

## Chapitre N<sup>0</sup>=1: Généralités sur les CM

### 1.1 Introduction :

La découverte du minerai de Fer et sa conversion en acier est le point de départ d'utiliser l'acier dans la construction, outre que son exceptionnelle résistance à la traction l'acier présente d'autre propriété :

- Haute résistance : l'acier est un matériau qui résiste aussi bien à la traction qu'à la compression .
- L'élasticité : il obéit (soumis) à la loi de Hook jusqu'à des contraintes très élevées.
- La légèreté : la légèreté de la structure métallique présente une économie au niveau des fondations , et permet aussi de fonder sur terrain de mauvaise qualité , transport aisé ....
- La durabilité : l'acier peut supporter des déformations considérable sans rompre sous large force de tension .
- La souplesse : il reprend bien aux effets accidentels (séisme, choc, explosion.....)
- Adaptation : il est possible de préfabriqué intégralement des bâtiments en atelier .
- Montage simple et facile sur site (boulonnage , soudage....)

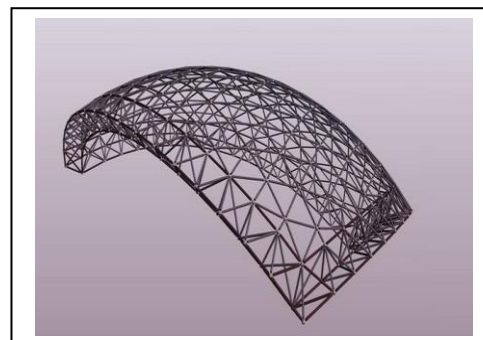
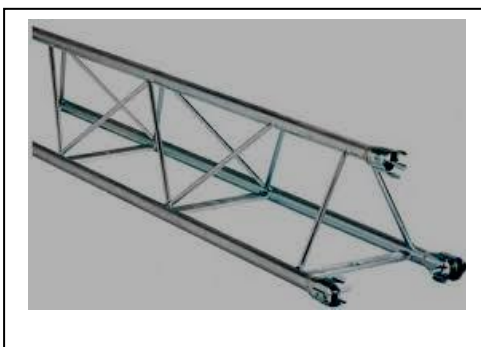
### 1.2 Les inconvénients :

- Mauvaise résistance au feu : à 400<sup>0</sup>C l'acier perde ses qualité de résistance
- Les phénomènes d'instabilité élastique (flambement ; déversement .....)
- Les prix élevés : les procédés d'élaboration physico-chimique de l'acier est onéreux (très chère).
- Mauvaise résistance à la corrosion qui nécessite les revêtement protecteurs tel que les peinture ; les revêtement métallique : zinc .....) et un entretien régulier pour assurer la pérennité (rigidité) de l'ouvrage .

### 1.3 Domaine d'application des CM :

On 2 grands systèmes de construction métalliques :

- **Système de Barres** (constructions en poutres, poteaux, fermes ) : tels que bâtiment industriels ; bâtiment à grande hauteur ; pont ; les coupoles ; mats ; les grues.....



- **Système en tôle** : tel que la chaudronnerie qui est une branche industrielle de mise en œuvre des métaux en feuilles, des tubes et des profilés gazomètre pour le gaz ; les réservoirs pour les liquides ; les tuyaux de grande diamètre et les hauts fourneaux.



## **Chapitre N°=2**

### **Acier :matériau et essais de contrôle**

#### **2.1-Définition :**

l'acier est un matériau constitué essentiellement de Fer et d'un peu de carbone ,qui sont extraits de matières premières tirées du sous sol (mine de fer et de charbon ).

Le carbone n'intervient dans la composition que pour une très faible part (  $C \leq 1.7\%$ ).

#### **2.2-Composition Chimique des aciers de constructions :**

Outre de fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments :

- **Soit involontairement (les impuretés )** :le soufre 'S' ,le phosphore 'P',ces éléments proviennent avec le minerai de fer ,ils altèrent les propriétés du matériau p .e :une teneur de S élevée provoque une fragilisation à chaud ,une teneur de P élevée accroît la fragilité de l'acier et rend très cassant à basse température .
- **Soit volontairement (les éléments d'addition )** :le manganèse Mn ,silicium Si, Nickel Ni ,Chrome Cr ....etc , ces éléments sont rajoutés par le sidérurgiste pour améliorer telle ou telle propriété mécanique ,résistance soudabilité, durabilité....etc

#### **2.3 Elaboration des aciers :**

L'acier est généralement obtenu par deux procédés :

- **Filière Fonte**
- **Filière Ferraille**

Filière Fonte

Filière Ferraille

Minerai de Fer + Coke

La ferraille

Introduit dans Haut fourneaux

Introduit dans un four électrique

La fonte = Fer + CARBONE ( $1.7\% \leq C \leq 6.3\%$ )

*Décarburer la fonte par l'insufflation d'oxygène*

*Et l'augmentation de température à  $1600^{\circ}C$*

*Afin de brûler les éléments indésirables*

*Carbone, Silicium, Souffre, phosphore*

**L'acier liquide = Fer + Carbone ( $0.05\% \leq C \leq 1.7\%$ )**

Coulée continue

Coulée classique en lingots

Laminage

Demi produits = bloom, billette, brame

*laminage*

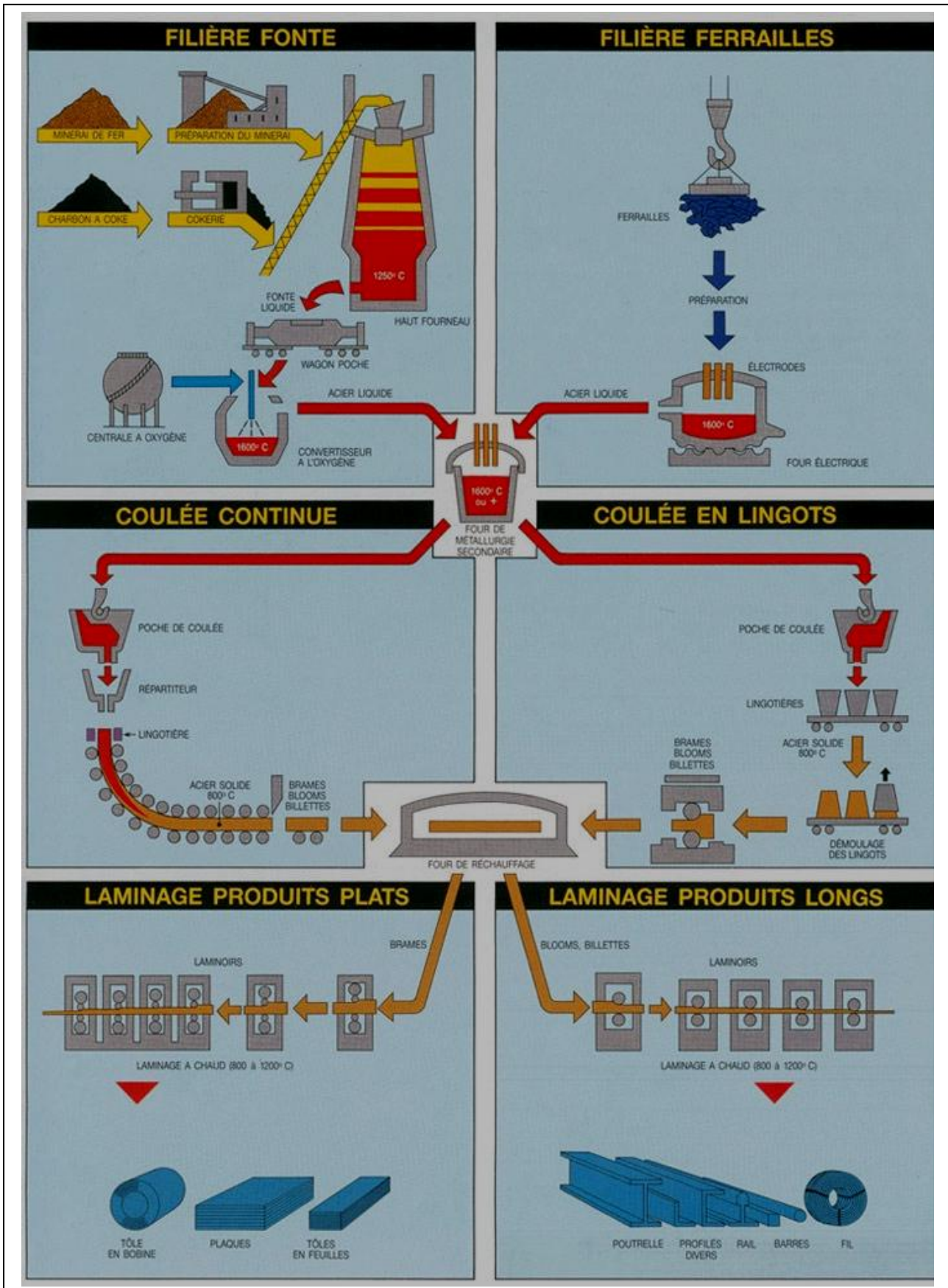
Produits Finis

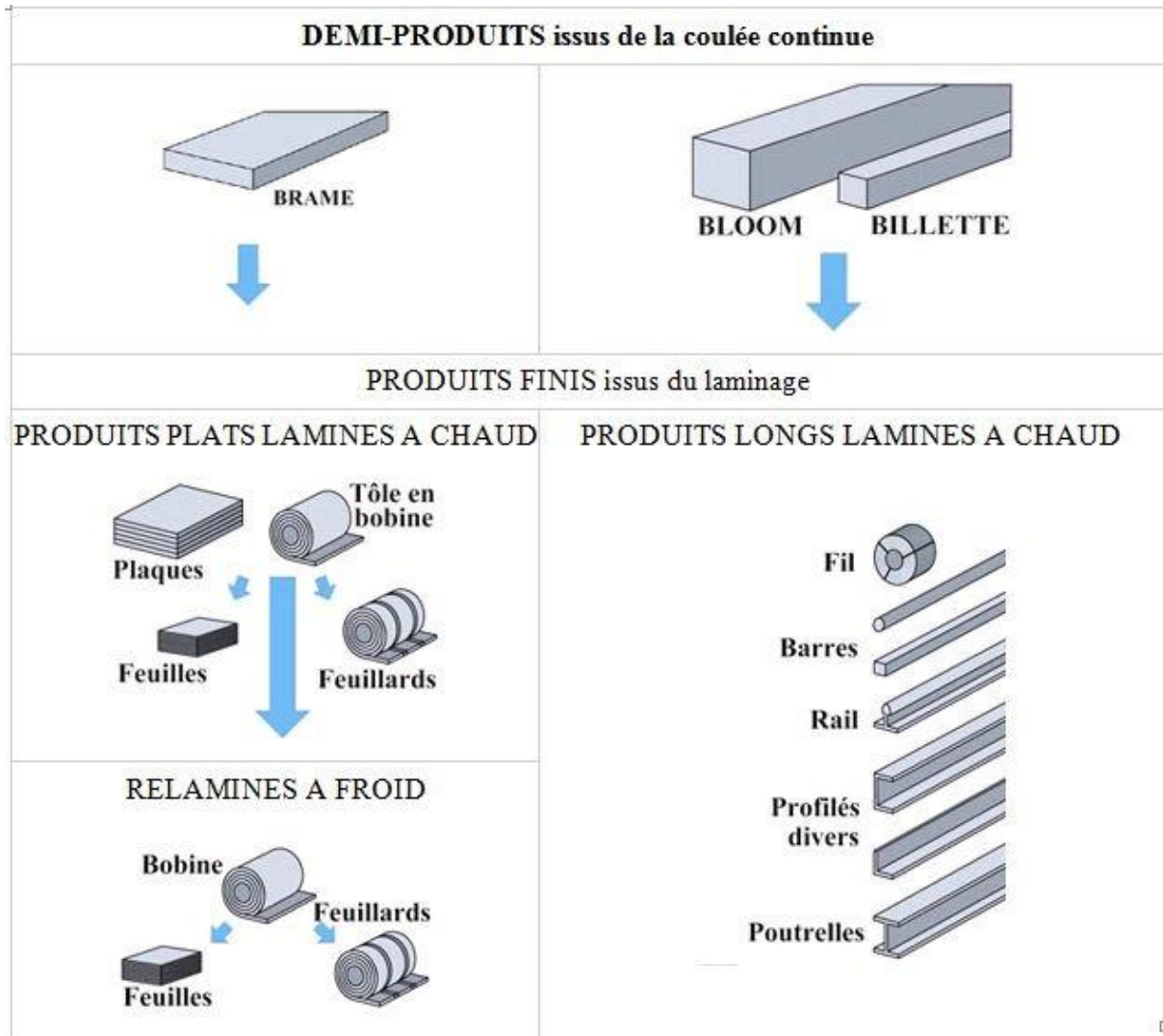
*produits plats, tôles,*

*bandes, feuillards*

*produits longs, poutrelles*

*Fers marchands*



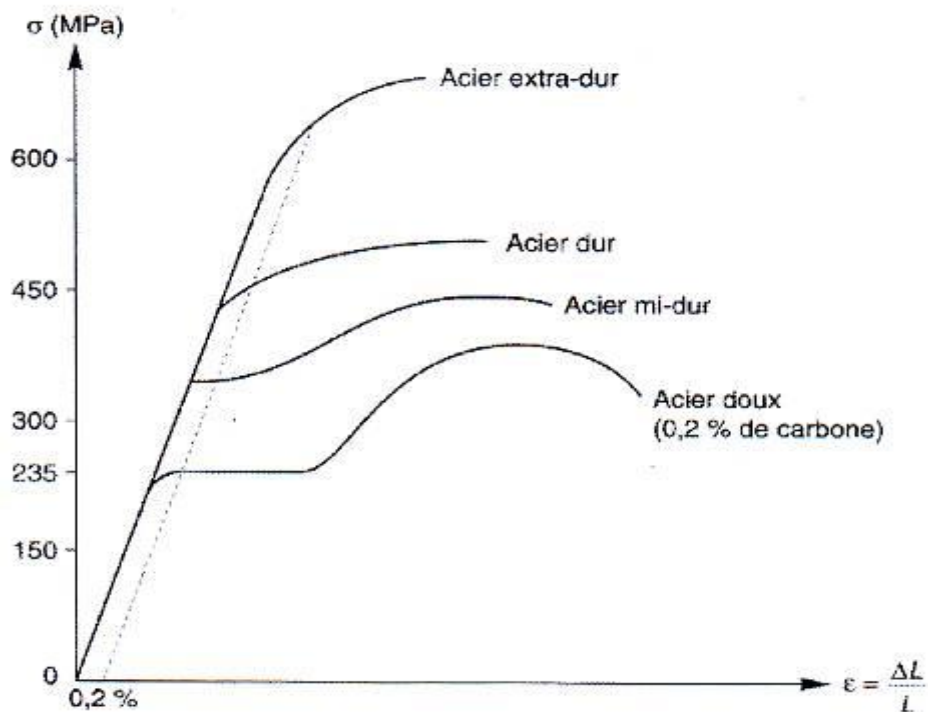


**2.4. Classification des aciers :** on peut citer les trois catégories suivantes :

- 1- Les aciers d'usages généraux (bâtiment, pont ...)
- 2- Les aciers patinables (faiblement alliés) ces aciers présentent une bonne résistance à la corrosion atmosphérique.
- 3- Les aciers inoxydables : présentent une bonne résistance à la corrosion dans les milieux aquatique.

**2.5 Les aciers d'usages généraux :** on peut les classer suivant 4 groupes principaux :

Groupe	I	II	III	IV
Désignation	Acier doux	mi-durs	Durs	Extra-durs
Teneur en C	0.15% à 0.2%	0.2% à 0.3%	0.3% à 0.6%	0.6% à 0.75%
Résistance à la traction maximale	400Mpa	500Mpa	600Mpa	700Mpa
Utilisation	Pont et charpente métallique	Pièces moulées ou forgées	Rails, armature de béton armé	engins et outils de GC : pioche, câble..

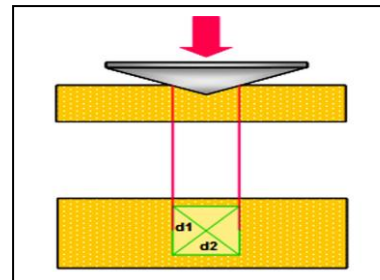
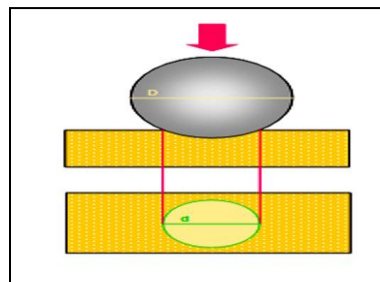


**Remarque :** plus la teneur en carbone augmente ; plus la résistance augmente ; plus le palier de ductilité plastique se raccourcit et plus l'allongement à rupture diminue, la sécurité est donc inversement proportionnelle au taux de carbone, c'est pourquoi seuls les aciers doux (à faible taux de carbone) sont autorisés en construction métallique.

## 2.6 Essais de control des aciers :

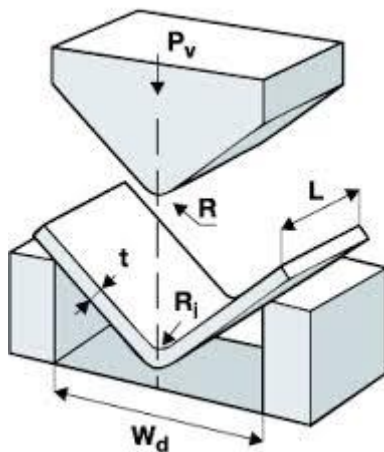
Les essais de control des aciers sont deux types :

1. **Les essais non destructifs** : qui renseignent sur la composition et la structure des aciers, ce sont :
  - **Macrographie** : un examen visuel d'une surface polie (lisse) traité à l'acide
  - **Micrographie** : examen visuel au microscope des cristaux, qui permet de déterminer la teneur en carbone.
  - **Radiographie** : par rayon x(en laboratoire) ou rayons gamma (sur chantier) permet de déceler les défauts tels que : les cavités ou les fissures internes des pièces (notamment les soudures).
2. **Les essais destructifs** : qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers
  - L'essai de traction qui permet de mesurer  $E, f_y, f_u, \epsilon, \nu, \dots$  etc
  - L'essai de dureté : qui étudie la pénétration d'une bille (dureté Brinell) ou d'une pointe (dureté de Rockwell) dans l'acier afin de définir les degrés de dureté



L'essai consiste à exercer une charge progressivement jusqu'à empreinte, on mesure l'empreinte de la bille ou de la pointe que l'on rapporte à la charge ce qui nous donne la dureté du matériau étudié.

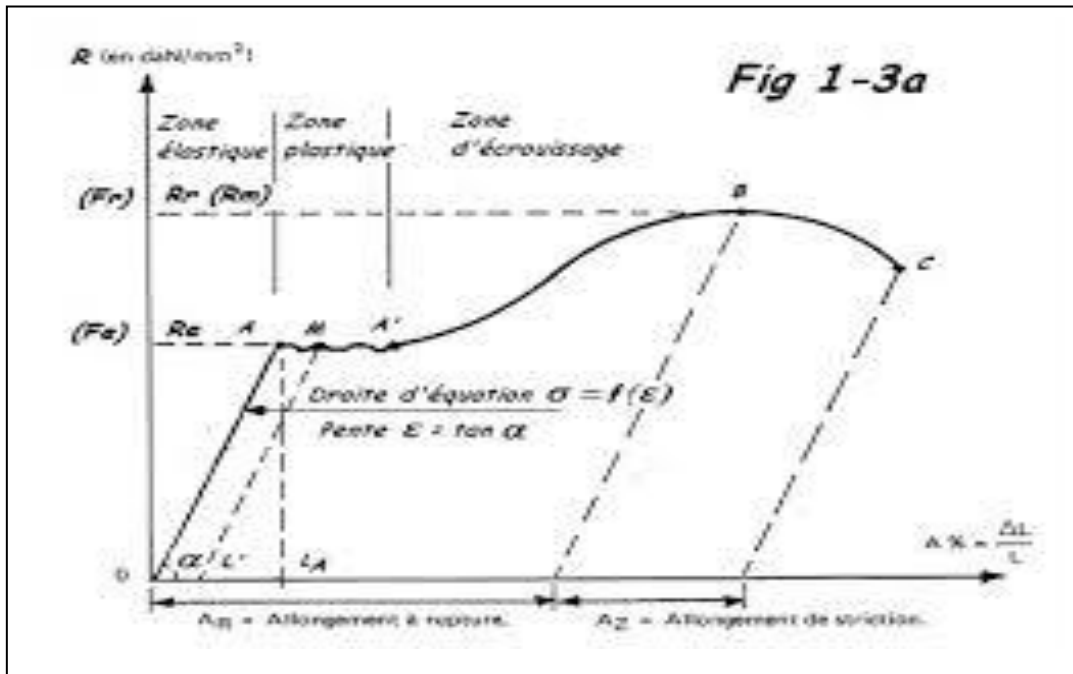
- L'essai de pliage : On plie une tôle en épingle autour d'une calle en U, la tôle ne doit présenter ni gerçures ni fissures à l'examen .





Nous nous limitons ici à expliquer uniquement l'essai de traction qui est le plus important :

**L'essai de traction** : il est pratiqué sur une éprouvette cylindrique soumise à un effort de traction progressif (à partir 0 à la rupture), on obtient un diagramme (contrainte/déformation) selon la figure suivante :



Ce diagramme se décompose en 4 phases :

**1-La phase OA** : c'est la zone élastique, qui est réversible car si l'on supprime l'effort de traction la barre revient à sa longueur initiale.

**2-la phase AA'** : c'est la zone plastique si on supprime l'effort de traction la pièce conserve un allongement p.e : en M, le retour à l'équilibre se fait selon une droite MM' parallèle à OA ; l'allongement conservé égale OM'.

**3-la phase A'B** : c'est la zone d'écroutissage ; la charge croît avec les allongements 'ε' jusqu'au point B. **Le point B** représente la limite ultime de la résistance à la traction.

**4-la phase BC** : c'est la zone de striction ; l'allongement continue bien que la charge soit décroissante jusqu'au point C qui correspond à la rupture.

Ce diagramme permet de mesurer :

**fy** : la résistance de la limite élastique

**fu** : la contrainte ultime de la rupture

**E** : le module d'élasticité longitudinal  $E = \sigma / \epsilon = 210000 \text{ mpa}$

**G** : le module d'élasticité transversal de glissement  $G = E / 2(1 + \nu) = 84000 \text{ mpa}$

**ν** : le coefficient de poisson ( $\nu = 0.3$ )

**2.7 Nuances d'acier :**

On utilise nuance d'acier en CM dont les caractéristiques varient selon l'épaisseur ; pour une épaisseur de pièces  $\leq 40$  mm on a les nuances suivantes :

Nuances d'acier	fy en Mpa	fu en Mpa
Fe360	235	360
Fe430	275	430
Fe510	355	510

## **Chapitre 3 : Conception et notion de sécurité**

### **3.1 Introduction :**

Le but de calcul en CM est de dimensionner les structures de manière qu'elles puissent remplir leurs fonctions en sécurité sans gaspillage .Le calcul étaient régis par diverses réglementation :

**1-Règles CM 66 :** les règles de calcul des constructions en acier ; qui réglementaient tous les bâtiments en acier

**2-titre 5 du fascicule 61** du cahier des prescriptions intitulé « conception et calcul des ponts et construction métallique en acier » qui réglementait tous les ponts et ouvrages d'arts.

**3-les Normes NF :** qui régissaient les calculs des assemblages et des éléments à parois minces

**4-L'additif 80 :** qui introduisait les notions de plasticités de l'acier et les états limites

En 1993 une nouvelle réglementation européenne appelé **EUROCODE 3**

venu a remplacer tous les règlements ci-dessus

En Algérie il ya apparition des règles **CCM97** « règles de conception et de calcul des structure en acier »

### **3.2 base de calcul :**

l'euro code utilise la notion d'état limite pour caractériser les états au-delà des quels la structure est rendu inapte à l'usage .

on distingue deux types d'états limites :

**a)Etat limite de service ELS :** qui correspond à l'utilisation courante et quotidienne de l'ouvrage pour lequel l'exploitation reste garantie

les principaux états limites de service sont :

- Déplacement excessif sans perte d'équilibre
- Déformation (la flèche) de la structure
- Fissuration pour les ouvrages en béton

**b)Etat limite ultime ELU :** ce sont les états associés à l'effondrement de la structure et à d'autre formes de ruine structurale qui peuvent mettre en danger la sécurité des personne .

Les principaux états limite ultime sont (CCM97 p9):

- une perte d'équilibre d'une partie ou l'ensemble de la structure.
- l'instabilité de forme (flambement, déversement, voilement)

- une déformation plastique exagérée.....
- rupture de section critique.

### **3.3 Actions et combinaison d'actions :**

**3.3.1 Définition :** les actions  $F_i$  sont les forces et les couples appliqués sur la construction ;

-Soit directement tel que : poids propre ,les charges d'exploitations..etc.

-Soit indirectement tel que : les effets de variations de température ; tassement des appuis ,fluage et retrait du béton ...

Les actions doivent être classées en fonction de leur variation dans le temps :

**1-Les actions permanentes( G )** ,dont la variation dans le temps est négligeable :Le poids propre des structures ;Le poids propre des équipements fixes ;Les poids et poussées des terres ;Les déformations permanentes imposées à la construction tel que les tassements différentiels des appuis .

**2-Les actions variables( Q )** ,dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps :Les charges d'exploitations( Q) tel que matériaux, ouvriers, actions des ponts roulants .....etc. Les charges climatiques : vent(  $W_n$ ),neige( $S_n$ ) et température (T) .

**3-Les actions accidentelles ( A )** ,de durée très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage et dont la probabilité de l'occurrence est très faible :Les actions sismiques, explosions, chocs des véhicules ,incendie....

### **3.4 Combinaisons d'actions :**

#### **ELU :**

#### **Situation de projet durable et transitoire :**

**Fondamentale :**  $\sum \gamma_{Gj} G_j + \gamma_{Q1} Q_1 + \gamma_Q \sum \psi_{0i} Q_i$

**Simplifiée :**  $\sum \gamma_{Gj} G_j + \gamma_{Q1} Q_{1max}$  et  $\sum \gamma_{Gj} G_j + 0.9 \sum \gamma_{Qi} Q_i$

#### **Situation de projet accidentelle:**

$\sum \gamma_{GA,j} G_j + A_d + \psi_1 Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$

**ELS :**

**Combinaisons rares :**  $\sum G_j + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$

**Combinaisons fréquente :**  $\sum G_j + \Psi_1 Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i$

**Combinaisons quasi –permanente :**  $\sum G_j + \sum \Psi_{2i} Q_i$

$G_j$  : les valeurs des actions permanentes.

$Q_1$  : la valeur de l'action variable de base .

$Q_i$  : les valeurs des actions variables d'accompagnement.

$A$  : action accidentelle .

$\gamma_{Gj}, \gamma_{Qi}$  : des coefficients de sécurité .

**Valeurs des coefficients de sécurité :**

$\gamma_G$  : coefficient de sécurité pour les actions permanentes

$\gamma_G = 1.0$  pour une action permanente a un effet favorable

$\gamma_G = 1.35$  pour une action permanente a un effet défavorable

$\gamma_{GA} = 1.0$  pour une action permanente à la situation accidentelle

$\gamma_Q$  : coefficient de sécurité pour les actions variables,  $\gamma_Q = 1.5$ .

**Valeurs transitoires des coefficients  $\Psi$  :**

Actions variables	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Q	0.87	1	1
Sn	0.87	1	1
Wn	0.67	0.20	0
T	0.53	0.50	0

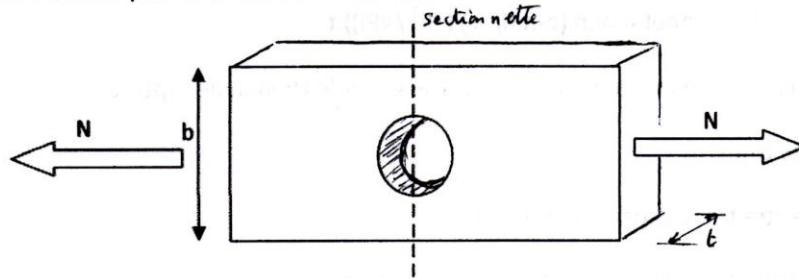
## Chapitre N° 4

### Résistance des sections transversales à la traction simple

#### 4.1 Introduction :

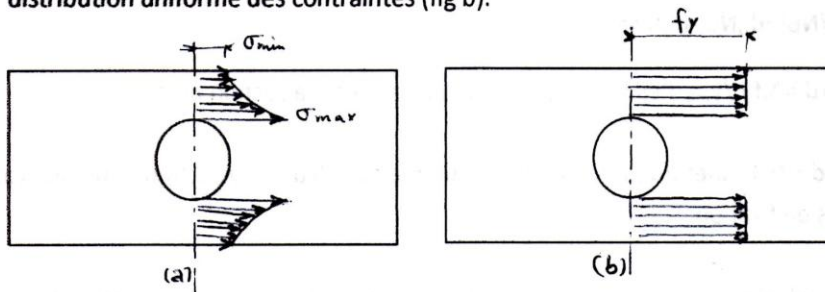
Le comportement d'une barre idéale (section constante) soumise à traction est similaire à celui d'une éprouvette lors d'un essai normalisé de traction.

En générale, les pièces comportent souvent des trous ; la présence de trous est nécessaire à la mise en place des boulons a d'abord pour effet de **réduire la section résistance**  $b \times t$  (largeur x épaisseur), ceci implique l'utilisation du concept de section nette qui vise à prendre en compte les effets de l'affaiblissement local.



#### 4.2 Comportement d'une barre tendue comportant des trous :

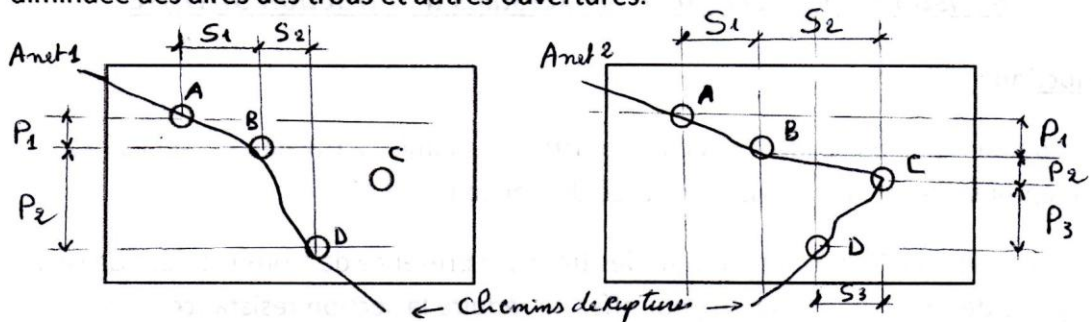
1. Le changement brusque des sections (discontinuité géométrique) par trous fait apparaître des contraintes inégalement réparties concentrées au voisinage des trous (fig a).
2. Les fibres longitudinales voisines du trou vont se plastifier les premières  $\sigma = f_y$ .
3. La plastification se développe transversalement jusqu'à ce que la section passant par le trou (section nette) soit complètement plastifiée et se trouve ainsi soumise à une distribution uniforme des contraintes (fig b).



4. La contrainte dans toute de la section courante (section brute) est bien sure inférieur à  $f_y$ .
5. En revanche, la déformation d'écroutissage est atteinte au niveau de la section nette, ce qui permet de croire la charge de traction.
6. A la limite ; la charge finit par l'atteindre soit à la charge de plastification ( $A \cdot f_y$ ) de la section brute soit à la charge de rupture ( $A_{net} \cdot f_u$ ) de la section nette.

### 4.3 Détermination de La section nette :

L'aire nette d'une section transversale d'une pièce doit d'être prise égale à son aire br diminuée des aires des trous et autres ouvertures.



Le calcul de la sections nette s'effectue sur la base de la section moindre résistance, d valeur égale à la valeur minimale pour toute les possibilité de chemins de rupture de l'expression suivante :  $A_{net} = \min (b-n \cdot d_{tr} + \sum (S_i^2 / 4P_i)) \cdot t$

**b**: largeur de la pièce, **n** : nombre de trous traversé par le chemin de rupture.

**dtr**: diamètre des trous.

**Si** : espacement entre trous dans le sens de l'effort.

**Pi** : espacement entre trous dans le sens perpendiculaire de l'effort.

**t**: épaisseur de la pièce.

### 4.4 Vérification réglementaire selon EC3 et CCM97:

Dans les éléments sollicités en traction axiale la valeur de calcul  $N_{sd}$  de l'effort de tract dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :  $N_{sd} \leq N_{t,rd}$

**Nt,rd** :est la résistance de calcul de la section à la traction.

$$N_{t,rd} = \min (N_{pl,rd} , N_{u,rd} , N_{net} )$$

- **Npl,rd = A.fy /  $\gamma_{m0}$**  : Résistance plastique de calcul de la section brute .
- **Nu,rd = 0.9 .Anet .fu /  $\gamma_{m2}$**  : Résistance ultime de calcul de la section nette au trous de fixation .
- **Nnet,rd = Anet .fy /  $\gamma_{m0}$**  : Résistance plastique de calcul de la section nette au trous pour les assemblages par boulons précontrainte à l'Etat limite ultime .

Les coefficients de sécurité sont :  $\gamma_{m0}=1.1$  et  $\gamma_{m2}=1.25$ .

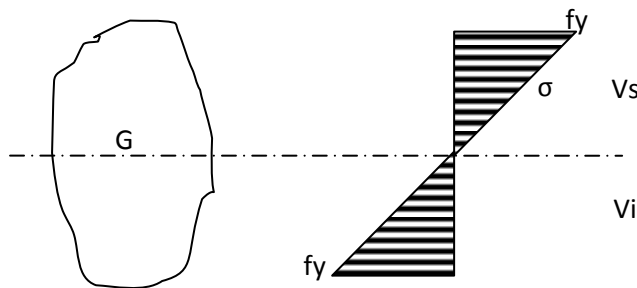
**Chapitre No=5**

**Résistance des sections transversales à la Flexion simple**

**5.1 Résistance des sections dans le domaine élastique :**

Les poutres fléchies (sous la flexion simple) sont sollicitées toujours par un moment fléchissant 'M' et un effort tranchant 'V'.

Le moment fléchissant 'M' développe des contraintes dans le matériau dont la répartition est **bitriangulaire** tant que l'on reste dans le **domaine élastique** du diagramme (σ-ε) :



La contrainte à n'importe quel point  $\sigma = (M / I) \cdot Y$

**M** : moment fléchissant, **I** : moment d'inertie par rapport à l'axe neutre élastique ANE.

**Y** : distance de l'axe neutre élastique au point considéré.

Les contraintes développées sur les fibres extrêmes par rapport à l'axe neutre élastique ANE qui passe par le centre de gravité de la section transversale sont :

$$\sigma_{\max}^s = (M / I) V_s \dots \dots \dots \sigma_{\max}^s = M / W_{el}^s \leq f_y$$

$$\sigma_{\max}^i = (M / I) V_i \dots \dots \dots \sigma_{\max}^i = M / W_{el}^i \leq f_y$$

$V_s, V_i$  : distance de fibre la plus éloignée / à ANE supérieure et inférieure .

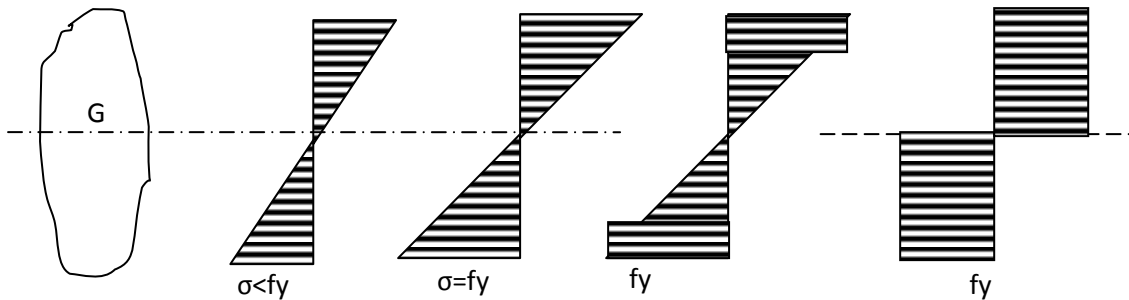
$W_{el}^s, W_{el}^i$  : modules de résistance élastique de la section considérée .

**5.2 Résistance des sections dans le domaine plastique :**

Dans le domaine plastique les déformations continuent d'augmenter linéairement avec une plastification qui progresse depuis les fibres extrêmes vers le centre de la section transversale.

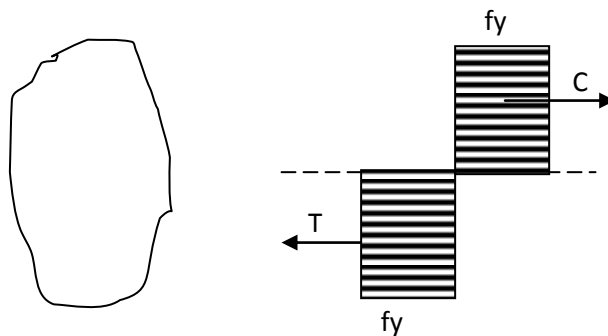


L'état limite d'une section est atteint lorsque toutes fibres sont plastifiées, il y correspond un **diagramme bi rectangulaire** de contrainte d'intensité  $f_y$  séparé par l'axe neutre plastique ANP.



La résultante des moments caractérise la résistance ultime en flexion dénommée le moment plastique  $M_{pl}$  de la section .

#### Détermination de $M_{pl}$ :



La force de traction est  $T = f_y \cdot A_1$

La force de compression est  $C = f_y \cdot A_2$  .

Pour les conditions d'équilibre il faut que :  $T = C$  donc  $A_1 = A_2$

Ceci signifie que l'ANP divise la section en deux aires égales ( $A_1 = A_2$ ) .

Le moment de flexion ultime  $M_{pl}$  égale:

$$M_{pl} = f_y \cdot dA \cdot y_1 + f_y \cdot dA \cdot y_2$$

$$M_{pl} = f_y ( \int dA \cdot y_1 + \int dA \cdot y_2 ) = f_y (S_1 + S_2)$$

$S_1 = \int dA \cdot y_1$  : présente le moment statique de la partie supérieure par rapport ANP.

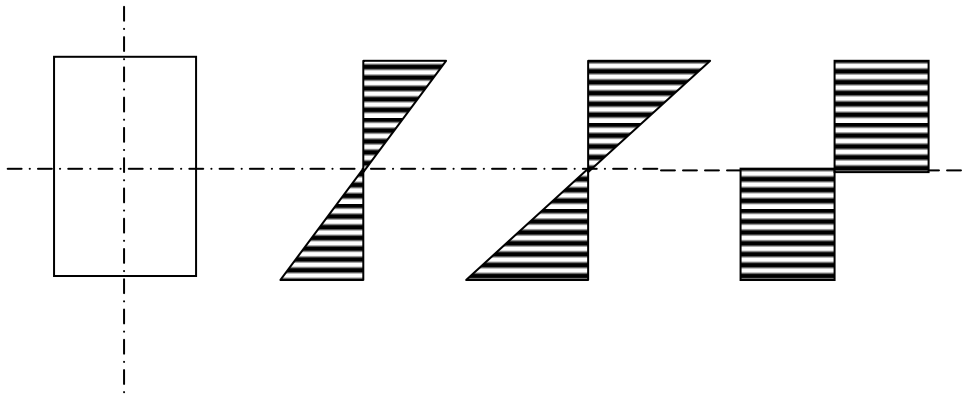
$S_2 = \int dA \cdot y_2$  : présente le moment statique de la partie inférieure par rapport ANP.

**Note:** le moment statique  $S_{\Delta}$  d'une section de densité homogène, par rapport à un axe  $\Delta$ , est égal au produit de l'aire  $A$  de cette section par la distance  $d$  de son centre de gravité  $C_g$  à l'axe.

**Mpl=Wpl .fy .**

**Wpl=S1+S2 ou Wpl :** est le module de résistance plastique.

**Exemple :** soit la section rectangulaire (h x b)



(a)  $\sigma_{\max} < f_y \rightarrow \sigma = (M/I)Y \rightarrow M < M_{el}$

(b) calcul dans le domaine élastique  $\rightarrow \sigma_{\max} = f_y \rightarrow M_{el} = W_{el} \cdot f_y$ .

$W_{el} = I_{yy}/V_y$  ,  $I_{yy} = bh^3/12$  et  $V = h/2$  donc  $W_{el} = bh^2/6$  .

le moment résistant élastique  **$M_{el} = (bh^2/6) \cdot f_y$**

(c) calcul dans le domaine plastique  $\sigma = f_y$  dans toutes les fibres de la section  $\rightarrow M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$

$W_{pl} = S_1 + S_2$  ;  $S_1 = S_2$  : dans le cas où la section est symétrique par rapport à l'ANP

Donc pour la section rectangulaire  $W_{pl} = 2S$  .

$S = ((h/2) \cdot b) \cdot (h/4) = bh^2/4$ .

**$M_{pl} = (bh^2/4) \cdot f_y$**

**Facteur de forme :**  $f = W_{pl}/W_{el} = (bh^2/4)/(bh^2/6) = 1.5$

$W_{pl} = 1.5 W_{el}$  ....on a un gain procuré par la redistribution plastique pour une section rectangulaire .

Le facteur de forme est appelé aussi coefficient d'adaptation plastique ; pour une section en **I** ou en **H** laminée égale 1.1 à 1.24

### 5.3. Classifications des sections transversales :

L'euro code 3 introduit une classification des sections transversales en fonctions de la minceur des parois (âme et les semelles) qui les composent, cette classification permet de savoir si la section peut être vérifiée eu égard à sa résistance plastique, élastique ou si la résistance peut limiter à une valeur inférieure à la résistance élastique.

Quatre classes de sections ont été définies allant de la section la plus performante à la classe 4 la plus fragile :

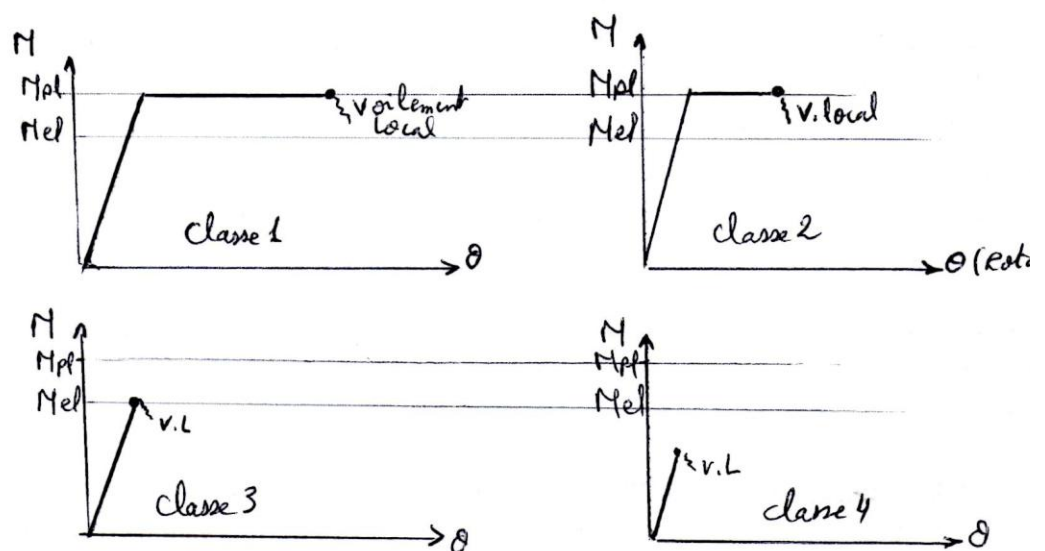
**Classe 1** : sections transversales pouvant atteindre leur résistance **plastique** sans risque de voilement local (instabilité de parois), et possédant une capacité de rotation **importante** pour former une rotule plastique.

**Classe 2** : sections transversales pouvant atteindre leur résistance **plastique** sans risque de voilement local (instabilité de parois), mais avec une capacité de rotation **limitée**.

**Classe 3** : sections transversales pouvant atteindre leur résistance **élastique** en fibre extrême mais non leur résistance plastique du fait des risques de voilement local.

**Classe 4** : sections transversales ne pouvant atteindre leur résistance élastique du fait des risques de voilement local.

**Remarque** : les différentes parois d'une section transversale (âme ou semelle) sont souvent de classes différentes ; la classe de la section sera la classe la plus défavorable.



- Diagrammes (M.θ) pour les 4 classes des sections transversales

**Résistance des sections transversales à la flexion simple selon EC3et CCM97**

**Moment fléchissant :** En l'absence d'effort tranchant la valeur de calcul la valeur de calcul du moment fléchissant  $M_{sd}$  dans chaque section transversale doit rester inférieur au moment résistant  $M_{c,rd}$  :  $M_{sd} \leq M_{c,rd}$

Le moment résistant à la flexion d'une section transversale est déterminée comme suit :

Pour sections de classe 1 ou 2  $M_{c,rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{m0}$

Pour sections de classe 3  $M_{c,rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{m0}$

Pour sections de classe 4  $M_{c,rd} = W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{m1}$

$W_{eff}$  : module de résistance élastique de la section efficace .

$\gamma_{m0} = 1$  et 1.1 pour les aciers non agréés.  $\gamma_{m1} = 1.1$ .

**L'effort tranchant :** La valeur de calcul  $V_{sd}$  de l'effort tranchant dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :  $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$V_{pl,rd}$  : est la résistance plastique au cisaillement donné par :  $V_{pl,rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{m0}$

$A_v$  est l'aire de cisaillement , peut être déterminée comme suit :

- Profils en I ou H laminés , effort parallèle à l'âme .....  $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f$
- Profils en U laminés , effort parallèle à l'âme .....  $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) t_f$
- sections soudées en I ou Hou en caisson, effort parallèle à l'âme .....  $A_v = \sum d \cdot t_w$
- sections soudées en I ou Hou en caisson, effort parallèle à la semelle ...  $A_v = A - \sum d \cdot t_w$
- profils creux rectangulaire laminés d'épaisseur uniforme :  
effort parallèle à la hauteur .....  $A_v = Ah / (b+h)$ .  
effort parallèle à la largeur .....  $A_v = Ab / (b+h)$ .
- profils creux circulaire d'épaisseur uniforme .....  $A_v = 2 \cdot A / \pi$ .
- plats et barres pleines .....  $A_v = A$ .

ou  $A$ =aire de la section transversales,  $h$ =la hauteur,  $b$ =la largeur,  $d$ =hauteur d'âme entre nus intérieures des semelles,  $r$ =rayon du congé de raccordement,  $t_f$  et  $t_w$ =épaisseurs de semelle et d'âme respectivement.

**Résistance au moment fléchissant +effort tranchant :** Le moment résistant d'une section transversales est réduit par la présence du cisaillement :-Pour de petites valeurs d'efforts tranchants  $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$ , il n'est pas nécessaire de réduire les résistances à la flexion données ci-dessus .Lorsque l'effort tranchant  $V_{sd} > 0.5V_{pl,rd}$  ,il convient de réduire la valeur de la résistance à la flexion  $M_{c,rd}$  à  $M_{v,rd}$  qui représente le moment résistant réduit compte tenu de l'effort tranchant , obtenu comme suit :

$M_{v,rd} = (W_{pl} \cdot (\rho - A_v^2 / 4 \cdot t_w) \cdot f_y) / \gamma_{m0}$  .....  $M_{v,rd} \leq M_{c,rd}$  tel que  $\rho = (2V_{sd} / V_{pl,rd} - 1)^2$

## Chapitre N<sup>o</sup> 6 Les assemblages

### 6.1 Introduction :

Un assemblage est un moyen permettant de réunir et solidariser plusieurs pièces entre elles ; en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces .

Pour réaliser une structure métallique on dispose des pièces individuelles ,qu'ils convient d'assembler :

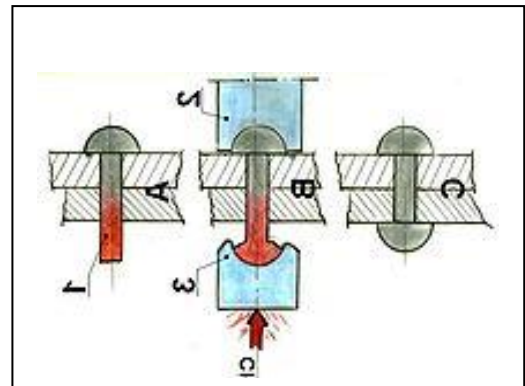
- soit bout à bout (pour assurer la continuité) p.e : poteau –poteau .
- soit concourantes (même point de départ ) p .e :poteau-poutre .
- soit avec d'autre éléments de natures différentes p.e :poteau-fondation en BA

### 6.2 Moyens d'assemblage :

#### -Le rivetage :

sont des organes de liaison en acier constituée d'une tige cylindrique et d'une tête ronde, plate ou fraisé.

Les tiges des rivets doivent être chauffées avant d'être employées (1200°C) et la partie de tige qui dépasse les pièces assemblées écrasée pour former la seconde tête ,en refroidissant la tige se contracte et enserre les éléments assemblés.



du fait des difficultés inhérentes a leur mise en œuvre les assemblages par rivets pratiquement abandonnés de nos jours (reste seulement pour assembler les tôles fines)

#### -le boulonnage :

sont des organes de liaison en acier

Constituées par tronçon de barre ronde

fileté et une tête hexagonale ou carrée

et un écrou qui assure le serrage des pièces assemblées.



**-Le soudage** : est un procédé qui permet d'assembler les pièces par liaison intime de la manière obtenue par fusion ou plastification.

Le soudage à la flamme oxyacétylénique ( $3100^{\circ}\text{C}$ ) et le soudage à l'arc électrique ( $4000^{\circ}\text{C}$ ) sont les moyens de chauffage qui permettent d'élever la température de fusion au niveau des bords des pièces de métal à assembler.

**-Le collage** : peu utilisée car il s'agit d'une technique non encore réglementée qui exige une préparation des surfaces particulièrement méticuleuse ; la performance des colles ne peuvent garantir la cohésion suffisante des assemblages .

Donc nous allons examiner successivement :

Les assemblages par boulon ; et les assemblages par soudure .

### 1-Assemblage par Boulons :

#### 1-1 Les Boulons Ordinaires :

Dans ce cas le cop du boulon joue un rôle de butée ,les pièces assemblées imprimant une contrainte de cisaillement au boulon et par réaction une contrainte normale sur la surface du trou dans les pièces est appelée la Pression diamétrale.

#### 1.1.2 Caractéristiques mécaniques des boulons :

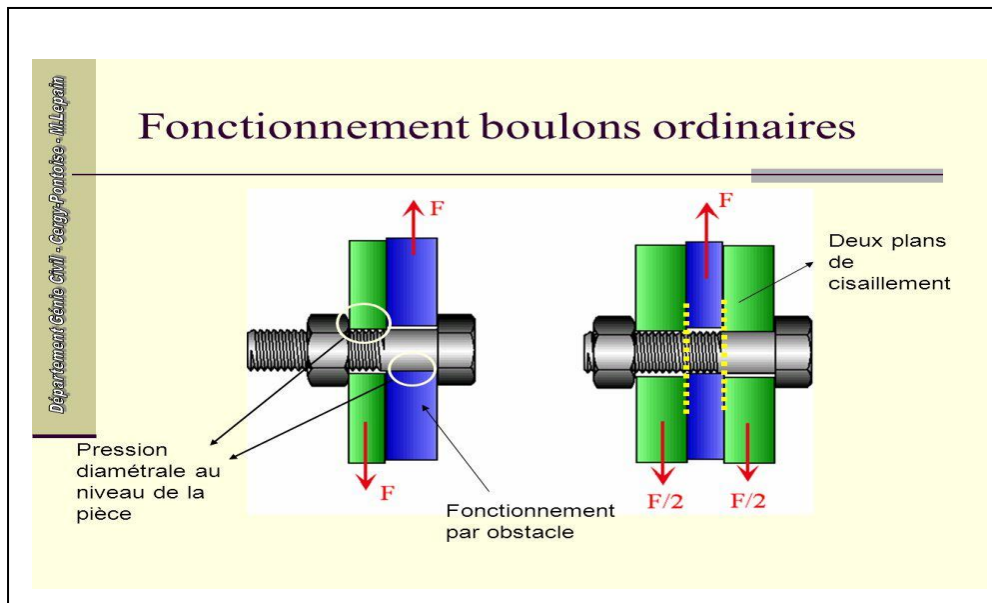
classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
fyb(mpa)	240	320	300	400	480	640	900
fub(mpa)	400	400	500	500	600	800	1000

#### 1.1.3 Caractéristiques géométriques des boulons :

Diamètre du boulon (mm)	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante $A_s(\text{mm}^2)$	115	157	192	245	303	353	459	561

**1.1.4 Vérifications des assemblages sollicités au Cisaillement :** Dans ce cas ,il convient de vérifier : -d'une part , la résistance au cisaillement des boulons .

-d'autre part ,la résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées .



**A) la résistance au cisaillement des boulons :**

**A.1 La résistance des boulons au cisaillement par un plan de cisaillement :**

- Pour les classes de qualité :4.6 ,5.6 ,8.8 :  $F_v=0.6 f_{ub} A_b/ \gamma_{mb}$
- Pour les classes de qualité :4.8 ,5.8 ,6.8 et 10.9 :  $F_v=0.5 f_{ub} A_b/ \gamma_{mb}$

Avec  $A_b=A$  :aire de section brute du boulon si le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon .

$A_b=A_s$  : section résistante du boulon ,Si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon .

$\gamma_{mb}=1.25$  .....coefficient de sécurité des boulons au cisaillement.

**B) La résistance des pièces assemblées à la pression diamétrale :**

$F_B=2.5 \alpha f_u d t / \gamma_{mb}$  ou  $\alpha=\min ( e_1/3d_0, P_1/3d_0 - 0.25, f_{ub}/f_u , 1 )$

$d_0$  : diamètre du trou  $d_0=d+1$  à 2 mm.  $d$  :diamètre du boulon .  $t$  :l'épaisseur de l pièce

$1.2d_0 \leq e_1 \leq \text{Max} (12t,150\text{mm})$  et  $2.2d_0 \leq P_1 \leq \text{Min}(14t,200\text{mm})$

**1.1.5 Vérifications des assemblages sollicités à la traction :**

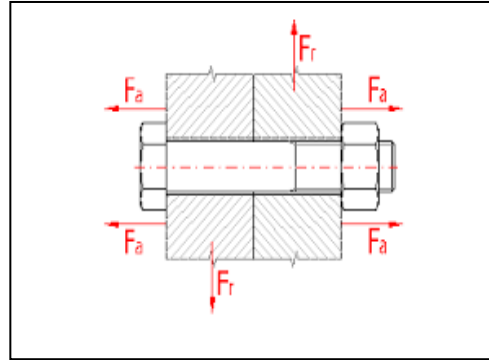
La résistance en traction des boulons est :  $F_T = 0.9 f_{ub} A_s / \gamma_{mb}$

$\gamma_{mb} = 1.50$  .....coefficient de sécurité des boulons à la traction .

**1.1.6 Vérifications des assemblages sollicités simultanément à la traction et au cisaillement :**

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement  $V$  et de traction  $T$  doivent satisfaire aux conditions suivante :

$$V/F_v + T/1.4 F_T \leq 1$$

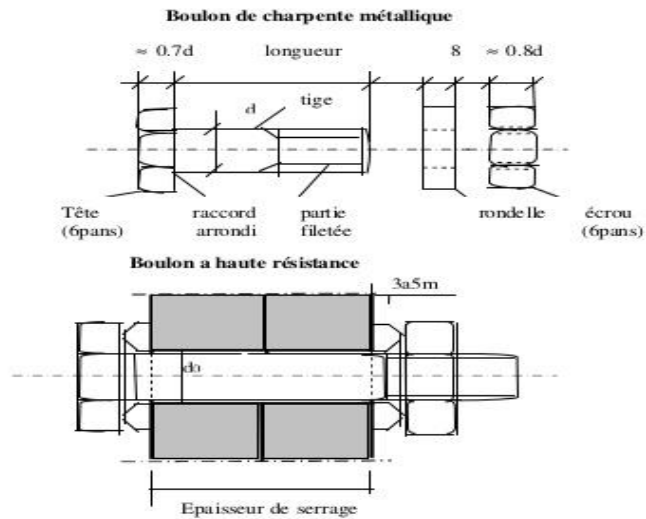






**CARACTERISATION DES ASSEMBLAGES STRUCTURAUX EN CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EC3**

La figure suivante montre les différentes parties composant un boulon de charpente et un boulon à haute résistance .ces derniers se distinguent des boulons de charpente métallique par l'inscription de la classe de qualité de l'acier du boulon sur leur tête et leurs rondelles.  
Il faut toujours prévoir une rondelle sous partie qui sera tournée lors de mise en place du boulon (en général l'écrou, parfois la tête, souvent les deux).pour placer des boulons dans les ailes des profilés



**Figure I-7 boulon de charpente et boulon a haut résistance.**

## Chapitre 7

### Pièces soumises à la compression simple

*(Phénomène d'instabilité élastique : Le flambement)*

#### 7.1 Introduction :

L'épuisement de la capacité portante des pièces comprimées peut se passer non seulement par destruction du matériau lorsque les contraintes dépassent sa résistance, mais aussi par perte de forme (rectiligne) de l'élément, même si les contraintes peuvent nettement être inférieures à la limite d'élasticité. Le premier cas c'est la compression sans flambement par contre le 2<sup>ème</sup> cas c'est la compression avec flambement.

#### 7.2 Compression sans flambement :

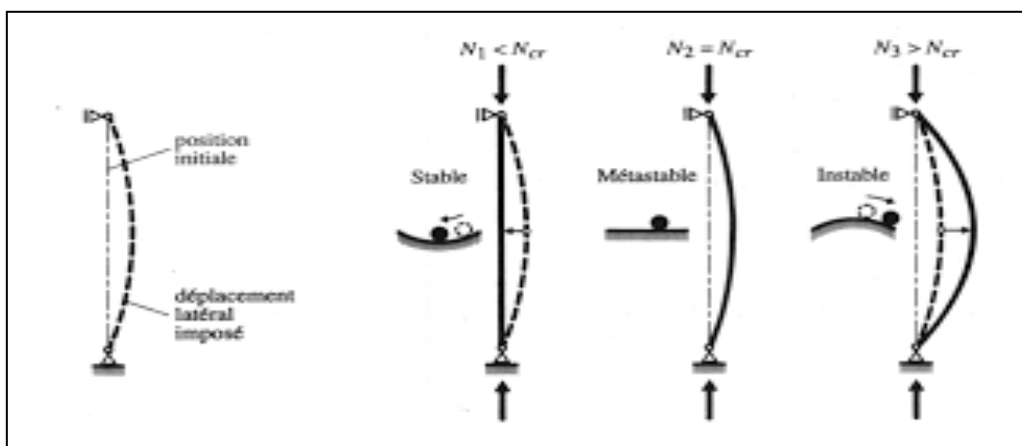
Il s'agit des pièces courtes (une pièce est courte si la hauteur ne dépasse pas 5 à 6 fois la dimension minimale de leur section transversale).

La vérification s'effectue de la même manière que la vérification des pièces tendues et la condition de résistance reste la même :  $N_{sd} \leq N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0}$

#### 7.3 Compression avec flambement :

##### 7.3.1 aspect théorique du flambement :

Afin d'illustrer ce phénomène on prend un exemple d'une barre bi-articulée parfaitement rectiligne. La barre étant soumise à une charge axiale de compression  $N_1$  qui provoque un petit déplacement latéral.



- ❖ Si la barre revient a sa position initiale lorsque la cause de ce déplacement est supprimé ; on dit quelle est en **équilibre stable**.
- ❖ Il existe une charge  $N_2 > N_1$  pour laquelle la barre garde sa position déformée après la suppression de la cause du déplacement latéral quelque soit la grandeur de ce dernier ; la barre a trouver une nouvelle état d'équilibre on dit alors quelle est en **équilibre Neutre** .la charge  $N_2$  est appelée charge critique ( $N_{cr}$ ).
- ❖ Pour une charge  $N_3 > N_{cr}$  la barre se déforme excessivement si la déformation augmenté et devient inacceptable le système est alors **instable**.

L'étude de la stabilité d'un élément comprimé consiste donc a déterminé la valeur de la charge critique pour laquelle l'élément soit en équilibre neutre.

**7.3 Problème d'EULER :**

La charge critique de flambement à été déterminé pour la 1<sup>ère</sup> fois en 1877 par EULER ,il avait considérais une barre bi articulée à ses extrémités ;Parfaitement rectiligne a une section constante et un matériau homogène soumise à un effort de compression parfaitement centré . la barre conserve sa forme d'équilibre légèrement courbé tant que  $N_{sd} < N_{cr}$  ; la valeur la plus petite de  $N_{cr}$  s'obtient par l'expression suivante :

$$N_{cr} = \pi^2 E I / L_f^2$$

La force critique d'Euler  $N_{cr}$  correspond une contrainte critique :  $\sigma_{cr} = N_{cr}/A$

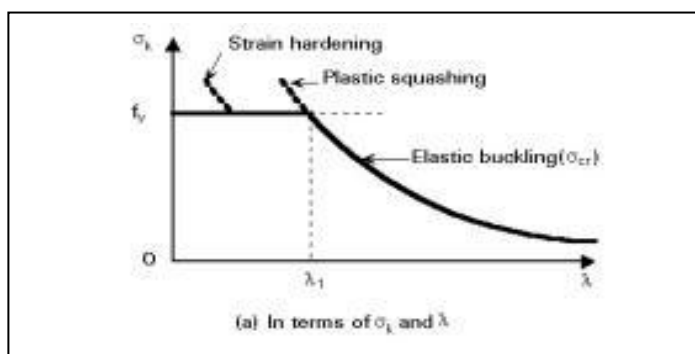
$$\sigma_{cr} = \pi^2 E I / A L_f^2 = \pi^2 E i^2 / L_f^2 \dots\dots\dots i = \sqrt{I / A} : \text{rayon de giration .}$$

$$\lambda = L_f / i \dots\dots\dots \lambda : \text{c'est l'élancement .}$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{cr} = \pi^2 E / \lambda^2 .$$

$N_{cr}$  : force critique d'Euler .                     $E$  : module de Young .                     $I$  : moment d'inertie .  
 $L_f$  : longueur de flambement .                     $A$  : la section brute de la barre .

**La courbe ( $\lambda, \sigma_{cr}$ ) :**



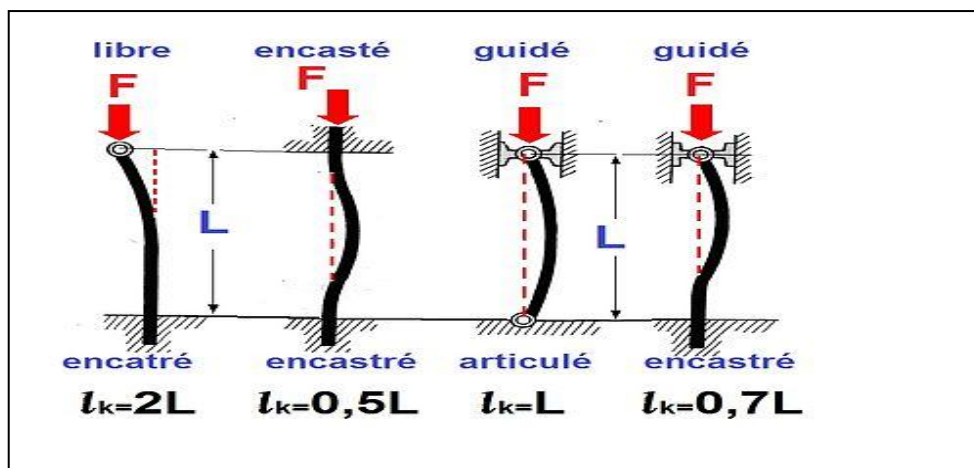
$\sigma_{cr} > f_y$ : aucun risque de flambement n'est à craindre et la ruine survient lorsque  $\sigma = f_y$

$\sigma_{cr} < f_y$ : il y a ruine par flambement dès lors que  $\sigma = f_y$ .

$\sigma_{cr} = f_y$ : c'est un point remarquable il correspond le plus grand élancement pour lequel la section transversale du poteau est utilisée au maximum de sa capacité de résistance.

### 7.3.2 la longueur de flambement $L_f$ :

La longueur de flambement d'un élément comprimé est la plus grande distance séparant deux points d'inflexion de la déformée,



### 7.3.1 l'aspect réglementaire du flambement:

La résistance au flambement d'une barre simplement comprimée fait l'objet du **Paragraphe 5.5.1 de l'EC3**.

Une barre soumise à un effort axial de compression de calcul  $N_{Sd}$  doit satisfaire à la condition:

$$N_{Sd} \leq N_b \cdot R_d$$

$N_b \cdot R_d$ : est la résistance de calcul vis-à-vis du flambement prise égale à:

$$N_b \cdot R_d = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$$

$\gamma_{M1}$ : est le coefficient partiel de sécurité pour la résistance des éléments aux instabilités  $\gamma_{M1} = 1,1$ .

$\beta_A$ : est un coefficient qui est fonction de la classe de la section.

- pour les sections de Classe 1, 2 ou 3:  $\beta_A = 1$

- pour les sections de Classe 4:  $\beta_A = A_{eff} / A$  ou  $A_{eff}$ : est la section efficace.

$\chi$ : est le coefficient de réduction pour le sens de flambement à considérer. Ce coefficient doit être calculé à partir de l'élancement réduit  $\lambda$  et de la courbe de flambement appropriée. Lorsque le flambement est à considérer par rapport aux deux axes principaux d'inertie, on retient la valeur la plus faible des deux coefficients:  $\chi = \text{Min}(\chi_y, \chi_z)$

L'élanement réduit est défini par :  $\lambda = \sqrt{(\beta_A A f_y / N_{cr})} = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A}$

$\lambda$  : est l'élanement pour le mode de flambement à considérer  $\lambda = Lf/i$

$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon$  ou  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$   $f_y$  en MPa

Le risque de flambement n'est à considérer que si  $\lambda > 0.2$ . dans le cas contraire  $\lambda \leq 0.2$  la ruine se manifeste par l'affaissement sous la contrainte  $f_y$  ou  $\sigma_{cr} > f_y$  c'est à dire pas de risque de flambement.

Le coefficient de réduction  $\chi$  est calculé par la formule :  $\chi = 1 / (\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2})$  mais  $\chi \leq 1$

où :  $\phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2]$

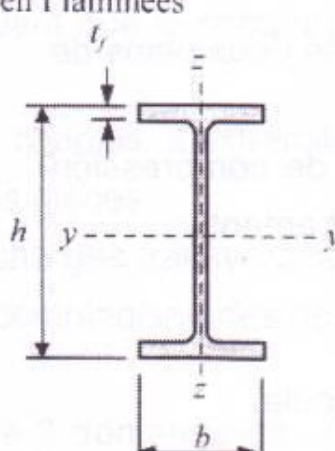
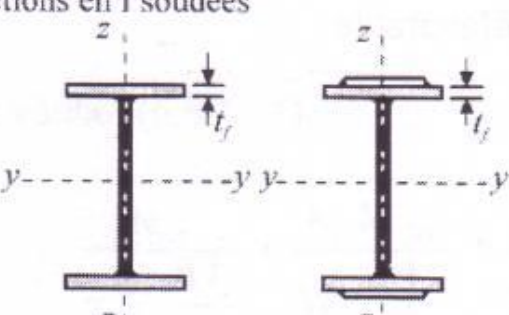
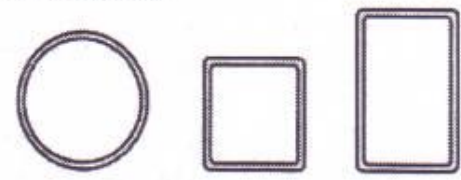
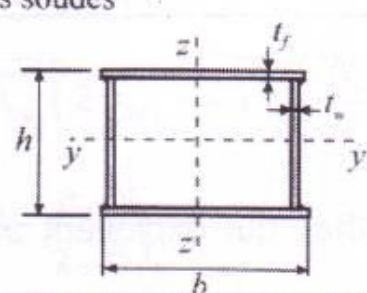
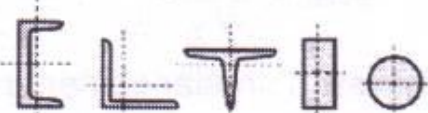
$\alpha$  : est le facteur d'imperfection, correspond à la courbe de flambement appropriée (a,b,c et d) prend les valeurs suivantes :

Courbe de flambement	a	b	c	D
Facteur d'imperfection $\alpha$	0.21	0.34	0.49	0.76

La courbe de flambement appropriée doit être déterminée à partir le tableau 55.3 des règles CCM97, le choix de la courbe de flambement est fonction de :

- Le type de la section transversales (I laminée, I soudée, fers marchands.....)
- Les dimensions de la section transversales.
- L'axe de flambement YY ou ZZ.

**Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section**

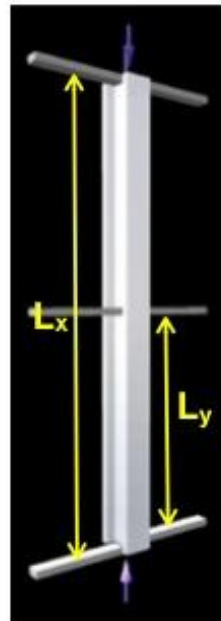
Type de section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$ ; $t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$ ; $t_f \leq 100$ mm $t_f > 100$ mm	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq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

<sup>1</sup> Voir 5.5.1.4 et figure 5.5.2

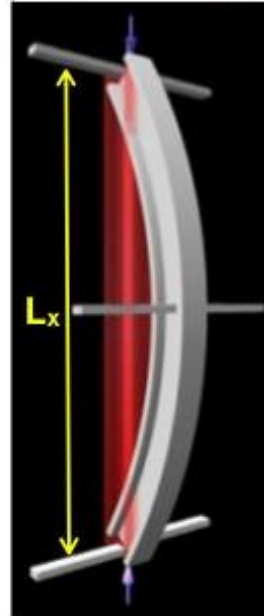
# Notion d'axe fort et d'axe faible

20

Si les conditions de retenue du poteau ne sont pas les mêmes sur les deux axes principaux, le poteau flambra selon l'axe où l'élanement ( $kL/r$ ) est le plus élevé.



$$\frac{k_x L_x}{r_x} > \frac{k_y L_y}{r_y}$$



$$\frac{k_y L_y}{r_y} > \frac{k_x L_x}{r_x}$$

