

Chapitre 6

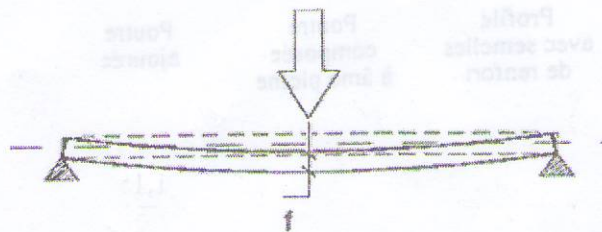
POUTRES FLECHIES FLEXION SIMPLE OU DEVIEE

I. GENERALITES

En général, dans les charpentes métalliques courantes les poutres sont des composants occupant une position horizontale (ou légèrement inclinée). Elles ont pour rôle essentiel de transmettre les charges extérieures qui leur sont appliquées (de gravité, poids propre, d'exploitation, ...) selon le mode de flexion. En conséquence, leurs sections transversales sont sollicitées principalement par

Un moment fléchissant M_f

Un effort tranchant T .



Si les charges extérieures agissent dans l'un des plans principaux d'inertie de la poutre, il s'agit alors de flexion simple. Par contre, si elles agissent dans un plan quelconque (mais leur support passe nécessairement par l'axe neutre de la poutre), la poutre travaille en flexion déviée. Dans ce cas, le moment fléchissant M_f produit 2 composantes M_{fx} et M_{fy} et il en est de même de l'effort tranchant qui produit 2 composantes T_x et T_y .

Les poutres fléchies sont parmi les éléments les plus couramment utilisés en construction métallique. On les trouve dans tous les types de structures, où elles constituent des éléments porteurs principaux (traverses de cadre, poutres de toiture, poutres de plancher ou de tablier de pont,...) ou secondaires (pannes, lisses, longerons de pont...). Ces éléments exigent une bonne connaissance des différents phénomènes qui leur sont liés pour en assurer une conception et un dimensionnement corrects.

II. NOTIONS SUR LA CONCEPTION DES POUTRES FLECHIES

En général, concevoir une poutre soumise à la flexion revient principalement à mener les 2 problèmes suivants

- Choix de la forme de la section transversale de la poutre.
- Définition du type et du nombre d'appuis.

21. Types de sections transversales

Les sections transversales des principaux types d'éléments fléchis sont illustrées à la figure 1. Le choix du type de section transversale qui convient à une application donnée, est dicté par des considérations techniques et économiques.

Quelques types seront présentés ci-après, en insistant essentiellement sur les notions relatives à leur domaine d'utilisation et leur fabrication.

1. Profilés laminés (figure 1-a)

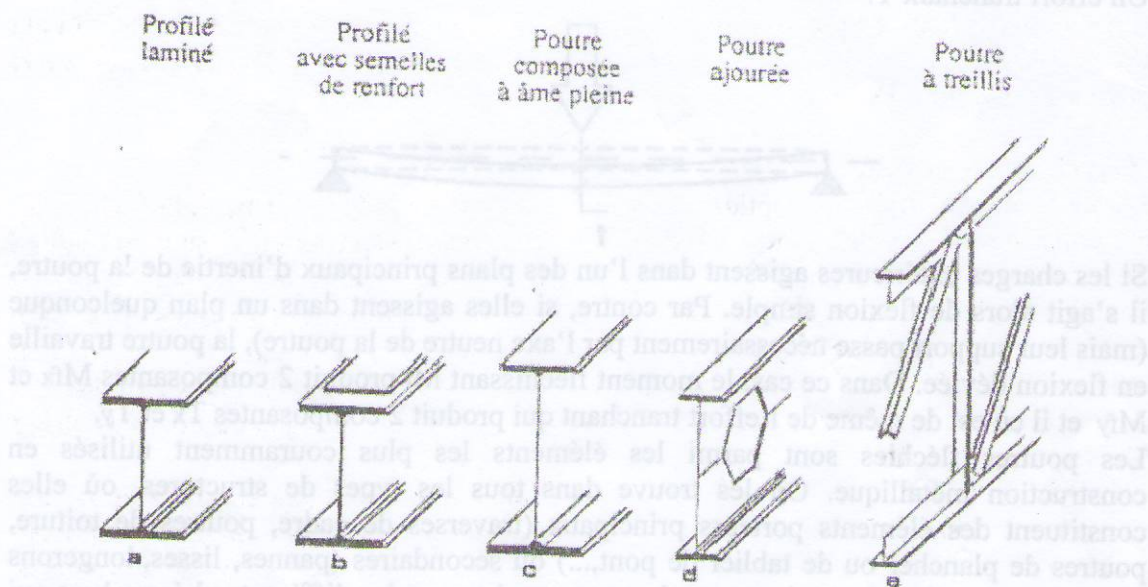
Le domaine d'application des profilés laminés en tant qu'éléments fléchis est très large (traverses, pannes, solives,...).

Les principaux types de profilés laminés utilisés en flexion sont :

♦ **IPE, HEA, HEB, HEM, UPN,...**

Le choix du type de profilé laminé dépend de nombreux critères. Nous en donnons ci-après une liste non exhaustive:

- le *déversement* (traité dans le chapitre suivant) est important car les profilés laminés en double té sont particulièrement sensibles à leur rapport I_z / I_y ; pour une même résistance en section, un profilé **IPE** présente de ce fait une moins bonne résistance au déversement qu'un profilé **HEA, HEB** ou **HEM**;
- la *déformation* est directement proportionnelle à l'inertie du profilé,
- le *poids* par mètre a une influence sur le prix de l'élément, ainsi qu'éventuellement sur son principe de montage;
- la *hauteur* du profilé peut être déterminante lorsqu'il s'agit de limiter son encombrement.



- Figure 1 : Principaux types d'éléments fléchis -

2. *Profilés avec semelles de renfort (figure 1-b)*

Dans certains cas (travée plus grande que les autres d'une poutre continue,...), il peut s'avérer nécessaire de renforcer un profilé dans la zone où les moments de flexion sont maximaux. Ce renforcement peut être obtenu par une ou deux semelles de renfort soudées de façon continue sur l'une ou l'autre des ailes du profilé.

On procède généralement à un renforcement symétrique, car c'est ce qui permet d'augmenter au mieux la résistance du profilé tout en ne modifiant pas la position de son axe neutre. Il est cependant parfois nécessaire de renforcer davantage l'aile comprimée du profilé, afin d'éviter des problèmes de déversement.

3. *Poutres composées à âme pleine (figure 1-c)*

La section d'une poutre composée à âme pleine est constituée de fers plats et/ou de tôles soudés de manière à obtenir une section en double té. On utilise pour les poutres composées à âme pleine la notion de semelle au lieu de la notion d'aile, habituellement utilisée pour les profilés laminés. La différence fondamentale entre une telle poutre et un profilé laminé est que l'on peut obtenir des sections sur mesure, ce qui se traduit par

un gain de poids par rapport aux profilés disponibles. On peut par exemple adapter la section d'une poutre composée à âme pleine de façon à :

- obtenir une hauteur de poutre supérieure à celle des profilés laminés,
- réaliser des sections mono symétriques (semelles supérieure et inférieure différentes),
- adapter les dimensions des semelles (épaisseur et largeur) aux moments fléchissants,
- adapter l'épaisseur de l'âme à l'effort tranchant,
- utiliser des aciers de nuances différentes pour l'âme et les semelles (sections hybrides).

Les poutres composées à âme pleine s'utilisent essentiellement pour les grandes portées et les charpentes lourdes, là où les sollicitations dépassent la résistance des profilés laminés, ou lorsque l'emploi de ceux-ci conduirait à une trop mauvaise utilisation de la matière. La main-d'œuvre nécessaire à leur fabrication est en rapport avec la complexité des éléments.

Citons enfin, dans la catégorie des poutres composées à âme pleine, le cas particulier des poutres caisson. Ce type de section est utilisé pour des poutres de très grande portée ou des éléments sollicités simultanément en flexion et en torsion.

4. Poutres ajourées (figure 1-d)

L'idée à la base de la conception des poutres ajourées est de réaliser, dans l'âme, des ouvertures pour le passage de conduites (eau, chauffage, ventilation,...) sous le plafond d'un bâtiment ou d'une halle. Pour une quantité de matière identique à celle d'un profilé laminé, on obtient ainsi une hauteur statique et une rigidité plus élevées. Une telle réalisation est possible uniquement parce que l'effort tranchant est en général relativement faible comparé au moment de flexion que reprend la poutre. Il faut en revanche prêter une attention particulière à l'introduction des charges concentrées et à la transmission de l'effort tranchant dans les zones d'appui.

L'utilisation des poutres ajourées est intéressante pour des grandes portées et des charges suffisamment réparties, ainsi qu'en tant que poutres simples. Elles s'utilisent moins pour les faibles portées (où l'effort tranchant prend, comparativement au moment de flexion, plus d'importance), quand il s'agit de reprendre des charges concentrées ou en tant que poutres continues (la section sur appui, sollicitée à la fois par un effort tranchant et un important moment de flexion, doit alors être renforcée).

22. Conditions d'appuis des poutres fléchies.

Divers types d'appuis sont possibles. Le choix du type et du nombre d'appuis est déterminant autant pour la résistance que pour l'économie.

On distingue les poutres

- Sur 2 appuis simples,
- Sur appuis simples multiples,
- En console, encastrée à une extrémité et libre de l'autre,
- Encastrée aux 2 extrémités.

III. VÉRIFICATION DES POUTRES FLÉCHIES

31. Principes de calcul des poutres fléchies

Les poutres fléchies doivent être calculées de manière à résister avec sécurité et sans atteindre une déformation incompatible avec le fonctionnement de l'ouvrage.

La vérification de la résistance et de la stabilité d'un élément fléchi consiste à s'assurer que la ruine de l'élément par épuisement de la résistance vis-à-vis des moments fléchissants et des efforts tranchants, par voilement ou par déversement est évitée.

Dans la suite de ce chapitre, nous admettons être en présence d'un élément fléchi pour lequel le déversement n'est pas déterminant.

Dans les charpentes métalliques courantes, les poutres fléchies à âme pleine ont une longueur (dimension longitudinale) très importante en comparaison de la largeur et de la hauteur (dimensions de la section transversale). De ce fait, l'influence des efforts tranchants sur la résistance de la poutre est souvent négligeable.

Les déformations des poutres sont importantes. Elles peuvent remettre en cause l'aptitude à l'exploitation de l'ouvrage. Le dimensionnement des poutres peut être gouverné aussi bien par la condition de résistance que par celle de déformation.

Pour les poutres à parois pleines, prémunies contre le risque de déversement, on peut tenir compte de l'adaptation plastique de la section transversale de la poutre, par le truchement du coefficient d'adaptation ψ dont quelques valeurs sont données plus loin dans ce chapitre. En effet, la contrainte de flexion a une distribution linéaire triangulaire avec la valeur maximale aux bords (2 fibres extrêmes) de la section. Le rebut d'une poutre pour atteinte de la résistance d'élasticité par une seule de ses fibres, comme il est la règle générale de vérification de la condition de résistance, est anti économique d'autant plus que le matériau, au niveau du reste de la section (toutes les fibres internes), n'a pas atteint la valeur limite autorisée. Le matériau étant ductile, même en chargeant plus il y aura uniformisation de la contrainte de flexion sur la hauteur de la section et cela sans rupture. On dit alors, il y a adaptation de la section.

32. Vérification des poutres à parois pleines

On suppose que la poutre n'est pas sujette aux instabilités.

Le déversement est donc retenu par des dispositions adéquates et les parois comprimées de la poutre respectent le critère de non voilement.

Condition de résistance

En flexion simple

Si σ_f désigne la contrainte de flexion pondérée et ψ est le coefficient d'adaptation plastique, la contrainte caractéristique vaut $\sigma_c = \sigma_f / \psi$ et la condition de résistance à vérifier pour les poutres fléchies, en flexion simple, est la suivante.

$$\frac{\sigma_f}{\psi} \leq \sigma_e$$

En flexion déviée

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

Dans le cas des profils à parois pleines prémunis contre tout risque de déversement, on peut diviser, par les valeurs de ψ_y et ψ_z (correspondant à des flexions simples dans chacun des plans principaux d'inertie) chacune des contraintes maximales de flexion correspondantes et prendre comme contrainte de comparaison la somme de ces quotients. La condition de sécurité s'écrit:

D'où, de même, pour les poutres fléchies en flexion déviée, la condition de résistance à vérifier est :

$$\frac{\sigma_{f,y}}{\psi_y} + \frac{\sigma_{f,z}}{\psi_z} \leq \sigma_e$$

Condition de déformation

En flexion simple

La condition de flèche à vérifier pour les poutres fléchies, en flexion simple, est la suivante.

$$f \text{ calculée} \leq f \text{ admissible.}$$

En flexion déviée

De même, pour les poutres fléchies en flexion déviée, la condition de flèche à vérifier est :

$$f \text{ calculée} = \sqrt{(f_x^2 + f_y^2)} \leq f \text{ admissible.}$$

IV. CALCUL DES CONTRAINTES DE FLEXION ET DES FLECHES

41. Calcul des contraintes de flexion

La contrainte de flexion pondérée est calculée comme suit

$$\sigma_f = M_f / (I/v)$$

M_f : moment fléchissant maximum pondéré.

(I/v) : Module d'inertie de la section de la poutre.

Module d'inertie à prendre en compte :

Pour les poutres boulonnées :

Les contraintes normales des poutres fléchies sont calculées en faisant intervenir les modules d'inertie I/v et I/v' (I étant le moment d'inertie par rapport à l'axe de flexion et v et v' étant les ordonnées des fibres extrêmes, respectivement, la plus éloignée et la moins éloignée par rapport à ce même axe) de la section «demi-nette» obtenue en déduisant les trous de la partie tendue et éventuellement les trous non remplis de la partie comprimée. Elles peuvent, par simplification, être calculées en faisant intervenir les modules d'inertie de la section nette obtenue en déduisant les trous de l'ensemble de la pièce. Dans tous les cas, le moment d'inertie est calculé par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section brute, car la présence de trous localisés ne modifie pas sensiblement la position de la fibre neutre de la pièce fléchie, mais entraîne simplement des majorations de contraintes dans la section affaiblie. On tient compte de ces majorations en déduisant du moment d'inertie de la section brute, les moments d'inertie des vides par rapport à son axe neutre.

En pratique, sous réserves que les dispositions constructives relatives à l'assemblage boulonné soient respectées, il est permis d'utiliser pour les calculs de vérification, le module d'inertie de la section brute.

42. Calcul des déformations

Bases de calcul

Les déformations des poutres doivent être suffisamment faibles pour que les éléments supportés ne soient pas endommagés de façon inadmissible du fait de ces déformations. Les calculs de déformations sont effectués en faisant intervenir la section brute. Ces calculs sont effectués sur la base des charges ou groupes de charges prévus au projet, sans application des coefficients de pondération.

Les déformations dues au moment de flexion sont généralement prépondérantes et sont le plus souvent seules prises en compte. Elles sont déterminées par les méthodes de la résistance des matériaux, ce sera, par exemple le cas des poutres à parois pleines où les déformations dues à l'effort tranchant sont généralement négligeables. Par contre, dans le cas des pièces ajourées ou à treillis, l'effet de l'effort tranchant sur les déformations n'est plus négligeable.

Valeurs des flèches admissibles

A défaut de prescriptions particulières, pour les linteaux, poutres et éléments fléchis de planchers sous murs de maçonnerie ou cloisons et pour les poutres recevant des poteaux supportant eux-mêmes des planchers ou toitures, la flèche due aux charges et surcharges ne doit pas excéder $1/500$ de la portée.



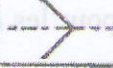
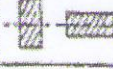
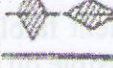

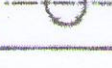
Pour les éléments fléchis des planchers qui n'auraient jamais à supporter des murs en maçonnerie ou des cloisons, il n'est apporté aucune limitation à la flèche due au poids mort, mais une contre flèche sera avantageusement donnée aux éléments de portée relativement importante. Sauf destination particulière, la flèche due à la totalité des charges d'exploitation ou d'entretien ne devra pas dépasser $1/300$ de la portée, sans que la flèche due aux seules charges d'exploitation ou d'entretien rapidement variables dépasse $1/500$ de la portée.

Pour les locaux courants à usage de logement ou de bureau, il suffit de vérifier que la flèche sous la totalité des charges d'exploitation ou d'entretien ne dépasse pas $1/300$ de la portée.

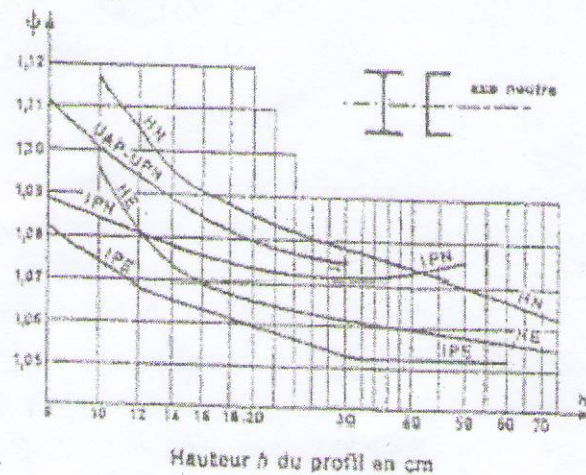
Pour les éléments fléchis de couverture, la flèche due aux charges et surcharges ne doit pas excéder $1/200$ de la portée.

V. DETERMINATION DU COEFFICIENT D'ADAPTATION PLASTIQUE

Le coefficient ψ est déterminé par la condition qu'après déchargement de la pièce soumise à un moment $\psi (I/v) \sigma_e$, la déformation résiduelle sur la fibre extrême n'excède pas 7,5% de la déformation élastique correspondant à la limite élastique.

FLEXION SYMÉTRIQUE		
Position	Profil	
	IPE, IAP, RN, HE IPN	1,185 1,21
	Fers T	1,30
	Cornières au 1/10 Cornières au 1/15	1,24 1,26
	Section rectangulaire	1,185
	Section en losange	1,35
	Section circulaire pleins	1,27
	Tube circulaire mince	1,093

La figure et le tableau ci après donnent pour les profils courants, la valeur de ce coefficient d'adaptation plastique.



VI. REMARQUE

Pour les poutres pour lesquelles l'influence de l'effort tranchant n'est pas négligeable, il faut vérifier la condition de résistance aux contraintes tangentielles.

Condition de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

La condition de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant s'écrit :

$$1,54 \tau \leq \sigma_e$$

τ étant la contrainte de cisaillement et σ_e étant la limite élastique de la pièce.

Les contraintes de cisaillement dans les pièces fléchies sont calculées en faisant intervenir la section nette de l'âme.

Dans le cas général, la contrainte de cisaillement est déterminée par la formule :

$$\tau = (TS)/(e_a I)$$

dans laquelle T représente l'effort tranchant, I le moment d'inertie de la section complète, e_a la largeur de la section au niveau de la fibre considérée et S le moment statique par rapport à l'axe neutre de la partie de la section située au-dessus de la fibre considérée.

S'il existe dans l'âme des trous de boulons, on multiplie cette contrainte par le rapport de la section brute à la section nette de l'âme.

Dans le cas le plus fréquent des profils comportant deux semelles et une âme de section A_w , à condition que la semelle la plus faible représente au moins 15% de la section totale, on peut admettre que :

$$\tau = T/A_w$$