

**UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA
BEJAIA
FACULTE DE TECHNOLOGIE**

**COURS DE STRUCTURES
METALLIQUES**

**Abdelhamid BECHEUR
Enseignant chercheur
Université de Bejaia**

Préambule

Cet ouvrage est le fruit d'efforts pédagogiques accomplis à l'issue de nombreuses années enseignées dans cette spécialité. Son objectif est de faire partager un certain nombre de connaissances jugées essentielles. Son ambition est de faire aimer aux étudiants un domaine aussi porteur que celui de la construction métallique.

Par ailleurs, la construction métallique a toujours été une spécialité commune aussi bien au domaine de la construction mécanique qu'au domaine de la famille de la construction (architecture, travaux publics et génie civil). En effet, la vérification et le dimensionnement des appareils de levage (tels que grues, palans, ponts roulants, etc...), ne peuvent être effectués sans avoir recours aux lois et aux règles énoncées dans les documents techniques réglementaires (DTR) régissant la construction métallique. En toute évidence, les structures métalliques du monde de la construction (telles que les hangars ou halles industrielles, bâtiments contreventés par des portiques métalliques et/ou par palées de stabilité, ponts métalliques, etc...), sont également conçus et calculés selon les mêmes règles. Cela étant dit, en traitant les notions de base concernant la conception, le calcul et le dimensionnement des éléments de structures métalliques, cet ouvrage s'adresse aussi bien aux étudiants de Mécanique que de génie civil, d'architecture et de travaux publics.

Il y a lieu de signaler que la maîtrise des différentes méthodes de calcul exposées dans cet ouvrage, ne peut être acquise sans une bonne compréhension des phénomènes physiques. Toutefois, ceci n'est pas suffisant, car l'étudiant doit au préalable avoir pris connaissance de certaines notions de base de la résistance des matériaux (telle que les notions de sections transversales droites, d'axes principaux d'inertie, de traction simple, de compression simple, de flexions simple et composée, de cisaillement, de modes de transmission d'efforts, etc...). En tenant compte de ces deux aspects, à travers des rappels et des explications de certains phénomènes physiques ainsi que de brefs rappels de certaines notions importantes de la RDM, cet ouvrage se fixe pour objectif de servir comme outil de travail pouvant aider aussi bien dans l'acquisition des connaissances, la préparation des examens ainsi que dans la réalisation de projets de fin d'études.

Constituant une première ébauche, de nombreuses améliorations et enrichissements seront effectués à l'avenir. Pour cela, toutes remarques et suggestions seront les bienvenues.

L'auteur

Sommaire

N° page

1. Introduction aux structures métalliques	8
2. Le matériau acier	20
3. Les produits utilisés en construction métallique	23
4. Aspect réglementaire des calculs	26
5. Les calculs aux états limites	26
5.1. Les états limites ultimes	26
5.2. Les états limites de service	27
6. Dimensionnement des éléments de structures métalliques	27
6.1. Le voilement local et la classification des sections transversales	27
6.2. La traction simple	33
6.3. La flexion simple	34
6.4. Vérification vis-à-vis du flambement simple (sous compression seule)	37
6.5. Vérification vis-à-vis du flambement flexion	41
6.6. Vérification vis-à-vis du déversement	44
6.6.1. Cas de poutres soumises à la flexion seule	44
6.6.2. Cas d'éléments comprimés et fléchis	47
7. Calcul d'assemblages	48
7.1. Généralités et modes de transmission d'efforts	48
7.2. Les assemblages boulonnés	50
7.2.1. Transmission d'efforts par cisaillement	51
7.2.2. Transmission d'efforts par traction	52
7.2.3. Transmission d'efforts par cisaillement et traction	53
7.3. Les assemblages soudés	54
8. Exemples de calcul	57
9. Références bibliographiques	75

Notations utilisées

Des symboles normaux peuvent aussi être utilisés comme indices, et les indices sont souvent combinés, par exemple :

R_d	résistance de calcul
S_d	valeurs de calcul d'une sollicitation

Les indices peuvent être disposés en séquence le cas échéant, séparés par un point décimal – par exemple :

$N_{pl.Rd}$ résistance axiale plastique de calcul.

Nous utilisons une liste complète de symboles dont les plus courants sont donnés ci-dessous :

Symboles de nature générale :

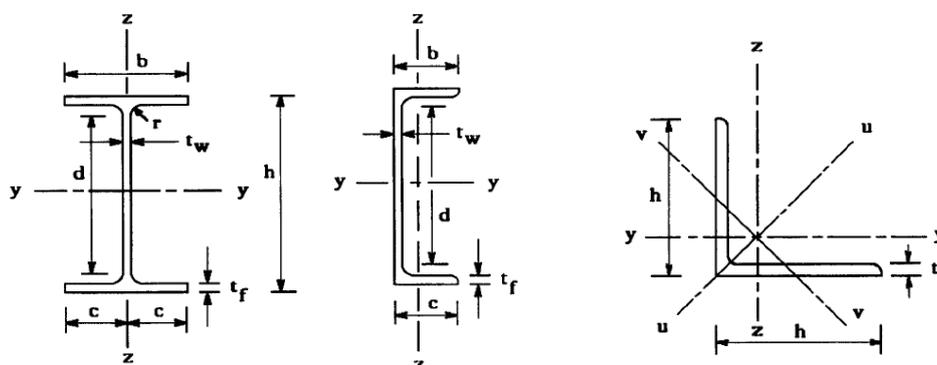
L, l	Longueur ; travée ; longueur d'épure
R	Résistance ; réaction
S	Sollicitations ; rigidité
δ	Flèche ; déformation
λ	rapport ; élancement
χ	coefficient de réduction pour le flambement
γ	coefficient partiel de sécurité

Symboles concernant les caractéristiques des sections transversales :

A	Aire
i	Rayon de giration
I	Moment d'inertie de flexion
W	Module de section

Axes des éléments. La convention suivante est adoptée pour les axes des éléments :

$x-x$	suivant la longueur de l'élément
$y-y$	axe de la section transversale parallèle aux semelles
$z-z$	axe de la section transversale perpendiculaire aux semelles



Pour les cornières les axes y-y et z-z sont parallèles à l'aile la plus petite et la plus grande respectivement, et les axes de forte et faible inertie sont donnés avec la notation suivante :

uu		Axe de forte inertie
vv		Axe de faible inertie

Symboles concernant les caractéristiques des matériaux :

E		Module d'élasticité
f		Résistance

D'autres indices sont également utilisés

com		compression
d		de calcul
el		élastique
k		caractéristique
LT		déversement
pl		plastique

Liste des tableaux	
Tableau 01	Classification des sections transversales en fonction du moment résistant et de la capacité de rotation
Tableau 02	Cas des âmes de poutres ou parois internes perpendiculaire à l'axe de flexion
Tableau 03	Cas des semelles de poutres ou parois internes parallèles à l'axe de flexion
Tableau 04	Cas des semelles en console
Tableau 05	Facteurs d'imperfection
Tableau 06	Choix des courbes de flambement
Tableau 07	Facteurs de moment uniforme équivalent β_M
Tableau 08	Valeurs des coefficients C_1 , C_2 et C_3 dans le cas de poutres soumises à des moments d'extrémités
Tableau 09	Valeurs des coefficients C_1 , C_2 et C_3 dans le cas de poutres soumises à des charges transversales
Tableau 10	Principales caractéristiques géométriques des boulons
Tableau 11	Principales caractéristiques mécaniques des boulons
Tableau 12	Types courants d'assemblages soudés

Liste des figures	
Figure 01	Poutre métallique en double T
Figure 02	Poteau métallique en double T
Figure 03	opérations de laminage à chaud pour profilés en double T et larges plats (Extrait du Traité de G civil EPFL Hirt et Bez)
Figure 04	Section transversale d'une poutre PRS
Figure 05	Exemple de poutres (ou de fermes) trapézoïdales en treillis
Figure 06	Triangle stable formé de trois barres articulées aux extrémités
Figure 07	Juxtaposition de deux triangles
Figure 08	Quadrangle instable formé de quatre barres articulées aux extrémités
Figure 09	Différents types de poteaux en treillis composés de deux membrures en U ou en I ou de 04 cornières
Figure 10	Vue en élévation de quelques poteaux en treillis
Figure 11	Arc à deux articulations soumis à des charges gravitaires (du haut vers le bas)
Figure 12	Poutre Vierendeel avec des liaisons rigides aux nœuds reliant les montants et les membrures
Figure 13	voilement de la semelle comprimée et de la partie comprimée de l'âme d'une poutre fléchie
Figure 14	Pont à arc métallique à tablier supérieur
Figure 15	Vue du portique (orientation des sections transversales)
Figure 16	schéma statique du portique uniformément chargé avec liaisons rigides aux nœuds
Figure 17	Déformée du portique sous le chargement de la figure 16 précédente
Figure 18	Déformée du portique sous $G + 1.5 W$
Figure 19	schéma statique du portique chargé horizontalement
Figure 20	Mécanisme de ruine pour cause de système hypostatique (ici les liaisons rigides poteaux poutres ont été supprimées)
Figure 21	panneau stabilisé grâce à l'insertion d'une barre en diagonale
Figure 22	portique poteau poutre à liaison articulée et stabilisé par palée de stabilité
Figure 23	Portique poteau-poutres à liaisons articulées et contreventé par une seule palée de stabilité
Figure 24	Schéma de portique en treillis : la triangulation doit être continue
Figure 25	courbe contraintes déformations selon la nuance (ou bien la teneur en carbone)
Figure 26	sections transversales de quelques laminés marchands
Figure 27	Exemples de profilés en double T
Figure 28	Exemples de profilés en U
Figure 29	Exemples de produits façonnés à froid
Figure 30	Parois internes et parois en saillie
Figure 31	Notations de calcul de l'aire nette en zone de perçage d'un élément tendu
Figure 32	Distribution des contraintes de cisaillement dans les sections transversales
Figure 33	Courbe de flambement d'Euler et courbe réelle
Figure 34	Courbes de flambement de la CECM

Figure 35	Déversement d'une poutre en I chargée par moments d'extrémités
Figure 36	Exemples de modes de transmission par cisaillement d'un couvre joint d'âme
Figure 37	Exemple de mode de transmission par traction
Figure 38	Assemblage poteau poutre transmettant simultanément un effort tranchant et un moment fléchissant
Figure 39	Composants et terminologie utilisés au niveau d'un boulon
Figure 40	illustration du phénomène de cisaillement de bloc
Figure 41	Résistance des soudures d'angle
Figure 42	Abaque de prédimensionnement de la gorge a
Figure 43	Vue du portique (orientation des sections transversales)
Figure 44	Détail de l'assemblage
Figure 45	Diagrammes des efforts internes sous $1.35G + 1.5Q$
Figure 46	Diagrammes des efforts internes sous $G + 1.5W$
Figure 47	Déformée du portique sous $1.35 G + 1.5 Q$
Figure 48	Déformée du portique sous $G + 1.5 W$
Figure 49	Disposition des rangées de boulons
Figure 50	Détail d'assemblage boulonné d'une simple cornière sur un gousset
Figure 51	Détail d'assemblage boulonné d'une palée de stabilité à un nœud de portique

1 Introduction aux structures métalliques

1-1 Notion de paroi

La particularité des éléments de structures métalliques réside dans le fait qu'ils soient composés uniquement de parois. Le terme paroi désigne ici l'élément dont l'épaisseur est relativement faible devant ses autres dimensions (ie : sa largeur et sa longueur). A titre d'exemple, une poutre métallique horizontale (connue sous le nom d'IPE ou de HEA que nous verrons plus loin) est généralement constituée de (voir figure 01):

- deux parois horizontales, l'une appelée semelle supérieure et l'autre semelle inférieure
- d'une paroi verticale appelée âme.

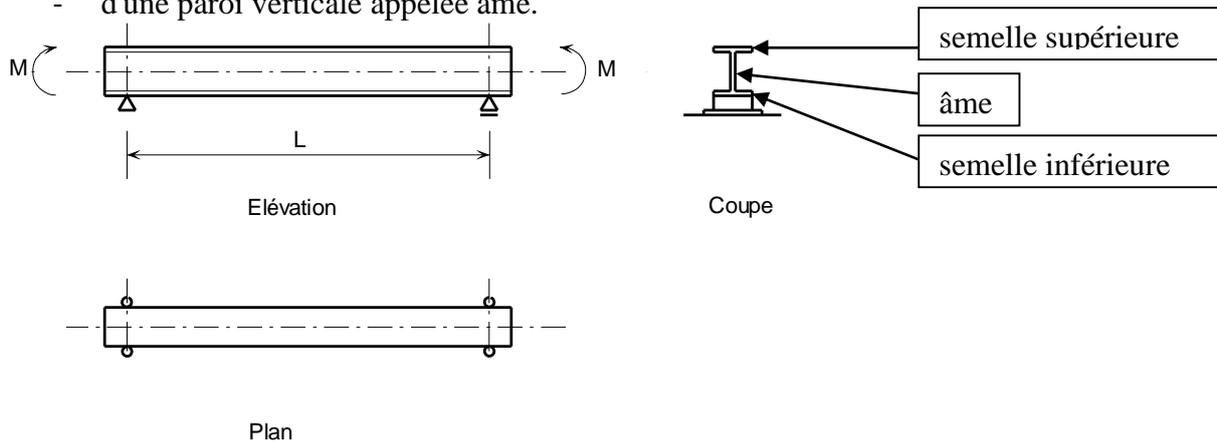


Figure 01 : Poutre métallique en double T

L autre exemple que nous pourrions citer, est celui d'un poteau vertical constitué de (voir figure 02) :

- deux parois verticales et parallèles appelées semelles
- d'une paroi verticale appelée âme.

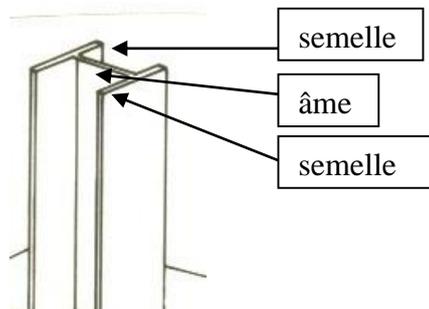


Figure 02 : Poteau métallique en double T

Cette forme de section métallique "en parois" est due aux deux principales caractéristiques de l'acier, à savoir : sa grande densité (matériau lourd dont la masse volumique $\rho \approx 7850 \text{ Kg/m}^3$) et sa haute résistance (généralement comprise entre 230 et 500 MPa). Ainsi, il serait inadmissible (voir aberrant) de concevoir un élément de structure métallique dont la section transversale soit de forme rectangulaire pleine ou circulaire pleine.

Par ailleurs, étant liée par ses deux extrémités aux deux semelles, l'âme est considérée comme une **paroi interne**. Tandis que les semelles sont considérées comme des **parois externes**. Toutefois, chaque semelle est constituée de deux ailes. Ces ailes sont considérées comme des parois externes "**en console**". Ces notions de parois internes, externes et en console

sont très importantes. Nous les reverrons en détail plus loin dans la classification des sections transversales.

1-2 Les Profilés laminés

La réalisation (ou l'obtention) de ce type d'élément à parois (appelé également profilé) peut être effectuée par une série de laminages successifs (figure 03) qui peuvent se faire soit à chaud (pour les éléments à parois épaisses appelés profilés laminés à chaud ou PAC), soit à froid (pour les éléments à parois minces appelés profilés laminés à froid ou PAF). Il est à noter que l'épaisseur de ce dernier type de profilé laminé à froid ne doit pas dépasser une épaisseur d'environ 3 mm.

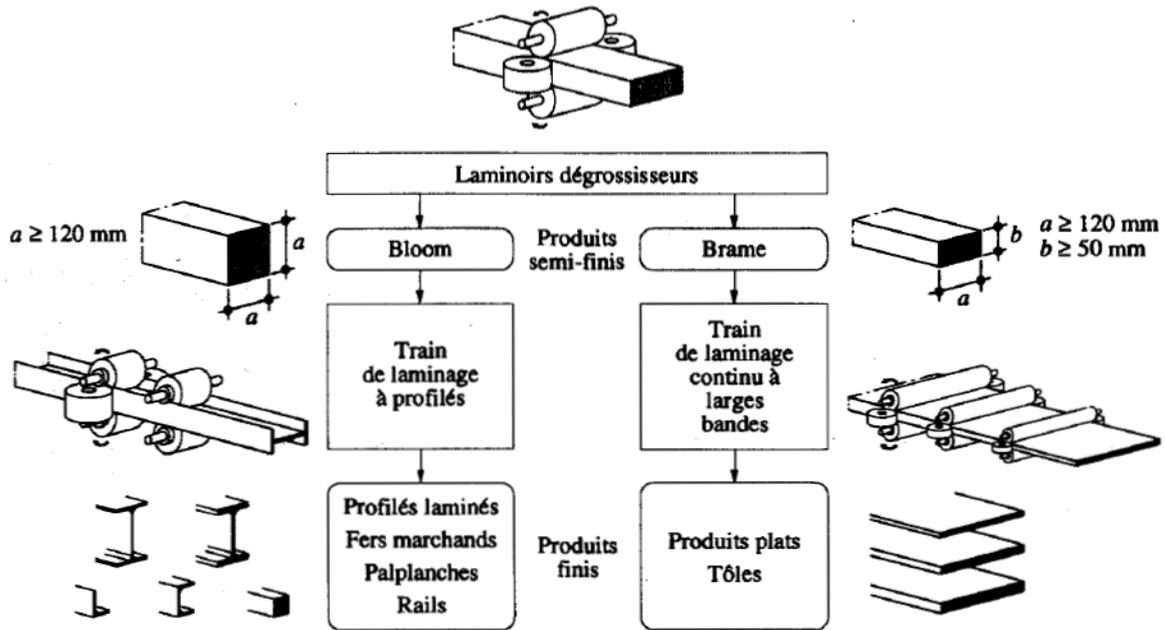


Figure 03 : opérations de laminage à chaud pour profilés en double T et larges plats
(Extrait du Traité de G civil EPFL Hirt et Bez)

1-3 Les profilés reconstitués soudés (PRS)

Un autre type de profilé à parois peut être obtenu par soudage. Ce sont les profilés reconstitués soudés ou bien très connus sous le pseudonyme de "PRS" (figure 04). En effet, la réalisation de ces profilés est obtenue grâce au soudage des extrémités de l'âme aux semelles. Ce procédé possède deux avantages majeurs. Le premier réside dans la réalisation de profilés dont les sections transversales sont de grande hauteur (on entend ici par hauteur : la distance entre les faces extérieures des semelles) : c'est le cas des poutres de ponts métalliques dont la hauteur est généralement comprise entre 1.50 m et 2.00 m . Le second avantage réside dans la possibilité de réaliser des profilés à sections variables (en fuseaux par exemple) donc plus esthétiques. Par contre, l'inconvénient majeur des PRS réside dans le soudage lui-même où la zone de soudage appelée également ZAT (zone affectée thermiquement) nécessite un grand soin et beaucoup de précautions. En effet, des amorces de fissures peuvent se produire et se propager et donner lieu à des ruptures brutales (appelées également ruptures fragiles).

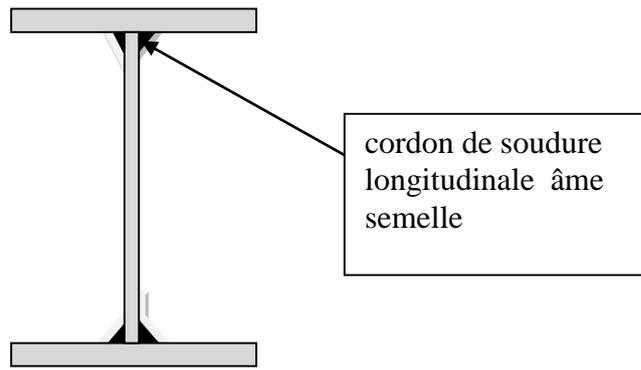


Figure 04 : section transversale d'une poutre PRS

1-4 Les poutres en treillis

Une autre conception de système structural consiste à utiliser des éléments de type barres reprenant uniquement les efforts normaux (ou axiaux) qui sont soit de traction, soit de compression. La disposition de ces barres de sorte à former de façon juxtaposée des triangles successifs dont les nœuds sont des articulations, donne lieu à une poutre nommée "poutre en treillis" (figure 05). Il est important de noter que ce système est basé sur le principe de la triangulation. En effet, prenons l'exemple d'une structure constituée de trois barres articulées et formant un triangle. Celle-ci est stable et peut équilibrer tout effort appliqué sur ses trois nœuds et ce, quels que soient le sens et la direction de la force appliquée. Evidemment, il s'agit d'une structure plane (bidimensionnelle) qui ne peut reprendre que les efforts agissant dans son plan. Par contre, si on considère une structure formée de quatre barres articulées, celle-ci est instable et le mécanisme de ruine peut s'enclencher pour de très faibles efforts appliqués sur ses nœuds. (figure 05). Des exemples de poutres (ou de fermes) en treillis sont illustrés en figure 06. On peut constater les différentes formes de ces poutres pour lesquelles les distances entre les membrures varient en longueur. Ainsi, on peut affirmer qu'une poutre en treillis rectangulaire est une poutre en treillis à section constante (ou à hauteur constante) tandis qu'une poutre en arc, triangulaire ou trapézoïdale est une poutre à section variable.

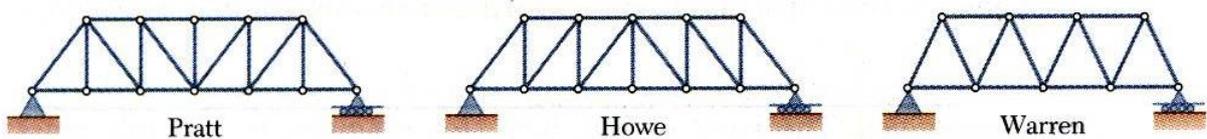


Figure 05 : Exemple de poutres (ou de fermes) trapézoïdales en treillis

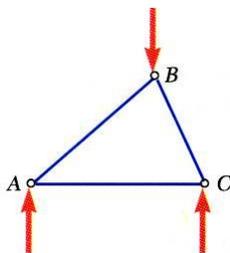


Figure 06 triangle stable formé de trois barres articulées

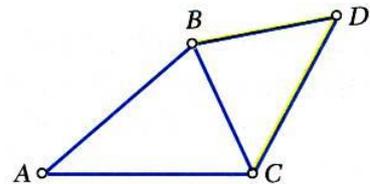


Figure 07 : juxtaposition de deux triangles

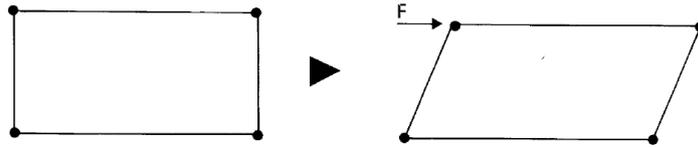


Figure 08 : quadrangle instable formé de quatre barres articulées aux extrémités.

Par ailleurs, les poutres en treillis peuvent être considérées comme étant formées de :

- barres horizontales continues nommées membrures supérieures et membrures inférieures
- barres verticales nommées montants
- et de barres inclinées nommées diagonales.

Par analogie à une poutre continue (de type laminée ou PRS), les membrures supérieures et inférieures équilibrent les moments fléchissants. Ainsi, dans les zones où le moment fléchissant est maximal (à mi-travée par exemple), les efforts normaux dans ces membrures sont également maximaux. Par contre dans les zones où l'effort tranchant y est maximal (au voisinage des appuis), les efforts de compression dans les montants et les efforts de traction dans les diagonales de type PRATT (figure 05) ou bien les efforts de compression dans les diagonales de type Howe (figure 05) sont maximaux.

Cela étant dit, l'augmentation de la hauteur de la poutre en treillis dans les zones de moments max (autrement dit l'augmentation du bras de levier du couple d'efforts normaux agissant sur les membrures) contribue à réduire considérablement les intensités de ces efforts normaux et donc à augmenter la capacité portante de cette poutre. Ceci contribue également à l'augmentation de la rigidité flexionnelle (en augmentant le moment d'inertie de la section composée des membrures seules). Ce qui fait diminuer la flèche.

Toutefois, l'un des inconvénients de ces fermes de grande hauteur, réside dans le fait que certaines barres soient très élancées et pour les quelles une très grande vigilance doit être accordée aussi bien au niveau des calculs qu'au niveau de la réalisation. Du point de vue calculs, la non prise en considération de tous les cas possibles de chargement relatifs aux actions climatiques (vent et neige) constitue l'une des causes majeures des cas de ruine. En effet, le cas de charge de soulèvement dû au vent (cas de dépression en toiture) provoquant la flexion vers le haut de la poutre et engendrant la compression de toutes les barres initialement tendues et qui se voient exposées parfois à des risques de flambement entraînant la ruine. Aussi des dégâts peuvent se produire suite à des accumulations de neige provoquant des efforts locaux de compression supplémentaires non prévus par les calculs.

1-5 Les poteaux en treillis

Le poteau en treillis peut être défini a priori comme étant une poutre en treillis verticale composée de membrures à la fois verticales et parallèles reliés par des montants horizontaux et des diagonales formant des plans de triangulation (figures 09 et 10). Toutefois, cette première définition n'est pas "très exacte", car si le principe de la triangulation doit être vigoureusement respecté pour la poutre horizontale, il n'en est pas de même pour le cas du poteau. La raison fondamentale de cette différence, réside au niveau des liaisons des montants et des diagonales avec les membrures verticales. En réalité, ces liaisons sont de type soudé et les extrémités des montants et des diagonales ne sont pas articulées. C'est pour cette raison que nous retrouvons souvent sur le terrain (ou dans les projets) des poteaux en treillis sans diagonales (poteaux dits en étrépillons composés uniquement de membrures verticales et de montants horizontaux : figure 10).

Par ailleurs, l'intérêt d'utiliser le poteau en treillis s'est révélé d'une grande importance dès l'apparition de la construction métallique. En effet, vu les grandes valeurs des moments d'inertie procurées par la distance entre les centres de gravité des membrures (cf. théorème d'Huygens), l'intensité de l'effort normal de compression résistant au flambement est d'une grande valeur. Autrement dit, une grande stabilité au flambement est obtenue rien qu'en augmentant la distance entre les membrures (c'est-à-dire la hauteur de la section transversale du poteau).

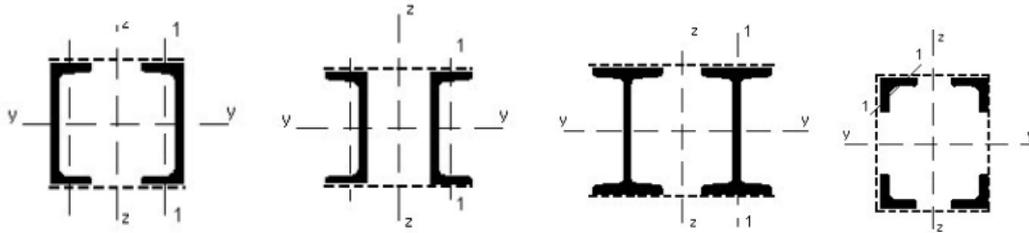


Figure 09 : Différents types de poteaux en treillis composés de deux membrures en U ou en I ou de 04 cornières. Les pointillés représentent les plans de triangulation

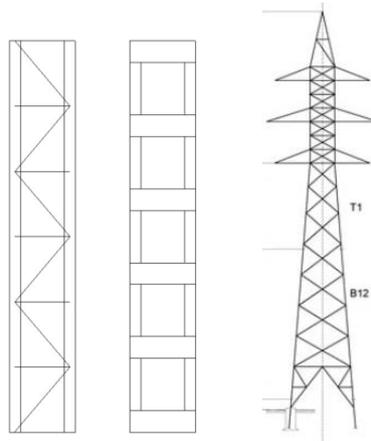


Figure 10 : Vue en élévation de quelques poteaux en treillis

1-6 Les poutres en arc

L'arc a joué un rôle historique civilisationnel très important. En effet, les premiers ouvrages en arc en maçonnerie furent construits par les romains car les arcs travaillent essentiellement en compression. Toutefois, une poutre en forme d'arc soumise le long de sa travée et dans son plan à des charges gravitaires, est soumise à la fois à des efforts de compression ainsi qu'à des moments fléchissants. Si la courbure (ou bien la flèche f) de l'arc augmente (figure 11), les efforts normaux de compression augmentent tandis que les moments fléchissants ont tendance à diminuer. Par contre, si la flèche de l'arc diminue, l'effort normal de compression diminue et le moment fléchissant augmente. Cela étant dit, la forme de l'arc a été initialement choisie en vue de minimiser les moments de flexion. Une autre technique est parfois adoptée pour minimiser ou annuler le moment fléchissant. Il s'agit de l'arc avec deux articulations à ses extrémités sur lesquelles les moments sont annulés. Il existe aussi un autre type d'arc à trois articulations (deux aux extrémités) et la troisième au milieu. Cette dernière fait annuler le moment à mi-travée. Signalons également que la réaction aux appuis possède deux composantes, l'une verticale et l'autre horizontale. Cette dernière exerce des poussées sur l'appui et peut s'avérer particulièrement préjudiciable en cas d'appui souple déplaçable (par exemple : sommet de poteau élancé)

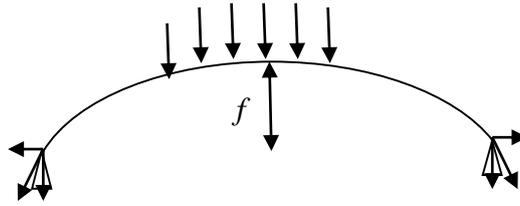


Figure 11 : arc à deux articulations soumis à des charges gravitaires (du haut vers le bas)

1-7 Les poutres Vierendeel

Cette poutre est constituée de deux membrures continues reliées par des montants verticaux encastres (figure 12). Appelée également poutre échelle, la poutre Vierendeel est une poutre qui utilise la rigidité des nœuds reliant les montants et les membrures (pas de diagonales et donc pas de triangulations) pour équilibrer les charges appliquées transversalement. Ainsi, la flexion des montants et des membrures assurent la transmission de l'effort tranchant. Comme les barres sont soumises à la flexion à cause de l'absence de diagonales, elles sont beaucoup plus importantes que celles des poutres en treillis. Ce qui conduit à des poutres plus lourdes et à des assemblages soudés plus coûteux. Par contre, les passages au travers de la poutre sont plus dégagés.

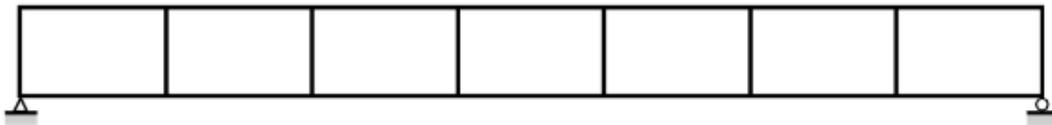


Figure 12 : Poutre Vierendeel avec des liaisons rigides aux nœuds reliant les montants et les membrures

1-8 Les phénomènes d'instabilités

Certains constructeurs ont tendance à opter pour des éléments contenant des parois de plus en plus minces (épaisseurs très faibles). Toutefois, ces éléments devenus élancés grâce à leurs parois minces, se trouvent généralement exposés au risque de voilement local sous l'effet des contraintes de compression (figure 13). Ce phénomène de voilement local consiste en une perte locale de planéité de certaines zones comprimées (initialement planes) de la paroi. Ce qui fait diminuer considérablement la résistance de la paroi ou bien de l'élément. Nous verrons plus loin que ce phénomène (de voilement) influe considérablement sur les calculs et constitue un "obstacle majeur" à cette tendance "d'amincissement des parois".



Figure 13 : voilement de la semelle comprimée et de la partie comprimée de l'âme d'une poutre fléchie

Il est important de signaler que le phénomène de voilement ne se produit pas dans les zones soumises à des contraintes de traction. Il concerne uniquement les zones comprimées dues soit à des efforts normaux de compression, soit à des moments fléchissants, ou enfin à des

efforts tranchants (par exemple : les bandes comprimées et inclinées situées au voisinage des appuis).

Considéré comme un phénomène d'instabilité (ou plus précisément de perte de stabilité), ce phénomène de voilement local peut être à l'origine de mécanismes de ruines, et ce, au même titre que les deux autres phénomènes d'instabilités que sont : le flambement et le déversement.

1-9 Les domaines d'utilisation

Les profilés laminés sont généralement utilisés dans les structures de bâtiments, de hangars industriels, de palans, de ponts roulants. Toutefois, concernant les profilés laminés à froid, il se produit parfois durant l'opération de laminage à froid, un phénomène appelé écrouissage qui affecte (ou qui réduit) l'une des principales qualités de l'acier à savoir : sa ductilité. Ainsi, dans les zones où le besoin en ductilité est d'une importance majeure (zone sismique par exemple), l'usage de profilé laminé à froid est parfois interdit (voir le règlement parasismique algérien 1999 version 2003). Nous reviendrons sur cette notion de ductilité plus loin.

Pour leur part, les PRS détiennent encore l'exclusivité du monopole des ponts métalliques. Toutefois, avec l'évolution aussi bien de la technologie que des moyens de laminage, certains fournisseurs de profilés sont arrivés à mettre sur le marché des profilés laminés de grande hauteur et de meilleure qualité que les PRS. Toutefois, la différence réside non seulement niveau des coûts mais également au niveau des possibilités de transport donc de la disponibilité de ces profilés laminés de grandes dimensions. Autrement dit, il est clair que les PRS soudés en atelier sont plus disponibles.

Les poutres en treillis sont utilisées dans de nombreuses structures de ponts métalliques de grandes portées ainsi que dans les structures de Hangars (ou de Halles) de grandes portées (par exemple les hangars de maintenance aéronautique dont la portée dépasse 100 m). Par contre, pour des raisons de rentabilités et de coûts, elles sont moins utilisées dans les bâtiments car elles les opérations de découpage et de soudage sont nombreuses.

Quant aux poteaux en treillis, ceux-ci sont rencontrés dans les cas d'éléments de structures de très grande hauteur tels que les étais provisoires utilisés pour le coffrage des tabliers de ponts ou bien dans les poteaux de portiques en treillis de hangars aéronautiques qui nécessitent des hauteurs assez importantes en vue de permettre les entrées et les sorties des avions. Par ailleurs, en contribuant à la manutention des câbles de hautes, moyennes et basses tensions, des poteaux en treillis dits télescopiques (dont la section est de hauteur variable) constituent des éléments essentiels dans le transport de l'électricité et ce à cause de leur performance; car ils peuvent résister à des vents dépassant parfois la vitesse de 160 Km/h.

Les ponts en arcs sont très utilisés pour les grandes et moyennes portées (figure 14). Les arcs modernes en acier atteignent des portées de l'ordre de 300 m. Dans les régions montagneuses, les ponts en arc constituent souvent une excellente solution tant du point de vue esthétique que du point de vue structural. Les arcs sont également utilisés pour les halles et les bâtiments et offrent de grand gabarit d'espace libre sur de longues portées

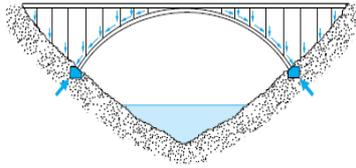


Figure 14 : Ponts à arc métallique à tablier supérieur

1-10 Les portiques métalliques à cadres (ou autostables), avec palées de stabilité et en treillis

Un portique métallique à cadres (dit également autostable) est constitué d'un ensemble de poteaux et de poutres liés rigidement. Pour bien comprendre cette notion de liaison rigide, considérons un portique constitué de deux poteaux et d'une poutre horizontale chargée verticalement dans son plan par une charge gravitaire (dirigée du haut vers le bas) provoquant ainsi la flexion vers le bas de cette poutre (figures 15, 16 et 17). Deux questions peuvent alors être posées. La première consiste à tracer les déformées des deux poteaux suite à ce chargement. La seconde (plus importante) consiste à expliquer comment s'est effectuée cette déformée.

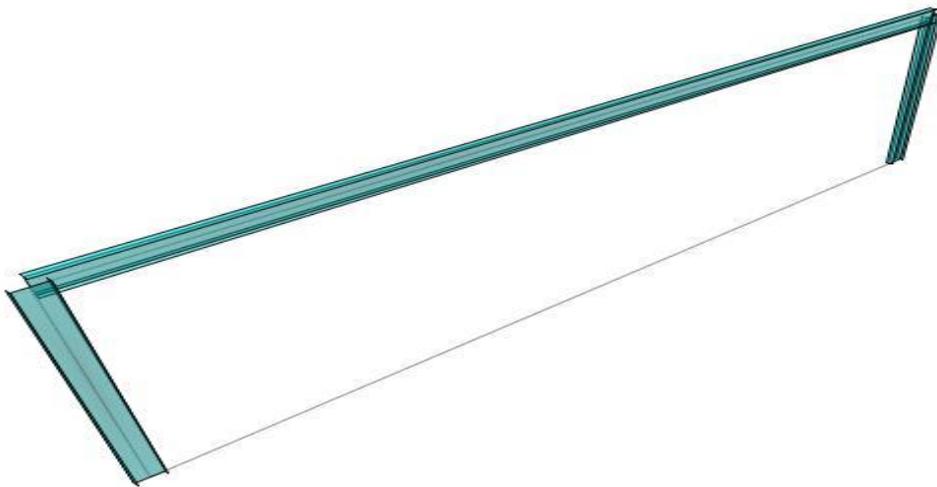


Figure 15 : Vue du portique (orientation des sections transversales)

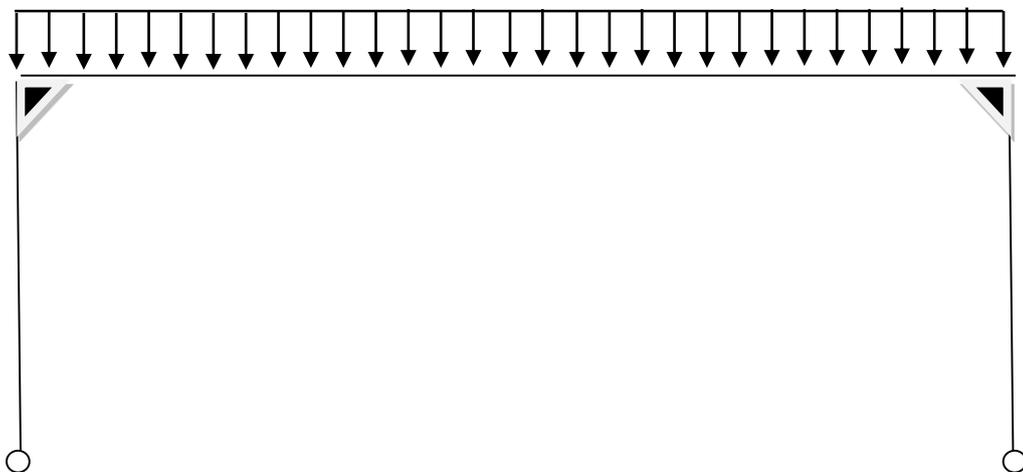


Figure 16 : schéma statique du portique uniformément chargé avec liaisons rigides aux nœuds

La réponse à la première question est illustrée sur la figure 17 ci-dessous où les poteaux fléchissent vers l'extérieur.

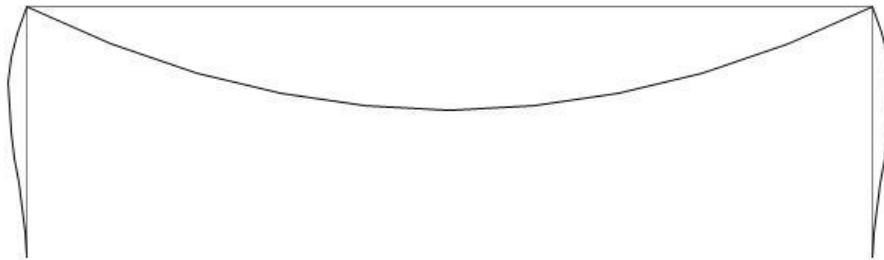


Figure 17 : Déformée du portique sous le chargement de la figure 16 précédente

Par contre si le chargement change de sens (dirigé du bas vers le haut), la poutre va fléchir vers le haut et la déformée des poteaux se fera vers l'intérieur comme montré sur la figure 18 suivante.

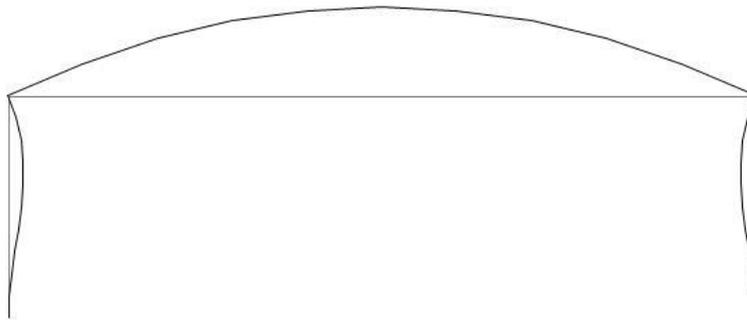


Figure 18 : Déformée du portique sous $G + 1.5 W$

En réponse à la seconde question, l'interprétation de ces deux déformées des figures 17 et 18, consiste en le fait que lorsque la poutre fléchit, sa section d'extrémité subit une rotation. Par exemple, la section d'extrémité située à gauche de la poutre de la figure 17 tournera dans le sens des aiguilles d'une montre. Vu que les sections d'extrémités de la poutre et du poteau sont liées rigidement, alors la section d'extrémité de la poutre qui a tourné entrainera avec elle en mouvement de rotation la section d'extrémité du poteau dans le même sens (sens des aiguilles d'une montre). Ce qui fait fléchir le poteau vers l'extérieur. Cela étant dit, et en suivant le même raisonnement, il est clair que la flexion de la poutre vers le haut, entrainera la flexion des poteaux vers l'intérieur.

Signalons également qu'en cas d'un chargement horizontal H (dû au vent ou au séisme par exemple), appliqué sur ce portique, ce sont ces liaisons rigides qui équilibreront (ou qui reprendront) cet effort H . En effet, en résistant aux moments créés en ces nœuds suite à l'application de cette force H , ces deux nœuds reliant les sections d'extrémités s'opposeront à leur rotation. On dit alors que ce portique cadre est contreventé grâce à ses liaisons rigides situées dans ces zones nodales. Pour comprendre davantage l'importance et l'utilité de ces liaisons rigides, essayons de remplacer ces deux liaisons par des liaisons articulées. Ce qui

signifie que la rotation de l'extrémité de la poutre n'entraînera pas avec elle celle de la section d'extrémité du poteau. Dans ce cas, le portique poteau-poutre deviendra instable (hypostatique) et subira un mécanisme de ruine (voir figure 20)



Figure 19: schéma statique du portique chargé horizontalement



Figure 20 : Mécanisme de ruine pour cause de système hypostatique (ici les liaisons rigides poteaux poutres ont été supprimées)

Par ailleurs, faute d'avoir des liaisons rigides entre la poutre et les poteaux, l'insertion d'une barre en diagonale rendra le système isostatique et deviendra stable (figure 21 ci-dessous)

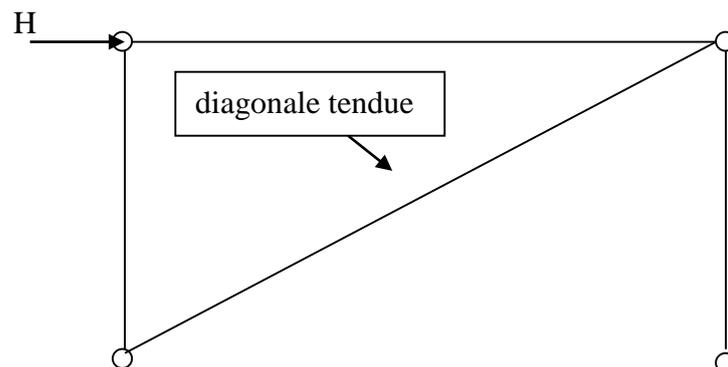


Figure 21 : panneau stabilisé grâce à l'insertion d'une barre en diagonale

Cette barre insérée équilibrera l'effort H appliqué tout en étant tendue (soumise à la traction). Si l'effort H change de sens, cette barre deviendra comprimée. Etant généralement élancée, cette barre comprimée risque de subir le phénomène de flambement. Ce qui provoquera la ruine de la structure. Pour remédier à ce problème, essayons de rajouter une seconde barre en diagonale et le système deviendra comme illustré en figure 22 où quelque soit le sens de la force H, il y aura toujours une barre tendue.

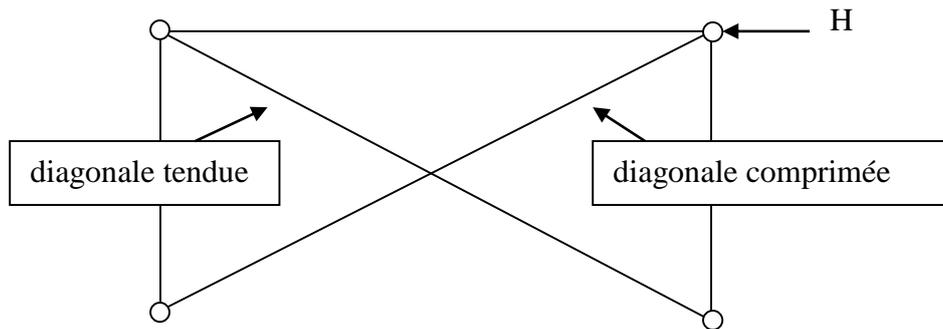


Figure 22 : portique poteau poutre à liaison articulée et stabilisé par palée de stabilité

L'ensemble de ces deux barres diagonales, les deux poteaux et la poutre forment un système en treillis stable appelé palée de stabilité.

Cela étant dit, on pourra stabiliser toute une file de poteau et de poutres liées par des articulations par une seule palée de stabilité (figure 23).

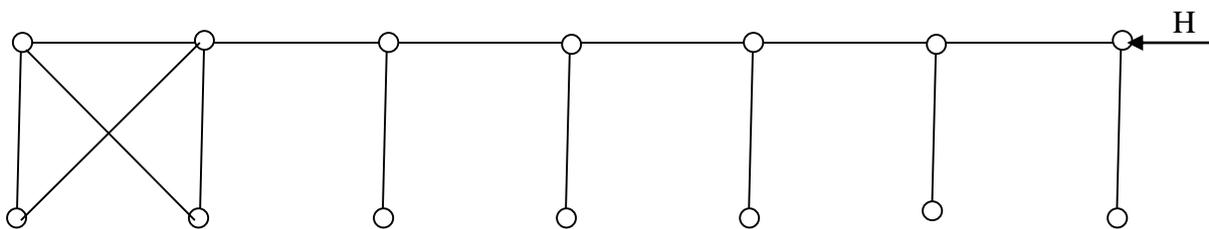


Figure 23 : Portique poteau-poutres à liaisons articulées et contreventé par une seule palée de stabilité

En ce qui concerne le détail des schémas des liaisons rigides et des liaisons articulées, nous renvoyons le lecteur au chapitre relatifs aux calculs d'assemblages.

Par ailleurs, les portiques en treillis sont composés de poteaux en treillis et de poutres en treillis. Il est important de noter que la triangulation dans ce type de portique doit être continue. Plus précisément, il ne doit y avoir aucune interruption de cette triangulation de l'extrémité du portique à l'autre extrémité opposée. En particulier, cette triangulation doit impérativement être présente dans les zones de liaison entre le poteau et la poutre en treillis, comme illustré dans la figure 24 suivante :

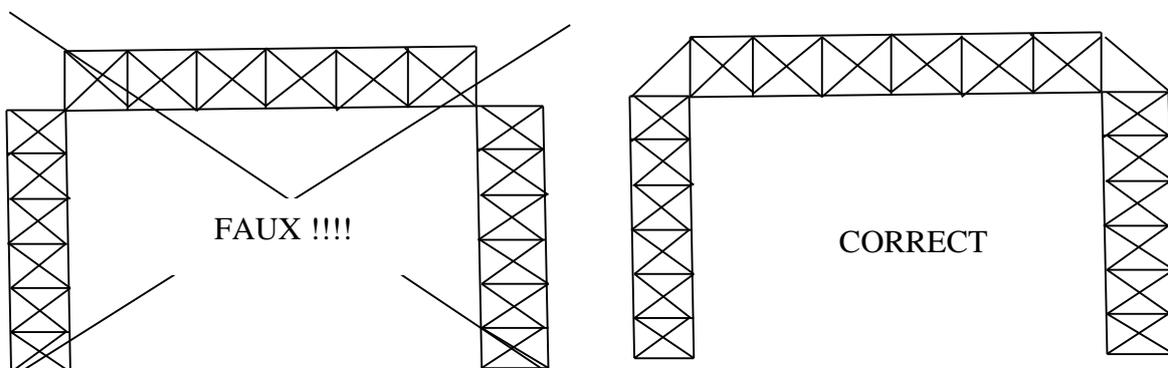


Figure 24 : Schéma de portique en treillis : la triangulation doit être continue

1-11 Avantages et inconvénients de la construction métallique

1-11.1 Avantages : Essentiellement, on recense les avantages suivants :

a - **La fiabilité** : Les constructions métalliques étant fabriquées le plus souvent en acier. L'acier étant un matériau très homogène. Ce qui nous permet de garantir la composition chimique et les qualités mécaniques. Les contraintes réelles et celles calculées sont voisines les unes des autres. Comparé au matériau béton, c'est un matériau qui exige peu de contrôle.

b - **la ductilité** : Une ossature métallique peut subir des surcharges accidentelles (séisme par exemple) d'une intensité assez forte, et ce, sans aller à la ruine. Les déformations élastiques suivies de déformations plastiques n'engendrent pas de fissures.

c - **La Transformation** : On peut modifier un bâtiment par simple démontage de certains éléments et ce, sans immobiliser l'ensemble du bâtiment. On peut également renforcer certains éléments sur place.

d - **Avantages de la légèreté** : Il est bien connu que les structures métalliques sont plus légères que les structures en béton. Toutefois, cette légèreté possède des avantages et également des inconvénients. Cela étant dit, il existe deux avantages essentiels, à savoir :

- la possibilité de réaliser des ouvrages en acier sur des sols de très mauvaises qualités (sols à faible capacité portante)

- Les structures métalliques ne contenant pas de plancher en béton ont des masses assez faibles. Ces masses mises en vibration lors d'une excitation sismique engendrent des forces d'inertie (ou sismiques) de faibles intensités puisque ces forces d'inertie sont directement proportionnelles aux masses et aux accélérations : $f_i = m_i \gamma_i$

e - **Préfabrication et rapidité d'exécution** : L'acier nous confère le pouvoir de réaliser des bâtiments et des ouvrages en des temps records. C'est un produit qui s'adapte bien à la préfabrication et à l'industrialisation de la construction. Le travail en chantier peut être réduit aux opérations de montages et d'assemblages simples.

1-11.2 Inconvénients

a - **Faible résistance au feu** : L'acier perd 50 % de la valeur de sa résistance limite lorsque sa température atteint $T \approx 500$ °C. La température de fusion de l'acier est $T \approx 1550$ °C. La température de fusion des aciers fortement alliés est $T \approx 650$ °C. Des moyens pratiques existent pour augmenter la résistance au feu tel que l'enrobage des structures métalliques par un isolant placé entre l'acier et l'atmosphère ambiante pour retarder l'élévation de température.

Ces isolants placés doivent être incombustibles, des faibles conducteurs de chaleur et doivent également résister à l'élévation de la température. On peut citer à titre d'exemple : les fibres minérales, les ciments de vermiculite, la perlite, le plâtre (pour le plâtre il faut faire attention au risque de corrosion : c'est un produit qui n'est pas très conseillé dans des atmosphères humides) . Ces isolants sont appliqués soit par projection, soit par plaques vissées.

b - **Faible résistance à la corrosion** : La corrosion est un phénomène électrochimique qui consiste en la formation d'oxydes (oxyde de fer) dans un milieu humide et en présence d'oxygène. Pour la plupart des aciers, la rouille est plus ou moins pulvérulente et poreuse. Ce qui permet la progression de cette corrosion en profondeur tant que l'humidité et l'oxygène y sont présents.

Les surfaces métalliques peuvent être efficacement protégées par des peintures (par exemple : les peintures anti rouille contenant du plomb, du Chrome, du zinc, etc..) ou par galvanisation qui consiste en une immersion de l'acier dans un bain de zinc. Ce qui permet la formation d'une couche résistante et protectrice mais dont la durée d'efficacité est limitée dans le temps. Ainsi, il ne faut pas perdre de vue que les structures galvanisées ne sont pas "éternellement protégées" !!

c- **Inconvénient de la légèreté** : A cause de leur légèreté, les ossatures métalliques doivent être vigoureusement vérifiées vis-à-vis des risques de renversement et de soulèvement par le vent. Aussi dans certains cas de remontées d'eaux de nappes phréatiques, des risques de soulèvement (par flottaison) due à la poussée hydrostatique sont à prendre en considération en réalisant des dispositifs d'ancrage de la construction par des blocs de béton.

d- **Risques d'instabilités de forme (flambement, déversement et voilement)** Les éléments de structures métalliques étant souvent élancés et / ou à parois minces, les risques d'apparition d'instabilités citées précédemment sont élevés. Une vigilance particulière doit être accordée aussi bien au niveau de la conception, des calculs que de la réalisation.

2 Le matériau acier

2-1 Fabrication de l'acier

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

- **Première phase** : L'introduction et la combustion de minerai de fer, de coke et de castine dans un haut fourneau, permet d'obtenir de la fonte liquide (matériau à plus de 2 % de teneur en carbone)

- **Seconde phase** : Il est procédé à la conversion de cette fonte liquide en acier à une température de 1500°C environ. l'acier obtenu possède une teneur en carbone ne dépassant pas 1% . Pour cela, il existe plusieurs procédés de conversion (THOMAS, MARTIN, etc.)

2-2 Classification selon la teneur en carbone

Suivant leur teneur en carbone, les métaux ferreux se subdivisent en fonte et en acier :

- **La Fonte** : alliage fer + carbone dont la teneur en carbone C : $2\% \leq C \leq 4.3\%$
- **L'acier** : $C \leq 2\%$

Contrairement à la fonte qui est fragile et difficilement soudable, l'acier possède un comportement élasto-plastique avec un large palier plastique et se distingue par ses hautes qualités technologiques (possibilités de soudage et d'usinage). Ainsi selon sa destination, on distingue :

- **les aciers de construction** : $0.02\% \leq C \leq 0.85\%$: cette catégorie possède une bonne plasticité (large palier plastique), une bonne soudabilité ainsi qu'une bonne ductilité (pas de ruptures brutales ou bien fragiles)

- **les aciers à outils** : $0.65\% \leq C \leq 1.4\%$ ces aciers possèdent une bonne dureté mais sont plus fragiles.

2-3 Classification selon la teneur en éléments d'alliages

Selon les quantités additionnées d'éléments, on distingue :

- les aciers faiblement alliés : contenant jusqu'à 2 % d'éléments d'alliage
- les aciers moyennement alliés : de 2 à 10 % d'éléments
- les aciers fortement alliés contenant plus de 10 %

2-4 Caractéristiques des aciers de construction

2-4.1 Propriétés physiques

Les propriétés physiques sont caractérisées par la couleur, le poids spécifique, la température de fusion, le coefficient de dilatation thermique, la chaleur massique, la conductibilité thermique, électriques, acoustique, etc.

Le poids spécifique ou volumique de l'acier est $\rho_{\text{acier}} = 7800 \text{ kg/m}^3$

Le coefficient de dilatation thermique de l'acier $\alpha = 11.10^{-06}$ (à 20°C)

La température de fusion comprise entre 1300 et 1550°C

La conductibilité thermique de l'acier $k = 40$ à $45 \text{ Kcal / (m h }^\circ\text{C)}$

La conductibilité thermique des alliages légers $k = 175 \text{ Kcal / (m h }^\circ\text{C)}$

2-4.2 Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques de l'acier sont déterminées par les essais de résistance aux sollicitations extérieures, en particulier :

- **l'essai de traction** qui est très significatif en raison de sa fiabilité reconnue à travers son isotropie et son homogénéité. En fonction de la teneur en carbone, l'essai de traction peut être représenté sur le graphe de la figure 25 suivante :

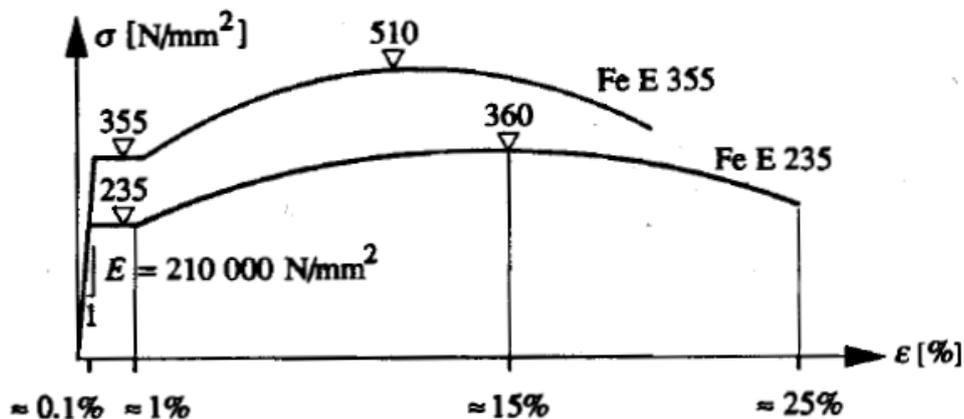


Figure 25 : courbe contraintes déformations selon la nuance (ou bien la teneur en carbone)
(extrait du traité de génie civil vol 10 EPFL auteurs : Manfred A Hirt et Rolf Bez)

Ces courbes présentent deux domaines différents : le premier élastique qui est restreint avec $0\% \leq \epsilon \leq 1\%$ et un second domaine dit plastique large $1\% \leq \epsilon \leq 20$ à 25% selon la nuance d'acier. Certains paramètres nécessaires pour effectuer les calculs, peuvent être relevés à savoir :

- le module d'Young ou d'élasticité longitudinale $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- la contrainte limite d'élasticité $f_y = 235 \text{ MPa}$ (pour l'acier de nuance S235)
et $f_y = 355 \text{ MPa}$ (pour l'acier de nuance S355)
- la contrainte limite à la rupture $f_u = 360 \text{ MPa}$ (pour l'acier de nuance S235)
et $f_u = 510 \text{ MPa}$ (pour l'acier de nuance S355)
- l'allongement relatif élastique $\epsilon_y \approx 1\%$ pour les deux nuances d'acier
- l'allongement relatif ultime $\epsilon_u \approx 25\%$ pour l'acier S235
et $\epsilon_u \approx 20\%$ pour l'acier S355

A partir de cet essai, le coefficient de Poisson mesurant le rapport de la déformation transversale sur la déformation longitudinale $\nu = 0.3$ et en utilisant la formule

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

on aura $G = 80769.23$ MPa.

Par ailleurs, ces courbes mettent clairement en évidence les qualités essentielles de l'acier à savoir : une bonne résistance dépassant les 200 MPa, une bonne raideur $E = 210$ GPa et enfin un palier plastique assez large qui permettra au phénomène d'adaptation plastique (ou bien au phénomène de redistribution favorable des efforts internes dans la structure) d'avoir lieu.

Notons également l'existence d'un intervalle assez large entre la contrainte ultime et la limite élastique. Toutefois, il ne faut perdre de vue **qu'en cas d'écrouissage**, cet intervalle aura tendance à se rétrécir. Il y a lieu de rappeler que l'écrouissage du matériau se produit lorsque le matériau rentre dans le domaine plastique tout en faisant augmenter la limite élastique tandis que la résistance ultime ainsi que l'allongement ultime demeurent inchangés. Ceci a pour effet de faire diminuer l'écart entre f_y et f_u pour les contraintes ainsi que le palier plastique représentant l'écart entre ε_y et ε_u

- **L'essai de dureté** donne la résistance à l'abrasion. Cet essai n'est nécessaire qu'en cas de présence de forces tangentielles de frottement de forte intensité (par exemple : cas de forces de freinages de forte intensité des galets sur rail des ponts roulants)

- **L'essai de résilience** : qui est un essai qualitatif qui permet de donner la classe de qualité de l'acier utilisé (voir norme EN 10 025) et d'en fixer son prix. Par ailleurs, cet essai permet de donner une meilleure appréciation sur la ductilité du matériau utilisé selon trois situations :

- 1°) situation de chargement brusque et de forte intensité : choc ou séisme ,
- 2°) situation de concentration de contraintes : cas de changement brusque de section ou au voisinage des trous de perçage,
- 3°) situation de haute et basse températures : auxquelles certaines impuretés (soufre et phosphore) qui en cas de taux de présence élevé, influenceront considérablement sur la fragilité du matériau.

- **L'essai de fatigue** : Lorsqu'on soumet un matériau à des efforts répétés, alternés et variables, il peut se fissurer et se rompre alors que le niveau de sollicitations est inférieur à la limite de rupture à la traction. Cette perte de résistance qui se produit au cours du temps est appelée « fatigue ». Dans le cas où la structure est soumise à des cycles de chargements déchargements, l'acier utilisé doit subir des tests de fatigue. C'est le cas par exemple des poutres métalliques de ponts qui sous un trafic routier de forte intensité subissent quotidiennement des cycles alternés de chargement déchargements qui au bout d'un certain temps pourront provoquer une rupture par fatigue.

2-4.3 Propriétés chimiques

Les propriétés chimiques de l'acier sont déterminées par sa composition chimique et par sa technologie de fabrication. En vue de réduire le poids spécifique et d'améliorer la résistance à la corrosion, on utilise les alliages d'aluminium.

L'introduction de certains éléments tels que le Manganèse, le Silicium, le cuivre, le Nickel, le Chrome et l'Aluminium peuvent augmenter la résistance mécanique sans trop diminuer de sa plasticité. Pour sa part, le carbone améliore la résistance mécanique mais nuit à la plasticité et à la soudabilité. L'exemple de la fonte en est très significatif.

Par ailleurs, les impuretés présentes dans l'acier exercent une influence négative sur ses qualités. En effet, le soufre provoque la fragilité à haute température. Par contre, le phosphore provoque la fragilité à basse température. Cela étant dit, la teneur en impuretés doit être strictement limitée.

2-5 Nuances normalisées d'aciers

Au niveau européen, les divers aciers de construction sont réglementés par la norme européenne EN 10 025 qui concerne les aciers non alliés et laminés à chaud et destinés à la fabrication d'éléments de construction métallique. Cette norme définit les nuances d'acier qui correspondent à leurs caractéristiques mécaniques.

Elle définit également pour une nuance donnée les classes de qualité (JR, JO, J2, G3) qui se distinguent entre elles par leur ductilité et leur soudabilité

En construction, il existe trois nuances essentielles d'acier à savoir :

- l'acier de nuance S235 ($f_y = 235$ MPa) qui est de loin la plus utilisée en CM
- l'acier de nuance S275 ($f_y = 275$ MPa) qui est rarement utilisée
- l'acier de nuance S355 ($f_y = 355$ MPa) très utilisé dans les ouvrages d'art.

Ces trois nuances d'acier satisfont aux exigences de calcul en plasticité à savoir :

- 1- La contrainte ultime f_u doit dépasser d'au moins 20 % la limite élastique $f_u \geq 1.2 * f_y$
- 2- L'allongement relatif ultime doit être supérieur à 15 % : $\epsilon_u \geq 15 \%$
- 3- L'allongement relatif ultime (à la rupture) doit être supérieur à 20 fois l'allongement relatif élastique $\epsilon_u \geq 20 * \epsilon_y$

3 Produits utilisés en construction métallique

3-1 Les Produits sidérurgiques

Les produits sidérurgiques sont obtenus après laminage à chaud. Introduits sous forme de lingots (ou brames) dans les laminoirs, ils sortent sous différentes formes : sections diverses, produits plats et barres. Ils sont livrés en longueur standard. Ces produits sont en général désignés par la forme de leur section.

3-1.1 Les laminés marchands

Ce sont des éléments à petites sections qu'on peut trouver aisément sur le marché. Ces produits sont généralement utilisés par les ferronniers. Ce sont les ronds, les carrés, les fers plats, les petits U, les cornières, les Tés, et les palplanches. Tous ces produits ont une section pleine (figure 26).

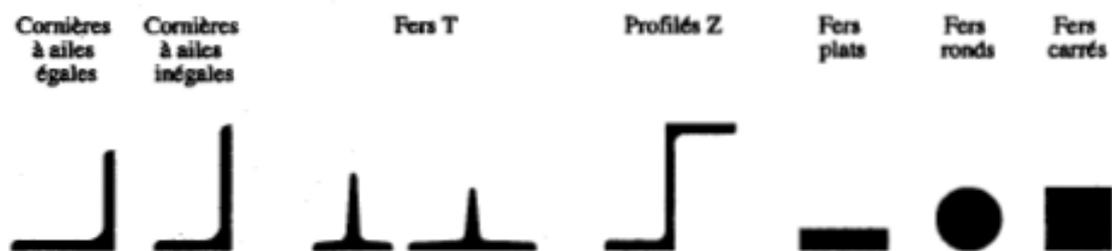


Figure 26 : sections transversales de quelques laminés marchands (Traité génie civil vol 10 epfl)

3-1.2 Les tôles et larges plats

Les larges plats sont des feuilles d'acier laminées à chaud sur les quatre faces. Leur dimensions varient dans les limites suivantes : largeur 160 à 600 mm et épaisseur 5 à 50 mm.

Quant aux tôles, celles-ci sont laminées à chaud seulement sur les grandes faces. On relève essentiellement trois catégories :

- les tôles fortes dont l'épaisseur $t \geq 5$ mm
- les tôles moyennes : $3\text{mm} \leq t \leq 5$ mm
- les tôles fines , $t \leq 3$ mm

3-1.3 Les profilés en double Té

Les profilés en double Té peuvent être classés en deux catégories :

- les profilés à ailes étroites tels que les profilés en I et qui sont connus sous les noms d'IPE et d'IPN
- et les profilés à ailes larges tels les profilés en H et qui sont connus sous les noms de HEA, HEB et HEM

Les profilés en double Té à ailes étroites (figure 27) ont un moment d'inertie I_z (par rapport à l'axe faible z) petit vis-à-vis du moment d'inertie I_y (par rapport à l'axe fort Y). Ils sont utilisés principalement comme éléments fléchis. On distingue la série légère IPE dont les ailes sont d'épaisseur constante, et la série IPN légèrement plus lourde avec les faces internes des ailes inclinées.

Les profilés en double Té à larges ailes (figure 27) ont un moment d'inertie I_z plus élevé que celui des profilés à ailes étroites. Ils sont utilisés aussi bien en flexion simple, déviée, composée ou bien soumis à un effort normal. On distingue trois types de sections : les HEA, les HEB et les HEM. Pour une distance égale entre les deux ailes, le HEA est le plus léger et le HEM est le plus lourd. Les profilés HEA présentent le meilleur rapport performance poids et sont les plus utilisés.

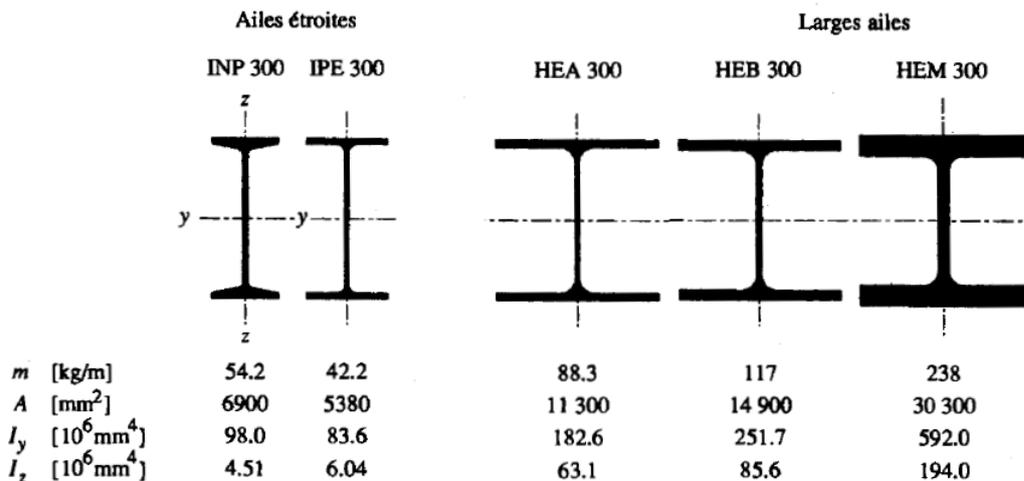


Figure 27 : Exemples de profilés en double Té (extrait du Traité de génie civil vol 10 epfl)

3-1.4 Les profilés en U

Les profilés en U sont souvent utilisés comme éléments secondaires. On distingue la série UPN avec les faces internes des ailes inclinées et la série UAP à épaisseur d'ailes constante (figure 28 ci-dessous).

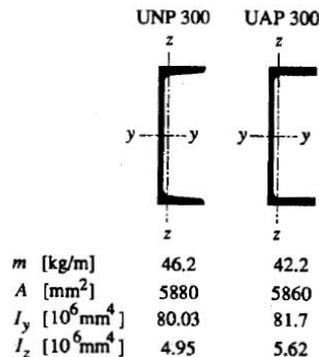


Figure 28 : Exemples de profilés en U

3-2 Les produits de première transformation :

Parmi ces produits, on peut citer :

Les demi poutrelles sont obtenues par découpage de profilés en double T suivant l'axe longitudinal. Ces demi poutrelles sont parfois utilisées comme membrures de poutres en treillis.

Les poutres reconstituées soudées PRS (déjà expliqué dans les paragraphes précédents) peuvent symétriques ou dissymétriques (cas des poutre métalliques de ponts). Elles peuvent également avoir des hauteurs constantes ou variables, des largeurs d'ailes constantes ou variables.

Les tôles et profilés à froid : Ils sont caractérisés par leur faible épaisseur .des exemples de sections sont illustrés en figure 29.



Figure 29 : exemple de produits façonnés à froid

Les profils creux : Ils sont en général fabriqués à partir de tôles minces ou moyennes. Ils subissent un formage suivi d'un soudage généralement automatique. Si le soudage est effectué selon la génératrice, les profils creux obtenus ont des diamètres ne dépassant pas les 400 mm. Pour des diamètres plus grands, la ligne de soudure est de forme hélicoïdale. Les profilés creux sont de plus utilisés en construction métallique. Les tubes en particulier ont la particularité d'avoir une bonne résistance vis-à-vis du flambement vu que tous les axes passant par leur CDG sont principaux (la même inertie). Ils sont souvent préférés car ils présentent un aspect plus esthétique

4 Aspect réglementaire des calculs

En substitution aux anciennes règles CM66 et additif80, le CCM97 aujourd'hui en vigueur dans notre pays, constitue le premier règlement algérien de conception et de calcul de structures métalliques. La disposition des sections du CCM97 est fondée sur des critères de calcul tels que la flèche, la traction, la compression, la flexion, le cisaillement, le flambement etc., plutôt que sur les types d'éléments individuels, comme les poutres, les poteaux, etc. Par ailleurs, il est important de citer le DTR-BC 2-4.10 relatif aux structures mixtes acier-béton.

Quant à l'Eurocode 03, celui ci a été élaboré dans le but d'harmoniser la conception des constructions métalliques au sein de l'union européenne. Il est à signaler qu'il existe neuf eurocodes structuraux. Ceux en relation avec les structures en acier sont l'EC1, l'EC3 et l'EC4. L'Eurocode 1 (EC1) traite les actions. Il concerne principalement les charges appliquées. L'Eurocode 3 (EC3) et l'Eurocode 4 (EC4) traitent les structures en acier et les structures mixtes acier-béton respectivement.

5 Les calculs aux états limites

Les deux règlements CCM97 et EC03 possèdent la même approche : les calculs aux états limites.

Par ailleurs, le caractère variable, principalement des actions et des matériaux, est pris en compte par des coefficients partiels de sécurité.

Il est également important de noter que ces deux règlements définissent trois situations de calcul (ou de projet) :

- la situation durable : correspondant à l'utilisation normale de la structure,
- la situation provisoire , par exemple en cours de construction ou de montage
- la situation accidentelle (cas de séisme par exemple)

5-1 Les états limites ultimes ELU

Les états limites ultimes concernent la sécurité, tels la résistance aux charges et l'équilibre, lorsque la structure atteint un état critique correspondant à un seuil de déclenchement d'un mécanisme de ruine. En supposant que la structure ait atteint cet état limite ultime, la vérification consiste à s'assurer que la résistance de la structure (ou d'un élément de la structure) soit supérieure l'action appliquée et ce, avec une marge de sécurité raisonnable.

Pour le calcul des structures en acier, les principaux aspects qui doivent être vérifiés sont la résistance (y compris la plastification, et la transformation en mécanisme), la perte de stabilité (qui peut se produire soit par flambement, soit par déversement, soit par voilement), l'équilibre statique d'ensemble (par exemple : le renversement de la structure par le vent) et la rupture par fatigue dans le cas structure soumise fréquemment à des nombres élevés de cycles de chargements déchargements.

Pour tenir compte de la sécurité, l'état limite ultime doit être examiné dans des conditions de charges pondérées. En général, les efforts internes sur les éléments structuraux individuels sont déterminés par l'analyse de la structure. Chaque élément est alors traité de manière isolée pour la vérification de sa résistance et de sa stabilité.

5-2 Les états limites de service ELS

Les états limites de service concernent les états où la structure, bien que « fonctionnelle », commence à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibrations ou de déformations excessives. Les vérifications consistent à s'assurer que la structure remplira sa fonction de façon satisfaisante lorsqu'elle sera soumise à ses charges de service ou d'exploitation. A cet effet, l'état limite de service consiste à vérifier que les flèches ne sont pas excessives dans des conditions d'utilisation normale.

6 Dimensionnement des éléments de structure

6-1 Voilement local et classification des sections

Nous avons déjà mentionné au début de ce document que les profilés de construction peuvent être considérés comme étant constitués d'un ensemble de parois distinctes. Ces parois peuvent être internes (par ex. les âmes de poutres ouvertes ou les semelles de caissons) et d'autres sont en console (par ex. les semelles des profils ouverts et les ailes des cornières) (cf figure 30). Lorsqu'elles sont sollicitées en compression ces parois peuvent se voiler localement. Le voilement local au sein de la section transversale peut limiter la capacité de résistance aux sollicitations du profil en l'empêchant d'atteindre sa limite d'élasticité. La ruine prématurée (provoquée par les effets du voilement local) peut être évitée en limitant le rapport largeur/épaisseur - ou élancement - des parois individuelles au sein de la section transversale. Ceci constitue la base de l'approche par classification des sections transversales.

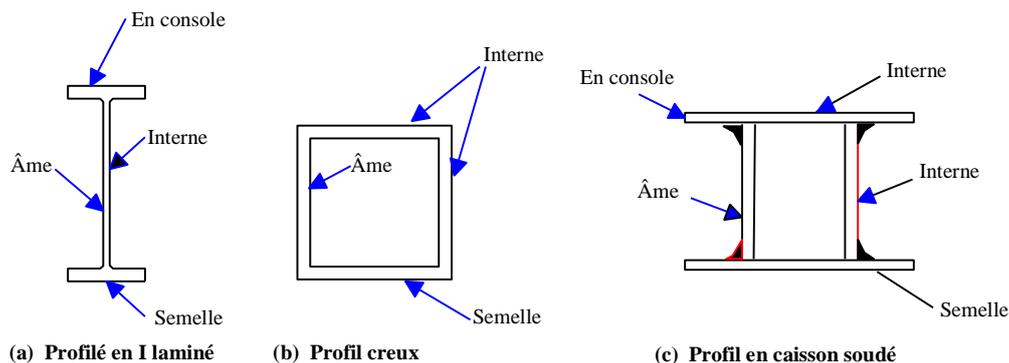


Figure 30 : Parois internes et parois en saillie

L'EC3 définit quatre classes de sections transversales. La classe à laquelle appartient une section transversale particulière dépend de l'**élancement** de chaque paroi et de la **distribution des contraintes** de compression.

- **Les sections transversales de Classe 1** sont celles qui peuvent former une rotule plastique, et possèdent une grande capacité de rotation laquelle est exigée pour l'analyse plastique et ce, en donnant lieu à des redistributions favorables de moments fléchissant dans la structure (phénomène d'adaptation plastique).
- **Les sections transversales de Classe 2** sont celles qui, bien qu'elles soient capables de former une rotule plastique, ont une capacité de rotation limitée et ne conviennent donc pas pour les structures calculées par analyse plastique. En effet, ces sections ne peuvent permettre des redistributions favorables à cause de l'apparition du voilement local « immédiatement » après la formation de cette rotule.

- **Les sections transversales de Classe 3** sont celles où la contrainte calculée dans la fibre comprimée extrême peut atteindre la limite d'élasticité mais où le voilement local empêche le développement du moment résistant plastique. En effet, le voilement local apparaît « immédiatement » après la plastification des fibres extrêmes.
- **Les sections transversales de Classe 4** sont celles où le voilement local limite le moment résistant (ou la résistance à la compression pour les éléments sous charges normales). Ce voilement apparaît bien avant la plastification des fibres extrêmes.

Le Tableau 01 ci-dessous résume les classes en fonction du comportement, du moment de résistance et de la capacité de rotation. Le tableau 2 donne la classification des âmes de poutres ou parois internes perpendiculaire à l'axe de flexion. Le tableau 3 traite la classification des semelles de poutres ou parois internes parallèles à l'axe de flexion. Et enfin le tableau 04 donne la classification des ailes de semelles considérées comme parois en consoles.

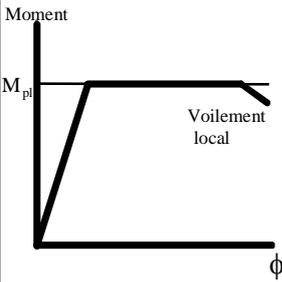
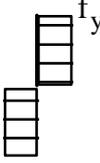
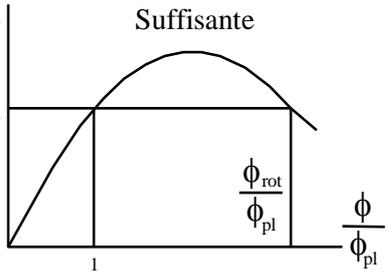
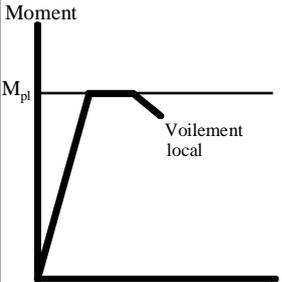
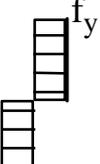
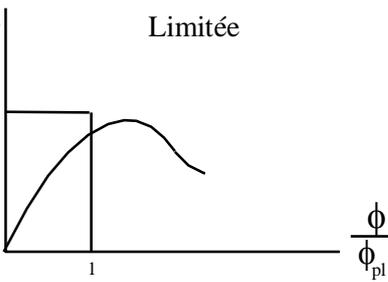
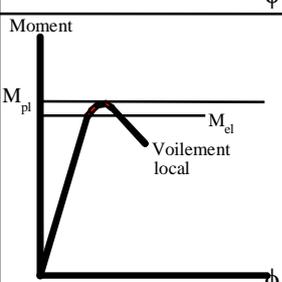
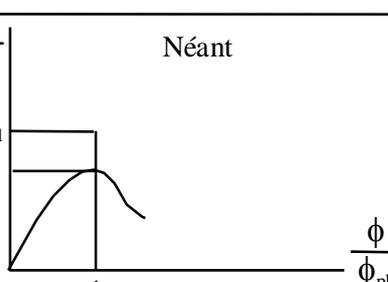
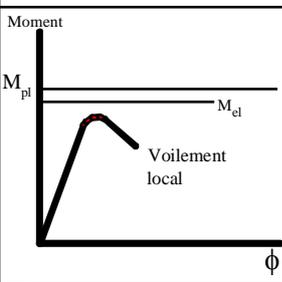
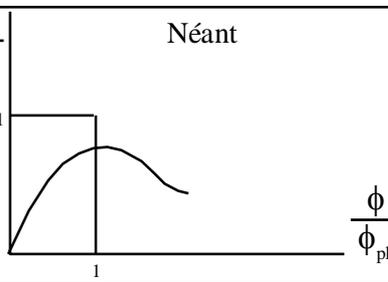
Modèle de comportement	Mom.de résistance	Capacité de rotation	Classe
 <p>Moment</p> <p>M_{pl}</p> <p>Voilement local</p> <p>ϕ</p>	<p>Moment plastique sur section brute</p>  <p>f_y</p>	<p>$\frac{M}{M_{pl}}$</p> <p>Suffisante</p>  <p>1</p> <p>$\frac{\phi_{rot}}{\phi_{pl}}$</p> <p>$\frac{\phi}{\phi_{pl}}$</p>	1
 <p>Moment</p> <p>M_{pl}</p> <p>Voilement local</p> <p>ϕ</p>	<p>Moment plastique sur section brute</p>  <p>f_y</p>	<p>$\frac{M}{M_{pl}}$</p> <p>Limitée</p>  <p>1</p> <p>$\frac{\phi}{\phi_{pl}}$</p>	2
 <p>Moment</p> <p>M_{pl}</p> <p>M_{el}</p> <p>Voilement local</p> <p>ϕ</p>	<p>Moment élastique sur section brute</p>  <p>f_y</p>	<p>$\frac{M}{M_{pl}}$</p> <p>Néant</p>  <p>1</p> <p>$\frac{\phi}{\phi_{pl}}$</p>	3
 <p>Moment</p> <p>M_{pl}</p> <p>M_{el}</p> <p>Voilement local</p> <p>ϕ</p>	<p>Moment plastique sur section efficace</p>  <p>f_y</p>	<p>$\frac{M}{M_{pl}}$</p> <p>Néant</p>  <p>1</p> <p>$\frac{\phi}{\phi_{pl}}$</p>	4
<p>M_{el} moment de résistance élastique de la section transversale</p> <p>M_{pl} moment de résistance plastique de la section transversale</p> <p>M moment appliqué</p> <p>ϕ rotation (courbure) de la section</p> <p>ϕ_{pl} rotation (courbure) de la section exigée pour générer une distribution plastique totale des contraintes dans la section transversale</p>			

Tableau 01 : Classification des sections transversales en fonction du moment résistant et de la capacité de rotation

Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées		
(a) Ames : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
$d = h - 3t \quad [t = t_f = t_w]$				
Classe	Ame fléchée	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$	
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

Tableau 02 : Cas des âmes de poutres ou parois internes perpendiculaire à l'axe de flexion

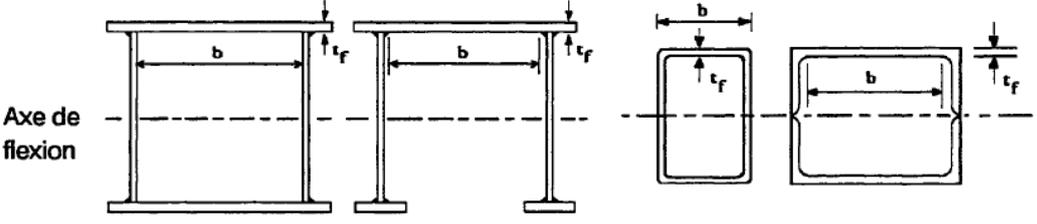
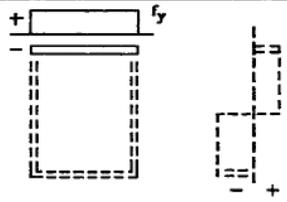
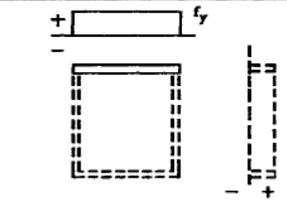
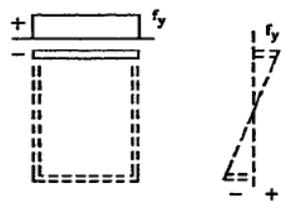
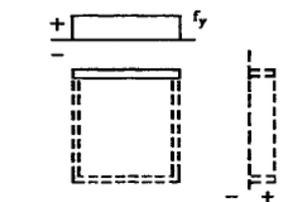
Tableau 5.3.1 (Feuille 2)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)					
					
Classe	Type	Section fléchie		Section comprimée	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
1	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 33 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
2	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 38 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
3	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 42 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

Tableau 03 : Cas des semelles de poutres ou parois internes parallèles à l'axe de flexion

Tableau 5.3.1 (Feuille 3)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(c) Parois de semelles en console :					
		Sections laminées		Sections soudées	
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$		
	soudées	$c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$		
			Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
		f_y (N/mm ²)	235	275	355
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		ε	1	0,92	0,81

Tableau 04 : Cas des semelles en console

6-2 La traction simple

N'étant soumis à aucun risque de perte de stabilité de forme, les éléments tendus ne nécessitent que la vérification de la résistance de leurs sections transversales.

La résistance d'un élément tendu est calculée selon l'hypothèse que la section entière s'est plastifiée. La résistance de calcul pour un élément tendu est généralement prise égale à la plus petite des deux valeurs suivantes: la plastification de la section brute ou la rupture de la section nette.

Pour les éléments tendus assemblés sans boulons, la résistance de calcul à la traction de la section transversale est la résistance de calcul plastique de la section transversale brute.

$$N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (1)$$

A représente l'aire brute de la section transversale

f_y représente la limite élastique de l'acier

$\gamma_{M0} = 1.1$ pour le CCM97 ($\gamma_{M0} = 1.0$ selon l'EC3 si acier agréé) représente le coefficient partiel de sécurité pour l'acier

Pour les éléments assemblés au moyen de boulons, la résistance de la section est affaiblie par la réduction de l'aire de section transversale due à la présence des trous et une vérification supplémentaire est exigée. Bien que les trous induisent des concentrations de contraintes, la ductilité de l'acier permet de supposer qu'à l'état limite ultime la répartition des contraintes dans la section nette est uniforme. Ainsi, la résistance ultime de calcul de la section nette est prise égale à:

$$N_{u.Rd} = 0,9 \frac{A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (2)$$

A_{net} ; représente l'aire nette de la section transversale

f_u ; représente la résistance ultime à la traction de l'acier

$\gamma_{M2} = 1.25$ représente le coefficient partiel de sécurité pour la résistance de la section nette

Le facteur 0,9 est un coefficient de réduction prenant en compte les excentricités inévitables, les concentrations de contraintes etc. La résistance de calcul à la traction ($N_{t.Rd}$) est donc prise égale à la plus petite valeur donnée par les relations 1 et 2 et comparée à la valeur de calcul de l'effort de traction appliquée (N_{sd}).

Pour les assemblages utilisant des boulons précontraints, la résistance plastique de calcul de la section nette ($N_{net.Rd}$) est limitée à la plastification au niveau de la section nette, donc :

$$N_{net.Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3)$$

Dans le cas où un comportement ductile est exigé (pour le calcul sismique, par exemple), il est nécessaire de s'assurer que la condition limite est la plastification de la section brute et non la ruine au niveau de la section nette. Donc,

$$N_{u.Rd} \geq N_{pl.Rd} \quad (4)$$

Cette condition est satisfaite si

$$\frac{A_{net}}{A} \geq \frac{[f_y / f_u][\gamma_{M2} / \gamma_{M0}]}{0,9} \quad (5)$$

L'aire nette de la section transversale est l'aire brute diminuée des trous de fixation et autres ouvertures (figure 31).

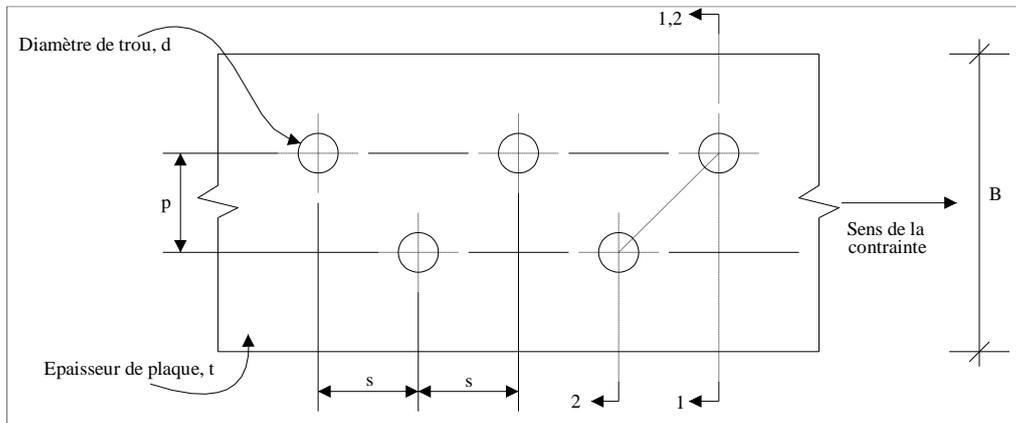


Figure 31 : Notations de calcul de l'aire nette en zone de perçage d'un élément tendu

Sur la section 1-1,

$$\text{Aire nette} = Bt - dt \quad - \text{L'aire minimum est prise égale à } A_{net}$$

Sur la section 2-2,

$$\text{Aire nette} = Bt - 2dt + \frac{s^2 t}{4p} \quad - \text{L'aire minimum est prise égale à } A_{net}$$

où

- s : espacement des centres des trous qui bordent l'intervalle considéré, mesuré parallèlement à l'axe de l'élément
- p : espacement des trous perpendiculairement à l'axe de l'élément (pour les éléments comportant des trous dans plus d'un plan, p se mesure selon la ligne moyenne dans l'épaisseur de la section)

6-3 La flexion simple

Les poutres fléchies en acier doivent être dimensionnées :

- à l'ELU sur la base de la résistance aux moments fléchissants en s'assurant que le moment de résistance de calcul de la section transversale choisie est supérieur au moment appliqué
- à l'ELS sur la base de la rigidité, c'est-à-dire en vérifiant que la poutre ne présente pas une flèche susceptible d'affecter les considérations de bon fonctionnement en service.

Les poutres empêchées de se déplacer latéralement sont dites "maintenues latéralement", et ne sont pas affectées par le flambement hors du plan (déversement).

Dans une poutre simple à travée unique, la ruine survient lorsque la valeur du moment fléchissant (M_{sd}) dépasse le moment de résistance de la section transversale, dont la grandeur dépend de la forme de la section, de la résistance du matériau et de la classe de la section.

Dans les cas où l'effort tranchant exercé sur une section transversale peut être considéré comme assez faible pour que l'on puisse négliger son effet sur le moment de résistance de calcul (l'EC3 et le CCM97 fixent une valeur d'effort tranchant de 50% de la résistance de calcul plastique au cisaillement), le moment de résistance de calcul ($M_{c.Rd}$) peut alors être pris égal aux valeurs suivantes.

Pour les sections transversales de classe 1 ou 2, le moment de résistance plastique de calcul de la section brute :

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl}.f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6)$$

Pour une section transversale de classe 3, le moment de résistance élastique de calcul de la section brute

$$M_{c.Rd} = M_{el.Rd} = \frac{W_{el}.f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7)$$

Pour une section transversale de classe 4, le moment de résistance de calcul au voilement local des parois

$$M_{c.Rd} = M_{eff.Rd} = \frac{W_{eff}.f_y}{\gamma_{M1}} \quad (8)$$

La flexion gouverne le dimensionnement de nombreuses poutres en acier, mais la résistance au cisaillement peut être significative pour les poutres courtes supportant de lourdes charges concentrées. La figure 32 montre le schéma de contrainte de cisaillement dans un profil en I en supposant un comportement élastique. La presque totalité de l'effort tranchant est transmise par l'âme. Etant donné que la variation de la contrainte de cisaillement dans l'âme est très faible, il est suffisamment précis pour le dimensionnement de supposer une contrainte de cisaillement moyenne sur la totalité de la hauteur de l'âme.

L'acier en cisaillement se plastifie à une contrainte approximativement égale à $(1/\sqrt{3}) f_y$. Par conséquent, la valeur de calcul de l'effort tranchant (V_{Sd}) au niveau de chaque section transversale est comparée avec la résistance de calcul plastique au cisaillement, $V_{pl.Rd}$, de l'aire de cisaillement (A_v).

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{(f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (9)$$

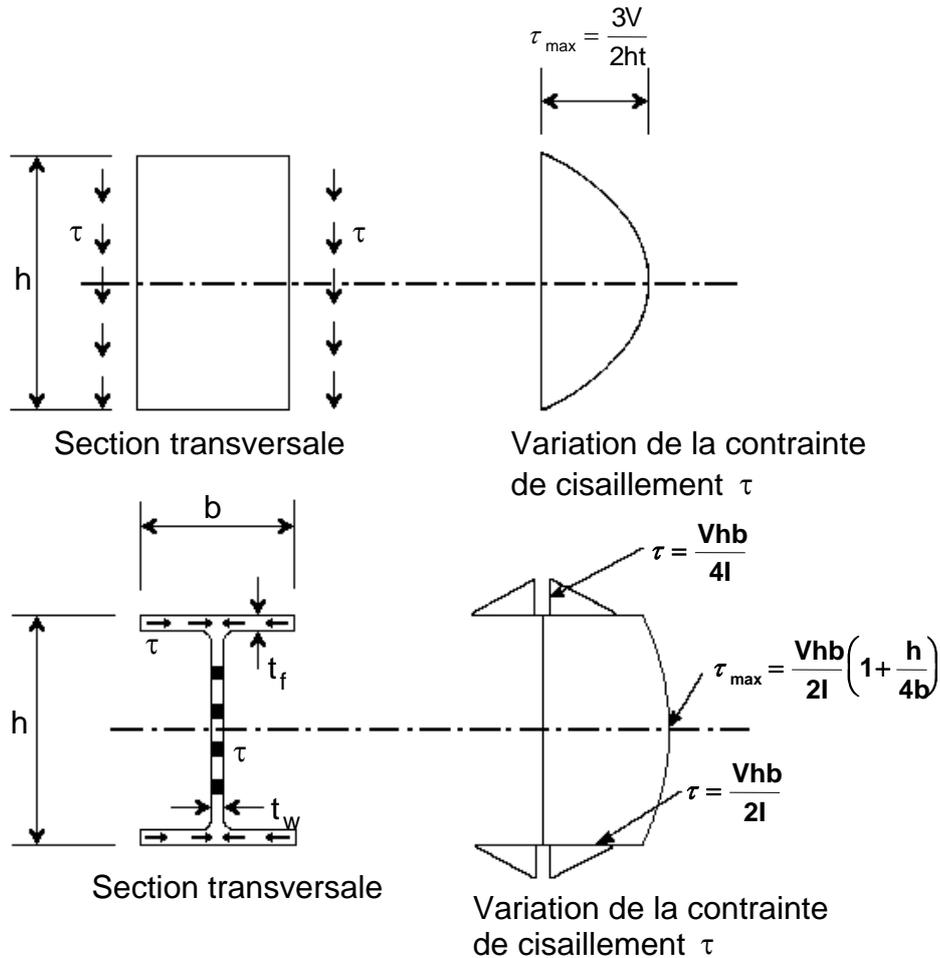


Figure 32: Distribution des contraintes de cisaillement dans les sections transversales

Lorsque l'effort tranchant de calcul (V_{Sd}) est supérieur à 50% de la résistance de calcul plastique au cisaillement ($V_{pl,Rd}$), le moment de résistance de calcul de la section transversale est minoré pour prendre en compte l'interaction moment-effort tranchant. On suppose que, sous l'effet d'une combinaison de contraintes normales et de cisaillement, l'acier se plastifie conformément à la formule d'interaction suivante :

$$\left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_y}\right)^2 = 1 \quad (10)$$

Une section transversale d'une poutre en flexion transmettant aussi un effort tranchant significatif se dimensionne en prenant une limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement.

$$f_{red} = (1-\rho).f_y$$

Cette résistance réduite adoptée par les deux règlements dépend du rapport de l'effort tranchant de calcul à la résistance de calcul plastique au cisaillement selon la relation

$$\rho = \left(\frac{2V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} - 1\right)^2 \quad (11)$$

Pour une section de poutre en I ou en H fléchie par rapport à son axe de forte inertie, le moment de résistance de calcul plastique réduit ($M_{v,Rd}$) compte tenu de l'effort tranchant est

$$M_{v.Rd} = \left[W_{pl} - \frac{\rho A_v^2}{4t_w} \right] \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \quad \text{mais} \quad M_{v.Rd} \leq M_{c.Rd} \quad (12)$$

Les poutres fléchies selon les deux axes de la section transversale ont un axe neutre plastique incliné par rapport aux axes orthogonaux d'une valeur qui dépend du rapport des moments appliqués et de la forme précise de la section. La forme de l'interaction peut s'exprimer par :

$$\left[\frac{M_{y.Sd}}{M_{c.yRd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.Sd}}{M_{c.zRd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (13)$$

Les coefficients α et β sont donnés pour diverses formes de section et tiennent compte de l'effort normal (article 5.4.8 du CCM97).

Outre les vérifications de résistance décrites ci-dessus, il est également nécessaire de vérifier le comportement des poutres aux états limites de service.

6-4 Vérification vis-à-vis du risque de flambement simple (sous compression seule).

On utilise en général le terme "élément comprimé" pour décrire les composants structuraux soumis uniquement à des efforts normaux de compression ; ceci fait référence aux barres comprimées et à extrémités articulées que l'on trouve dans les fermes, les poutres à treillis ou les éléments de contreventement. Si en plus de la compression, notre élément est soumis à des moments fléchissants significatifs, celui-ci est considéré comme comprimé et fléchi et doit être vérifié vis-à-vis du flambement flexion.

Le présent paragraphe concerne les éléments simplement comprimés et, par conséquent, il concerne très peu les poteaux réels car pour ces derniers, les excentricités d'efforts normaux et les efforts transversaux ne sont en général pas négligeables.

Vu que la plupart des éléments comprimés en acier sont assez élancés, un flambement peut se produire. Toutefois, ce cours décrit brièvement les différentes sortes d'éléments comprimés et explique le comportement tant des poteaux courts (ou dits trapus) que des poteaux élancés. Les courbes de flambement utilisées pour le calcul des poteaux élancés sont également présentées.

Les poteaux courts, donc trapus, ont un élancement très faible, de telle sorte qu'ils ne sont pas affectés par un flambement global. Dans ce cas, la résistance à la compression de l'élément est dictée par la résistance à la compression de la section transversale, qui est fonction de la classification de la section. Les sections transversales de Classes 1, 2, 3 sont toutes insensibles au voilement local à ce niveau de la charge axiale et donc la résistance à la compression de calcul est prise égale à la résistance plastique de calcul de la section:

$$N_{c.Rd} = N_{pl.Rd} = Af_y / \gamma_{M0} \quad (14)$$

Pour les sections transversales de Classe 4, le voilement local dans une ou plusieurs parois de la section transversale empêche d'atteindre la charge d'écoulement plastique, et donc la résistance à la compression de calcul est limitée à la résistance au voilement local :

$$N_{c.Rd} = N_{o.Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_{M1} \quad (15)$$

où A_{eff} représente l'aire de la section transversale efficace déterminée selon l'article 5.3.5. (cf également Voilement Local).

Nous allons montrer ci-dessous (figure 33) qu'en fonction de leur élancement, les éléments comprimés peuvent avoir deux types de comportement différents: ceux qui sont très élancés présentent un comportement de flambement "peu sensible" aux imperfections, tandis que ceux qui sont moyennement élancés sont "très sensibles" aux effets des imperfections.

En effet, si ℓ_{cr} représente la longueur critique de flambement, la charge critique d'Euler N_{cr} sera égale à

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\ell_{cr}^2} \quad (16)$$

et il est possible de définir la contrainte critique d'Euler σ_{cr} comme

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{\ell_{cr}^2 A} \quad (17)$$

En introduisant le rayon de giration, $i = \sqrt{I/A}$, et l'élancement, $\lambda = \ell_{cr}/i$, pour le mode de flambement approprié, l'équation (17) devient:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (18)$$

En traçant la courbe σ_{cr} en fonction de λ sur un graphique (Figure 33), et en faisant apparaître la ligne horizontale représentant la plasticité parfaite, $\sigma = f_y$, il est intéressant de remarquer les élancements représentant la ruine par flambement, ainsi que les élancements dont la ruine se fait par plastification (ou écrasement). Le point d'intersection P des deux courbes représente la valeur théorique maximale de l'élancement dit "critique" d'un élément comprimé jusqu'à la limite d'élasticité. Cet élancement critique, où σ_{cr} est égal à la limite d'élasticité de l'acier, est donné par l'expression :

$$\lambda_1 = \pi[E / f_y]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad (19)$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0,5} \quad (20)$$

donc λ_1 est égal à 93,9 pour la nuance d'acier S235, à 86,8 pour la nuance d'acier S275 et à 76,4 pour la nuance d'acier S355.

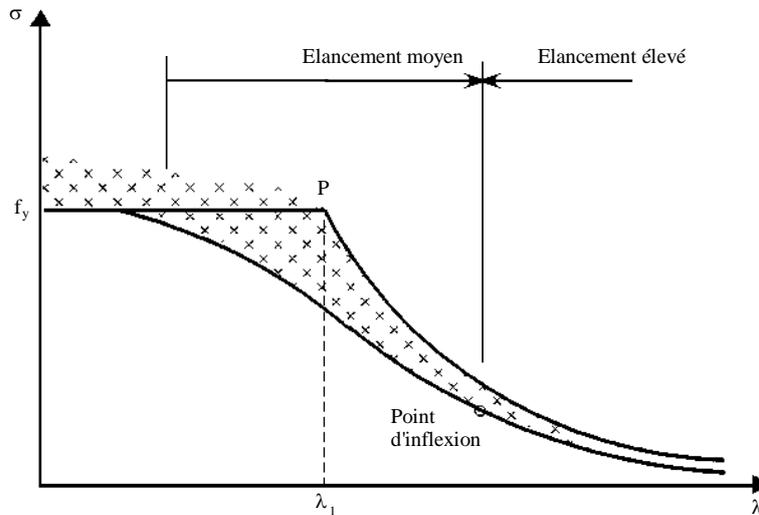


Figure 33: Courbe de flambement d'Euler et courbe réelle.

En réalité, le comportement réel des poteaux en acier est assez différent du comportement idéalisé décrit ci-dessus. En effet, les études expérimentales de poteaux réels donnent les résultats illustrés par des courbes qui sont en dessous des courbes d'Euler (figure 33). Ce qui montre que les poteaux subissent une ruine par flambement avant d'atteindre la charge de flambement d'Euler en raison de diverses imperfections de l'élément "réel" : défaut de rectitude initial, contraintes résiduelles, excentricité des efforts normaux appliqués et écrouissage. Toutes ces imperfections affectent le flambement et, par conséquent, la résistance ultime du poteau..

Ce comportement réel montre de plus grandes différences avec la courbe théorique dans le domaine d'élancement moyen (représentant les éléments les plus couramment utilisés) que dans le domaine d'élancement élevé. La réduction la plus importante de la valeur théorique se situe au voisinage de l'élancement critique λ_1 .

Pour sa part, l'EC3 définit l'élancement réduit (élancement normalisé) $\bar{\lambda}$ de la façon suivante :

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5} \quad (21)$$

où $\beta_A = 1$ pour les sections transversales de classes 1, 2, 3 et $\beta_A = A_{eff} / A$ pour la classe 4.

La Figure 34 montre les courbes de flambement de la CECM (a,b,c et d). Elles donnent la valeur du coefficient de réduction χ de la résistance du poteau en fonction de l'élancement réduit pour différents types de sections transversales (rapportée à différentes valeurs du facteur d'imperfection α).

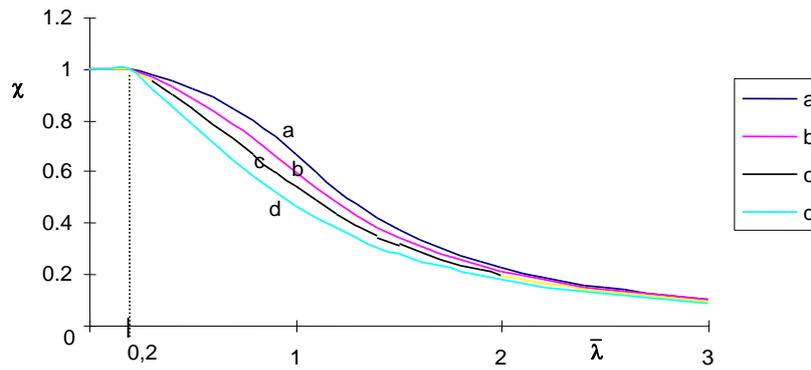


Figure 34 - Courbes de flambement de la CECM

L'EC3 exprime les courbes de la CECM par l'expression mathématique de χ :

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} \leq 1 \quad (22)$$

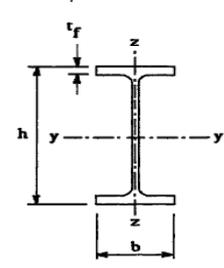
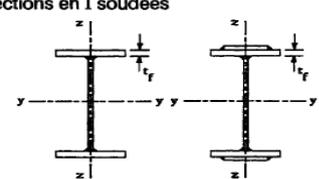
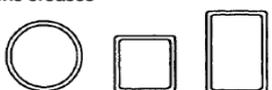
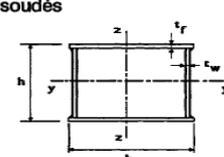
$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (23)$$

Le Tableau 5.5.2 de l'EC3 donne des valeurs du coefficient de réduction χ en fonction de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$. Le facteur d'imperfection α dépend de la forme de la section transversale de poteau considérée, du sens dans lequel le flambement peut se produire (axe y ou axe z) et de la méthode de fabrication utilisée pour l'élément comprimé (laminé à chaud, soudé ou formé à froid). Les valeurs de α augmentent avec les imperfections, et sont données dans le Tableau 5 ci dessous.

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,21	0,34	0,49	0,76

Tableau 05: Facteurs d'imperfection

Le Tableau 6 permet de choisir la courbe de flambement appropriée en fonction du type de section laminée ou formée à froid, de ses limites dimensionnelles et de l'axe selon lequel le flambement peut se produire. Il permet également d'identifier les courbes pour les sections soudées (sections en I et caissons).

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_w < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Tableau 06: Choix des courbes de flambement

6-5 Vérification vis-à-vis du risque de flambement flexion (sous effort de compression et moment fléchissant).

Quand leurs liaisons sont rigides au niveau des sections d'extrémités, les poteaux sont alors soumis à une combinaison de flexion et de compression. Cette flexion accentue d'avantage le risque de flambement. Par la suite, la vérification doit être plus restrictive et ce, en tenant compte non seulement de l'intensité des efforts appliqués mais aussi de la distribution (ou bien de l'allure) des moments fléchissants le long de ce poteau.

6-5.1 Eléments comportant des sections de classe 01 et 02 :

Dans ce cas, la vérification (en supposant une flexion selon les deux axes y et z) consiste à s'assurer que :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (24)$$

où $\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y, \chi_z)$ représente le facteur de réduction pour le flambement des poteaux, et

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} \quad \text{mais } k_y \leq 1,5$$

Et

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{sd}}{\chi_z A f_y} \quad \text{mais } k_z \leq 1,5$$

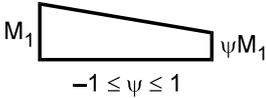
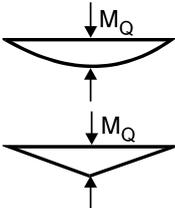
où k_y et k_z représentent des facteurs de modification.

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} - 1 \quad \text{mais } \mu_y \leq 0,90$$

et

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} - 1 \quad \text{mais } \mu_z \leq 0,90$$

où β_{My} et β_{Mz} représentent des facteurs de moments uniformes équivalents prenant en compte la non uniformité du diagramme des moments, cf tableau 7.

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémités</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moments provoqués par les charges latérales dans le plan</p> 	<p>Pour une charge uniformément répartie: $\beta_{M,Q} = 1,3$</p> <p>Pour une charge concentrée: $\beta_{M,Q} = 1,4$</p>

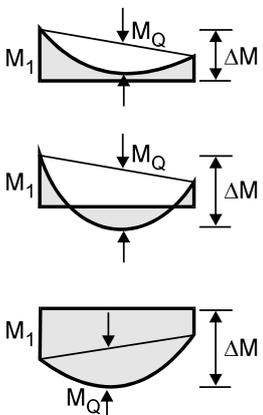
<p>Moments provoqués par les charges latérales plus les moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p>où:</p> <p>$M_Q = \max M$ provoqué par la charge latérale seule</p> <p>et</p> <p>$\Delta M = \max M$ pour diagramme des moments sans changement de signe</p> <p>$\Delta M = \max M + \min M$ où le signe du diagramme des moments change</p>
---	---

Tableau 07 – Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

6-5.2 Eléments comportant des sections de classe 3

Les éléments comportant des sections transversales de classe 3 soumis à une flexion et à une charge axiale de compression doivent satisfaire l'expression:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{el,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{el,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (25)$$

On constate que la seule différence par rapport au cas précédent consiste uniquement à remplacer W_{pl} par W_{el} . Les autres expressions demeurent inchangées.

6-5.3 Eléments comportant des sections de classe 4

Les éléments comportant des sections transversales de classe 4 soumis à une flexion bi axiale et à une charge axiale doivent satisfaire l'expression:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A_{eff} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y (M_{y,Sd} + N_{Sd} e_{N,z})}{W_{eff,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z (M_{z,Sd} + N_{Sd} e_{N,y})}{W_{eff,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (26)$$

où

- A_{eff} représente l'aire de section transversale efficace pour la compression pure
- $W_{eff,y}$ et $W_{eff,z}$ représentent les modules de résistance efficace pour la flexion pure
- $e_{N,z,y}$ représentent les décalages d'axes neutres en comparant la section transversale brute avec la section transversale efficace (calculée en supposant une compression pure) utilisée pour prendre en compte le voilement local

6-6 Vérification vis-à-vis du risque de déversement

6-6.1 Cas des poutres soumises à la flexion seule

Les poutres fléchies selon l'axe de forte inertie peuvent présenter une ruine par instabilité dans le plan de faible inertie. Cette forme d'instabilité implique à la fois une flèche latérale de la partie de la poutre en compression et une rotation de torsion des sections - le déversement. Le moment appliqué atteint lorsqu'une poutre flambe par déversement, est appelé moment critique élastique de déversement. Une approche de dimensionnement de poutres exposées au déversement doit prendre en compte un grand nombre de facteurs - y compris la forme du profil, le degré de maintien latéral, le type de chargement, la distribution des moments fléchissants, les conditions de maintien aux appuis et les imperfections initiales.

La Figure 35 montre le déversement d'une poutre en I chargée par des moments d'extrémité. Cette poutre n'est pas maintenue latéralement sur sa longueur sauf à chaque extrémité où la flèche latérale et la rotation de torsion des sections sont empêchées, mais où leur rotation est libre à la fois dans le plan et hors du plan.

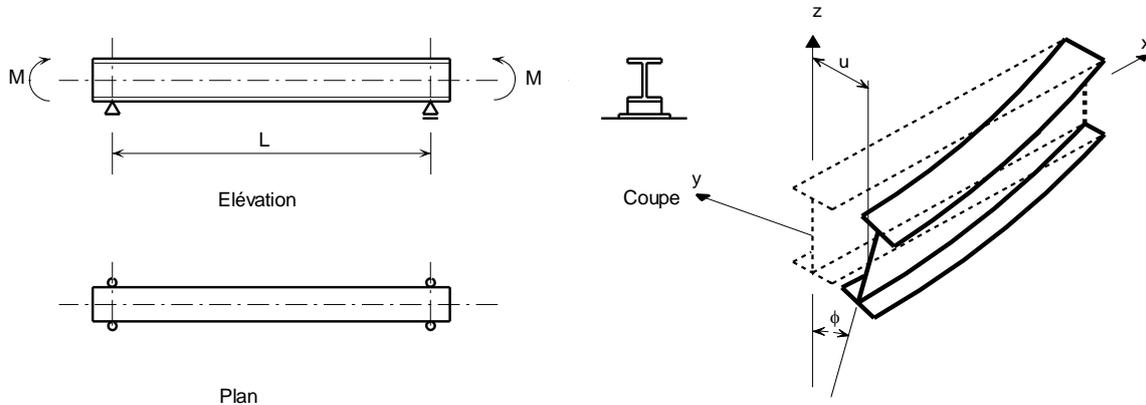


Figure 35 : Déversement d'une poutre en I chargée par moments d'extrémités.

Le moment de calcul de résistance au déversement $M_{b,Rd}$ d'une poutre non maintenue latéralement est donc pris égal à :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_w w_{ply} f_y / \gamma_{m1} \quad (27)$$

avec

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad (28)$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (29)$$

où α_{LT} représente un facteur d'imperfection, pris égal à 0,21 (courbe de flambement a) pour les profils laminés et à 0,49 (courbe c) pour les profils soudés (contraintes résiduelles plus élevées).

$\bar{\lambda}_{LT}$ est l'élanement réduit vis-à-vis du déversement. Il est défini comme suit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{M_{b,Rd} / M_{cr}}$$

Dans le cas d'une poutre à section transversale constante symétrique par rapport à l'axe de faible inertie pour une flexion suivant l'axe de forte inertie, le moment critique élastique de déversement est donné par la formule générale :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (F.2)$$

avec

I_t = moment d'inertie de torsion

I_w = moment d'inertie de gauchissement

I_z = moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

L = longueur de la poutre entre points latéralement maintenus

C_1 , C_2 et C_3 sont des facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement,

k et k_w facteurs de longueur effective.

$$z_g = z_a - z_s$$

$$z_j = z_s - \frac{0,5 \int_A z (y^2 + z^2) dA}{I_y}$$

z_a = coordonnée du point d'application de la charge

z_s = coordonnée du centre de cisaillement.

En convention, l'axe z est toujours orienté positivement du centre de torsion vers la semelle comprimée.

Les facteurs de longueur effective k et k_w varient de 0,5 pour un encastrement parfait à 1.0 pour des appuis simples, avec 0.7 pour une extrémité encastree et l'autre simplement appuyée.

Le facteur k concerne la rotation de l'extrémité en plan. Il est analogue au rapport l/L d'un élément comprimé.

Le facteur k_w concerne le gauchissement d'extrémité. A moins d'avoir pris des mesures spéciales d'encastrement vis-à-vis du gauchissement, il convient de prendre k_w égal à 1.0.

Les valeurs de C_1 , C_2 et C_3 sont données aux tableaux 08 et 09 ci-dessous pour différents cas de charge, ainsi que l'indique la forme du diagramme du moment de flexion sur la longueur L entre appuis latéraux. Les valeurs en sont données pour différentes valeurs de k .

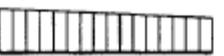
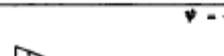
Tableau F.1.1 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k , dans le cas de moments d'extrémités					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

Tableau 08 : Valeurs des coefficients C_1 , C_2 et C_3 dans le cas de poutres soumises à des moments d'extrémités

Tableau F.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Tableau 09 : Valeurs des coefficients C_1 , C_2 et C_3 dans le cas de poutres soumises à des charges transversales

6-6.2 Cas d'éléments soumis à une combinaison d'effort de compression et de moments de flexion

6-6.2.1 Eléments comportant des sections de classe 01 et 02 :

Dans ce cas, l'article 5.5.4 du CCM97 utilise l'équation d'interaction suivante:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (30)$$

où χ_z représente le facteur de réduction pour le flambement des poteaux selon l'axe faible, χ_{LT} représente le facteur de réduction pour le déversement des poutres, et où $\beta_{M,LT}$ est un facteur prenant en compte la non uniformité du diagramme des moments, cf Tableau 7.

6-6.2.2 Eléments comportant des sections de classe 03 :

Les éléments comportant des sections transversales de classe 3 doivent satisfaire le critère suivant:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{el,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{el,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (31)$$

6-6.2.3 Eléments comportant des sections de classe 04

Pour les éléments ayant des sections transversales de classe 4, le critère à satisfaire est le suivant :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd} + N_{Sd} e_{N,z}}{\chi_{LT} W_{eff,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z (M_{z,Sd} + N_{Sd} e_{N,y})}{W_{eff,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (32)$$

7 Calcul d'assemblages

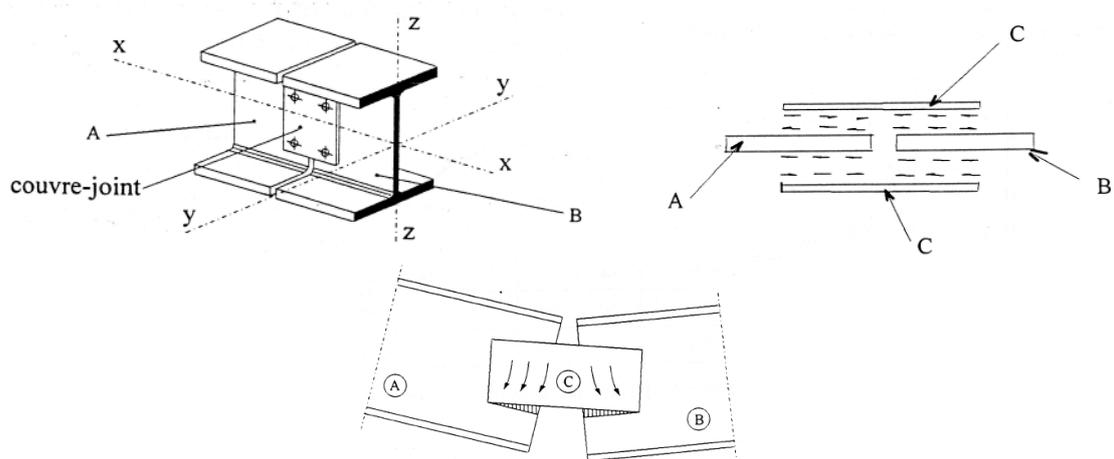
7-1 Généralités et modes de transmission d'efforts

La conception et le calcul d'assemblages revêtent une importance particulière. En effet, les constructeurs préfèrent une construction sous dimensionnée à une construction mal assemblée. Un sous dimensionnement conduirait en cas de chargements excessifs à des signes prémonitoires de rupture ductile en grandes déformations. Le déchargement de la structure puis le renforcement remettrait la structure en état de fonctionnement. Par contre, un mauvais assemblage, conduirait à une rupture brutale et inattendue, mettant en danger les occupants.

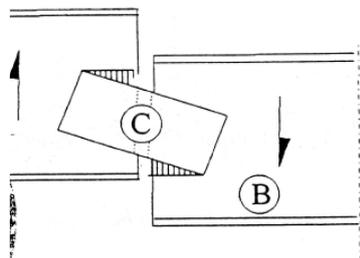
Il existe deux familles d'assembleurs : les boulons et les cordons de soudure. Toutefois, l'usage de pièces intermédiaires, telle que platine ou gousset, est indispensable.

Par ailleurs, les calculs sont basés sur les modes de transmission d'efforts, à savoir :

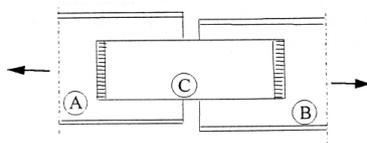
- La **transmission par cisaillement** : identifiée par **l'empêchement du glissement relatif** au niveau des surfaces de contact entre les pièces à assembler entre elles ou avec les pièces intermédiaires tel l'exemple du couvre joint d'âme ci-dessous illustrant les possibilités de transmission d'un moment fléchissant, d'un effort tranchant et d'un effort normal de traction (figure 36)



a) transmission d'un moment fléchissant



b) transmission d'un effort tranchant



c) transmission d'un effort normal de traction

Figure 36 : Exemples de modes de transmission par cisaillement d'un couvre joint d'âme.

- La **transmission par traction** identifiée par **l'empêchement du décollement** au niveau des surfaces de contact des pièces à assembler (figure 37)

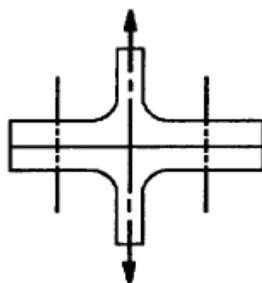


Figure 37: Exemple de mode de transmission par traction

- La transmission **par traction et cisaillement** identifiée **l'empêchement simultané du glissement relatif et du décollement** au niveau des surfaces de contact. (figure 38)

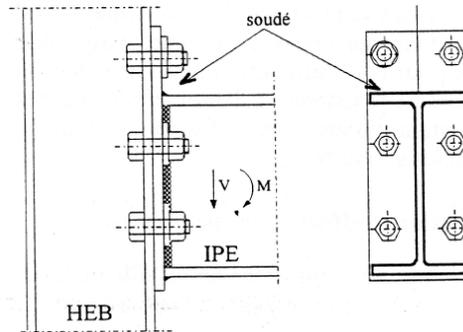


Figure 38 : Assemblage poteau poutre transmettant simultanément un effort tranchant et un moment fléchissant

Il est à noter que chaque mode de transmission d'efforts, lui correspond plusieurs modes de ruine vis-à-vis desquels des vérifications de résistance doivent être effectuées.

7-2 Les assemblages boulonnés

Tout d'abord, il est utile de rappeler les composants ainsi que la terminologie utilisée au niveau d'un boulon d'assemblage (figure 39).

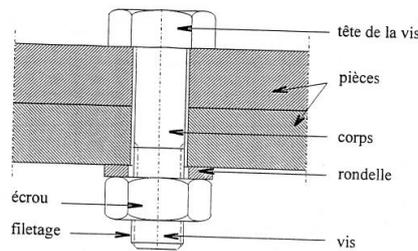


Figure 39 : composants et terminologie utilisés au niveau d'un boulon

Les principales caractéristiques géométriques des boulons sont représentées dans le tableau 10

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d _o (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
φ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
φ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10.14	> 14	-	-
cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	> 120	-	-
d _m (mm)	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,60

Tableau 10 : Principales caractéristiques géométriques des boulons

Avec :

d : diamètre de la partie non filetée de la vis ;

d₀ : diamètre nominal du trou ;

A : section nominale du boulon ;

A_s : section résistante de la partie filetée ;

d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon.

En ce qui concerne les caractéristiques mécaniques, celles-ci sont représentées dans le tableau 11

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f _{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f _{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 11 : Principales caractéristiques mécaniques des boulons

7-2.1 Transmission d'efforts par cisaillement

Dans ces cas de figures, il existe deux modes de transmission d'effort: par butée (en utilisant des boulons ordinaires) et par frottement (en utilisant des boulons précontraints).

7-2.1.1 Transmission par butées (ou boulons ordinaires)

Les risques de rupture associés à ce mode de transmission ainsi que les vérifications qui en découlent, résident dans ce qui suit :

➤ Le cisaillement des boulons

La vérification à faire :

$$F_{VSd} \leq F_{VRd}$$

avec

F_{VSd} : l'effort tranchant sollicitant de calcul revenant à un seul boulon

F_{VRd} : l'effort tranchant résistant de calcul revenant à un seul boulon

$F_{VRd} = 0.6 A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{Mb}$ pour les classes de boulons ductiles à savoir : 4.6 ; 5.6 et 8.8

$F_{VRd} = 0.5 A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{Mb}$ pour les classes de boulons fragiles à savoir : 4.8 ; 5.8 ; 6.8 et 10.9
Avec γ_{Mb} : un coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 dans ce cas.

➤ Rupture par pression diamétrale des pièces à assembler ou des pièces intermédiaires

La vérification à faire consiste à vérifier que l'effort résultant dû aux pressions exercées latéralement par un boulon (à l'intérieur du trou de perçage) sur la paroi considérée, ne doit pas provoquer de rupture « par déchirement » en raison des possibilités suivantes :

- Epaisseur insuffisante de cette paroi
- Pince ou pas longitudinaux insuffisants
- Forte intensité de l'effort exercé en raison du nombre insuffisant de boulons

A cet effet, l'effort résistant : $F_{b,Rd} = 2.5 \alpha \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb}$

Avec γ_{Mb} : un coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 dans ce cas.

- **Rupture en cisaillement de bloc** (article 6.5.2.2) où l'arrachement d'un « morceau » de la pièce à assembler se produit suivant deux lignes délimitées par les trous de perçage (figure 40)

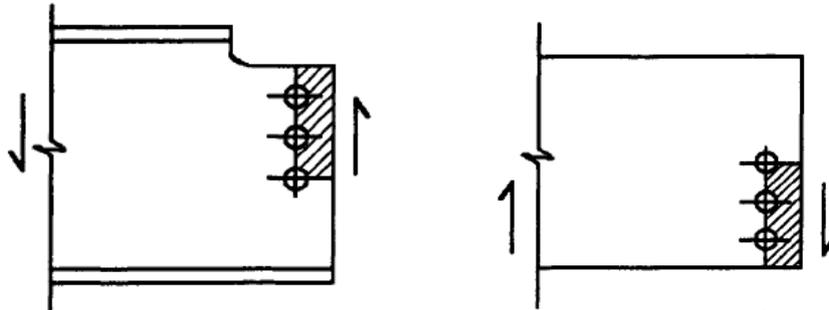


Figure 40 : illustration du phénomène de cisaillement de bloc

- **Rupture en section nette**, dans la cas où les éléments à assembler travaillent en traction (cf paragraphe 6.2)

7-2.1.2 Transmission par frottements (ou boulons précontraints)

La résistance de calcul au glissement $F_{s,Rd}$ par boulon est obtenue par la formule :

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{Ms}} F_{p,Cd}$$

avec

$F_{p,Cd}$: précontrainte de calcul,

μ : coefficient de frottement, fonction du traitement de surface, donné comme suit :

$\mu = 0.5$ pour surfaces grenillées ou sablées et non peinte (classe A)

$\mu = 0.4$ pour surfaces grenillées ou sablées mais peinte (classe B)

$\mu = 0.3$ pour surfaces nettoyée par brossage métallique ou à la flamme (classe C)

$\mu = 0.2$ pour surfaces non traitée (classe D)

n : nombre d'interfaces de frottement,

k_s : coefficient fonction des dimensions des trous et donné par le tableau 2,

γ_{Ms} : coefficient partiel de sécurité ; les valeurs recommandées à utiliser sont :

$\gamma_{Ms,ult} = 1,25$ pour les résistances au glissement à l'ELU (état limite ultime)

$\gamma_{Ms,ult} = 1,40$ pour les résistances au glissement à l'ELU (état limite ultime)
pour trous surdimensionnés et oblongs

$\gamma_{Ms,ser} = 1,10$ pour les résistances au glissement à l'ELS (état limite de service)

La précontrainte $F_{p,Cd}$ doit être prise égale à :

$$F_{p,Cd} = 0,7 f_{ub} A_s \quad (2)$$

7-2.2 Transmission d'efforts par traction

La vérification à faire :

$$F_{tSd} \leq F_{tRd}$$

avec

F_{tSd} : l'effort de traction sollicitant de calcul revenant à un seul boulon

$F_{t,Rd}$: la résistance de calcul en traction par boulon est obtenue par la formule :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Avec γ_{Mb} : un coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.50 dans ce cas.

Cette vérification s'applique aussi bien pour les boulons ordinaires que précontraints. Toutefois, la principale différence réside dans le comportement où lorsque les boulons sont précontraints 80 % de l'effort de traction appliqué est repris par les pièces en contact. Ceci est particulièrement utile en cas de chargement cyclique où le risque de rupture vis-à-vis de la fatigue devient imminent.

Une autre vérification vis-à-vis du risque de poinçonnement des pièces à assembler est importante. En effet, l'effort de traction appliqué ne doit pas dépasser l'effort résistant $B_{p,Rd}$, telle que :

$$F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}$$

avec

$$B_{p,Rd} = 0.6 \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u / \gamma_{Mb}$$

Avec γ_{Mb} : un coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 dans ce cas.

7-2.3 Transmission d'efforts par traction et cisaillement

7-2.3.1 Cas des boulons ordinaires :

La vérification à faire :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1$$

avec une vérification supplémentaire $F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$

Avec $\gamma_{Mb} := 1.50$ pour $F_{t,Rd}$ et $\gamma_{Mb} := 1.25$ pour $F_{v,Rd}$

Par ailleurs, il est également nécessaire de vérifier les risques de rupture vis-à-vis:

- de la pression diamétrale
- du cisaillement de bloc
- et du poinçonnement.

7-2.3.2 Cas des boulons précontraints :

La résistance au glissement est affectée de manière défavorable par la présence de l'effort de traction.. En effet, on sait que la transmission par cisaillement se fait par frottement donc par pression de contact. Or cette pression est diminuée par les forces extérieures exercées sur les boulons.

Sachant que la plaque équilibre environ 80 % de la force extérieure, la pression de contact :

$$F_c = F_{pcd} - 0.8 F_t$$

Elle doit être en conséquence calculée par les relations suivantes.

La résistance au glissement à l'ELU :

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{Ms,ult}} (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Sd})$$

La résistance au glissement à l'ELS :

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M,ser}} (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Sd,ser})$$

7-3 Les assemblages soudés : Calcul des cordons de soudure

Dans ce qui suit, nous ne traiterons que l'aspect lié aux calculs et dimensionnements des cordons de soudure.

Selon la géométrie des pièces à assembler, il existe plusieurs types de cordons : d'angles, en entaille, en bout à pleine pénétration, en bout à pénétration partielle, et en bouchon (voir le tableau 12 ci dessous).

Type de soudure	Type d'assemblage		
	assemblage bout-à-bout	assemblage en T	assemblage à clin
soudure d'angle			
soudure en entaille			
soudure en bout à pleine pénétration ¹⁾	   	   	
soudure en bout à pénétration partielle ¹⁾	 		
soudure en bouchon			

Tableau 12 : Types courants d'assemblages soudés.

Toutefois, du point de vue des calculs, et moyennant une définition appropriée des plans critiques pour chaque type de cordon, nous pouvons retenir essentiellement deux types, à savoir :

- Les soudures en bout à pleine pénétration où aucun calcul de résistance n'est nécessaire, pour peu qu'il assure la continuité de la matière sur toute l'épaisseur des pièces à assembler et que le métal d'apport ait une résistance au moins égale à celle du métal de base.
- Les cordons d'angle : lesquels peuvent être vérifiés par deux méthodes : la méthode réelle et la méthode simplifiée. La méthode réelle est la plus précise. Toutefois, elle nécessite des calculs plus développés, et qui consistent à faire des projections de contraintes normales et tangentielles sur un repère tridimensionnel lié au plan critique. Ensuite, la vérification du cordon se fait vis-à-vis du critère de rupture de Von Mises. Quant à la méthode simplifiée, celle-ci est moins précise que la précédente. Elle est cependant plus facile à utiliser et ses résultats mettent d'avantage en sécurité. Elle est brièvement exposée ci-dessous.

La méthode simplifiée est basée sur des résultats expérimentaux obtenus suite à l'étude du comportement réel d'un cordon d'angle en fonction de la direction de l'effort auquel il est soumis (figure 37). En effet, en fonction de l'orientation du cordon par rapport à la direction de l'effort P appliqué, il est relevé sur cette figure des comportements différents allant du cordon frontal ($\theta=90^\circ$ où la résistance est maximale mais en contrepartie la ductilité est minimale) au cordon latéral ($\theta=0^\circ$ où la résistance est minimale mais en contrepartie la ductilité est maximale)

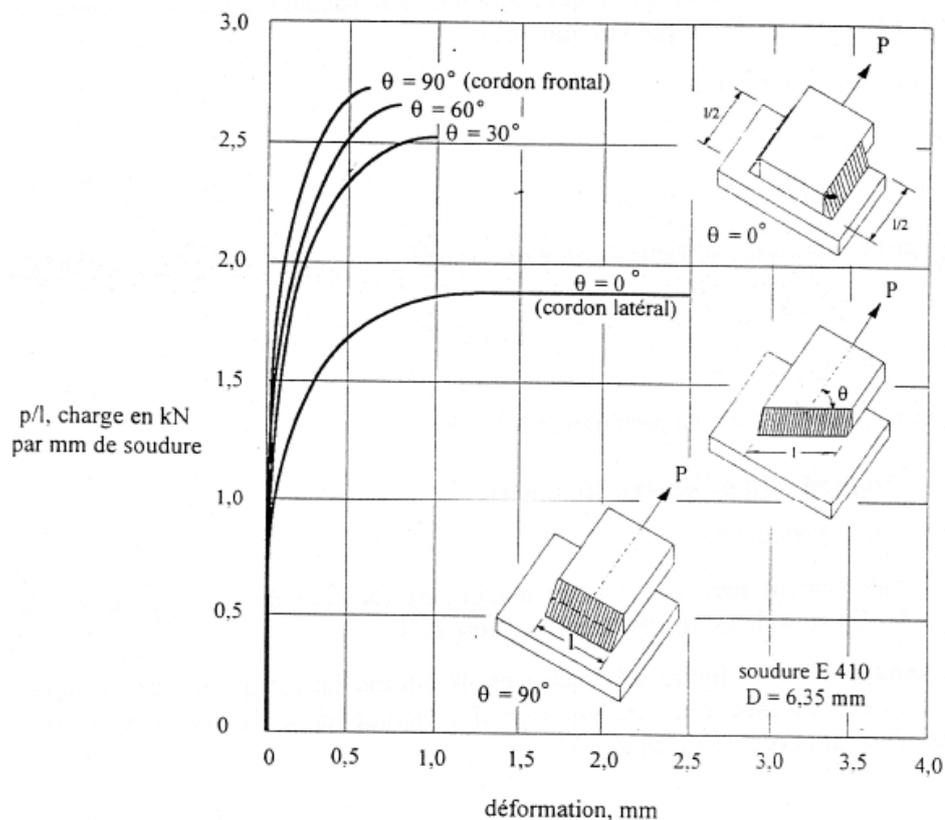


Figure 41 : Résistance des soudures d'angle

Ainsi, les courbes tracées sur cette figure 41 montre que le cordon latéral est celui qui résiste le moins. En effet, la valeur de sa résistance constitue la borne inférieure des résistances des cordons de soudure.

Cela étant dit, quel que soit l'orientation du cordon considéré, le principe de la méthode simplifiée consiste à supposer, le cordon comme étant latéral. Par conséquent, les contraintes développées dans le plan critique seront supposées réduites uniquement aux contraintes tangentielles longitudinales. La vérification de cette contrainte peut s'écrire :

$$\tau \leq f_{v,wd} \text{ avec } f_{v,wd} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3}}$$

Et l'effort résistant de calcul pour un cordon de gorge a et de longueur L vaut $F_{w,Rd}$:

$$F_{w,Rd} = a.L.f_{v,wd} = a.L.f_u / (\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3})$$

Finalement, quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{wsd} par rapport au cordon, on doit vérifier :

$$F_{wsd} \leq F_{w,Rd}$$

Par ailleurs, en ce qui concerne la gorge a, celle-ci doit faire l'objet d'un prédimensionnement, et ce, afin d'assurer que l'apport d'énergie apporté lors du soudage soit suffisant pour faire fondre localement le métal de base, d'une part. Et d'autre part, une gorge surdimensionnée est synonyme de grande quantité de chaleur susceptible de fondre excessivement les pièces à assembler. Il faut alors trouver un compromis entre ces deux extrêmes de manière à obtenir un cordon qui satisfait ces deux exigences.

Une méthode pratique de prédimensionnement de la gorge est donnée en figure 42. Il s'agira ensuite de vérifier les résistances réglementaires.

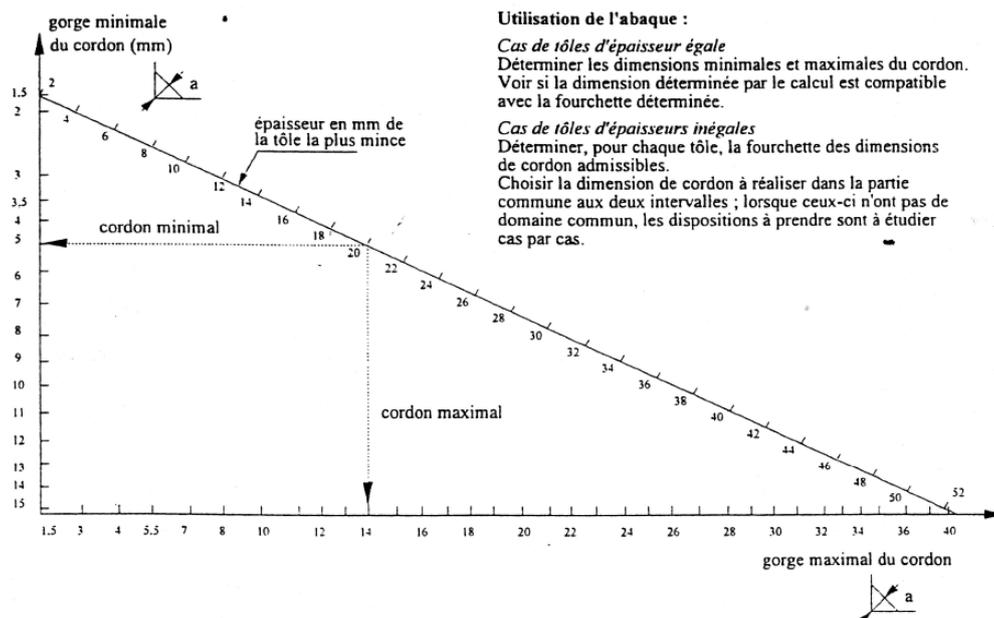


Figure 42 : Abaque de prédimensionnement de la gorge a.

8 Exemples de calcul

8-1 Exemple 01 : portique de longue portée à une seule traverse

Soit le portique continu de type HEA 600 en acier S235 avec $f_y = 235$ MPa et $f_u = 340$ MPa. Ce portique à une seule travée de 25 m de portée et de 7,50 m de hauteur, est encasté à ses deux extrémités A et D dans ses deux plans principaux (plan du portique xAz et plan perpendiculaire xAy) (figure 43). L'orientation des sections et des poutres se fait dans le sens d'un meilleur rendement de l'utilisation du matériau acier. Autrement dit, tous les axes principaux de forte inertie (axes y'y) sont perpendiculaires au plan du portique. Des poutres secondaires régulièrement espacées de 2.50 m sont fixées sur la semelle supérieure de la poutre traverse BC. Des charges supposées uniformément réparties sont appliquées sur la poutre traverse BC avec $q_g = 2,5$ KN/ml la charge due aux actions permanentes, et $q_q = 1,5$ KN/ml la charge due aux actions d'exploitation et $q_w = -8,0$ KN/ml la charge transmise par les pannes suite aux pressions de soulèvement dues au vent sur les couvertures. Les diagrammes de distribution des efforts internes à l'ELU sous les combinaisons **1,35G+1,5Q** et **G+1.5W**, sont illustrés aux figures 45 et 46 ci-dessous. Les longueurs de flambement des poteaux sont comme suit : $l_{ky} = 0,88l_0 = 6,60$ m et $l_{kz} = 1,50$ m (la distance entre les lisses de bardage). Vérifier, selon l'Eurocode03 ;

- 1- Le portique à l'état limite ultime de résistance des sections
- 2- Le portique à l'état limite ultime vis-à-vis des risques de flambement
- 3- Le portique à l'état limite ultime vis-à-vis des risques de déversement (uniquement sous la combinaison **G+1.5W**)
- 4- En raison du problème de transport, la poutre traverse BC a été découpée en deux tronçons égaux et assemblés ensuite par platine d'extrémité au milieu selon le détail présenté ci-dessous. Les platines ont chacune une épaisseur de 35 mm et sont supposées épaisses. Les boulons utilisés sont de type précontraints, de type M22 et de classe 8.8. Le diamètre de chaque trou est de 24 mm. Le coefficient de frottement $\mu = 0.3$ et les trous seront supposés surdimensionnés. On vous demande de vérifier cet assemblage aux états limites ultimes de résistance.
- 5- Calculer les gorges c_f et c_w des cordons de soudure reliant la platine à la poutre en adoptant quatre (04) cordons reliant la platine aux semelles et deux (02) cordons reliant la platine à l'âme avec $l_f = b - t_w$ et $l_w = 250$ mm ; l_f et l_w étant respectivement les longueurs de chaque cordon platine-semelle et platine-âme.

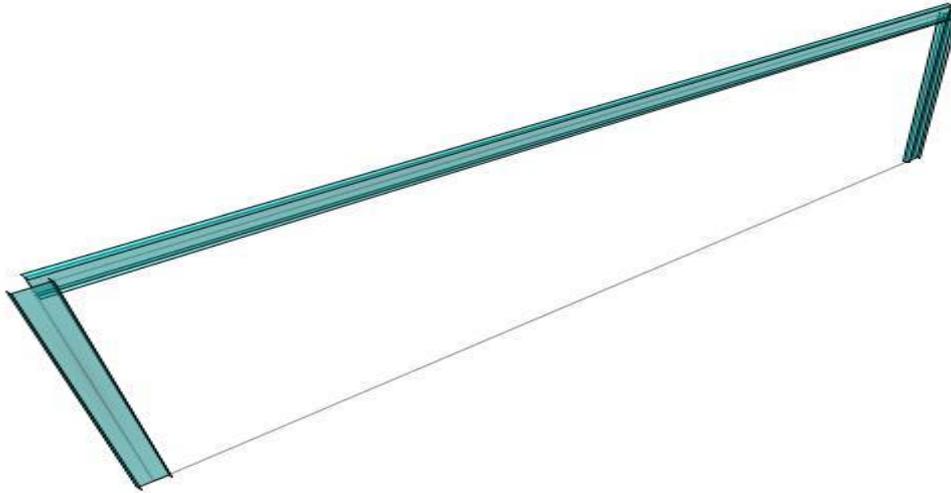


Figure 43 : Vue du portique (orientation des sections transversales)

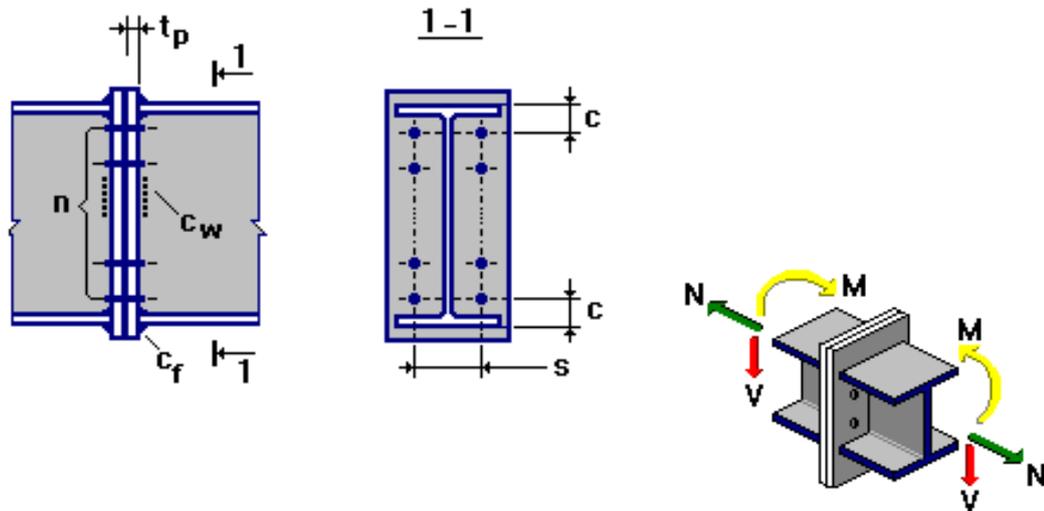
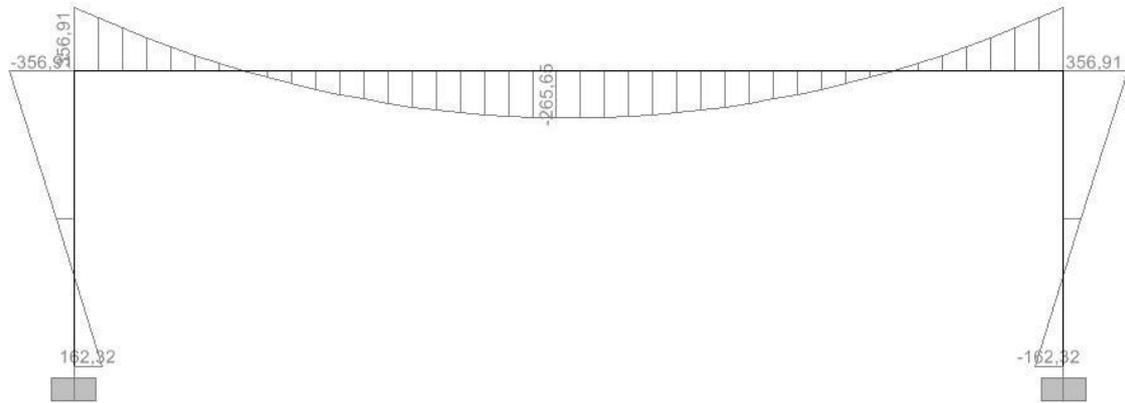


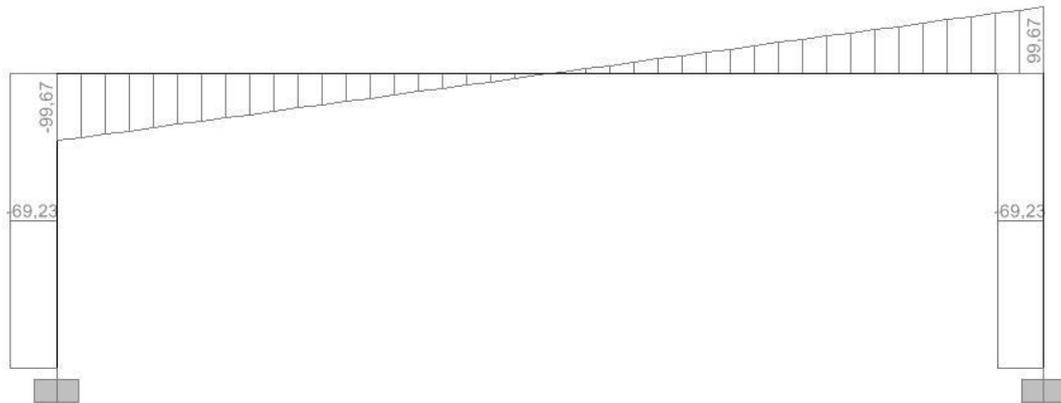
Figure 44 : Détail de l'assemblage

Notas :

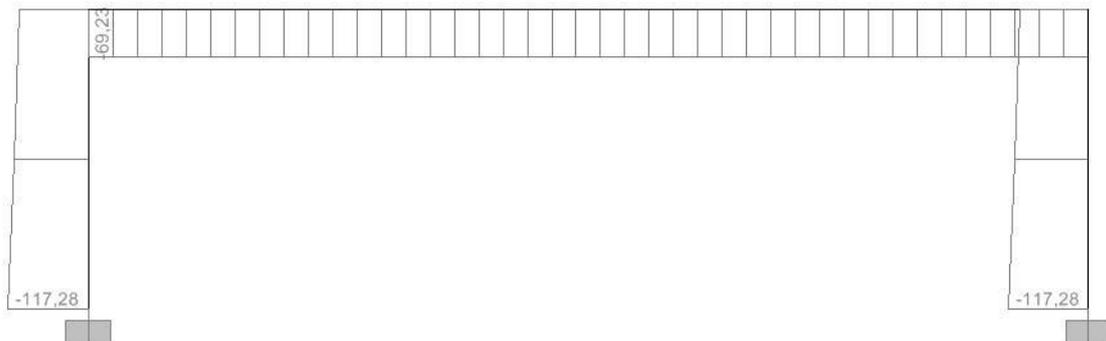
$t_p = 35 \text{ mm}$ $c = 95,0 \text{ mm}$ $s = 160,0 \text{ mm}$ nombre de rangées de boulons $n = 6$
 Espacements réguliers entre rangées de boulons $e = 80 \text{ mm}$.



a) Moments fléchissants M_{yy} sous $1.35G + 1.5Q$

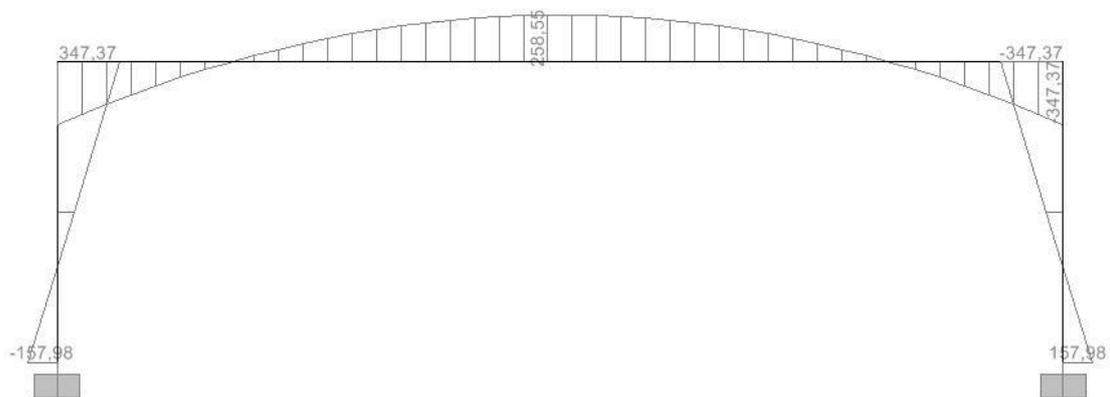


b) Efforts tranchants V_{zz} sous $1.35G + 1.5Q$

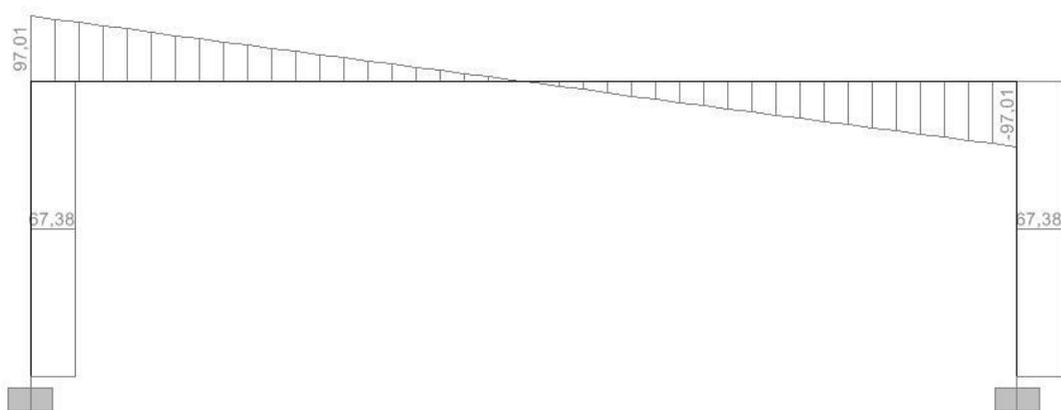


c) Efforts Normaux N sous $1.35G + 1.5Q$

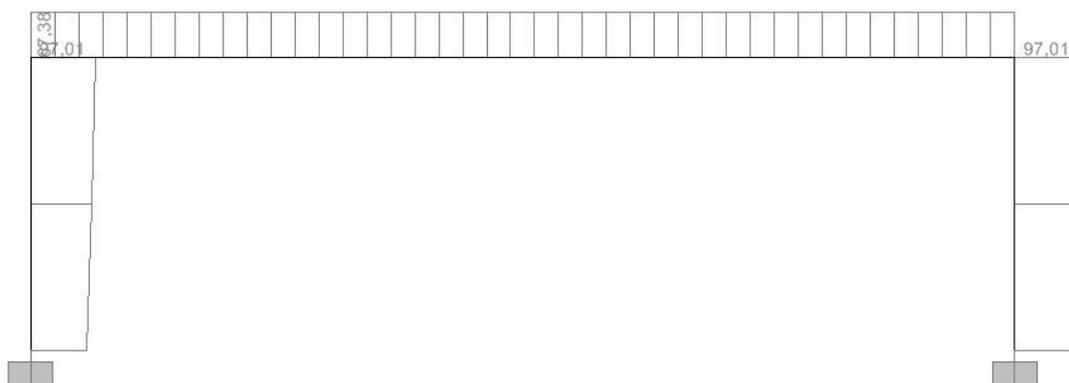
Figure 45 : Diagrammes des efforts internes sous $1.35G + 1.5Q$.



a) Moments fléchissants M_{yy} sous $G + 1.5W$



b) Efforts tranchants V_{zz} sous $G + 1.5W$



c) Efforts Normaux N sous $G + 1.5W$

Figure 46 : Diagrammes des efforts internes sous $G + 1.5W$

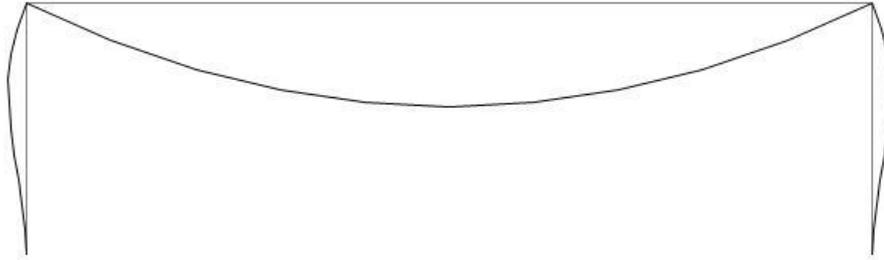


Figure 47 : Déformée du portique sous 1.35 G + 1.5 Q

Figure

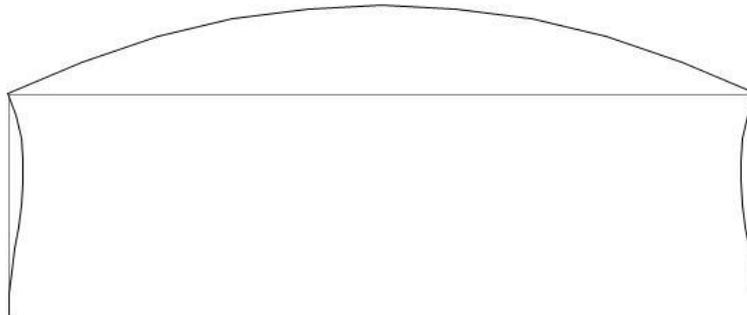


Figure 48 : Déformée du portique sous G + 1.5 W

Solution de l'exemple 01

1. Vérification des sections transversales à l'ELU:

- La structure étant symétrique, on ne considèrera que la moitié.
- Sections dangereuses : Pour les deux combinaisons

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+1.5W \end{array} \right.$$

Il s'agit du point B (ou C).

✓ Efforts maximums sous **1.35G+1.5Q** :

Coté poteau :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sdy} = 356.9 \text{ KN.m} \\ V_{sdz} = 69.32 \text{ KN} \\ N_{sd} = -99.67 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ (Compression)} \end{array} \right.$$

$$\text{Coté poutre : } \begin{cases} M_{sdy} = 356.9 \text{ KN.m} \\ V_{sdz} = 99.67 \text{ KN} \\ N_{sd} = -69.23 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{Compression}) \end{cases}$$

✓ Efforts maximums sous **G+1.5W** :

$$\text{Coté poteau : } \begin{cases} M_{sdy} = 347 \text{ KN.m} \\ V_{sdz} = 67.38 \text{ KN} \\ N_{sd} = +97.01 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{Traction}) \end{cases}$$

$$\text{Coté poutre : } \begin{cases} M_{sdy} = 347 \text{ KN.m} \\ V_{sdz} = 97.01 \text{ KN} \\ N_{sd} = +67.38 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{Traction}) \end{cases}$$

Nous constatons que les efforts dus à la première combinaison sont supérieurs à ceux de la deuxième. Par conséquent, la vérification portera sur les efforts dus à (1.35G+1.5Q).

- Classe des sections transversales :

$$\text{Classe(01)} \leq \text{classe du HEA600} \leq \text{classe(02)}$$

(Flexion simple) (Compression seule)

- **Interaction (M-V)**

$$V_{plz} = A_{vz} * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) * \frac{1}{\gamma M_0} = 93.2 * \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right) * \frac{1}{1.0}$$

$$V_{plz} = 1264.5 \text{ KN}$$

On voit bien que $V_{max} = (99.67 \text{ KN}) < \left(\frac{V_{plz}}{2}\right) = (532.25 \text{ KN})$

⇒ Pas de réduction des moments résistants en raison des efforts tranchants V.

- **Interaction (M-N)**

Il s'agit de sections comportant des semelles, la condition de non interaction entre M et N est :

$$N_{max} \leq \text{Min} \left(0.25 * N_{pl} ; \frac{0.5 * A_w * f_y}{\gamma M_0} \right) \text{ avec : } N_{pl} = A * f_y$$

$$N_{pl} = 226.46 * 23.5 = 5321.8 \text{ KN}; \quad A_w = A - 2 * b * t_f$$

$$A_w = 76.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow N_{max} (=99.67) < \text{Min} (1330.45 ; 898.4 \text{ KN})$$

⇒ Pas de réduction due à N

⇒ La vérification aura lieu uniquement sur M

$$\Rightarrow M_{sdy} \leq M_{ply} \quad \text{avec} \quad M_{sdy} = 356.9 \text{ KN.m}$$

$$\text{ET} \quad M_{ply} = W_{ply} * \frac{f_y}{\gamma M_0} = 5350.38 * \frac{23.5}{1.0} = 1257.34 \text{ KN.m}$$

On voit bien que $M_{sdy} \leq M_{ply} \Rightarrow$ toutes les sections du portique sont, sous les deux combinaisons, vérifiées à l'E.L.U de résistance des sections transversales.

2. Vérification vis-à-vis des risques de flambement :

Il s'agit d'effectuer des vérifications pour des éléments qui doivent être comprimés et fléchis.

Toute fois, sous la combinaison (G+1.5W) les éléments du portique ne sont pas comprimés mais tendus !!

Par conséquent, la combinaison G+1.5W n'est pas concernée par cette vérification .nous nous limiterons uniquement aux efforts dus à la combinaison 1.35G+1.5Q.

2.1) Vérification des poteaux :

- longueurs de flambement :

$$l_{ky} = 0.88l_0 = 6.60\text{m} \quad \text{et} \quad l_{kz} = 1.50\text{m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{660}{24.97} = 26.43 \quad ; \quad \lambda_z = \frac{150}{7.06} = 21.24$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_k} * \sqrt{\beta A} = \frac{26.43}{93.9} \sqrt{1} = 0.28 > 0.2 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = 0.23 > 0.2$$

- Choix des courbes de flambement :

Par rapport à l'axe y : courbe (a) et Par rapport à l'axe z : courbe (b)

(Car $\frac{h}{b} > 1.2$ et $t_f < 40\text{mm}$) $\Rightarrow \chi_y = 0.982$ et $\chi_z = 0.989 \Rightarrow \chi_{min} = \chi_y = 0.982$

La vérification à faire :

$$\frac{N_{c,sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_y \frac{M_{sdy}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + 0 \leq 1$$

$$k_y = ? \quad \beta_{My} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7 * \psi = 2.12 \quad \text{avec}$$

$$\psi = -\frac{162.32}{356.91} = -0.455 \quad ; \quad (M_Q = 0)$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{w_{ely}} = 0.18$$

$$\Rightarrow k_y = 0.996 \approx 1.00$$

Finalement, la vérification des poteaux se fera comme suit :

$$\frac{N_{c,sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_y \frac{M_{sdy}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{99.67}{0.982 * 226.46 \frac{23.5}{1.1}} + 1 \frac{356.91}{5350.39 \frac{23.5 * 0.01}{1.1}}$$

= 0.021 + 0.312 = 0.333 < 1 Donc c'est vérifié.

2.2) Vérification des poutres :

$$\text{longueurs de flambement : } \left\{ \begin{array}{l} l_{ky} = l = 25\text{m} \\ l_{kz} = \text{Distance entre les pannes} = 2.5\text{m} \end{array} \right.$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{2500}{24.97} = 100.11 \quad ; \quad \lambda_z = \frac{250}{7.06} = 35.41$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{100.11}{93.9} \sqrt{1} = 1.07 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{35.41}{93.09} \sqrt{1} = 0.38$$

Choix de courbes de flambement : /y : courbe (a) ; /z : courbe (b)

$$\chi_y = 0.617 \quad ; \quad \chi_z = 0.934 \quad \Rightarrow \quad \chi_{min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z) = \chi_y = 0.617$$

$$K_y = ? \quad \beta_{My} = \beta_{M\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M_Q} - \beta_{My}) ; \quad M_Q = \frac{q_{sd} \cdot l^2}{8} = 439.45 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = 356.91 + 265.65 = 622.56 \text{ KN}$$

$$\psi = 1 \Rightarrow \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7 * 1 = 1.1$$

$$\beta_{My} = 1.1 + \frac{439.45}{622.56} (1.3 - 1.1) = 1.24$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 * \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } \mu_y \leq 0.9$$

$$\mu_y = 1.07 (2 * 1.24 - 4) + \frac{5350.39 - 478671}{478671} = -1.51$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y * N}{\chi_y * A * f_y} \text{ avec } K_y \leq 1.5$$

$$K_y = \frac{(-1.51) * 69.23}{0.617 * 226.46 * 23.5} = 1.031 \Rightarrow K_y = 1.031$$

Finalement, la vérification à faire :

$$\frac{N_{c,sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_y \frac{M_{sdy}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{69.23}{0.617 * 226.46 \frac{23.5}{1.1}} + 1.031 \frac{356.91}{5350.39 \frac{23.5 * 0.01}{1.1}} = 0.023 + 0.32 = 0.34 < 1 \text{ vérifié}$$

3.) vérification à l'E.L.U vis-à-vis des risques de déversement et ce, uniquement sous G+1.5W

Sous cette combinaison, les éléments du portique sont à la fois fléchis et tendus \Rightarrow la vérification au déversement se fera uniquement vis-à-vis des moments fléchissant :

$$M_{sdy} \leq \chi_{LT} * \beta_W * W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

3.1) vérification des poteaux :

Dans ce cas $M_{sdy} = 347.37 \text{ KN.m}$

Pour la longueur de maintien latéral L, on prendra la hauteur total du poteau, ce qui constitue le cas le plus défavorable. A noter que dans ce cas de combinaison (G+1.5W), les lisses de bardage ne peuvent pas empêcher le déversement des poteaux et ne peuvent donc pas constituer des appuis latéraux \Rightarrow

L=7.5 m

$$\psi = -\frac{157.98}{347.37} \approx -0.5 \Rightarrow c_1 = 2.704; K = K_W = 1$$

Le poteau n'étant pas chargé latéralement \Rightarrow

$$M_{cr} = c_1 \frac{\pi^2 * E * I_z}{(K * L)^2} \sqrt{\left[\left(\frac{K}{K_W} \right)^2 \frac{I_W}{I_z} + \frac{(K * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z} \right]}$$

$$M_{cr} = 2.704 \frac{\pi^2 * 21000 * 11271.3}{(1 * 750)^2} \sqrt{\left[798.06 + \frac{(750)^2 * 0.4 * 397.81}{\pi^2 * 11271.3} \right]}$$

$$M_{cr} = 4495.7 \text{ KN.m} \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_W W_{ply} f_y}{M_{cr}}} = 0.536$$

$$\left. \begin{array}{l} \overline{\lambda}_{LT} \approx \mathbf{0.53} > 0.4 \\ \text{Courbe (a) : profilé . laminé} \end{array} \right\} \Rightarrow \chi_{LT} = 0.991$$

$$M_{sdy} (= 347.37) < 0.911 * 5350.39 * \frac{23.5}{1.1} * 10^{-2} = \mathbf{1041.3 \text{ KN.m}}$$

Donc la stabilité des poteaux est vérifiée.

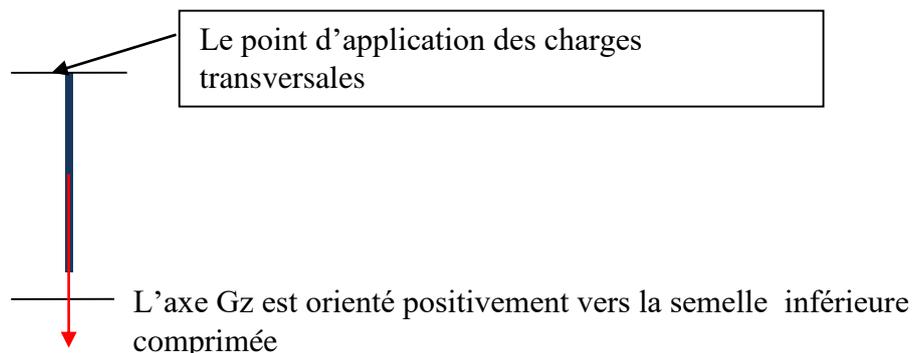
3.2) vérification de la stabilité des poutres au déversement :

Dans ce cas la section dangereuse se trouve à mi-travée avec $M_{sdy} = 258.55 \text{ KN.m}$

La vérification se fera sous : $M_{sdy} \leq \chi_{LT} * \beta_W * W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

L= la portée totale de la poutre = 25.00 m (les pannes ne peuvent constituer des appuis latéraux sous la pression de soulèvement due au vent).

$$K = K_W = 1.00 \text{ et } c_1 = 1.285 \text{ et } c_2 = 1.562$$



$$M_{cr} = c_1 \frac{\pi^2 * E * I_z}{(K * L)^2} \left\{ \sqrt{\left[\left(\frac{K}{K_W} \right)^2 \frac{I_W}{I_z} + \frac{(K * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z} + (c_2 z_g)^2 \right]} - c_2 z_g \right\}$$

$$M_{cr} = 1.285 \frac{\pi^2 21000 * 11271.3}{(1 * 2500)^2} * \left\{ \sqrt{\left[798.06 + \frac{(1*2500)^2 * 0.4 * 397.81}{\pi^2 * 11271.3} + (1.562 * 29.5)^2 \right]} - 1.562 * (-29.5) \right\}$$

= 723.07 KN.m

$$M_{cr} = 723.07 \text{ KN.m} \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 1.318 \approx 1.32 > 0.4$$

Courbe (a) (profilé laminé) $\Rightarrow \chi_{LT} = 0.459$

$$\Rightarrow M_{sdy} (= 258.55 \text{ KN.m}) < 0.459 * 5350 * \frac{23.5 * 10^{-2}}{1.1} = 524.65 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow La stabilité de la poutre est vérifiée

4.) Vérification de l'assemblage :

Dans cet assemblage, nous avons :

sous 1.35G+1.5Q : $M_{sdy} = 265.65 \text{ KN.m}$; $V_{sdy} = 0$ et $N_{compression} = 69.23 \text{ KN}$

Sous G+1.5W : $M_{sdy} = 258.55 \text{ KN.m}$; $V_{sdy} = 0$ et $N_{traction} = 67.38 \text{ KN}$

Les efforts étant assez proche et a fin de simplifier la vérification tout ont restant dans le cas le plus défavorable, nous prendrons un moment max

$M_{sdy} = 265.65 \text{ KN.m}$ (du à la première combinaison) et un effort normal de traction (du a la seconde combinaison) $N_{t,sd} = 67.38 \text{ KN}$.

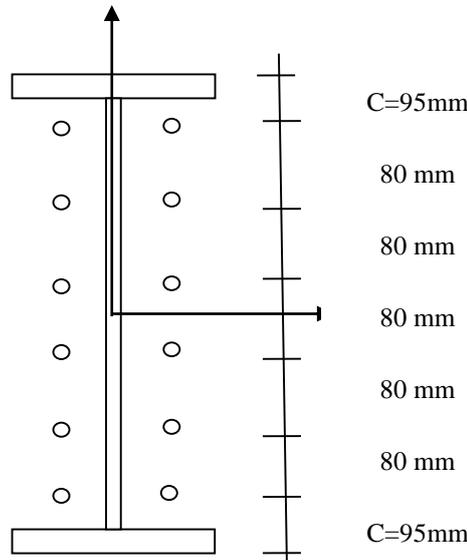


Figure 49 : Disposition des rangées de boulons

Les distances d_1 , d_2 et d_3 des rangées supérieures par rapport au centre de gravité de la semelle inférieure sont comme suit :

$$\begin{aligned} d_1 &= h - c - \frac{t_f}{2} = 482.5 \text{ mm} \\ d_2 &= d_1 - 80 = 402.5 \text{ mm} \\ d_3 &= d_2 - 80 = 322.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Distribution de $N_{t,sd}$ et de M_{sdy} sur les rangées des boulons

La transmission de ces efforts se fera par traction, l'effort normal revenant à chaque rangée (i) de boulons s'écrit : $N_i = N_{i,M} + N_{i,N}$

- Distribution de M_{sdy} (ou bien détermination des $N_{i,M}$) :

M_{sdy} Étant appliqué / au CDG de la section \Rightarrow seules les trois rangées supérieures ou (inférieures) sont tendues.

$$\Rightarrow M_{sdy} = N_{1,M}d_1 + N_{2,M}d_2 + N_{3,M}d_3 = \sum_{i=1}^3 N_{i,M}d_i$$

En supposant une distribution linéaire élastique de M_{sdy} entre les rangées des boulons, on peut écrire :

$$\begin{aligned} \frac{N_{1M}}{d_1} = \frac{N_{2M}}{d_2} = \frac{N_{3M}}{d_3} &\Rightarrow M_{sdy} = \frac{N_{1M}}{d_1}d_1^2 + \frac{N_{2M}}{d_2}d_2^2 + \frac{N_{3M}}{d_3}d_3^2 \\ &= \frac{N_{1M}}{d_1}(d_1^2 + d_2^2 + d_3^2) \\ &= \frac{N_{1M}}{d_1}\sum_{i=1}^3 d_i^2 \\ \Rightarrow N_{1M} = M_{sdy} * \frac{d_1}{\sum_{i=1}^3 d_i^2} &= 265.65 * \frac{48.25}{4988.8} = 257.16 \text{ KN} \\ N_{2,M} = N_{1,M} * \frac{d_2}{d_1} &= 214.52 \text{ KN} \text{ et } N_{3,M} = N_{1,M} * \frac{d_3}{d_1} = 171.88 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Distribution de $N_{t,sd}$ (ou bien détermination des $N_{i,N}$) :

L'effort normal $N_{t,sd}$ est distribué uniformément sur les six (06) rangées de boulons $\Rightarrow N_{i,N} = \frac{N}{6} = \frac{67.38}{6} = 11.23 \text{ KN}$ $i=1, \dots, 6$

Finalement l'effort normal total par rangée :

$$\begin{aligned} N_1 &= N_{1,M} + N_{1,N} = 268.39 \text{ KN} \\ N_2 &= N_{2,M} + N_{2,N} = 225.75 \text{ KN} \\ N_3 &= N_{3,M} + N_{3,N} = 183.11 \text{ KN} \end{aligned}$$

Il s'agit des boulons M22 de classe 8.8 $\Rightarrow A_s = 3.03 \text{ cm}^2$

- Vérification :

- a) Vérification vis à vis du décollement des platines :

Il faut vérifier $N_1 \leq n * F_p$ avec $n=2$ et $F_p = 0.7 * A_s * f_{ub}$

Classe 8.8 $\Rightarrow f_{yb} = 640 \text{ MPa}$ et $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow F_p = 0.7 * 3.03 * 80 \Rightarrow n * F_p = 339.26 \text{ KN}$$

$$\text{Et } N_1 = 268.39 \text{ KN} \Rightarrow n * F_p > N_1 \Rightarrow \text{vérifié}$$

- b) Vérification vis à vis du moment résistant M_{Rd} :

$$M_{Rd} = \frac{N_{1Rd} \sum_{i=1}^3 d_i^2}{d_1} \text{ avec } N_{1Rd} = n * F_p = 339.36 \text{ KN}$$

$$M_{Rd} = \frac{339.36 * 4988.18}{48.25} 10^{-2} = 350.83 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} < M_{Rd} \Rightarrow \text{Vérifié}$$

c) Vérification au poinçonnement de la platine :

$$(N_1 / 2) \leq B_{p,Rd} \text{ avec } B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{Mb}$$

$$N_1 / 2 = 134.2 \text{ KN}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{Mb} = 0.6 * \pi * 3.45 * 3.5 * 34 / 1.25 = 619.09 \text{ KN}$$

vérifié

5). Calcul des gorges des cordons de soudure c_f et c_w

De la même manière que précédemment on prendra :

$$M_{sdy} = 265.65 \text{ KN.m (du à } 1.35G + 1.5Q) \text{ et } N_{tsd} = 65.38 \text{ KN (du à } G + 1.5W) \text{ et}$$

$$V_{sdz} = 0$$

Distribution de M_{sdy} et N_{tsd} sur les cordons de soudures :

Deux hypothèses :

- ✓ On supposera que M_{sdy} est équilibré uniquement par les cordons platine-semelles.
- ✓ On supposera que N_{tsd} est équilibré par la totalité des cordons.

Par conséquent : soient F_{fsd} et F_{wsd} les efforts revenant à chaque cordons semelle-platine et âme-platine respectivement.

$$\text{Avec : } F_{fsd} = F_{fM} + F_{fN}$$

↙ Due à M
↘ Due à N

$$\text{Avec : } \begin{cases} F_{fM} = \frac{M_{sdy}}{2(h-t_f)} \\ F_{fN} = \frac{N_{tsd}}{6} \end{cases}$$

on peut également calculer la longueur totale des cordons et diviser N_{tsd} proportionnellement la longueur.

$$\Rightarrow F_{fsd} = \frac{M_{sdy}}{2(h-t_f)} + \frac{N_{tsd}}{6} = \frac{265.65 * 10^2}{2(59-2.5)} + \frac{67.38}{6} = \underline{\underline{246.32 \text{ KN}}}$$

$$\text{Et } F_{wsd} = F_{wN} = \frac{N_{tsd}}{6} = \frac{67.38}{6} = 11.23 \text{ KN}$$

Les vérifications :

$$1) F_{fsd} \leq F_{fRd} \text{ (cordons platines-semelle)}$$

$$\Rightarrow F_{fsd} \leq e_f * l_f * \frac{f_u}{\sqrt{3}} * \frac{1}{(\gamma_{Mw} * \beta_w)} \Rightarrow e_f \geq \frac{F_{fsd} * \sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{Mw}}{l_f * f_u}$$

$$\underline{\text{A.N.}} : e_f \geq \frac{246.32 * \sqrt{3} * 1.25 * 0.8}{28.7 * 36} \Rightarrow e_f \geq 4.13 \text{ mm}$$

D'après l'abaque de prédimensionnement $9.5 \text{ mm} \leq e_f \leq 25 \text{ mm}$ (platine)

Et $6.5\text{mm} \leq e_f \leq 17\text{mm}$ (semelle) $\Rightarrow 9.5\text{mm} \leq e_f \leq 17\text{mm}$ (A∩B)

On adopte finalement $e_f = 10\text{mm}$

$$2) F_{w_{sd}} \leq F_{w_{Rd}} \Rightarrow e_w \geq \frac{F_{w_{sd}} * \sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M_w}}{l_w * f_u}$$

On trouve $e_w \geq 0.2\text{mm}$ alors que l'abaque donne $9.5 \leq e_w \leq 25\text{mm}$ (platine)

Et $3.5 \leq e_w \leq 9.5\text{mm}$ (ame) \Rightarrow On adoptera $e_w = 9.5\text{mm}$

8-2 Exemple 02 : assemblage boulonné

Une cornière $100 \times 100 \times 10$, chargée en traction, doit être assemblée à un gousset de 10 mm d'épaisseur. La cornière et le gousset sont constitués d'un acier de nuance S235. Huit boulons en acier de 16 mm de diamètre et de classe de qualité 5.8 sont disposés en quinconce pour attacher une aile de la cornière au gousset. Calculer selon l'EC03, l'effort résistant de calcul de l'assemblage présenté sur la figure 50 ci-dessous.

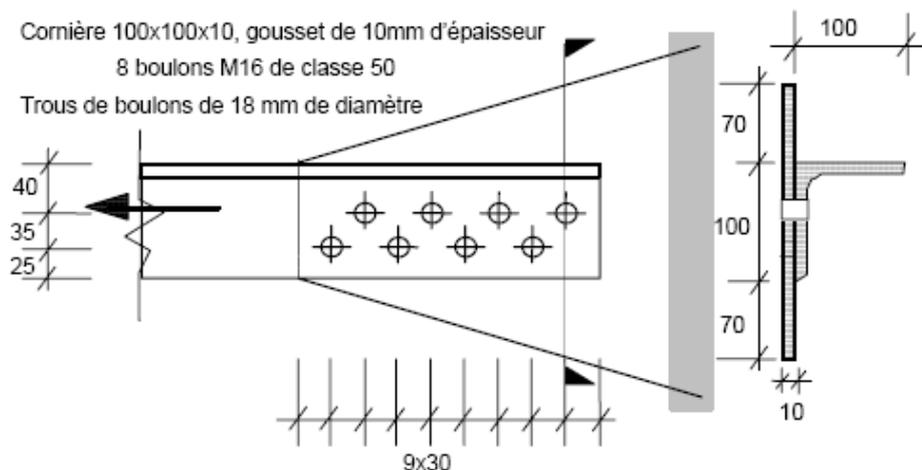


Figure 50 : Détail d'assemblage boulonné d'une simple cornière sur un gousset.

Solution de l'exemple 02

✓ Calcul de l'effort résistant V_{Rd} :

$$V_{Rd} = \min \left(\begin{array}{l} a\text{-effort résistant vis à vis du cisaillement du boulon} \\ b\text{-effort résistant vis à vis de la pression diamétrale} \end{array} \right)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd1}, V_{Rd2})$$

a- Calcul de V_{Rd1} :

$$V_{Rd1} = n \cdot p \cdot F_{VRd} = 0.8 \times 1 \times F_{VRd}$$

$$F_{VRd} = 0.5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0.5 \times 1.57 \times \frac{50}{1.25} = 31.4 \text{ KN.}$$

$$V_{Rd1} = 8 \times 1 \times 31.4 = 251.2 \text{ KN} \quad V_{Rd} \rightarrow 2 \text{ KN.}$$

b- Effort résistant vis a vis de la pression diamétrale :

Le risque de rupture par pression diamétrale existe aussi bien dans le gousset que la cornière. Toutefois, ces deux pièces ont la même épaisseur et sont soumises à la même force. Donc la vérification d'une seule pièce suffit.

$$V_{Rd2} = n \times F_{brd} \quad \text{Avec } n=8.$$

$$F_{brd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}; \quad \gamma_{Mb} = 1.25, f_u = 360 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right); \quad d_0 = 18 \text{ mm}, e_1 = 30 \text{ mm}, p_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$\frac{e_1}{3d_0} = \frac{3}{3 \times 1.8} = 0.555. \quad \frac{p_1}{3d_0} - 0.25 = 0.860. \quad \frac{f_{ub}}{f_u} > 1.$$

$$\boxed{\alpha=0.555} \quad \longrightarrow \quad F_{brd} = 2.5 \times 0.555 \times 1.6 \times 1.0 \times \frac{36}{1.25} = 63.9 \text{ KN.}$$

$$\longrightarrow \quad V_{Rd} = n \times F_{brd} = 8 \times 63.9 = 511.25 \text{ KN.}$$

$$\longrightarrow \quad \boxed{V_{Rd2} = 511.2 \text{ KN.}}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd1}, V_{Rd2}) = 251.2 \text{ KN.}$$

$$\longrightarrow \quad \boxed{V_{Rd} = 251.2 \text{ KN.}}$$

✓ Assemblage long :

l: distance entre les boulons extrêmes.

$$l = 7 \times 3 = 21 \text{ cm.}$$

$$15d = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm.}$$

On voit que $l < 15d$ V_{Rd} ne doit pas être réduit.

8-3 Exemple 03 Assemblage barre de palée de stabilité à un nœud de portique

Soit l'assemblage poteau poutre et barre de palée de stabilité représentée dans la figure 51 ci-dessous. L'effort normal de traction transmis par la palée est de 400 KN. L'assemblage se fait par boulons ordinaires de type 6.8. La palée est inclinée d'un angle de 45 degrés par rapport à l'horizontale. L'épaisseur des platines est de 20 mm.

1. Dimensionner l'assemblage de liaison palée gousset
2. Dimensionner les assemblages de liaison platine poteau et platine poutre (voir figure 51)
3. Dimensionner les cordons de soudure entre le gousset et les platines (épaisseur des platines 20 mm)

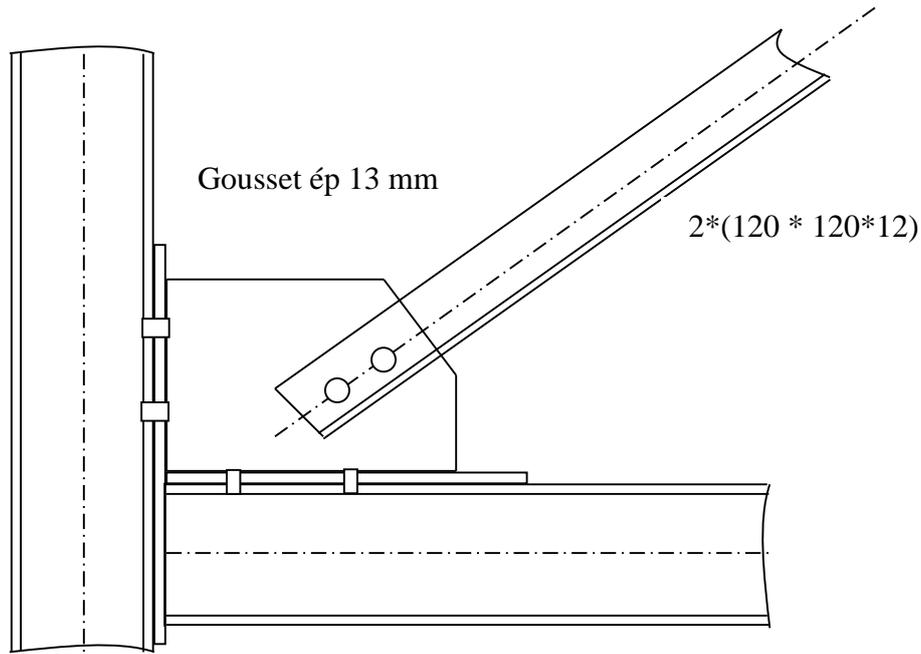


Figure 51 : Détail d'assemblage boulonné d'une palée de stabilité à un nœud de portique.

Solution de l'exemple 03

1) Dimensionnement de l'assemblage de liaison palée-gousset :

- Distribution de N_u sur les boulons $\xrightarrow{\text{calcul de } F_{vsd}}$

Soient : n = nombre de boulons ; $n=02$
 et p = nombre de plans de cisaillement ; $p=02$

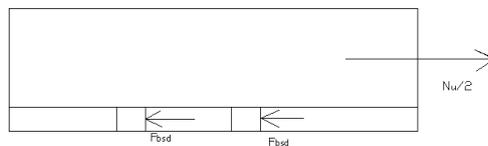
On a, $F_{vsd} = \frac{N_u}{n \cdot p}$ $\xrightarrow{F_{vsd}} = \frac{400}{2 \cdot 2} = 100 \text{ KN.}$

Boulons de classe 6.8 $\xrightarrow{f_{ub}} = 480 \text{ MPa}$ et $f_{ub}=600 \text{ MPa}$

Classe fragile $\xrightarrow{f_{t,c}} 0,5 A_S \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} \geq f_{vsd}$
 $\xrightarrow{A_S} A_S \geq \frac{\gamma_{mb} f_{vsd}}{0,5 f_{ub}} \quad \xrightarrow{A_S} \frac{1,25 \cdot 100}{0,5 \cdot 60}$
 $\xrightarrow{A_S} A_S \geq 4,16 \text{ cm}^2.$

On adopte des boulons de type M27 avec $A_S = 4,59 \text{ cm}^2$ et $d_o=30 \text{ mm}$.

- Vérification de la pression diamétrale exercée sur la cornière :



$$f_{bsd} = \frac{N_u}{2 \times 2} = 100 \text{ KN.} \quad \text{Et } f_{brd} = 2,5 \alpha \cdot d \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

On dispose les boulons de telle sorte que $\alpha = 1$.

$$\text{c à d : } e_1 \geq 3d_0 \quad e_1 \geq (3 \times 3) = 9 \text{ cm} \quad \text{on prend donc } e_1 = 10 \text{ cm}$$

$$P_1 \geq 3,75 d_0 \quad P_1 \geq 11,25 \text{ cm} \quad \text{on prend donc } p_1 = 11,5 \text{ cm}$$

$$f_{brd} = 2,5 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 1,2 \cdot \frac{34}{1,25} = 220,32 \text{ KN} \quad \text{La cornière est vérifiée}$$

- Vérification de la pression diamétrale sur gousset :

$$f_{bsd} = \frac{N_u}{2} \quad f_{bsd} = 200 \text{ KN}$$

$$f_{brd} = 2,5 \alpha \cdot d \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \quad f_{brd} = 2,5 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 1,3 \cdot \frac{34}{1,25}$$

$f_{brd} = 238,68 \text{ KN}$ avec ($\alpha = 1$ en raison de la même disposition que celle des cornières, c à d on adopte $e_1 = 10 \text{ cm} > 3d_0$ et $p_1 = 11,5 \text{ cm} > 3,75d_0$)

$$f_{bsd} (= 200 \text{ KN}) < f_{brd} (= 238,68 \text{ KN})$$

Le gousset est vérifié vis à vis de la pression diamétrale

REMARQUE :(calcul indispensable)

Il faudrait également vérifier la rupture en section brute et nette

$$A_{nette} = A_{brute} - 2(n \cdot d_0 \cdot t_{corniere})$$

$$A_{brute} = 2 \cdot (0,19 \cdot L^2) = 0,38 L^2 = 0,38 \cdot 12^2$$

$$A_{brute} = 54,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{nette} = (54,72 - 2(2 \cdot 3 \cdot 1,2))$$

$$A_{nette} = 40,32 \text{ cm}^2$$

$$\diamond N_{pl} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 54,72 \cdot \frac{23,5}{1,0} = 1285,92 \text{ KN}$$

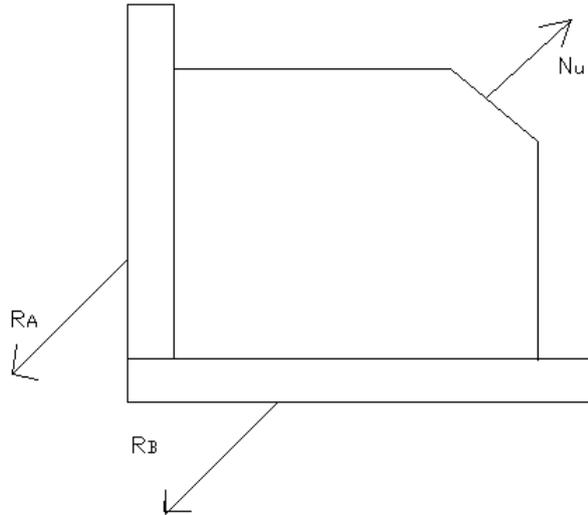
$$N_{tsd} (= 400 \text{ KN}) < N_{pl} \quad \text{Section brute vérifié}$$

$$\diamond N_u = 0,9 \cdot A_{nette} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 0,9 \cdot 40,32 \cdot \frac{34}{1,25} = 987 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} (= 400 \text{ KN}) < N_u \quad \text{Section nette vérifié}$$

2) Liaison platine-poteau et platine-poutre :

Il faut adopter une disposition symétrique par rapport à la bissectrice de telle sorte que la réaction résultante \vec{R} , soit portée par cette même bissectrice. Pour cela, il faut que :



$$N_u = R = R_A + R_B$$

$$\text{Et } R_A \cdot d_1 = R_B \cdot d_2 \quad \text{on prend } d_1 = d_2$$

$$R_A = R_B \quad N_u = 2 \cdot R_A = 2 \cdot R_B \quad \text{d'où } R_A = R_B = \frac{N_u}{2}$$

Soit donc la liaison poteau-platine composée de deux rangées de boulons :

$R_{At} = R_A \cos \alpha$ constitue l'effort de traction à équilibrer par ces rangées.
 $R_{AV} = R_A \sin \alpha$ constitue l'effort de cisaillement à équilibrer par ces rangées.

$$\text{Donc } R_{At} = R_{AV} = \frac{N_u}{2} \cdot \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right) = 141,42 \text{ KN}$$

➤ Distribution de R_{At} : calcul de $f_{tsd} = \frac{R_{At}}{2.2} = \frac{141,42}{4}$

$$f_{tsd} = 35,35 \text{ KN}$$

➤ Distribution de R_{AV} : calcul de $f_{Vsd} = \frac{R_{AV}}{4.1}$

$$f_{Vsd} = 35,35 \text{ KN}$$

- Les boulons travaillent simultanément à la traction et au cisaillement :

La vérification à faire :

$$\frac{f_{tsd}}{1,4 \cdot f_{trd}} + \frac{f_{Vsd}}{f_{vrd}} \leq 1$$

$$f_{trd} = 0,9 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}=(1,5)} \quad \text{Et } f_{vrd} = 0,5 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}=(1,25)}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{f_{tsd}}{1,4 \cdot 0,9 \cdot \frac{f_{ub}}{1,5}} + \frac{f_{Vsd}}{0,5 \cdot \frac{f_{ub}}{1,25}} \quad A_s \geq 0,701 + 1,473 \quad A_s \geq 2,174 \text{ cm}^2$$

On adopte des boulons de type M20, avec $A_s = 2,45 \text{ cm}^2$ et $d_0 = 2,2 \text{ cm}$

- Vérification supplémentaire à la traction seule :

$$f_{tsd} \leq f_{trd} \quad \text{Avec } f_{trd} = 0,9 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}=(1,5)}$$

$$f_{trd} = 0,9 \cdot 2,45 \cdot \frac{60}{1,5} = 88,2 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow f_{tsd} \leq f_{trd} \quad \text{C'est vérifié}$$

- Vérification à la pression diamétrale de la platine :

$$f_{bsd} = \frac{R_{AV}}{4} = 35,35 \text{ KN}$$

On dispose nos boulons de telle sorte que :

$$e_1 > 3d_0 \quad \text{Et} \quad p_1 > 3,75 d_0$$

$$e_1 > 3.2,2 = 6,6 \text{ cm} \quad \text{on prend } e_1 = 8 \text{ cm}$$

$$p_1 > 3,75.2,2 = 8,25 \text{ cm} \quad \alpha = 1$$

$$f_{brd} = 2,5 \alpha \cdot d \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \quad f_{brd} = 2,5 \cdot 1 \cdot 2,0 \cdot 2 \cdot \frac{34}{1,25} = 272 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow \quad f_{bsd} < f_{brd} \quad \text{C'est vérifié}$$

- Vérification au poinçonnement de la platine :

La vérification à faire est : $f_{tsd} \leq \beta_{prd}$ avec $f_{tsd} = 35,35 \text{ KN}$

$$\beta_{prd} = 0,6 \cdot (\pi \cdot d_m \cdot t_p) \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 32,4 \text{ mm} = 3,24 \text{ cm}$$

$$\beta_{prd} = 0,6 \cdot \pi \cdot 3,24 \cdot 2 \cdot \frac{34}{1,25} = 332,23 \text{ KN}$$

$$\beta_{prd} (= 332,23) > f_{tsd} (= 35,35) \quad \text{C'est vérifié}$$

3) Cordon de soudure gousset-platine :

On a deux cordons de soudure, on utilise la méthode simplifiée :

$$\frac{R_A}{2} \leq a \cdot l \cdot \frac{f_u / \sqrt{3}}{\gamma_{Mw} \cdot \beta_w}$$

$$R_A = \frac{N_u}{2}$$

On pré-dimensionne a : d'après l'abaque ; $3,5 \text{ mm} < a < 10 \text{ mm}$

$$\text{On adopte une gorge } a=8 \text{ mm} \quad L \geq \left(\frac{1}{2} \frac{N_u}{2} \right) \cdot \frac{\gamma_{Mw} \cdot \beta_w}{a \cdot \left(\frac{f_u}{\sqrt{3}} \right)}$$

$$\text{AN: } L \geq \left(\frac{1}{2} \frac{400}{2} \right) \cdot \frac{1,25 \cdot 0,8}{0,8 \cdot \frac{34}{\sqrt{3}}} \quad L \geq 6,36 \text{ cm}$$

On adopte L=10cm en disposition symétrique.

Références bibliographiques

1. DTR BC 2.44 «Règles de conception et de calcul des structures en acier CCM97" CGS Alger 1999.
2. Manfred Hirt et Rolf, Bez "Construction métallique : notions fondamentales et méthodes de dimensionnement" Dans la collection Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne EPFL Presses polytechniques et universitaires romandes, 2006.
3. Jacques Brozetti, Manfred Hirt et Rolf Bez "Construction métallique : exemples numériques adaptés aux Eurocodes" Complément au Traité de génie civil vol 10 : de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne Presses polytechniques et universitaires romandes
4. Association APK "Construction métallique et mixte acier-béton [texte imprimé] : conception et mise en œuvre Tomes 1 et 2 " Editions Eyrolles 1996
5. Jean Morel "Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 03" Editions Eyrolles 2005
6. Pierre Maitre "Formulaire de la construction métallique selon l'Eurocode 3" Editions Le Moniteur 2013
7. Comité européen de normalisation "Eurocode 3 et document d'application nationale : calcul des structures en acier. Partie 1-1, Règles générales et règles pour les bâtiments" Editions Eyrolles 1996.
8. Louis Fruitet "Cours de construction métallique" Editions Dunod 1983