

# Chapitre 01 : Critères généraux de conception d'une charpente métallique

## 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.

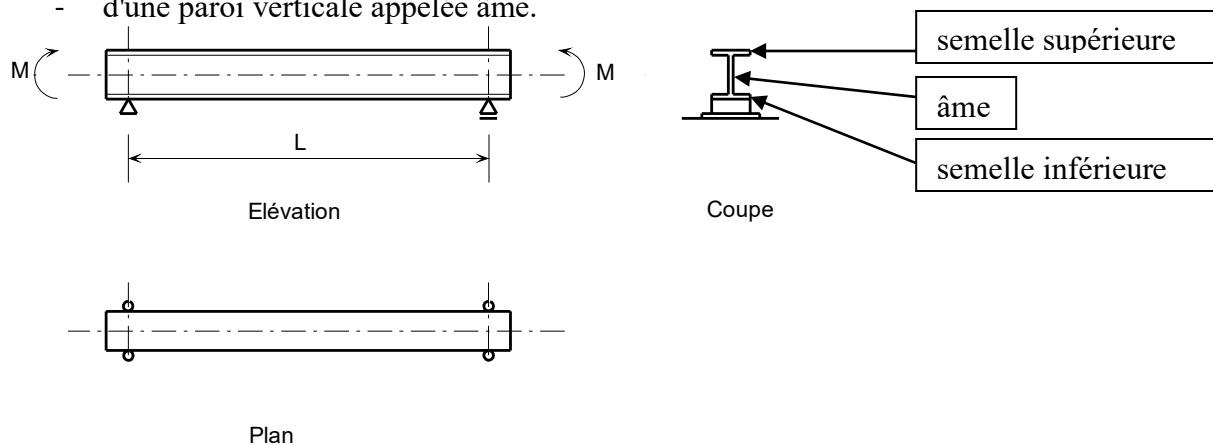


Figure 01 : Poutre métallique en double T

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.

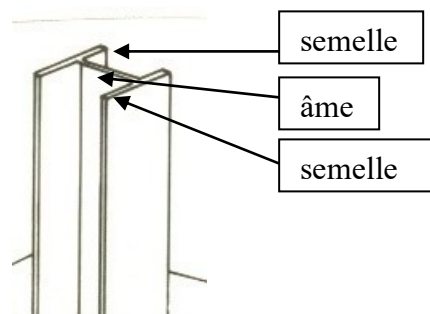


Figure 021 : Poteau métallique en double T

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.

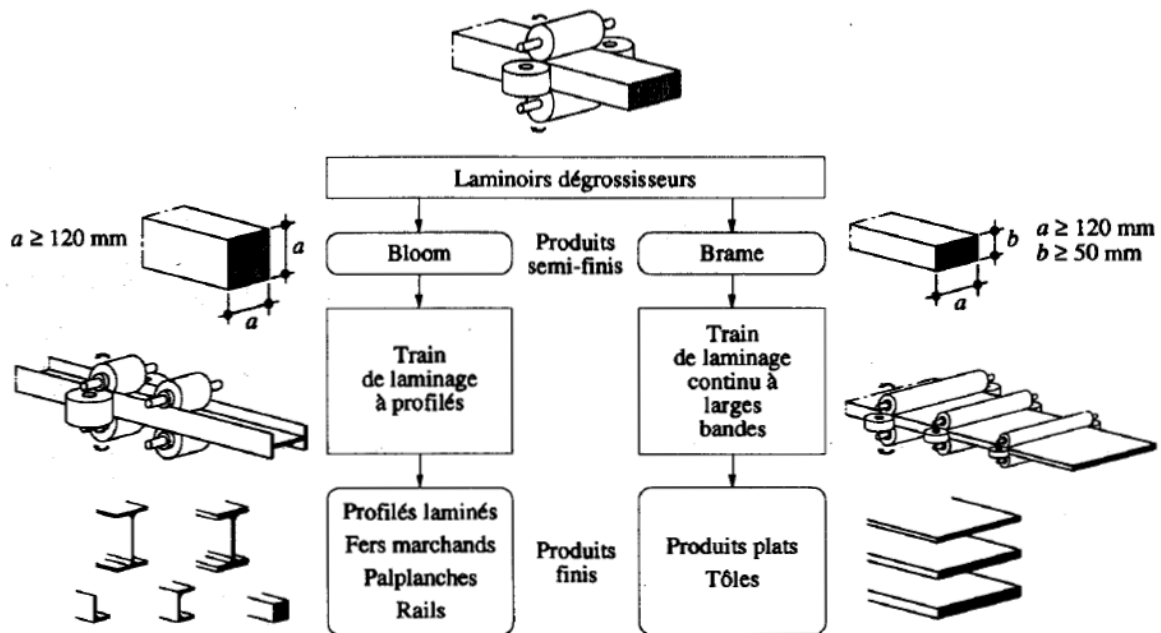


Figure 03 : opérations de laminage à chaud pour profilés en double T et larges plats  
(Extrait du Traité de G civil EPFL Hirt et Bez)

## 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).

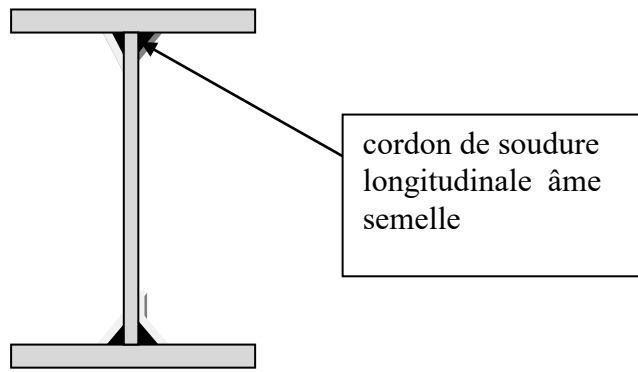


Figure 04 : section transversale d'une poutre PRS

### 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.

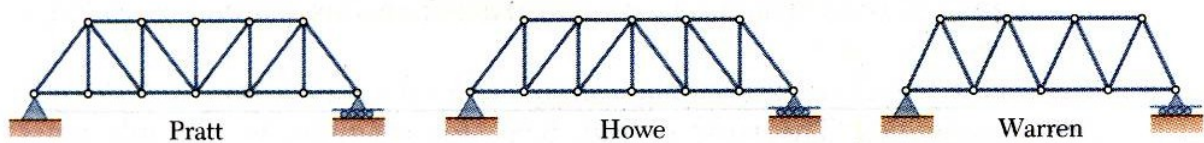


Figure 05 : Exemple de poutres ( ou de fermes) trapézoïdales en treillis

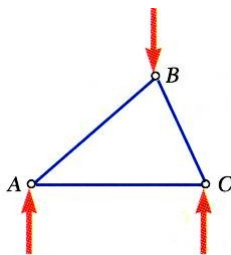


Figure 06 triangle stable formé de trois barres articulées

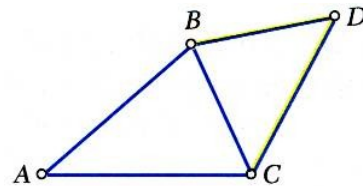


Figure 07 : juxtaposition de deux triangles

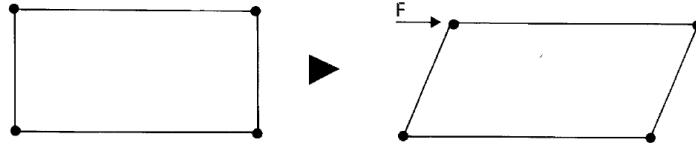


Figure 08 : quadrangle instable formé de quatre barres articulées aux extrémités.

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 à 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).

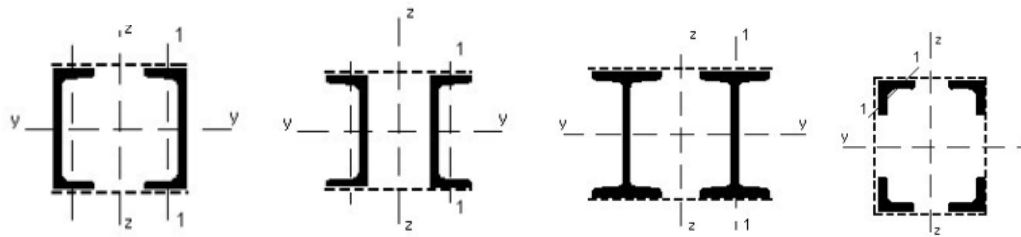


Figure 09 : Différents types de poteaux en treillis composés de deux membrures en U ou en I ou de 04 cornières  
Les pointillés représentent les plans de triangulation

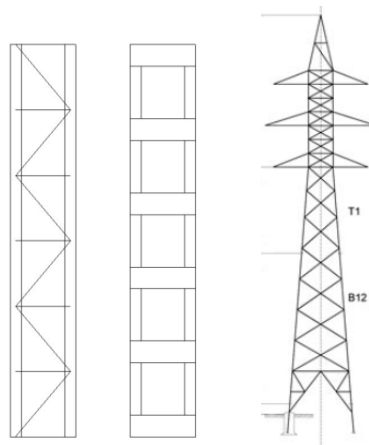


Figure 10: Vue en élévation de quelques poteaux en treillis

## 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)

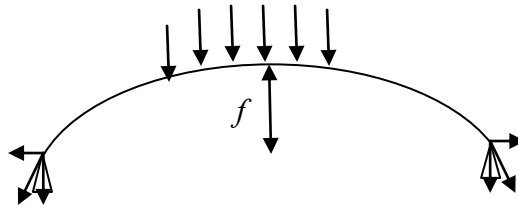


Figure 11 : arc à deux articulations soumis à des charges gravitaires (du haut vers le bas)

### 1-7 Les poutres Vierendeel

Cette poutre est constituée de deux membrures continues reliées par des montants verticaux encastrés (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. 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 de grand gabarit d'espace libre sur de longues portées

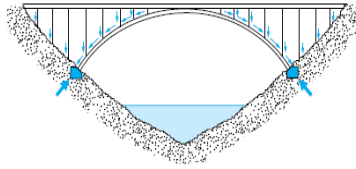


Figure 14 : Ponts à arc métallique à tablier supérieur

### **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. 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.

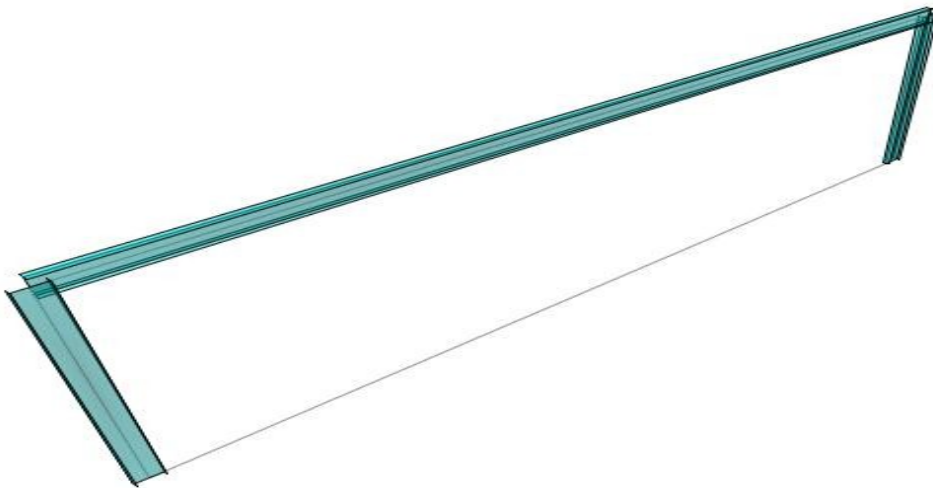


Figure 15 : Vue du portique (orientation des sections transversales)

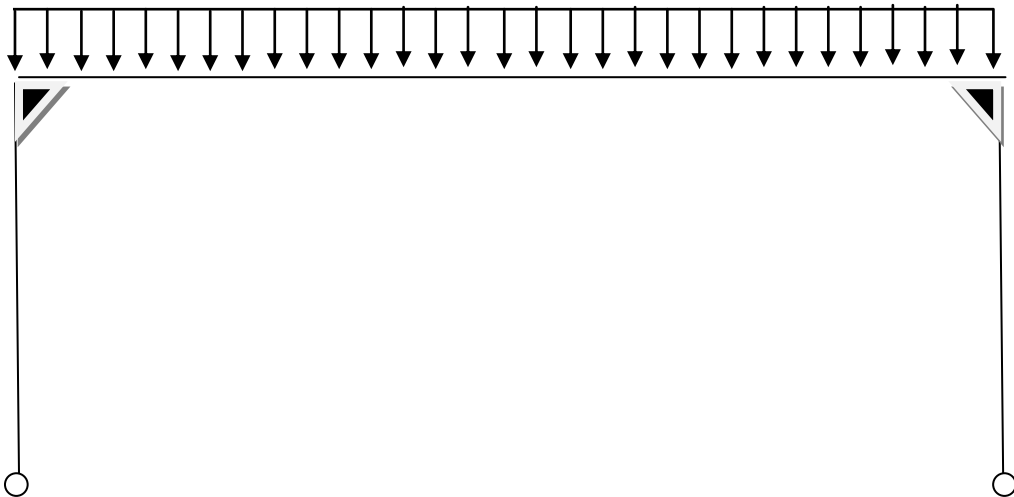


Figure 16 : schéma statique du portique uniformément chargé avec liaisons rigides aux nœuds



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

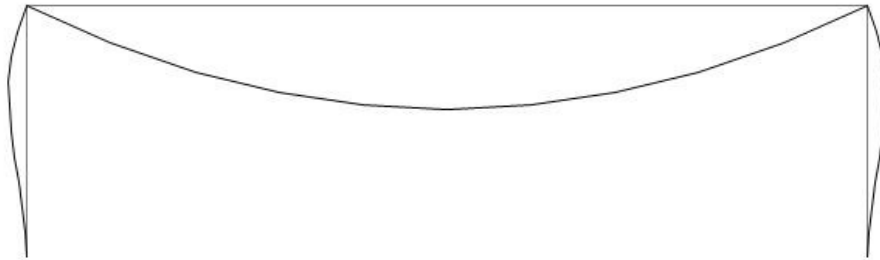


Figure 17 : Déformée du portique sous le chargement de la figure 16 précédente

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.

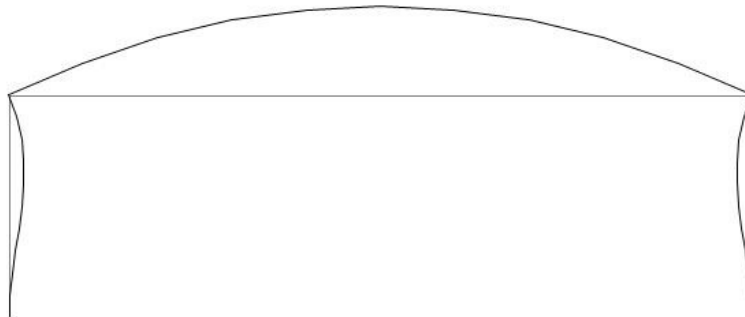


Figure 18 : Déformée du portique sous  $G + 1.5 W$

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 poteau 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 17)

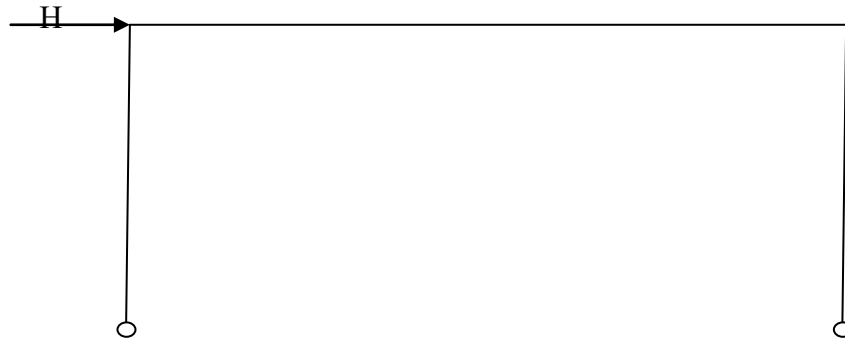


Figure 16 : schéma statique du portique chargé horizontalement



Figure 17 : 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 18 ci-dessous)

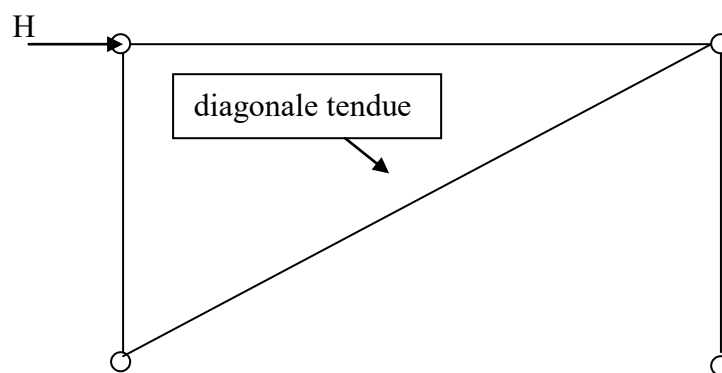


Figure 18 : panneau stabilisé grâce à l'insertion d'une barre en diagonale

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 19 où quelque soit le sens de la force H, il y aura toujours une barre tendue.

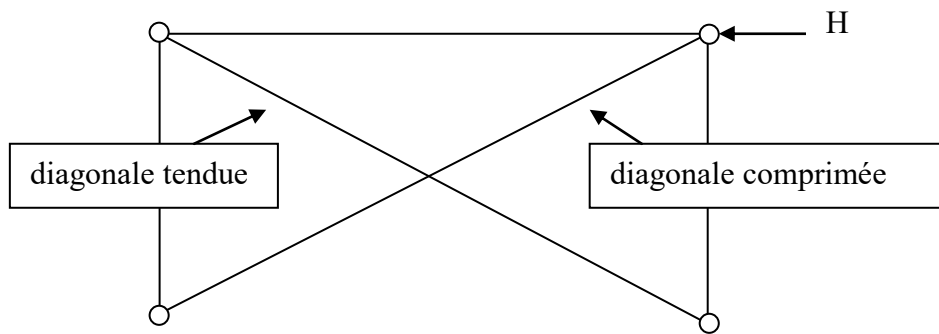


Figure 19 : portique poteau poutre à liaison articulée et stabilisé par palée de stabilité

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 20).

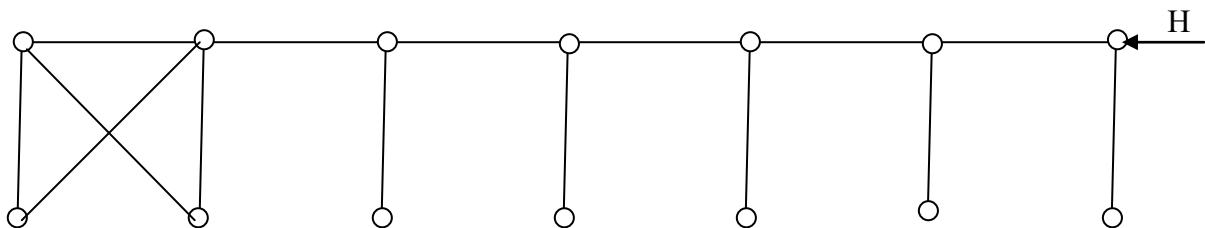


Figure 20 : Portique poteau-poutres à liaisons articulées et contreventé par une seule palée de stabilité

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 21 suivante :

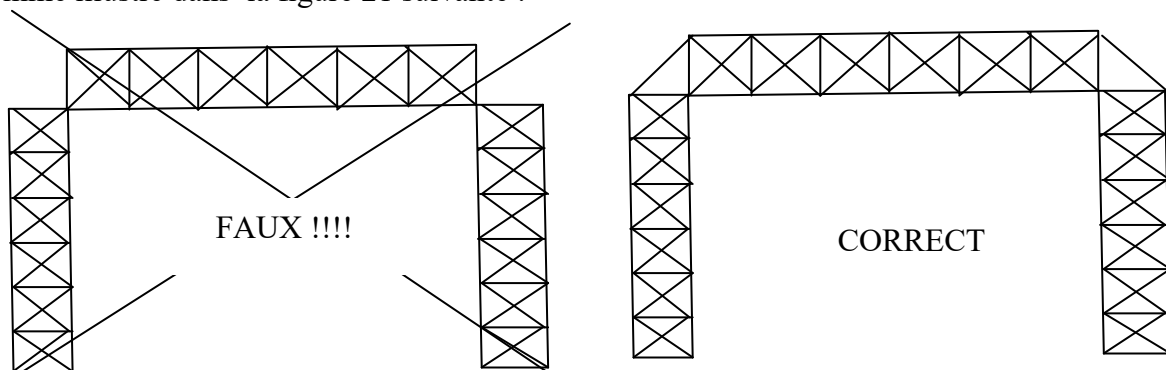


Figure 21 : Schéma de portique en treillis : la triangulation doit être continue

## **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..

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

Le coefficient de dilatation thermique de l'acier  $\alpha = 11 \cdot 10^{-6}$  (à 20°C)

La température de fusion comprise entre 1300 et 1550 °C

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

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 22 suivante :

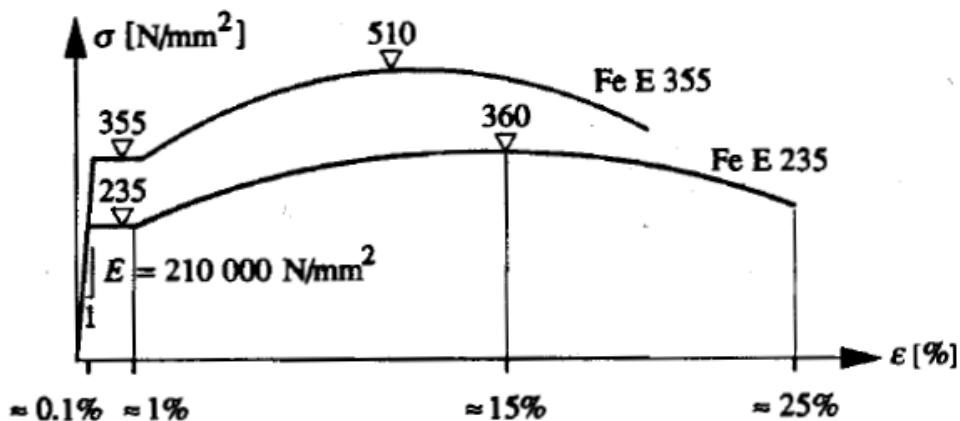


Figure 22 : courbe contraintes déformations selon la nuance (ou bien la teneur en carbone) (extrait du traité de génie civil vol 10 EPFL auteurs : Manfred A Hirt et Rolf Bez)

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  $1\% \leq \epsilon \leq 20 \text{ à } 25\%$  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  $G = 80769.23 \text{ MPa}$ .

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  $E = 210 \text{ GPa}$  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'écroutissage**, cet intervalle aura tendance à se rétrécir. Il y a lieu de rappeler que l'écroutissage 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  $\varepsilon_y$  et  $\varepsilon_u$

- **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 leur 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 hexagones, les fers plats, les petits U, les cornières, les Tés, et les palplanches. Tous ces produits ont une section pleine.

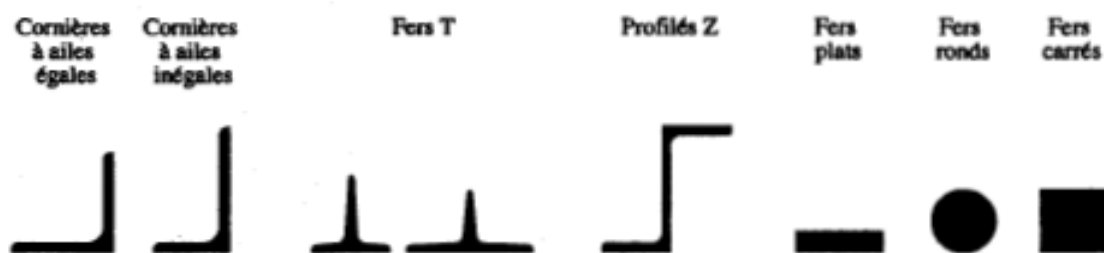


Figure 23 : sections transversales de quelques laminés marchands (Traité génie civil vol 10 epfl)



### 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 ailes étroites** (figure 24) 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 24) 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.

	Ailes étroites		Larges ailes		
	INP 300	IPE 300	HEA 300	HEB 300	HEM 300
$m$ [kg/m]	54.2	42.2	88.3	117	238
$A$ [mm <sup>2</sup> ]	6900	5380	11 300	14 900	30 300
$I_y$ [10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup> ]	98.0	83.6	182.6	251.7	592.0
$I_z$ [10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup> ]	4.51	6.04	63.1	85.6	194.0

Figure 24 : Exemples de profilés en double Té ( extrait 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 25 ci-dessous).

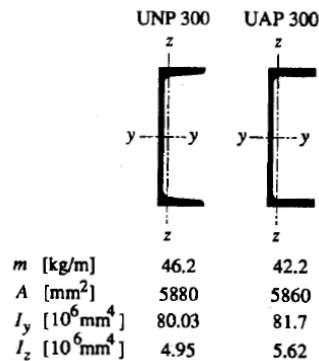


Figure 25 : Exemples de profilés en U

### 3-2 Les produits de première transformation :

Parmi ces produits, on peut citer :

**Les demi poutrelles** sont obtenues par découpage de profilés en double Té 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 26.

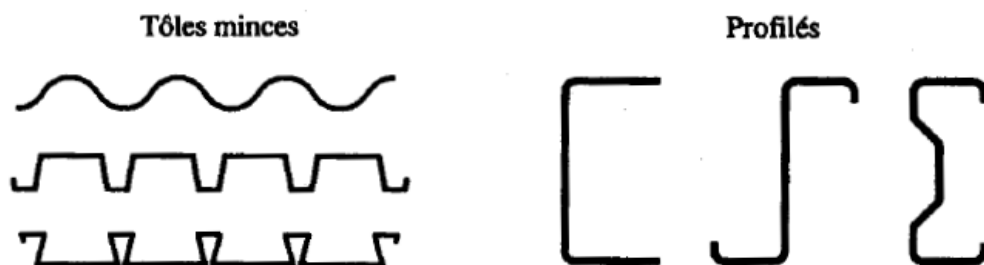


Figure 26 : exemple de produits façonnés à froid

**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 profils 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 à 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 27). 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.

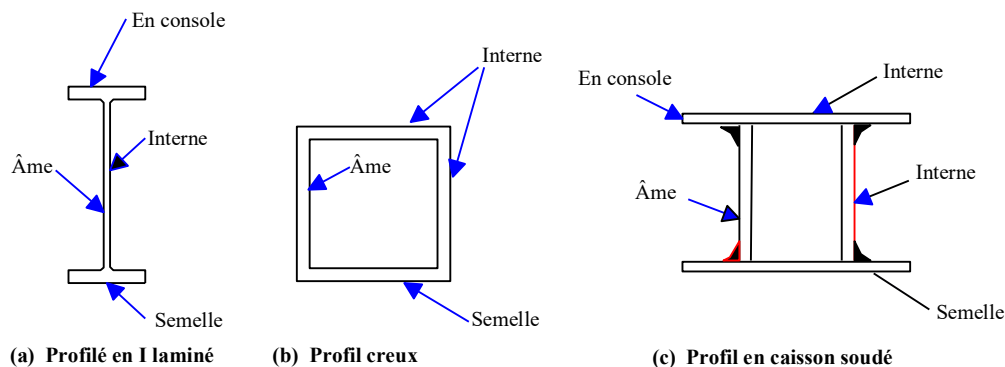


Figure 27: Parois internes et parois en saillie

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 1 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.

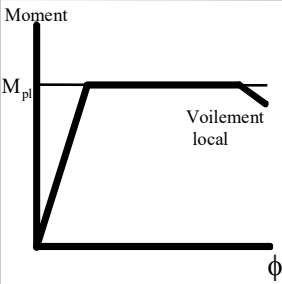
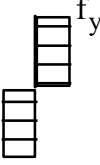
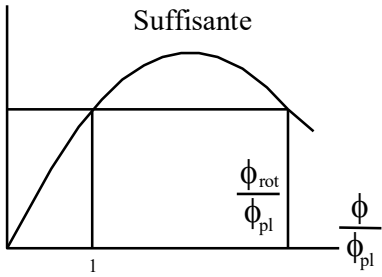
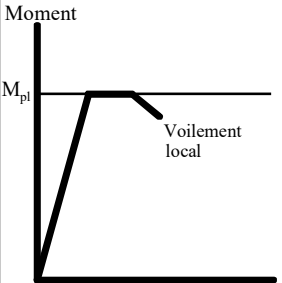
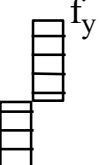
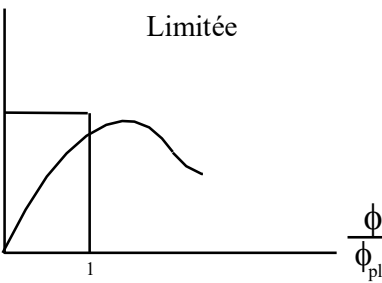
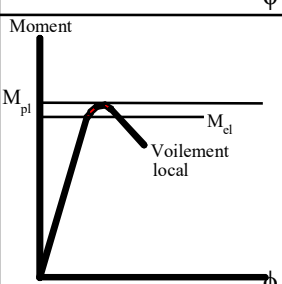

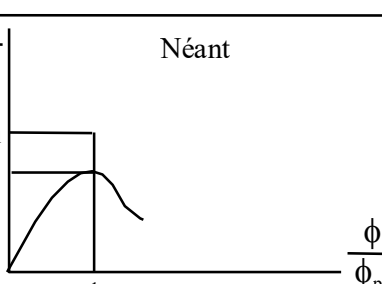
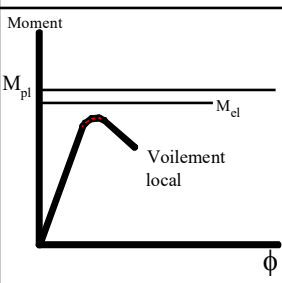

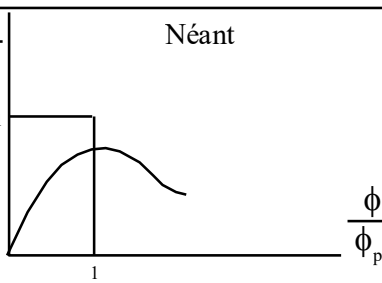
Modèle de comportement	Mom.de résistance	Capacité de rotation	Classe
 <p>Moment</p> <p><math>M_{pl}</math></p> <p>Voilement local</p> <p><math>\phi</math></p>	<p>Moment plastique sur section brute</p>  <p><math>f_y</math></p>	<p><math>\frac{M}{M_{pl}}</math></p> <p>Suffisante</p>  <p>1</p> <p><math>\frac{\phi_{rot}}{\phi_{pl}}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

Tableau 1: Classifications des sections transversales en fonction du moment résistant et de la capacité de rotation

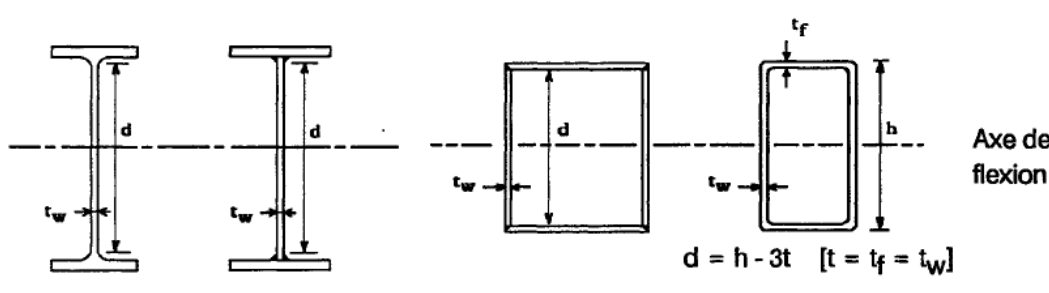
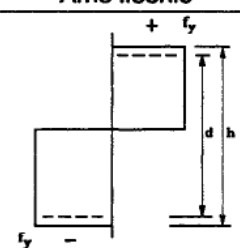
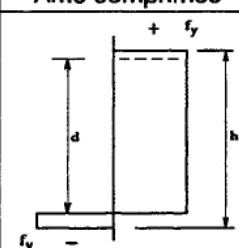
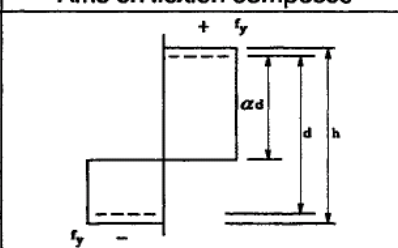
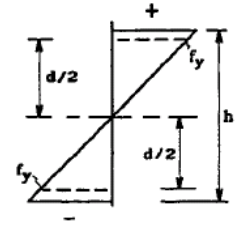
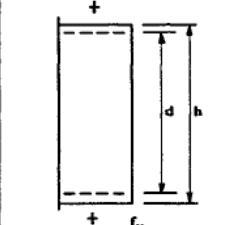
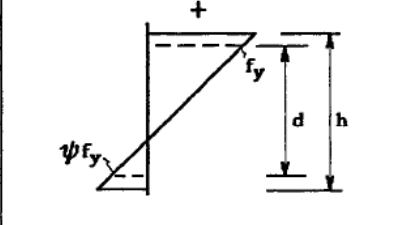
Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées		
(a) <u>Ames</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
				
Classe	Ame fléchée	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	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 <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\varepsilon$	1	0,92	0,81

Tableau 2 : Cas des âmes de poutres ou parois internes perpendiculaire à l'axe de flexion

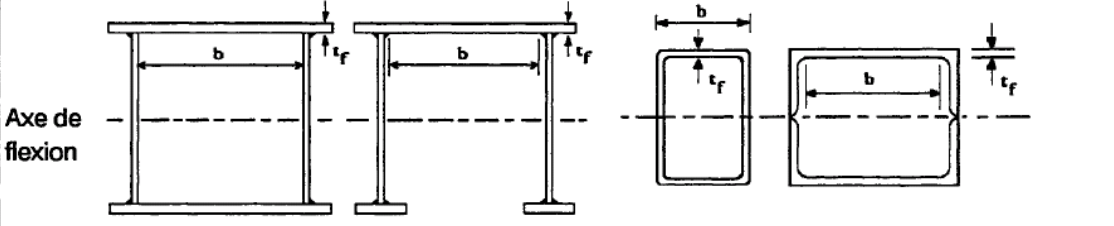
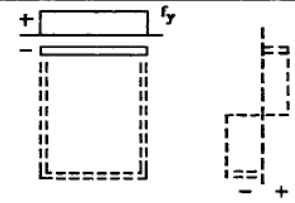
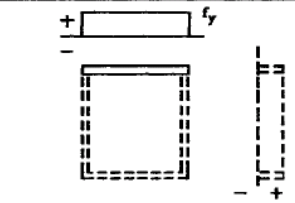
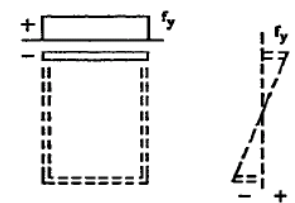
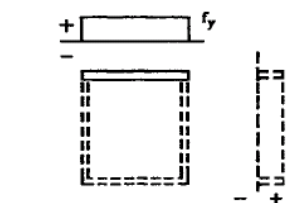
Tableau 5.3.1 (Feuille 2)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)					
					
Classe	Type	Section fléchie		Section comprimée	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section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

Tableau 3 : 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	$c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$		
		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		$\varepsilon$	1	0,92	0,81

Tableau 4 : Cas des semelles en console