \frac{-Fa^2 b^2}{12 E I_z \ell^3} (3\ell + b)$
	$Y_A = \frac{5q\ell}{8}$ $M_A = \frac{q\ell^2}{8}$	$Y_B = \frac{3q\ell}{8}$			$f(\frac{\ell}{2}) = \frac{-q\ell^4}{192 E I_z}$
	$Y_A = \frac{-3C}{2\ell^3} (\ell^2 - b^2)$ $M_A = \frac{C}{2\ell^2} (\ell^2 - 3b^2)$	$Y_B = \frac{3C}{2\ell^3} (\ell^2 - b^2)$			$f(a) = \frac{3bC}{2\ell^3} (\ell^2 - b^2) - 1$

5.12 ANNEXE 02: Formulaire (RDM) des poutres droites isostatiques et hyperstatiques : réactions d'appuis, effort tranchant, moment fléchissant, flèche 85

Cas Schéma Mécanique	Actions aux liaisons		Diagramme Effort tranchant	Diagramme Moment fléchissant	Flèche
	en A	en B	V_y	M_z	f
	$Y_A = \frac{F}{2}$ $M_A = \frac{F\ell}{8}$	$Y_B = \frac{F}{2}$ $M_B = -\frac{F\ell}{8}$			$f_{\max} \left(\frac{\ell}{2} \right) = -\frac{F\ell^3}{192 EI_z}$
	$Y_A = \frac{Fb^2}{\ell^3} (3a + b)$ $M_A = \frac{Fab^2}{\ell^2}$	$Y_B = \frac{Fa^2}{\ell^3} (3b + a)$ $M_B = -\frac{Fa^2b}{\ell^2}$			$f(a) = -\frac{Fa^2b^3}{3 EI_z \ell^3}$
	$Y_A = \frac{q\ell}{2}$ $M_A = \frac{q\ell^2}{12}$	$Y_B = \frac{q\ell}{2}$ $M_B = -\frac{q\ell^2}{12}$			$f_{\max} \left(\frac{\ell}{2} \right) = -\frac{q\ell^4}{384 EI_z}$
	$Y_A = -\frac{6Cab}{\ell^3}$ $M_A = \frac{Cb(2\ell - 3b)}{\ell^2}$	$Y_B = \frac{6Cab}{\ell^3}$ $M_B = -\frac{Ca(3a - 2\ell)}{\ell^2}$			

■ HYPERSTATIQUE DEGRÉ 1		
Schéma mécanique	Actions aux liaisons	Flèche : f
	$Y_A = \frac{3q\ell}{8}$ $Y_B = \frac{5q\ell}{4}$ $Y_C = Y_A$	$f \left(\frac{\ell}{2} \right) = \frac{q\ell^4}{192 EI_z}$
	Effort tranchant : V_y	Moment fléchissant : M_z
■ HYPERSTATIQUE DEGRÉ 2		
Schéma mécanique	Actions aux liaisons	Flèche : f
	$Y_A = \frac{2q\ell}{5}$ $Y_B = \frac{11q\ell}{10}$ $Y_C = Y_B$ $Y_D = Y_A$	$f \left(\frac{\ell}{2} \right) = \frac{27q\ell^4}{4\,000 EI_z}$ $f \left(\frac{3\ell}{2} \right) = \frac{13q\ell^4}{25\,000 EI_z}$
	Effort tranchant : V_y	Moment fléchissant : M_z

5.13 ANNEXE 03: IPE

Poutrelles I européennes

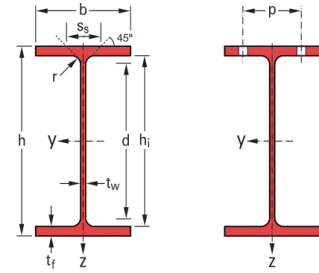
IPE 100 - 600 conformes à l'Euronorme 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

European I beams

IPE 100 - 600 in accordance with Euronorm 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

Europäische I-Profile

IPE 100 - 600 gemäß Euronorm 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750



Désignation Designation Bezeichnung	G kg/m	Dimensions Abmessungen					A cm ²	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
		h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h _i mm	d mm	∅	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
IPE A 100*	6.9	98	55	3.6	4.7	7	8.78	88.6	74.6	-	-	-	0.397	57.57
IPE 100	8.1	100	55	4.1	5.7	7	10.32	88.6	74.6	-	-	-	0.400	49.33
IPE A 120*	8.7	117.6	64	3.8	5.1	7	11.03	107.4	93.4	-	-	-	0.472	54.47
IPE 120	10.4	120	64	4.4	6.3	7	13.21	107.4	93.4	-	-	-	0.475	45.82
IPE A 140*	10.5	137.4	73	3.8	5.6	7	13.39	126.2	112.2	-	-	-	0.547	52.05
IPE 140	12.9	140	73	4.7	6.9	7	16.43	126.2	112.2	-	-	-	0.551	42.70
IPE A 160*	12.7	157	82	4	5.9	9	16.18	145.2	127.2	-	-	-	0.619	48.70
IPE 160	15.8	160	82	5	7.4	9	20.09	145.2	127.2	-	-	-	0.623	39.47
IPE A 180*	15.4	177	91	4.3	6.5	9	19.58	164	146	M10	48	48	0.694	45.15
IPE 180	18.8	180	91	5.3	8	9	23.95	164	146	M10	48	48	0.698	37.13
IPE O 180 ⁺	21.3	182	92	6	9	9	27.10	164	146	M10	50	50	0.705	33.12
IPE A 200*	18.4	197	100	4.5	7	12	23.47	183	159	M10	54	58	0.764	41.49
IPE 200	22.4	200	100	5.6	8.5	12	28.48	183	159	M10	54	58	0.768	34.36
IPE O 200 ⁺	25.1	202	102	6.2	9.5	12	31.96	183	159	M10	56	60	0.779	31.05
IPE A 220*	22.2	217	110	5	7.7	12	28.26	201.6	177.6	M12	60	62	0.843	38.02
IPE 220	26.2	220	110	5.9	9.2	12	33.37	201.6	177.6	M12	60	62	0.848	32.36
IPE O 220 ⁺	29.4	222	112	6.6	10.2	12	37.39	201.6	177.6	M10	58	66	0.858	29.24
IPE A 240*	26.2	237	120	5.2	8.3	15	33.31	220.4	190.4	M12	64	68	0.918	35.10
IPE 240	30.7	240	120	6.2	9.8	15	39.12	220.4	190.4	M12	66	68	0.922	30.02
IPE O 240 ⁺	34.3	242	122	7	10.8	15	43.71	220.4	190.4	M12	66	70	0.932	27.17
IPE A 270*	30.7	267	135	5.5	8.7	15	39.15	249.6	219.6	M16	70	72	1.037	33.75
IPE 270	36.1	270	135	6.6	10.2	15	45.95	249.6	219.6	M16	72	72	1.041	28.86
IPE O 270 ⁺	42.3	274	136	7.5	12.2	15	53.84	249.6	219.6	M16	72	72	1.051	24.88
IPE A 300*	36.5	297	150	6.1	9.2	15	46.53	278.6	248.6	M16	72	86	1.156	31.65
IPE 300	42.2	300	150	7.1	10.7	15	53.81	278.6	248.6	M16	72	86	1.160	27.46
IPE O 300 ⁺	49.3	304	152	8	12.7	15	62.83	278.6	248.6	M16	74	88	1.174	23.81
IPE A 330*	43.0	327	160	6.5	10	18	54.74	307	271	M16	78	96	1.250	29.09
IPE 330	49.1	330	160	7.5	11.5	18	62.61	307	271	M16	78	96	1.254	25.52
IPE O 330 ⁺	57.0	334	162	8.5	13.5	18	72.62	307	271	M16	80	98	1.268	22.24



Notations pages 104-108 / Bezeichnungen Seiten 104-108

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification ENV 1993-1-1				HISTAR		
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						pure bending y-y		pure compression				
	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} ♦ cm ³	i _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	W _{pl,z} ♦ cm ³	i _z cm	s _s mm	I _t cm ⁴	I _w x 10 ⁻³ cm ⁶	S 235	S 355	S 460		S 235	S 355
IPE A 100	6.9	141.2	28.81	32.98	4.01	4.44	13.12	4.77	7.54	1.22	21.20	0.77	0.28	1	1	-	1	1	-
IPE 100	8.1	171.0	34.20	39.41	4.07	5.08	15.92	5.79	9.15	1.24	23.70	1.2	0.35	1	1	-	1	1	-
IPE A 120	8.7	257.4	43.77	49.87	4.83	5.41	22.39	7.00	10.98	1.42	22.20	1.04	0.71	1	1	-	1	1	-
IPE 120	10.4	317.8	52.96	60.73	4.90	6.31	27.67	8.65	13.58	1.45	25.20	1.74	0.89	1	1	-	1	1	-
IPE A 140	10.5	434.9	63.30	71.60	5.70	6.21	36.42	9.98	15.52	1.65	23.20	1.36	1.58	1	1	-	1	2	-
IPE 140	12.9	541.2	77.32	88.34	5.74	7.64	44.92	12.31	19.25	1.65	26.70	2.45	1.98	1	1	-	1	1	-
IPE A 160	12.7	689.3	87.81	99.09	6.53	7.80	54.43	13.27	20.70	1.83	26.34	1.96	3.09	1	1	-	1	3	-
IPE 160	15.8	869.3	108.7	123.9	6.58	9.66	68.31	16.66	26.10	1.84	30.34	3.6	3.96	1	1	-	1	1	-
IPE A 180	15.4	1063	120.1	135.3	7.37	9.20	81.89	18.00	27.96	2.05	27.84	2.7	5.93	1	1	-	2	3	-
IPE 180	18.8	1317	146.3	166.4	7.42	11.25	100.9	22.16	34.60	2.05	31.84	4.79	7.43	1	1	-	1	2	-
IPE O 180	21.3	1505	165.4	189.1	7.45	12.70	117.3	25.50	39.91	2.08	34.54	6.76	8.74	1	1	-	1	1	-
IPE A 200	18.4	1591	161.6	181.7	8.23	11.47	117.2	23.43	36.54	2.23	32.56	4.11	10.53	1	1	-	2	4	-
IPE 200	22.4	1943	194.3	220.6	8.26	14.00	142.4	28.47	44.61	2.24	36.66	6.98	12.99	1	1	-	1	2	-
IPE O 200	25.1	2211	218.9	249.4	8.32	15.45	168.9	33.11	51.89	2.30	39.26	9.45	15.57	1	1	-	1	1	-
IPE A 220	22.2	2317	213.5	240.2	9.05	13.55	171.4	31.17	48.49	2.46	34.46	5.69	18.71	1	1	-	2	4	-
IPE 220	26.2	2772	252.0	285.4	9.11	15.88	204.9	37.25	58.11	2.48	38.36	9.07	22.67	1	1	-	1	2	-
IPE O 220	29.4	3134	282.3	321.1	9.16	17.66	239.8	42.83	66.91	2.53	41.06	12.27	26.79	1	1	-	1	2	-
IPE A 240	26.2	3290	277.7	311.6	9.94	16.31	240.1	40.02	62.40	2.68	39.37	8.35	31.26	1	1	-	2	4	-
IPE 240	30.7	3892	324.3	366.6	9.97	19.14	283.6	47.27	73.92	2.69	43.37	12.88	37.39	1	1	-	1	2	-
IPE O 240	34.3	4369	361.1	410.3	10.00	21.36	328.5	53.86	84.40	2.74	46.17	17.18	43.68	1	1	-	1	2	-
IPE A 270	30.7	4917	368.3	412.5	11.21	18.75	358.0	53.03	82.34	3.02	40.47	10.30	59.51	1	1	-	3	4	-
IPE 270	36.1	5790	428.9	484.0	11.23	22.14	419.9	62.20	96.95	3.02	44.57	15.94	70.58	1	1	-	1	2	-
IPE O 270	42.3	6947	507.1	574.6	11.36	25.23	513.5	75.51	117.7	3.09	49.47	24.90	87.64	1	1	-	1	2	-
IPE A 300	36.5	7173	483.1	541.8	12.42	22.25	519.0	69.20	107.3	3.34	42.07	13.43	107.2	1	2	-	3	4	-
IPE 300	42.2	8356	557.1	628.4	12.46	25.68	603.8	80.50	125.2	3.35	46.07	20.12	125.9	1	1	-	1	2	-
IPE O 300	49.3	9994	657.5	743.8	12.61	29.05	745.7	98.12	152.6	3.45	50.97	31.06	157.7	1	1	-	1	3	-
IPE A 330	43.0	10230	625.7	701.9	13.67	26.99	685.2	85.64	133.3	3.54	47.59	19.57	171.5	1	1	-	3	4	-
IPE 330	49.1	11770	713.1	804.3	13.71	30.81	788.1	98.52	153.7	3.55	51.59	28.15	199.1	1	1	-	1	2	-
IPE O 330	57.0	13910	833.0	942.8	13.84	34.88	960.4	118.6	185.0	3.64	56.59	42.15	245.7	1	1	-	1	3	-

Poutrelles I européennes

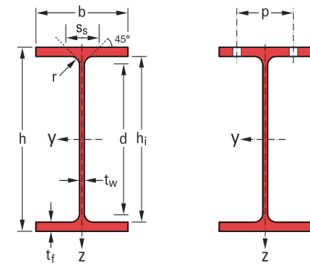
IPE 100 - 600 conformes à l'Euronorme 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

European I beams

IPE 100 - 600 in accordance with Euronorm 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

Europäische I-Profile

IPE 100 - 600 gemäß Euronorm 19-57; IPE A 100 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A cm ²	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h _i mm	d mm	∅	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
IPE A 360*	50.2	357.6	170	6.6	11.5	18	63.96	334.6	298.6	M22	86	88	1.351	26.91
IPE 360	57.1	360	170	8	12.7	18	72.73	334.6	298.6	M22	88	88	1.353	23.70
IPE O 360 ⁺	66.0	364	172	9.2	14.7	18	84.13	334.6	298.6	M22	90	90	1.367	20.69
IPE A 400*	57.4	397	180	7	12	21	73.10	373	331	M22	94	98	1.464	25.51
IPE 400	66.3	400	180	8.6	13.5	21	84.46	373	331	M22	96	98	1.467	22.12
IPE O 400 ⁺	75.7	404	182	9.7	15.5	21	96.39	373	331	M22	96	100	1.481	19.57
IPE A 450*	67.2	447	190	7.6	13.1	21	85.55	420.8	378.8	M24	100	102	1.603	23.87
IPE 450	77.6	450	190	9.4	14.6	21	98.82	420.8	378.8	M24	100	102	1.605	20.69
IPE O 450 ⁺	92.4	456	192	11	17.6	21	117.7	420.8	378.8	M24	102	104	1.622	17.56
IPE A 500*	79.4	497	200	8.4	14.5	21	101.1	468	426	M24	100	112	1.741	21.94
IPE 500	90.7	500	200	10.2	16	21	115.5	468	426	M24	102	112	1.744	19.23
IPE O 500 ⁺	107	506	202	12	19	21	136.7	468	426	M24	104	114	1.760	16.40
IPE A 550*	92.1	547	210	9	15.7	24	117.3	515.6	467.6	M24	106	122	1.875	20.36
IPE 550	106	550	210	11.1	17.2	24	134.4	515.6	467.6	M24	110	122	1.877	17.78
IPE O 550 ⁺	123	556	212	12.7	20.2	24	156.1	515.6	467.6	M24	110	122	1.893	15.45
IPE A 600*	108	597	220	9.8	17.5	24	137.0	562	514	M27	114	118	2.013	18.72
IPE 600	122	600	220	12	19	24	156.0	562	514	M27	116	118	2.015	16.45
IPE O 600 ⁺	154	610	224	15	24	24	196.8	562	514	M27	118	122	2.045	13.24
IPE 750 x 147	147	753	265	13.2	17	17	187.5	719	685	M27	104	164	2.510	17.06
IPE 750 x 173 ⁺	173	762	267	14.4	21.6	17	221.3	718.8	684.8	M27	104	166	2.534	14.58
IPE 750 x 196 ⁺	196	770	268	15.6	25.4	17	250.8	719.2	685.2	M27	106	166	2.552	12.96



Notations pages 104-108 / Bezeichnungen Seiten 104-108

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification ENV 1993-1-1				HISTAR		
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						pure bending y-y		pure compression				
	G kg/m	I_y cm ⁴	$W_{el,y}$ cm ³	$W_{pl,y}$ cm ³	i_y cm	A_{rz} cm ²	I_z cm ⁴	$W_{el,z}$ cm ³	$W_{pl,z}$ cm ³	i_z cm	s_c mm	I_t cm ⁴	$I_w \times 10^3$ cm ⁶	S 235	S 355	S 460		S 235	S 355
IPE A 360	50.2	14520	811.8	906.8	15.06	29.76	944.3	111.1	171.9	3.84	50.69	26.51	282	1	1	-	4	4	-
IPE 360	57.1	16270	903.6	1019	14.95	35.14	1043	122.8	191.1	3.79	54.49	37.32	313.6	1	1	-	2	4	-
IPE O 360	66.0	19050	1047	1186	15.05	40.21	1251	145.5	226.9	3.86	59.69	55.76	380.3	1	1	-	1	3	-
IPE A 400	57.4	20290	1022	1144	16.66	35.78	1171	130.1	202.1	4.00	55.60	34.79	432.2	1	1	-	4	4	-
IPE 400	66.3	23130	1156	1307	16.55	42.69	1318	146.4	229.0	3.95	60.20	51.08	490	1	1	-	3	4	-
IPE O 400	75.7	26750	1324	1502	16.66	47.98	1564	171.9	269.1	4.03	65.30	73.10	587.6	1	1	-	2	3	-
IPE A 450	67.2	29760	1331	1494	18.65	42.26	1502	158.1	245.7	4.19	58.40	45.67	704.9	1	1	-	4	4	-
IPE 450	77.6	33740	1500	1702	18.48	50.85	1676	176.4	276.4	4.12	63.20	66.87	791	1	1	-	3	4	-
IPE O 450	92.4	40920	1795	2046	18.65	59.4	2085	217.2	341.0	4.21	70.80	109	997.6	1	1	-	2	4	-
IPE A 500	79.4	42930	1728	1946	20.61	50.41	1939	193.9	301.6	4.38	62.00	62.78	1125	1	1	-	4	4	-
IPE 500	90.7	48200	1928	2194	20.43	59.87	2142	214.2	335.9	4.31	66.80	89.29	1249	1	1	1	3	4	4
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20.56	70.21	2622	259.6	408.5	4.38	74.60	143.5	1548	1	1	1	2	4	4
IPE A 550	92.1	59980	2193	2475	22.61	60.30	2432	231.6	361.5	4.55	68.52	86.53	1710	1	1	-	4	4	-
IPE 550	106	67120	2441	2787	22.35	72.34	2668	254.1	400.5	4.45	73.62	123.2	1884	1	1	1	4	4	4
IPE O 550	123	79160	2847	3263	22.52	82.69	3224	304.2	480.5	4.55	81.22	187.5	2302	1	1	1	2	4	4
IPE A 600	108	82920	2778	3141	24.6	70.14	3116	283.3	442.1	4.77	72.92	118.8	2607	1	1	-	4	4	-
IPE 600	122	92080	3069	3512	24.3	83.78	3387	307.9	485.6	4.66	78.12	165.4	2846	1	1	1	4	4	4
IPE O 600	154	118300	3879	4471	24.52	104.4	4521	403.6	640.1	4.79	91.12	318.1	3860	1	1	1	2	4	4
IPE 750 x 147	147	166100	4411	5110	29.76	105.4	5289	399.2	630.8	5.31	67.12	161.5	7141	1	1	-	4	4	-
IPE 750 x 173	173	205800	5402	6218	30.49	116.4	6873	514.9	809.9	5.57	77.52	273.6	9391	1	1	1	4	4	4
IPE 750 x 196	196	240300	6241	7174	30.95	127.3	8175	610.1	958.8	5.71	86.32	408.9	11290	1	1	1	4	4	4

5.14 ANNEXE 04: IPN

Poutrelles normales européennes

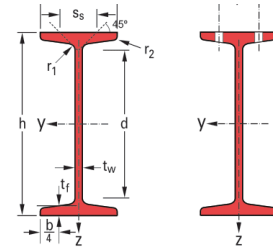
inclinaison des ailes: 14%
conformes à DIN 1025-1: 1963, NF A 45-209 (1983)

European standard beams

flange slope: 14%
in accordance with DIN 1025-1: 1963, NF A 45-209 (1983)

Europäische Normalträger

Flanschneigung: 14%
gemäß DIN 1025-1: 1963, NF A 45-209 (1983)



Désignation Designation Bezeichnung	G kg/m	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
		h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A cm ²	d mm	∅	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
IPN 120	11.1	120	58	5.1	7.7	5.1	3.1	14.2	92.4	-	-	-	0.439	39.38
IPN 140	14.3	140	66	5.7	8.6	5.7	3.4	18.3	109.1	-	-	-	0.502	34.94
IPN 160	17.9	160	74	6.3	9.5	6.3	3.8	22.8	125.8	-	-	-	0.575	32.13
IPN 180	21.9	180	82	6.9	10.4	6.9	4.1	27.9	142.4	-	-	-	0.64	29.22
IPN 200	26.2	200	90	7.5	11.3	7.5	4.5	33.4	159.1	-	-	-	0.709	27.04
IPN 220	31.1	220	98	8.1	12.2	8.1	4.9	39.5	175.8	M10	50	56	0.775	24.99
IPN 240	36.2	240	106	8.7	13.1	8.7	5.2	46.1	192.5	M10	54	60	0.844	23.32
IPN 260	41.9	260	113	9.4	14.1	9.4	5.6	53.3	208.9	M12	62	62	0.906	21.65
IPN 280	47.9	280	119	10.1	15.2	10.1	6.1	61.0	225.1	M12	68	68	0.966	20.17
IPN 300	54.2	300	125	10.8	16.2	10.8	6.5	69.0	241.6	M12	70	74	1.03	19.02
IPN 320	61.0	320	131	11.5	17.3	11.5	6.9	77.7	257.9	M12	70	80	1.09	17.87
IPN 340	68.0	340	137	12.2	18.3	12.2	7.3	86.7	274.3	M12	78	86	1.15	16.90
IPN 360	76.1	360	143	13	19.5	13	7.8	97.0	290.2	M12	78	92	1.21	15.89
IPN 380	84.0	380	149	13.7	20.5	13.7	8.2	107	306.7	M16	84	86	1.27	15.12
IPN 400	92.4	400	155	14.4	21.6	14.4	8.6	118	322.9	M16	86	92	1.33	14.36
IPN 450	115	450	170	16.2	24.3	16.2	9.7	147	363.6	M16	92	106	1.48	12.83
IPN 500	141	500	185	18	27	18	10.8	179	404.3	M20	102	110	1.63	11.60
IPN 550	166	550	200	19	30	19	11.9	212	445.6	M22	112	118	1.80	10.80

Notations pages 104-108 / Bezeichnungen Seiten 104-108

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification ENV 1993-1-1				
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						pure bending y-y		pure compression		
	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} ♦ cm ³	i _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	W _{pl,z} ♦ cm ³	i _z cm	s _s mm	I _t cm ⁴	I _w x 10 ³ cm ⁶	S 235	S 355	S 235	S 355
IPN 120	11.1	328	54.7	63.6	4.81	6.63	21.5	7.41	12.4	1.23	28.4	2.71	0.69	1	1	1	1
IPN 140	14.3	573	81.9	95.4	5.61	8.65	35.2	10.7	17.9	1.40	31.8	4.32	1.54	1	1	1	1
IPN 160	17.9	935	117	136	6.4	10.83	54.7	14.8	24.9	1.55	35.2	6.57	3.14	1	1	1	1
IPN 180	21.9	1450	161	187	7.2	13.35	81.3	19.8	33.2	1.71	38.6	9.58	5.92	1	1	1	1
IPN 200	26.2	2140	214	250	8.0	16.03	117	26.0	43.5	1.87	42.0	13.5	10.5	1	1	1	1
IPN 220	31.1	3060	278	324	8.8	19.06	162	33.1	55.7	2.02	45.4	18.6	17.8	1	1	1	1
IPN 240	36.2	4250	354	412	9.59	22.33	221	41.7	70.0	2.20	48.9	25.0	28.7	1	1	1	1
IPN 260	41.9	5740	442	514	10.4	26.08	288	51.0	85.9	2.32	52.6	33.5	44.1	1	1	1	1
IPN 280	47.9	7590	542	632	11.1	30.18	364	61.2	103	2.45	56.4	44.2	64.6	1	1	1	1
IPN 300	54.2	9800	653	762	11.9	34.58	451	72.2	121	2.56	60.1	56.8	91.8	1	1	1	1
IPN 320	61.0	12510	782	914	12.7	39.26	555	84.7	143	2.67	63.9	72.5	129	1	1	1	1
IPN 340	68.0	15700	923	1080	13.5	44.27	674	98.4	166	2.80	67.6	90.4	176	1	1	1	1
IPN 360	76.1	19610	1090	1276	14.2	49.95	818	114	194	2.90	71.8	115	240	1	1	1	1
IPN 380	84.0	24010	1260	1482	15.0	55.55	975	131	221	3.02	75.4	141	319	1	1	1	1
IPN 400	92.4	29210	1460	1714	15.7	61.69	1160	149	253	3.13	79.3	170	420	1	1	1	1
IPN 450	115	45850	2040	2400	17.7	77.79	1730	203	345	3.43	88.9	267	791	1	1	1	1
IPN 500	141	68740	2750	3240	19.6	95.6	2480	268	456	3.72	98.5	402	1400	1	1	1	1
IPN 550	166	99180	3610	4240	21.6	111.3	3490	349	592	4.02	107.3	544	2390	1	1	1	1

5.15 ANNEXE 05: HEA

Poutrelles européennes à larges ailes

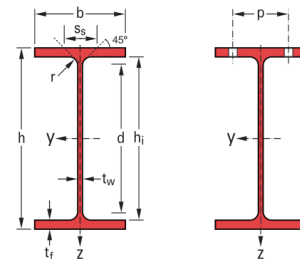
HE A, HE B et HE M 100 - 1000 conformes à l'Euronorme 53-62; HE AA 100 - 1000; HL 920 - 1100

European wide flange beams

HE A, HE B and HE M 100 - 1000 in accordance with Euronorm 53-62; HE AA 100 - 1000; HL 920 - 1100

Europäische Breitflanschträger

HE A, HE B und HE M 100 - 1000 gemäß Euronorm 53-62; HE AA 100 - 1000; HL HL 920 - 1100



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche		
	G kg/m	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	A cm²	h1 mm	d mm	∅	Pmin mm	Pmax mm	AL m²/m	AG m²/t
HE 100 AA+	12.2	91	100	4.2	5.5	12	15.60	80	56	M10	54	58	0.553	45.17
HE 100 A	16.7	96	100	5	8	12	21.24	80	56	M10	54	58	0.561	33.68
HE 100 B	20.4	100	100	6	10	12	26.04	80	56	M10	56	58	0.567	27.76
HE 100 M	41.8	120	106	12	20	12	53.24	80	56	M10	62	64	0.619	14.82
HE 120 AA+	14.6	109	120	4.2	5.5	12	18.55	98	74	M12	58	68	0.669	45.94
HE 120 A	19.9	114	120	5	8	12	25.34	98	74	M12	58	68	0.677	34.06
HE 120 B	26.7	120	120	6.5	11	12	34.01	98	74	M12	60	68	0.686	25.71
HE 120 M	52.1	140	126	12.5	21	12	66.41	98	74	M12	66	74	0.738	14.16
HE 140 AA+	18.1	128	140	4.3	6	12	23.02	116	92	M16	64	76	0.787	43.53
HE 140 A	24.7	133	140	5.5	8.5	12	31.42	116	92	M16	64	76	0.794	32.21
HE 140 B	33.7	140	140	7	12	12	42.96	116	92	M16	66	76	0.805	23.88
HE 140 M	63.2	160	146	13	22	12	80.56	116	92	M16	72	82	0.857	13.56
HE 160 AA+	23.8	148	160	4.5	7	15	30.36	134	104	M20	76	84	0.901	37.81
HE 160 A	30.4	152	160	6	9	15	38.77	134	104	M20	78	84	0.906	29.78
HE 160 B	42.6	160	160	8	13	15	54.25	134	104	M20	80	84	0.918	21.56
HE 160 M	76.2	180	166	14	23	15	97.05	134	104	M20	86	90	0.970	12.74
HE 180 AA+	28.7	167	180	5	7.5	15	36.53	152	122	M24	84	92	1.018	35.51
HE 180 A	35.5	171	180	6	9.5	15	45.25	152	122	M24	86	92	1.024	28.83
HE 180 B	51.2	180	180	8.5	14	15	65.25	152	122	M24	88	92	1.037	20.25
HE 180 M	88.9	200	186	14.5	24	15	113.3	152	122	M24	94	98	1.089	12.25
HE 200 AA+	34.6	186	200	5.5	8	18	44.13	170	134	M27	96	100	1.130	32.62
HE 200 A	42.3	190	200	6.5	10	18	53.83	170	134	M27	98	100	1.136	26.89
HE 200 B	61.3	200	200	9	15	18	78.08	170	134	M27	100	100	1.151	18.78
HE 200 M	103	220	206	15	25	18	131.3	170	134	M27	106	106	1.203	11.67
HE 220 AA+	40.4	205	220	6	8.5	18	51.46	188	152	M27	98	118	1.247	30.87
HE 220 A	50.5	210	220	7	11	18	64.34	188	152	M27	98	118	1.255	24.85
HE 220 B	71.5	220	220	9.5	16	18	91.04	188	152	M27	100	118	1.270	17.77
HE 220 M	117	240	226	15.5	26	18	149.4	188	152	M27	108	124	1.322	11.27
HE 240 AA+	47.4	224	240	6.5	9	21	60.38	206	164	M27	104	138	1.359	28.67
HE 240 A	60.3	230	240	7.5	12	21	76.84	206	164	M27	104	138	1.369	22.70
HE 240 B	83.2	240	240	10	17	21	106.0	206	164	M27	108	138	1.384	16.63
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199.6	206	164	M27	116	146	1.460	9.318
HE 260 AA+	54.1	244	260	6.5	9.5	24	68.97	225	177	M27	110	158	1.474	27.22
HE 260 A	68.2	250	260	7.5	12.5	24	86.82	225	177	M27	110	158	1.484	21.77
HE 260 B	93.0	260	260	10	17.5	24	118.4	225	177	M27	114	158	1.499	16.12
HE 260 M	172	290	268	18	32.5	24	219.6	225	177	M27	122	166	1.575	9.133



Notations pages 104-108 / Bezeichnungen Seiten 104-108

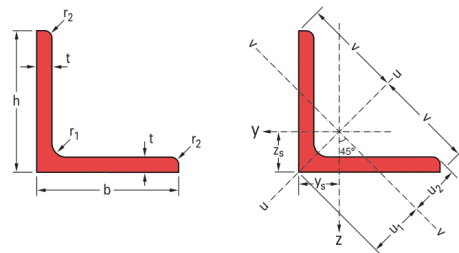
Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte													Classification ENV 1993-1-1					HISTAR	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						pure bending y-y		pure compression					
	G kg/m	I_y cm ⁴	$W_{el,y}$ cm ³	$W_{pl,y}$ cm ³	i_y cm	A_{yz} cm ²	I_z cm ⁴	$W_{el,z}$ cm ³	$W_{pl,z}$ cm ³	i_z cm	s_s mm	I_t cm ⁴	$I_w \times 10^{-3}$ cm ⁶	S 235	S 355	S 460	S 235	S 355		S 460
HE 100 AA	12.2	236.5	51.98	58.36	3.89	6.15	92.06	18.41	28.44	2.43	29.26	2.51	1.68	1	3	-	1	3	-	
HE 100 A	16.7	349.2	72.76	83.01	4.06	7.56	133.8	26.76	41.14	2.51	35.06	5.24	2.58	1	1	-	1	1	-	
HE 100 B	20.4	449.5	89.91	104.2	4.16	9.04	167.3	33.45	51.42	2.53	40.06	9.25	3.38	1	1	-	1	1	-	
HE 100 M	41.8	1143	190.4	235.8	4.63	18.04	399.2	75.31	116.3	2.74	66.06	68.21	9.93	1	1	-	1	1	-	
HE 120 AA	14.6	413.4	75.85	84.12	4.72	6.90	158.8	26.47	40.62	2.93	29.26	2.78	4.24	2	3	-	2	3	-	
HE 120 A	19.9	606.2	106.3	119.5	4.89	8.46	230.9	38.48	58.85	3.02	35.06	5.99	6.47	1	1	-	1	1	-	
HE 120 B	26.7	864.4	144.1	165.2	5.04	10.96	317.5	52.92	80.97	3.06	42.56	13.84	9.41	1	1	-	1	1	-	
HE 120 M	52.1	2018	288.2	350.6	5.51	21.15	702.8	111.6	171.6	3.25	68.56	91.66	24.79	1	1	-	1	1	-	
HE 140 AA	18.1	719.5	112.4	123.8	5.59	7.92	274.8	39.26	59.93	3.45	30.36	3.54	10.21	3	3	-	3	3	-	
HE 140 A	24.7	1033	155.4	173.5	5.73	10.12	389.3	55.62	84.85	3.52	36.56	8.13	15.06	1	2	-	1	2	-	
HE 140 B	33.7	1509	215.6	245.4	5.93	13.08	549.7	78.52	119.8	3.58	45.06	20.06	22.48	1	1	-	1	1	-	
HE 140 M	63.2	3291	411.4	493.8	6.39	24.46	1144	156.8	240.5	3.77	71.06	120	54.33	1	1	-	1	1	-	
HE 160 AA	23.8	1283	173.4	190.4	6.50	10.38	478.7	59.84	91.36	3.97	36.07	6.33	23.75	3	3	-	3	3	-	
HE 160 A	30.4	1673	220.1	245.1	6.57	13.21	615.6	76.95	117.6	3.98	41.57	12.19	31.41	1	2	-	1	2	-	
HE 160 B	42.6	2492	311.5	354.0	6.78	17.59	889.2	111.2	170.0	4.05	51.57	31.24	47.94	1	1	-	1	1	-	
HE 160 M	76.2	5098	566.5	674.6	7.25	30.81	1759	211.9	325.5	4.26	77.57	162.4	108.1	1	1	-	1	1	-	
HE 180 AA	28.7	1967	235.6	258.2	7.34	12.16	730.0	81.11	123.6	4.47	37.57	8.33	46.36	3	3	-	3	3	-	
HE 180 A	35.5	2510	293.6	324.9	7.45	14.47	924.6	102.7	156.5	4.52	42.57	14.80	60.21	1	3	-	1	3	-	
HE 180 B	51.2	3831	425.7	481.4	7.66	20.24	1363	151.4	231.0	4.57	54.07	42.16	93.75	1	1	-	1	1	-	
HE 180 M	88.9	7483	748.3	883.4	8.13	34.65	2580	277.4	425.2	4.77	80.07	203.3	199.3	1	1	-	1	1	-	
HE 200 AA	34.6	2944	316.6	347.1	8.17	15.45	1068	106.8	163.2	4.92	42.59	12.69	84.49	3	4	-	3	4	-	
HE 200 A	42.3	3692	388.6	429.5	8.28	18.08	1336	133.6	203.8	4.98	47.59	20.98	108	1	3	-	1	3	-	
HE 200 B	61.3	5696	569.6	642.5	8.54	24.83	2003	200.3	305.8	5.07	60.09	59.28	171.1	1	1	-	1	1	-	
HE 200 M	103	10640	967.4	1135	9.00	41.03	3651	354.5	543.2	5.27	86.09	259.4	346.3	1	1	-	1	1	-	
HE 220 AA	40.4	4170	406.9	445.5	9.00	17.63	1510	137.3	209.3	5.42	44.09	15.93	145.6	3	4	-	3	4	-	
HE 220 A	50.5	5410	515.2	568.5	9.17	20.67	1955	177.7	270.6	5.51	50.09	28.46	193.3	1	3	-	1	3	-	
HE 220 B	71.5	8091	735.5	827.0	9.43	27.92	2843	258.5	393.9	5.59	62.59	76.57	295.4	1	1	-	1	1	-	
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9.89	45.31	5012	443.5	678.6	5.79	88.59	315.3	572.7	1	1	-	1	1	-	
HE 240 AA	47.4	5835	521.0	570.6	9.83	21.54	2077	173.1	264.4	5.87	49.10	22.98	239.6	3	4	-	3	4	-	
HE 240 A	60.3	7763	675.1	744.6	10.05	25.18	2769	230.7	351.7	6.00	56.10	41.55	328.5	1	3	-	1	3	-	
HE 240 B	83.2	11260	938.3	1053	10.31	33.23	3923	326.9	498.4	6.08	68.60	102.7	486.9	1	1	-	1	1	-	
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11.03	60.07	8153	657.5	1006	6.39	106.6	627.9	1152	1	1	-	1	1	-	
HE 260 AA	54.1	7981	654.1	714.5	10.76	24.75	2788	214.5	327.7	6.36	53.62	30.31	382.6	3	4	-	3	4	-	
HE 260 A	68.2	10450	836.4	919.8	10.97	28.76	3668	282.1	430.2	6.50	60.62	52.37	516.4	2	3	3	2	3	3	HI
HE 260 B	93.0	14920	1148	1283	11.22	37.59	5135	395.0	602.2	6.58	73.12	123.8	753.7	1	1	2	1	1	2	HI
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11.94	66.89	10450	779.7	1192	6.90	111.1	719	1728	1	1	1	1	1	1	HI

5.16 ANNEXE 06: Cornières

Cornières à ailes égales

Equal leg angles

Gleichschenkliger Winkelstahl



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen				A cm ²	Position des axes Position of axes Lage der Achsen				Surface Oberfläche		
	G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm		r ₂ mm	z _s =y _s cm	v cm	u ₁ cm	u ₂ cm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
L 100 x 100 x 8 [*]	12.2	100	8	12	6	15.51	2.74	7.07	3.87	3.52	0.390	32.00
L 100 x 100 x 10 [*]	15.0	100	10	12	6	19.20	2.82	7.07	3.99	3.54	0.390	25.92
L 100 x 100 x 12 [*]	17.8	100	12	12	6	22.71	2.90	7.07	4.11	3.57	0.390	21.86
L 110 x 110 x 10	16.6	110	10	13	6.5	21.18	3.06	7.78	4.33	3.88	0.429	25.79
L 110 x 110 x 12	19.7	110	12	13	6.5	25.14	3.15	7.78	4.45	3.91	0.429	21.73
L 120 x 120 x 10 ^{*†}	18.2	120	10	13	6.5	23.18	3.31	8.49	4.69	4.24	0.469	25.76
L 120 x 120 x 11	19.9	120	11	13	6.5	25.37	3.36	8.49	4.75	4.25	0.469	23.54
L 120 x 120 x 12 [*]	21.6	120	12	13	6.5	27.54	3.40	8.49	4.80	4.26	0.469	21.69
L 120 x 120 x 13	23.3	120	13	13	6.5	29.69	3.44	8.49	4.86	4.28	0.469	20.12
L 120 x 120 x 15	26.6	120	15	13	6.5	33.93	3.51	8.49	4.97	4.31	0.469	17.60
L 130 x 130 x 12 [*]	23.5	130	12	14	7	30.00	3.64	9.19	5.15	4.60	0.508	21.59
L 140 x 140 x 10 [*]	21.4	140	10	15	7.5	27.24	3.79	9.90	5.37	4.93	0.547	25.59
L 140 x 140 x 13	27.4	140	13	15	7.5	34.95	3.92	9.90	5.55	4.96	0.547	19.94
L 150 x 150 x 10 ^{*†}	23.0	150	10	16	8	29.27	4.03	10.61	5.71	5.28	0.586	25.51
L 150 x 150 x 12 [*]	27.3	150	12	16	8	34.83	4.12	10.61	5.83	5.29	0.586	21.44
L 150 x 150 x 14	31.6	150	14	16	8	40.31	4.21	10.61	5.95	5.32	0.586	18.53
L 150 x 150 x 15 [*]	33.8	150	15	16	8	43.02	4.25	10.61	6.01	5.33	0.586	17.36
L 150 x 150 x 18	40.1	150	18	16	8	51.03	4.37	10.61	6.17	5.37	0.586	14.63
L 160 x 160 x 14	33.9	160	14	17	8.5	43.15	4.45	11.31	6.29	5.66	0.625	18.46
L 160 x 160 x 15 [*]	36.2	160	15	17	8.5	46.06	4.49	11.31	6.35	5.67	0.625	17.30
L 160 x 160 x 16	38.4	160	16	17	8.5	48.95	4.53	11.31	6.41	5.69	0.625	16.28
L 160 x 160 x 17	40.7	160	17	17	8.5	51.82	4.57	11.31	6.46	5.70	0.625	15.37
L 180 x 180 x 13	35.7	180	13	18	9	45.46	4.90	12.73	6.93	6.35	0.705	19.74
L 180 x 180 x 14	38.3	180	14	18	9	48.79	4.94	12.73	6.99	6.36	0.705	18.40
L 180 x 180 x 15	40.9	180	15	18	9	52.10	4.98	12.73	7.05	6.37	0.705	17.23
L 180 x 180 x 16 [*]	43.5	180	16	18	9	55.39	5.02	12.73	7.10	6.38	0.705	16.20
L 180 x 180 x 17	46.0	180	17	18	9	58.66	5.06	12.73	7.16	6.40	0.705	15.30
L 180 x 180 x 18 [*]	48.6	180	18	18	9	61.91	5.10	12.73	7.22	6.41	0.705	14.50
L 180 x 180 x 19	51.1	180	19	18	9	65.14	5.14	12.73	7.27	6.42	0.705	13.78
L 180 x 180 x 20	53.7	180	20	18	9	68.35	5.18	12.73	7.33	6.44	0.705	13.13

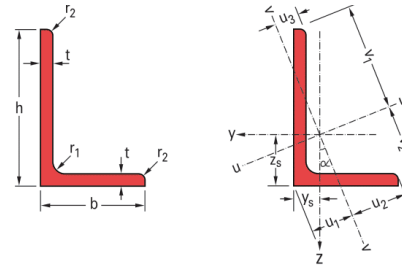
notations pages 104-105 / bezeichnungen betten 104-105

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte									Classification ENV 1993-1-1	
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v				pure compression	
	G kg/m	$I_y=I_z$ cm ⁴	$W_{el,y}=W_{el,z}$ cm ³	$i_y=i_z$ cm	I_u cm ⁴	i_u cm	I_v cm ⁴	i_v cm	I_{yz} cm ⁴	S 235	S 355
L 100 x 100 x 8	12.2	144.8	19.94	3.06	230.2	3.85	59.47	1.96	-85.37	4	4
L 100 x 100 x 10	15.0	176.7	24.62	3.04	280.7	3.83	72.65	1.95	-104.0	1	4
L 100 x 100 x 12	17.8	206.7	29.12	3.02	328.0	3.80	85.42	1.94	-121.3	1	2
L 110 x 110 x 10	16.6	238.0	29.99	3.35	378.2	4.23	97.72	2.15	-140.3	2	4
L 110 x 110 x 12	19.7	279.1	35.54	3.33	443.3	4.20	115.0	2.14	-164.1	1	3
L 120 x 120 x 10	18.2	312.9	36.03	3.67	497.6	4.63	128.3	2.35	-184.6	4	4
L 120 x 120 x 11	19.9	340.6	39.41	3.66	541.5	4.62	139.8	2.35	-200.9	2	4
L 120 x 120 x 12	21.6	367.7	42.73	3.65	584.3	4.61	151.0	2.34	-216.6	1	4
L 120 x 120 x 13	23.3	394.0	46.01	3.64	625.9	4.59	162.2	2.34	-231.8	1	3
L 120 x 120 x 15	26.6	444.9	52.43	3.62	705.6	4.56	184.2	2.33	-260.7	1	1
L 130 x 130 x 12	23.5	472.2	50.44	3.97	750.6	5.00	193.7	2.54	-278.5	2	4
L 140 x 140 x 10	21.4	504.4	49.43	4.30	802	5.43	206.8	2.76	-297.6	4	4
L 140 x 140 x 13	27.4	638.5	63.37	4.27	1015	5.39	262.0	2.74	-376.6	2	4
L 150 x 150 x 10	23.0	624.0	56.91	4.62	992	5.82	256.0	2.96	-368.0	4	4
L 150 x 150 x 12	27.3	736.9	67.75	4.60	1172	5.80	302.0	2.94	-434.9	4	4
L 150 x 150 x 14	31.6	845.4	78.33	4.58	1344	5.77	346.9	2.93	-498.5	2	4
L 150 x 150 x 15	33.8	898.1	83.52	4.57	1427	5.76	368.9	2.93	-529.1	1	4
L 150 x 150 x 18	40.1	1050	98.74	4.54	1666	5.71	433.8	2.92	-616.2	1	2
L 160 x 160 x 14	33.9	1034	89.50	4.89	1644	6.17	423.8	3.13	-610.0	3	4
L 160 x 160 x 15	36.2	1099	95.5	4.88	1747	6.16	450.8	3.13	-648.0	2	4
L 160 x 160 x 16	38.4	1163	101.4	4.87	1848	6.14	477.6	3.12	-685.1	1	4
L 160 x 160 x 17	40.7	1225	107.2	4.86	1947	6.13	504.1	3.12	-721.3	1	4
L 180 x 180 x 13	35.7	1396	106.5	5.54	2221	6.99	571.6	3.55	-824.5	4	4
L 180 x 180 x 14	38.3	1493	114.3	5.53	2375	6.98	611.3	3.54	-882	4	4
L 180 x 180 x 15	40.9	1589	122.0	5.52	2527	6.96	650.5	3.53	-938	4	4
L 180 x 180 x 16	43.5	1682	129.7	5.51	2675	6.95	689.4	3.53	-993	3	4
L 180 x 180 x 17	46.0	1775	137.2	5.50	2822	6.94	727.8	3.52	-1047	2	4
L 180 x 180 x 18	48.6	1866	144.7	5.49	2965	6.92	766.0	3.52	-1100	1	4
L 180 x 180 x 19	51.1	1955	152.1	5.48	3106	6.91	803.8	3.51	-1151	1	4
L 180 x 180 x 20	53.7	2043	159.4	5.47	3244	6.89	841.3	3.51	-1202	1	3

Cornières à ailes inégales

Unequal leg angles

Ungleichschenkliger Winkelstahl



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					A cm²	Position des axes Position of axes Lage der Achsen						Surface Oberfläche			
	G kg/m	h mm	b mm	t mm	r ₁ mm		r ₂ mm	z _s cm	y _s cm	v ₁ cm	v ₂ cm	u ₁ cm	u ₂ cm	u ₃ cm	A _L m²/m	A _G m²/t
L 120 x 80 x 8*	12.2	120	80	8	11	5.5	15.49	3.83	1.87	8.23	5.97	3.25	4.19	2.09	0.391	32.12
L 120 x 80 x 10*	15.0	120	80	10	11	5.5	19.13	3.92	1.95	8.19	6.01	3.35	4.17	2.15	0.391	26.01
L 120 x 80 x 12*	17.8	120	80	12	11	5.5	22.69	4.00	2.03	8.14	6.04	3.45	4.16	2.20	0.391	21.93
L 130 x 65 x 8	11.8	130	65	8	11	5.5	15.09	4.56	1.37	8.51	5.71	2.48	3.82	1.39	0.381	32.13
L 130 x 65 x 10	14.6	130	65	10	11	5.5	18.63	4.65	1.45	8.44	5.77	2.57	3.78	1.46	0.381	26.02
L 150 x 90 x 10*	18.2	150	90	10	12	6	23.15	5.00	2.04	10.10	7.07	3.61	4.97	2.20	0.470	25.84
L 150 x 90 x 11	19.9	150	90	11	12	6	25.34	5.04	2.08	10.07	7.09	3.66	4.95	2.23	0.470	23.61
L 150 x 100 x 10*	19.0	150	100	10	12	6	24.15	4.81	2.34	10.27	7.48	4.08	5.25	2.64	0.490	25.83
L 150 x 100 x 12*	22.5	150	100	12	12	6	28.71	4.90	2.42	10.23	7.52	4.18	5.23	2.70	0.490	21.72
L 150 x 100 x 14*	26.1	150	100	14	12	6	33.19	4.98	2.50	10.19	7.55	4.28	5.22	2.75	0.490	18.79
L 160 x 80 x 10	18.2	160	80	10	13	6.5	23.18	5.63	1.69	10.46	7.04	3.06	4.70	1.73	0.469	25.76
L 160 x 80 x 12	21.6	160	80	12	13	6.5	27.54	5.72	1.77	10.40	7.10	3.15	4.66	1.80	0.469	21.69
L 200 x 100 x 10*	23.0	200	100	10	15	7.5	29.24	6.93	2.01	13.15	8.74	3.72	5.94	2.09	0.587	25.58
L 200 x 100 x 12*	27.3	200	100	12	15	7.5	34.80	7.03	2.10	13.08	8.81	3.82	5.89	2.17	0.587	21.49
L 200 x 100 x 14	31.6	200	100	14	15	7.5	40.28	7.12	2.18	13.01	8.86	3.91	5.85	2.24	0.587	18.57



Notations pages 104-108 / Bezeichnungen Seiten 104-108

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte													Classification ENV 1993-1-1	
	axe y-y axis y-y Achse y-y			axe z-z axis z-z Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v				pure compression		
	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	i _y cm	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	i _z cm	I _u cm ⁴	i _u cm	I _v cm ⁴	i _v cm	I _{yz} cm ⁴	α °	S ₂₃₅	S ₃₅₅
L 120 x 80 x 8	12.2	225.7	27.63	3.82	80.76	13.17	2.28	260.0	4.10	46.39	1.73	-78.50	23.65	4	4
L 120 x 80 x 10	15.0	275.5	34.10	3.80	98.11	16.21	2.26	317.0	4.07	56.60	1.72	-95.34	23.53	3	4
L 120 x 80 x 12	17.8	322.8	40.37	3.77	114.33	19.14	2.24	370.7	4.04	66.46	1.71	-110.8	23.37	1	4
L 130 x 65 x 8	11.8	262.5	31.10	4.17	44.77	8.72	1.72	278.6	4.30	28.72	1.38	-61.25	14.68	4	4
L 130 x 65 x 10	14.6	320.5	38.39	4.15	54.20	10.73	1.71	339.6	4.27	35.02	1.37	-73.99	14.53	3	4
L 150 x 90 x 10	18.2	533.1	53.29	4.80	146.1	20.98	2.51	591.3	5.05	87.93	1.95	-160.9	19.87	4	4
L 150 x 90 x 11	19.9	580.7	58.30	4.79	158.7	22.91	2.50	643.7	5.04	95.71	1.94	-174.7	19.81	3	4
L 150 x 100 x 10	19.0	552.6	54.23	4.78	198.5	25.92	2.87	637.3	5.14	113.8	2.17	-192.8	23.72	4	4
L 150 x 100 x 12	22.5	650.5	64.38	4.76	232.6	30.69	2.85	749.3	5.11	133.9	2.16	-225.8	23.61	3	4
L 150 x 100 x 14	26.1	744.4	74.27	4.74	264.9	35.32	2.82	855.9	5.08	153.4	2.15	-256.8	23.48	2	4
L 160 x 80 x 10	18.2	611.3	58.94	5.14	104.4	16.55	2.12	648.7	5.29	67.01	1.70	-142.7	14.69	4	4
L 160 x 80 x 12	21.6	719.5	69.98	5.11	122.0	19.59	2.10	762.8	5.26	78.77	1.69	-166.5	14.57	3	4
L 200 x 100 x 10	23.0	1219	93.24	6.46	210.3	26.33	2.68	1294	6.65	134.5	2.14	-286.8	14.82	4	4
L 200 x 100 x 12	27.3	1440	111.0	6.43	247.2	31.28	2.67	1529	6.63	158.5	2.13	-337.3	14.74	4	4
L 200 x 100 x 14	31.6	1654	128.4	6.41	282.2	36.08	2.65	1755	6.60	181.7	2.12	-384.8	14.65	3	4

5.17 ANNEXE 07: UAP

Fers U à ailes parallèles

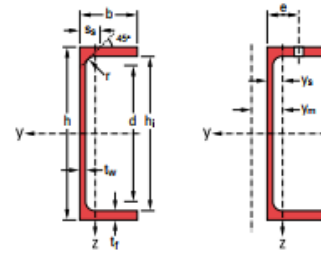
conformes à NF A 45-255 (1983)

Channels with parallel flanges

in accordance with NF A 45-255 (1983)

U-Profile mit parallelen Flanschen

gemäß NF A 45-255 (1983)



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	h ₁ mm	d mm	∅	e _{min} mm	e _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
UAP 80	8.4	80	45	5	8	8	10.67	64	48	-	-	-	0.32	38.56
UAP 100	10.5	100	50	5.5	8.5	8.5	13.38	83	66	M10	25	30	0.38	36.35
UAP 130	13.7	130	55	6	9.5	9.5	17.50	111	92	M10	27	35	0.46	33.48
UAP 150	17.9	150	65	7	10.25	10.25	22.84	129.5	109	M16	33	36	0.54	29.96
UAP 175	21.2	175	70	7.5	10.75	10.75	27.06	153.5	132	M16	34	41	0.61	28.52
UAP 200	25.1	200	75	8	11.5	11.5	31.98	177	154	M16	35	46	0.67	26.86
UAP 220	28.5	220	80	8	12.5	12.5	36.27	195	170	M16	36	51	0.73	25.75
UAP 250	34.4	250	85	9	13.5	13.5	43.80	223	196	M22	43	47	0.81	23.57
UAP 300	46.0	300	100	9.5	16	16	58.56	268	236	M27	51	53	0.97	21.04

5.18 ANNEXE 08: UPN

Fers U normaux européens

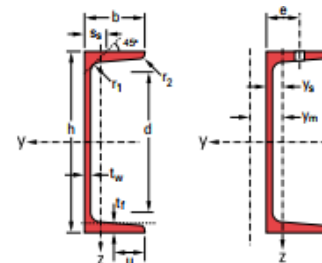
conformes à DIN 1026-1: 2000, NF A 45-202 (1983)

European standard channels

in accordance with DIN 1026-1: 2000, NF A 45-202 (1983)

Europäische U-Stahl-Normalprofile

gemäß DIN 1026-1: 2000, NF A 45-202 (1983)



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen							Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A cm ²	d mm	∅	e _{min} mm	e _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
UPN 100	10.6	100	50	6	8.5	8.5	4.5	13.5	64	-	-	-	0.372	35.1
UPN 120	13.4	120	55	7	9	9	4.5	17.0	82	-	-	-	0.434	32.52
UPN 140	16.0	140	60	7	10	10	5	20.4	98	M12	33	37	0.489	30.54
UPN 160	18.8	160	65	7.5	10.5	10.5	5.5	24.0	115	M12	34	42	0.546	28.98
UPN 180	22.0	180	70	8	11	11	5.5	28.0	133	M16	38	41	0.611	27.8
UPN 200	25.3	200	75	8.5	11.5	11.5	6	32.2	151	M16	39	46	0.661	26.15
UPN 220	29.4	220	80	9	12.5	12.5	6.5	37.4	167	M16	40	51	0.718	24.46
UPN 240	33.2	240	85	9.5	13	13	6.5	42.3	184	M20	46	50	0.775	23.34
UPN 260	37.9	260	90	10	14	14	7	48.3	200	M22	50	52	0.834	22
UPN 280	41.8	280	95	10	15	15	7.5	53.3	216	M22	52	57	0.89	21.27
UPN 300	46.2	300	100	10	16	16	8	58.8	232	M24	55	59	0.95	20.58
UPN 320	59.5	320	100	14	17.5	17.5	8.75	75.8	246	M22	58	62	0.982	16.5
UPN 350	60.6	350	100	14	16	16	8	77.3	282	M22	56	62	1.047	17.25
UPN 380	63.1	380	102	13.5	16	16	8	80.4	313	M24	59	60	1.11	17.59
UPN 400	71.8	400	110	14	18	18	9	91.5	324	M27	61	62	1.182	16.46