

FORMULAIRE DE LA CONSTRUCTION METALLIQUE

- Les poutres constituent les éléments les plus communs des ossatures, dont la fonction est généralement de véhiculer des charges gravitaires sur certaines portées. Il s'agit donc d'éléments fléchis dont le dimensionnement est essentiellement établi par référence au moment fléchissant maximum qu'ils ont à supporter. Formellement, une vérification de la résistance à l'effort tranchant au voisinage des appuis est également nécessaire mais pour les poutres courantes à âme pleine cette vérification est rarement déterminante. De même, pour ces poutres, les déformations générales sont évaluées en négligeant purement et simplement celles dues à l'effort tranchant.

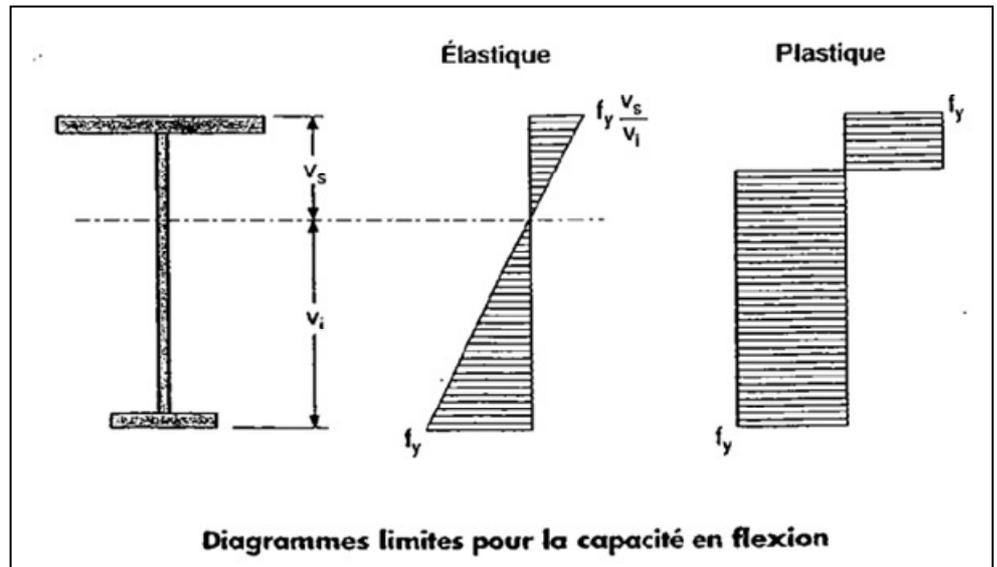
- On s'efforce en principe, par l'orientation de la section, d'obtenir une flexion mono axiale, c'est à dire de faire en sorte que les charges appliquées soient normales à l'axe longitudinal de la poutre et contenues dans un plan principal de symétrie de la section transversale. Dans ces conditions, l'optimisation de la quantité d'acier conduit à concentrer la matière de plus loin possible de l'axe principal autour duquel s'exerce la flexion. Pour une quantité donnée d'acier représentée par une section d'aire A , la disposition idéale mais irréalisable est la section I réduite à deux semelles, d'épaisseur négligeable par rapport à la hauteur h : le module de résistance en flexion est alors égal à $0,5Ah$, en élasticité comme en plasticité. Les sections réelles, suivant leur géométrie, se situent plus ou moins loin de cet idéal comme l'illustre le tableau suivant établi pour cinq sections pratiquement toutes de même aire :

| Type de section | carré | rectangl e | Tube rectangulaire | IPE | IPEA | idéal e |
|-------------------------------|-------|---------------|-----------------------|------|------|------------|
| Cotes (mm) | 73*73 | 300*18 | 300*160*6 | 300 | 330 | / |
| Aire (cm ²) | 53.3 | 54.0 | 53.8 | 53.8 | 54.7 | 53.8 |
| Module Wel (cm ³) | 65 | 270 | 436 | 557 | 626 | 807 |
| Module Wpl (cm ³) | 97 | 405 | 531 | 628 | 702 | 807 |
| Wpl/Wel | 1.5 | 1.5 | 1.22 | 1.13 | 1.12 | 1 |
| Wpl/Wel_idéale | 0.12 | 0.5 | 0.66 | 0.78 | 0.87 | 1 |

- Les sections en I, laminées ou reconstituées soudées, répondent à l'orientation définie et offrent donc les meilleurs rendements pour les sollicitations de flexion simple. Le choix du type de section à utiliser dans un cas donné doit néanmoins intégrer d'autres critères comme les possibilités d'assemblage, l'esthétique de la structure, la limitation de l'encombrement en hauteur ou la mise en place de réseaux.

- Sous réserve qu'il n'y ait pas de risque d'instabilité par déversement et la semelle comprimée présente un élancement géométrique suffisamment faible pour ne pas être affectée par le voilement local, la critère de la résistance correspond soit à l'atteinte de la limite d'élasticité sur la fibre extrême la plus éloignée du centre de gravité si l'on se cantonne dans le domaine de comportement élastique du matériau, soit à la plastification totale de la section suivant un diagramme de contraintes bi rectangulaire si l'on exploite complètement les capacités de déformation plastique de l'acier .

En pratique, il est assez rare que l'on puisse aller aussi loin dans le niveau de la sollicitation des sections.



- En premier lieu, la résistance en flexion d'une poutre à âme pleine peut se trouver conditionnée non pas par celle de ses sections mais par la stabilité au déversement.

Le déversement est l'instabilité générée par le flambement latéral de la partie comprimée du profil ; il ne se produit que pour les profils fléchis autour de l'axe d'inertie principale maximale et est d'autant plus sensible que cette inertie de torsion. C'est dire qu'il peut être particulièrement contraignant pour les sections classiques en l'optimisées pour la résistance pure en flexion. A titre d'exemple, la figure 16-14 montre l'évolution comparée, en fonction de la longueur, du rapport du moment critique au moment plastique de deux profils ayant des capacités de flexion autour de l'axe de grande inertie pratiquement identiques mais des caractéristiques de flexion latérale et de torsion très différentes .

- En revanche, les profils reconstitués en caisson rectangulaire ou les profils creux de même géométrie présentent en principe des inerties de torsion suffisamment importantes pour les mettre à l'abri de tout risque de déversement.

- Outre les caractéristiques mécaniques de la section transversale, deux autres paramètres essentiels gouvernent la stabilité au déversement :

1- bien entendu, la longueur de déversement, c'est-à-dire la distance qui sépare deux sections successives maintenues latéralement : il s'agit de l'équivalent ,

pour les pièces fléchies, de la longueur de flambement définie pour les pièces comprimées ;

2- la variation du moment de flexion sur la longueur de déversement : cette variation implique que la partie du profil sujette à l'instabilité n'est pas uniformément comprimée sur sa longueur, ce qui est favorable à la résistance de la poutre.

- L'orientation des charges transversales et la position de leur point d'application par rapport au centre de cisaillement de la section constituent un troisième paramètre à prendre en compte. Lors de la rotation de la section, les charges transversales dirigées vers le centre de cisaillement exercent un couple de second ordre amplifiant cette rotation alors les charges de sens opposé ont un effet réducteur, et le phénomène est d'autant plus sensible que la distance entre le point d'application des charges et l'axe longitudinal de rotation est importante. Sur le plan pratique, la prise en compte du risque de déversement pour une poutre en flexion simple se traduit par une réduction du moment maximum admissible dans ses sections.

- Le coefficient de réduction est en fonction du type de profil et de caractéristiques mécaniques, de la portée de la poutre et de nature du chargement qui lui est appliqué.

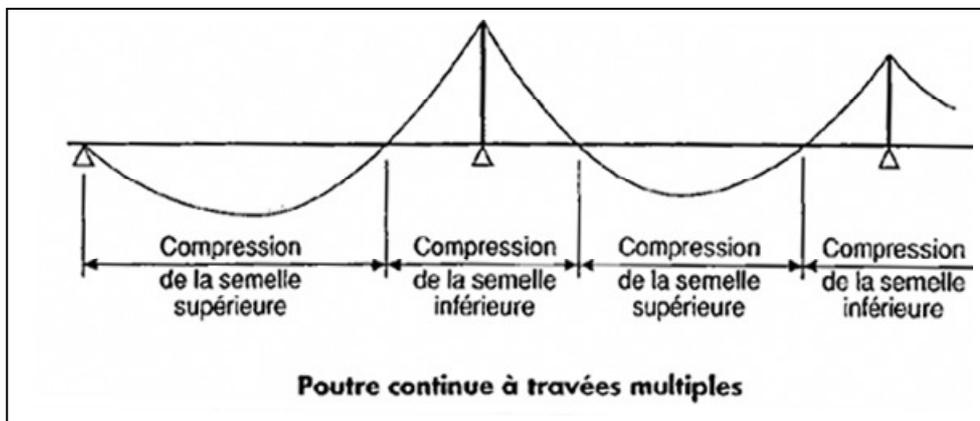
Le déversement est purement et simplement éliminé lorsque la partie comprimée est tenue latéralement en points successifs suffisamment rapprochés pour l'élançement de la semelle comprimée dans le sens perpendiculaire au plan de l'âme du profil devienne sans incidence sur la résistance. A fortiori, une poutre dont la semelle comprimée est continûment solidarifiée à une dalle en béton n'est plus susceptible de se déverser.

- Les critères d'états limites de service conduisent aussi fréquemment à renforcer le dimensionnement par rapport au simple critère de résistance : il s'agit en général de limiter l'ampleur des déformations pour éviter des désordres aux éléments de second oeuvre, pour assurer le fonctionnement normal d'installations sensibles, pour maîtriser des risques de vibrations ou pour de simples raisons esthétiques...

- Un dernier facteur de limitation de la résistance théorique des éléments fléchis est violemment local prématuré des parois totalement ou partiellement comprimées. D'une manière générale, les profilés marchands normalisés ont des caractéristiques dimensionnelles établies pour éviter une telle limitation.

- Pour les sections constituées de plats assemblés par soudure, il est de bonne conception de donner aux semelles des épaisseurs suffisantes pour qu'elles soient également à l'abri du voilement local ; pour les âmes en revanche, il peut être économique de limiter l'épaisseur en dessous du seuil d'intervention du voilement local car la perte de résistance en flexion qui correspond reste très faible en pratique.

- En principe, on évite, chaque fois que possible, de laisser les éléments fléchis isostatiques, en liant rigidement en rotation les extrémités des poutres soit leurs supports soit aux poutres des travées adjacentes. Les moments ainsi développés dans les zones d'appui permettent une meilleure exploitation de l'acier sur la longueur de la poutre, en corollaire, limitent considérablement l'incidence des critères de déformation sur le dimensionnement. La stabilité au déversement s'en trouve également améliorée puisque, sur la longueur de la poutre, une même semelle du profil se trouve tantôt tendue tantôt comprimée.

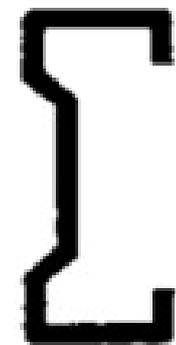
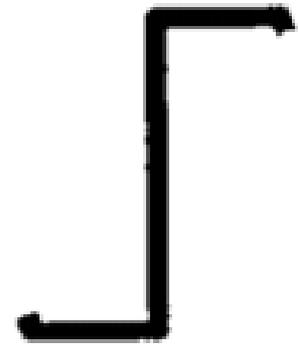


- Dans certaines circonstances, la mise en continuité des poutres n'est pas envisageable ou serait beaucoup trop coûteuse par rapport aux avantages qu'elle apporterait. C'est par exemple le cas lorsque, pour des raisons d'encombrement ou d'exploitation, les éléments portés doivent régner dans la hauteur d'éléments porteurs à âme pleine et sont donc interrompus par ces porteurs.

- Le rapport hauteur sur largeur des éléments fléchis est étroitement dépendant des liaisons d'extrémité, du niveau de chargement et de la sévérité des critères d'états limites de service. Il se situe couramment entre 1/15 et 1/25, avec des possibilités de variation au-delà de ces bornes pour les poutres sont extrêmement variées, en fonction de l'importance des charges et des portées, des critères constructifs, esthétiques, économiques... Les paragraphes qui suivent décrivent les solutions les plus courantes, leur domaine d'emploi et les difficultés qui leur sont propres.

3.1-Profils à parois minces formés à froid

Ces produits obtenus par pliage présente des sections de géométries variées (U,Z,E,C) et sont employés surtout comme éléments supports de couvertures et éléments d'ossatures de bardage ; leurs portées sont général de 4 à 7 m, mais peuvent parfois dépasser les 10 mètres. Du fait de leur emploi comme support de couverture pentée et/ou de l'absence de symétrie de leur section transversale, ces éléments sont le plus souvent soumis à des flexions bi axiales avec torsion. De plus les faibles épaisseurs de parois utilisées (0,5 mm à 5 mm environ) donnent un caractère systématique en voilement local dans le mode de ruine en flexion. Ces caractéristiques particulières des éléments minces formés à froid justifient qu'ils fassent l'objet de règles de calcul spécifiques . Il est aussi très fréquent que leur dimensionnement soi conduit, au moins partiellement, sur des bases expérimentale et en recherchant pour leur stabilité une collaboration de la paroi supportée.



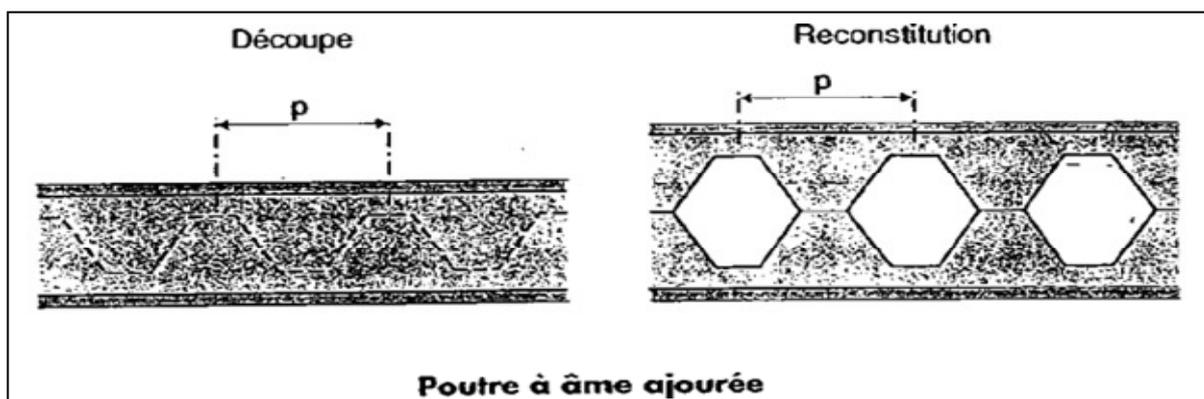
**Profils
formés à froid**

3.2-Profils en 1 laminés à chaud

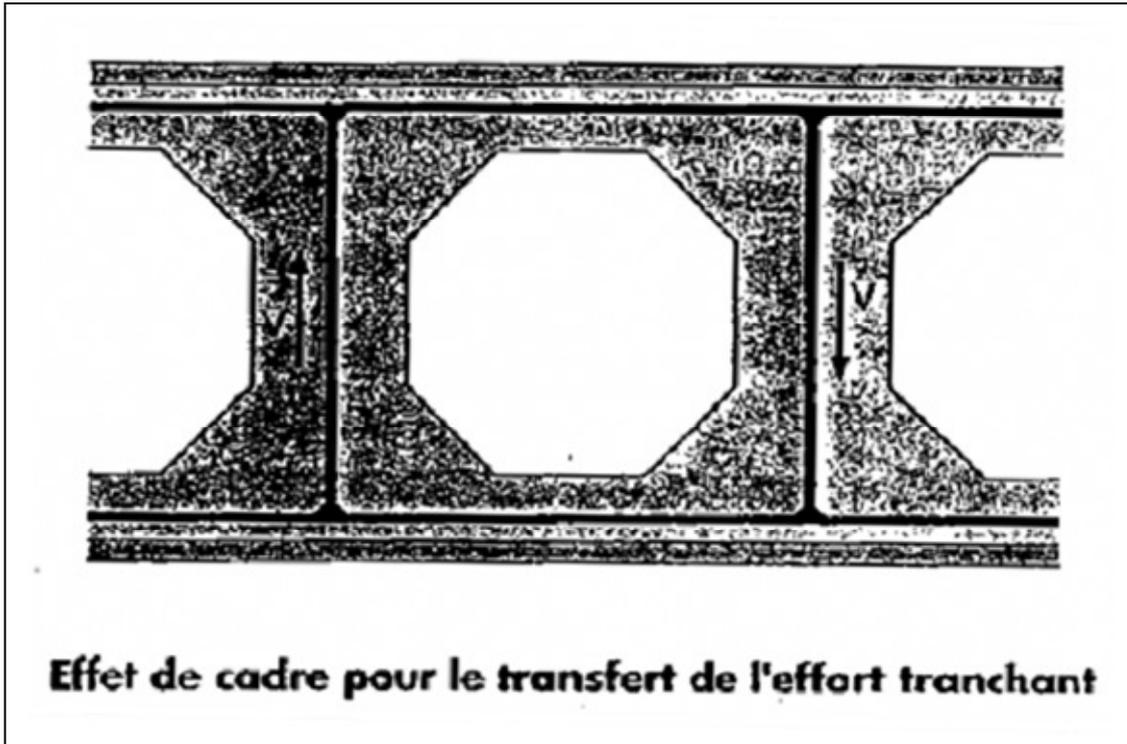
-Il s'agit de la solution la plus traditionnelle qui permet de satisfaire une très large variété de besoin du bâtiment grâce au différences gammes disponibles de sections et de hauteurs ; le portées peuvent aller de 5 à 50 m. Ces produits sont très fortement optimisés pour la flexion mono axiale : leur inertie et flexion latérale et leur inertie de torsion pure sont faibles et regard de leur inertie principale maximale. C'est dire que le risque de déversement est souvent important et, sauf dans les cas ou la partie comprimée se trouve, par construction, régulièrement maintenue latéralement, il convient d'organiser le long de la portée des dispositifs de stabilisation en nombre suffisante pour en limiter l'incidence sur le dimensionnement.

- En revanche, les élancements de parois des sections laminées sont établis de telle sorte que le voilement local ne soit jamais déterminant pour la résistance en flexion simple. De même, les âmes de ces profils présentent une section suffisamment importante pour qu'en pratique, la résistance à l'effort tranchant soit toujours largement garantie, sauf cas exceptionnel tel que celui de consoles très courtes et fortement chargées. Pour la même raison, la stabilité de l'âme au voilement de cisaillement ne nécessite normalement aucune vérification.

- Cette surabondance au niveau de l'âme permet d'ailleurs de constituer à partir d'un profil laminé, une poutre à âme ajourée : une découpe suivant une ligne polygonale régulière est pratiquée dans l'âme de part et d'autre de l'axe médian et les deux demi profils sont ensuite réassemblés par soudure après décalage relatif longitudinal de la valeur d'une maille de découpe; des plats intercalaires peuvent éventuellement accroître encore la hauteur du profil ainsi reconstitué. Sans majoration du poids d'acier et pour un surcoût limité de fabrication, un accroissement notable de l'inertie de la résistance en flexion est ainsi obtenu et les évidements dans les âmes confèrent à ces poutre un aspect intéressant de légèreté ; dans certains cas, ils peuvent être simplement exploités pour le passage de différents réseaux dans la hauteurs des poutres.



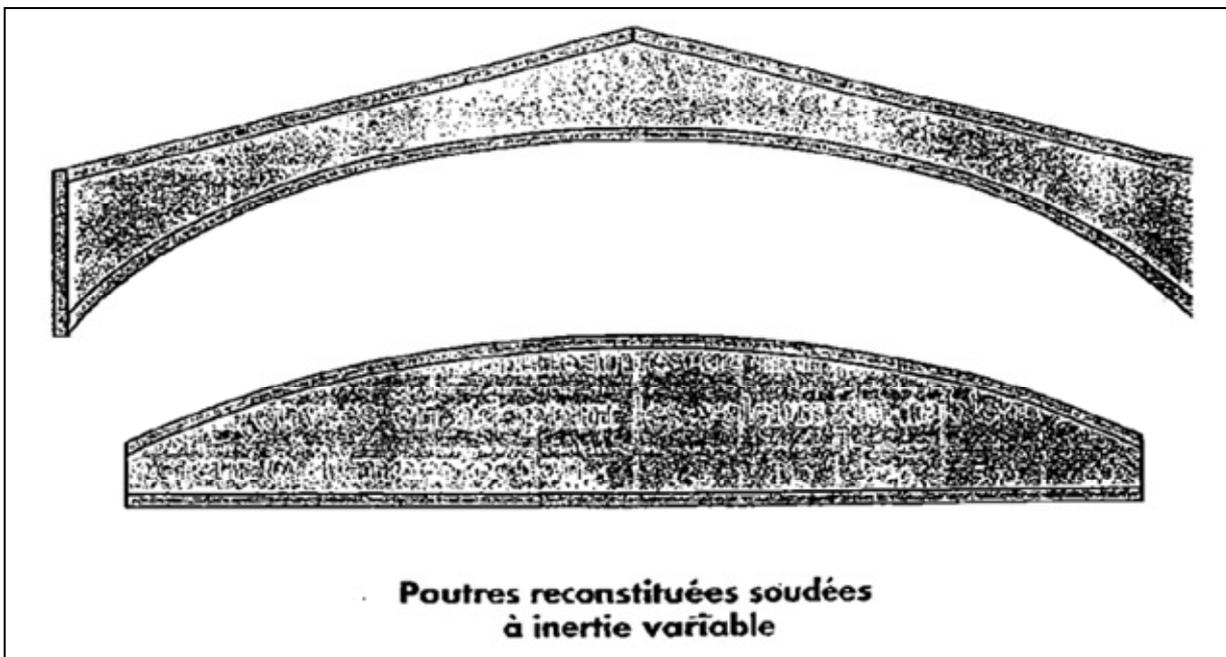
- La présence d'évidements importants dans l'âme modifie de manière importante le comportement de la poutre vis-à-vis de l'effort tranchant. Pour l'essentiel, on peut assimiler le mode de transfert de l'effort tranchant d'un coté à l'autre d'un évidement au comportement d'un cadre dont les montants sont constitués par les semelles associées à la hauteur résiduelle d'âme et les traverse par la parties d'âme pleine de pat et d'autre de l'évidement. Il apparaît dans ces parties de section des moments locaux de flexion qui génèrent les contraintes qui s'ajoutent à celles occasionnées par les sollicitations générales.



- En plus des implications sur la résistance, ces caractéristiques de comportement se traduisent pour la poutre par déformabilité non négligeable à l'effort tranchant. Il faut aussi ajouter que la stabilité des parties d'âme pleine doit être examinée avec attention, en particulier dans le cas où la hauteur de la poutre a été encore accrue par l'utilisation de plats intercalaires entre les deux demi profils. Globalement, la vérification de poutre à âmes ajourées passe donc par une analyse particulière ; de règles spécifiques existent qui en précisent les modalités. Elles peuvent être utilisées plus largement dans tous les cas où des ouvertures importantes sont pratiquées dans les âmes de poutres, de manière ponctuelle ou généralisées, en particulier pour permettre des circulations de réseaux.

3.3-Profil en I reconstitués soudés

- Ces profils occupent le même créneau que les profils laminés mais élargissant vers des hauteurs beaucoup plus importantes et en offrant la possibilité d'adapter de manière beaucoup plus fine les caractéristiques géométriques, épaisseurs et largeurs, au besoins de résistance. Il est d'ailleurs essentiel que cette adaptation se traduise par un gain de poids important par rapport à une solution laminée, suffisant pour au moins compenser le surcoût lié au soudage des tôles de base. En pratique, la résistance peut être modulée le long de la poutre en fonction du moment sollicitant par ajustement des épaisseurs des semelles et/ou variations de la hauteur de l'âme, cette dernière possibilité pouvant présenter un certain intérêt esthétique.

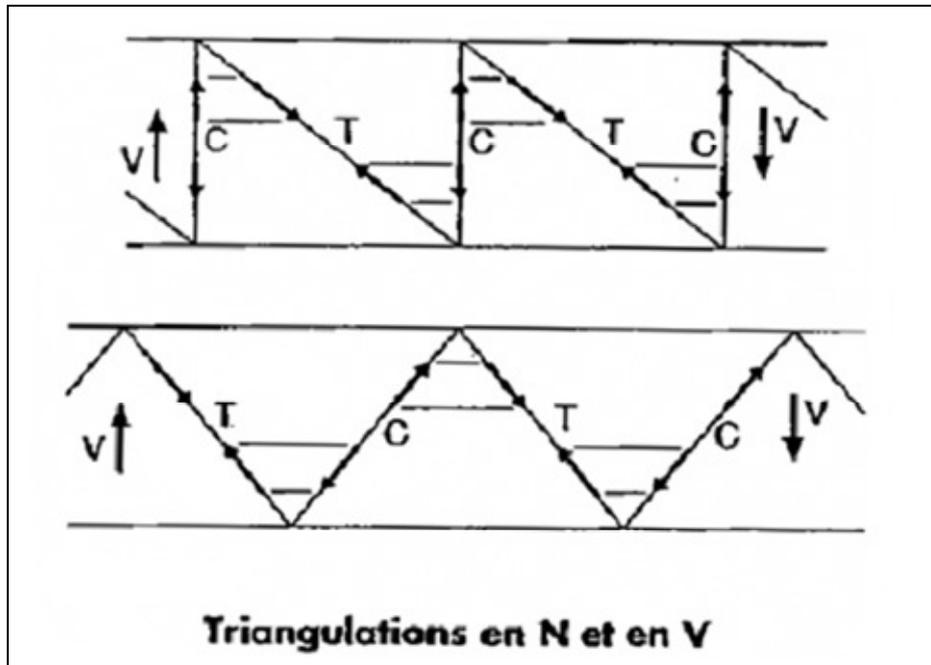


- La recherche de la meilleure économie conduite généralement à retenir des âmes de fort élancement, couramment compris entre 50 et 200 voire au-delà, compte tenu de leur rendement inférieur à celui des semelles pour la résistance en flexion. Ces âmes ne sont donc le plus souvent pas pleinement efficaces. Vis-à-vis de l'effort tranchant. Il devient important de s'assurer de leur résistance et de leur stabilité.

- Dans le cas de poutres continues ou encastées à leurs extrémités, cette vérification doit tenir compte de l'interaction avec le moment de flexion qui règne dans la zone d'appui. Également le raidissage des âmes doit être étudié avec précision au droit des appuis et plus généralement au droit de toute section où une charge concentrée est introduite.

3.4-Poutres planes en treillis

Le principe des poutres en treillis consiste à remplacer l'âme pleine des sections de type I ou H par des barres inclinées qui constituent, avec les semelles devenues des membrures, des panneaux triangulés aptes à transférer l'effort tranchant d'un de leur bord à l'autre. L'équilibre d'un tel système soumis à des charges transversales peut être obtenu en développant exclusivement des efforts axiaux dans les barres qui les constituent. Dans les treillis en N, une barre de treillis sur deux est orientée parallèlement l'effort tranchant; dans les treillis en V; les barres de treillis présentent des inclinaisons alternées par rapport aux membrures, Dans les deux cas une barre de treillis sur deux est tendue, l'autre comprimées (fig. 16-20). Le choix de la disposition géométrique de la triangulation s'effectue en fonction de critères économiques comme la quantité d'acier mise en oeuvre et les facilités d'assemblage, de contraintes d'exploitation telles que le gabarit de passage à ménager dans la hauteur de la poutre et de considérations esthétiques.



Triangulations en N et en V

Les poutres planes en treillis peuvent être constituées à partir de cornières jumelées, de profils creux circulaires, carrés ou rectangulaires, de profils laminés à chaud H, de profils reconstitués soudés en caisson... Ces solutions très diversifiées sont, en principe tenu de la totale liberté dont on dispose pour fixer la hauteur des poutres et l'importance de section des barres qui les constituent; en particulier, elles permettent de couvrir les portées les plus importantes. A l'origine de la construction métallique car les éléments de base pouvaient ainsi rester des pièces de faibles dimensions facilement manipulables et transportables, quelle que soit l'importance de l'ouvrage à construire.

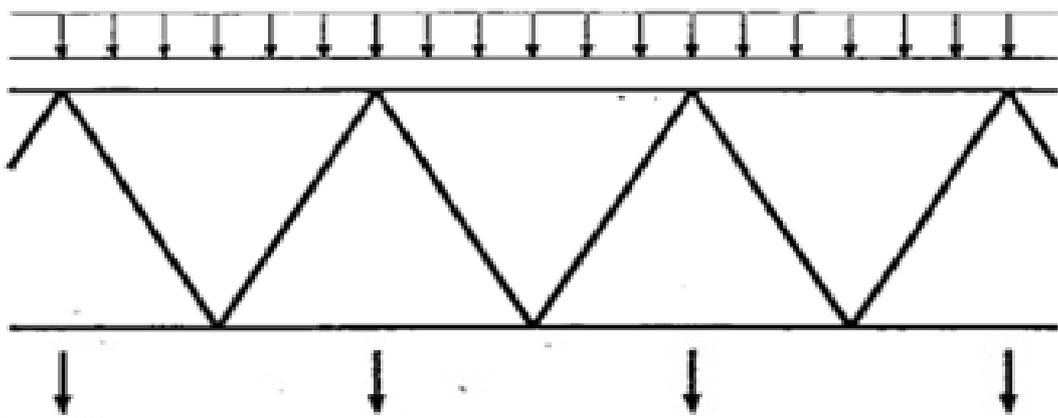
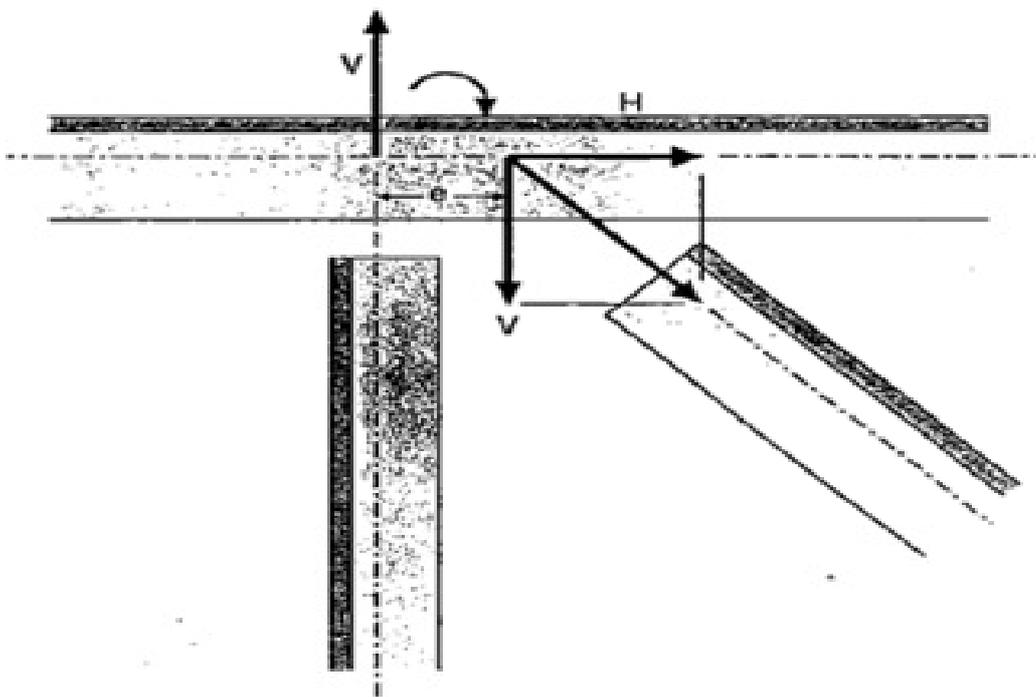
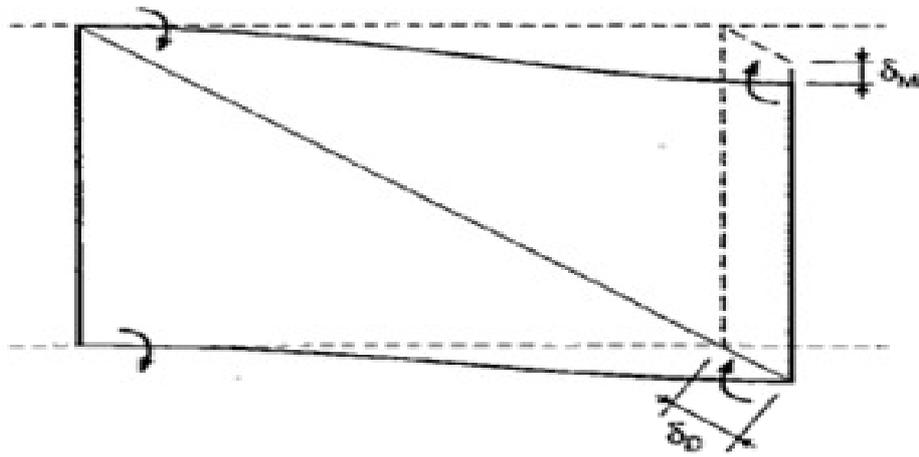
Aujourd'hui, cet avantage n'est plus du tout décisif et les coûts élevés de main d'œuvre représentés par la fabrication des poutres en treillis conduisent désormais à réserver soit aux ouvrages les plus importants par les portées à franchir et/ou les charges à reprendre soit au contraire à ossatures très légères où une certaine priorité est donnée aux critères esthétiques. De ce point de vue, les différents modes de variation de la hauteur (inclinaison variable ou cintrage des membrures...) permettent d'obtenir des effets intéressants, en particulier avec l'utilisation de profils creux.

En termes de dépenses matière, la solution treillis constitue un optimum théorique par la séparation des fonctions qu'elle opère entre la reprise du moment de flexion assurée par les membrures et la reprise de l'effort tranchant dévolue au treillis reliant ces membrures. Suivant ce schéma, les barres ne sont sollicitées que par des efforts normaux, traction ou compression, et peuvent être optimisées individuellement, de sorte que l'acier est normalement pleinement exploité en tout point long de la poutre.

Différents facteurs font qu'en pratique, on s'éloigne de cet idéal, qui n'est de toute façon que relatif, dans la mesure où il n'est fondé que sur un critère de poids d'acier.

Tout d'abord, il est nécessaire d'assurer des conditions d'assemblage entre barres les plus simples possibles, faute de quoi les coûts de fabrication peuvent devenir prohibitifs. Dans le même but simplifier les opérations de fabrications, une certaine uniformisation des profils doit être en général intervenir. De plus, il est indispensable qu'en toute section le long de la poutre a une résistance minimale à l'effort tranchant soit garantie, quel que soit les valeurs de calcul, de façon à répondre à toute distribution non uniforme des charges variables.

Des marges de résistance doivent généralement aussi être ménagées pour assurer la reprise des moments secondaires qu'apparaissent dans les barres en raison de leurs encastremements mutuels. Ces moments sont générés par plusieurs facteurs d'importances inégales et variables d'un cas particulier à l'autre



Sources de moments secondaires

-Les déformations d'effort axial des barres de treillis créent des dénivellations d'appui pour les membrures qui sont principe continues sur plusieurs panneaux de triangulations;

.les assemblages peuvent présenter des excentricités consenties pour des raisons constructives et qui traduisent par des moments secondaires appliqués au droit de chaque noeuds et répartis entre les différentes barres qui y aboutissent en fonction de leur raideur;

.des charges peuvent être appliquées en dehors des noeuds de triangulation et donc solliciter directement en flexion locale les barres concernées.

Dans tous les cas, lorsque les barres de treillis sont rigidement assemblées aux noeuds (soudures, boulons précontraints), les moments secondaires se < propagent > d'une barre à l'autre en fonction de leurs rigidités de flexion ; une modélisation informatique prenant en compte les encastremements mutuels des barres permet une évaluation précise de ces effets. Dans le cas d'assemblages par des boulons ordinaires, il est normalement admis, sauf anomalie dans les raideurs relatives, que les barres de triangulation peuvent être considérées comme articulées sur les noeuds et donc épargnées par les moments secondaires dont il vient d'être question.

En principe, les longueurs de flambements à prendre en compte pour justifier la stabilité des barres comprimées dans le plan des poutres en treillis sont des longueurs d'épure entre noeuds de triangulation : ce choix est cohérent avec une hypothèse de liaisons purement articulées entre les barres. En pratique, les assemblages créent des liaisons au moins semi- encastrees qui à la fois occasionnent les moments secondaires dont il a été précédemment question et autorisent une certaine réduction de la longueur de flambement, Sous réserve que les barres de treillis soient attachées à leurs extrémités par au moins deux boulons ordinaires et a fortiori pour les modes d'assemblages plus rigides comme la soudure, les codes permettent de considérer, dans le plan de la poutre des longueurs de flambement égales à 0,9 fois la longueur d'épure pour les membrures et à 0,8 fois la longueur d'épure pour les barres de treillis.

En revanche , aucune réduction n'est admise lorsqu'il s'agit du flambement des barres comprimées dans la direction normale au plan de la poutre. Pour les barres de treillis, la référence reste la longueur d'épure entre noeuds. L'instabilité latérale de la membrure comprimée est équivalente, pour la poutre en treillis considérée dans son ensemble, au déversement d'une poutre à âme pleine.

De la même manière que pour les poutres à âme pleine, il est donc le plus souvent nécessaire d'organiser entre les appuis des poutres en treillis des maintiens hors plan de la membrure comprimée en nombre suffisant pour la résistance de la poutre ne soit que raisonnablement affectée par l'instabilité latérale. Il convient de noter que les barres de treillis n'opposent à cette instabilité qu'une résistance très faible, négligeable sauf exceptions et qu'en terme de calcul, on se ramène donc à un problème pur de flambement.

- Pour des poutres en treillis légères, on utilise parfois en triangulation des cornières simples attachées par une de leur ailes ; cette conception provoque des effets secondaires difficiles à évaluer avec précision, liés au déport de l'axe neutre des barres par rapports à celui des membrures, à l'excentricité de l'assemblage et à l'absence de coïncidence entre les axes principaux des cornières et le plan moyen de la poutre. Il est permis de négliger ces effets à condition de vérifier la stabilité au flambement de ces éléments sur la base de leur longueur d'épure et du rayon de giration minimum de leur section. Cette approximation suppose néanmoins que les éléments en question ne représentent qu'une faible raideur et donc un élancement suffisant, de l'ordre de 100.

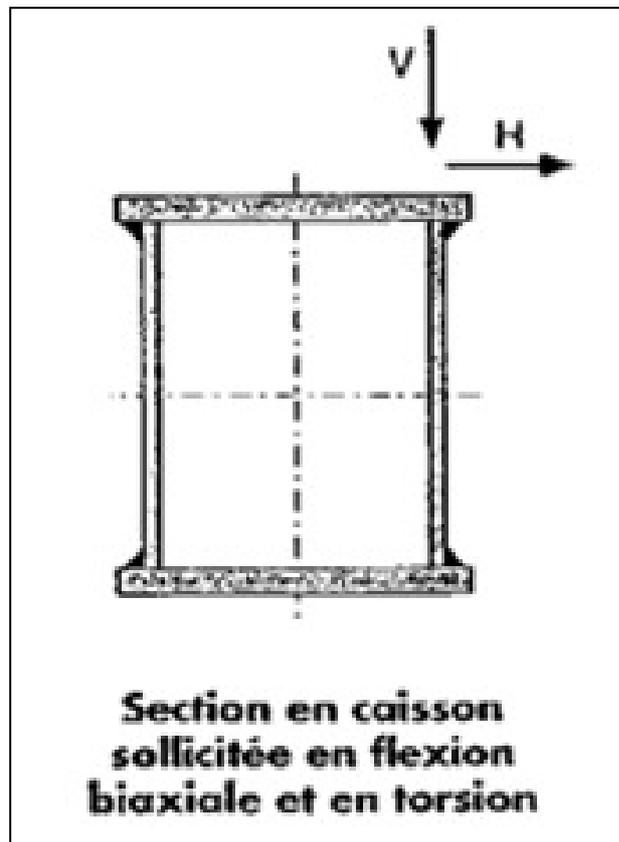
- Dans le cas particulier des poutres en treillis constituées de profils creux soudés avec découpes d'intersection, la rigidité des assemblages et les inerties de torsion élevées des sections fermées autorisent des réductions plus importantes des longueurs de flambement, y compris pour l'instabilité dans la direction perpendiculaire au plan de la poutre. L'annexe K de l'Euro code 3 prévoit pour les deux directions flambements, 0,9 fois les longueurs d'épure pour les membrures et 0,75 fois la longueur d'épure pour les barres de treillis.

-Enfin, comme pour toute poutre fléchie, les éléments en treillis doivent faire l'objet d'une vérification aux états limites de service. Dans l'évaluation des déformations il est important d'intégrer la contribution du treillis qui est toujours significative. Les Règles CM 66 suggèrent à ce propos un calcul forfaitaire consistant à ne tenir compte que de la déformation e flexion mais en l'évaluant à partir d'un module de déformation longitudinale fictif réduit pris égal à $160\ 000\ \text{N/mm}^2$ au lieu de $210\ 000\ \text{N/mm}^2$ (soit une majoration d'environ 30 % de la déformation).

3.5-Profil reconstitué souder en caisson

Certaines poutres sont sollicitées par des charges orientées de façon quelconque par rapport aux axes de leur sections transversale et excentrées par rapport au centre de torsion de cette même section. Il en résulte une flexion bi axiale accompagnée de torsion. Un exemple typique est constitué par les poutres réalisant les chemins de roulement d'un pont roulant.

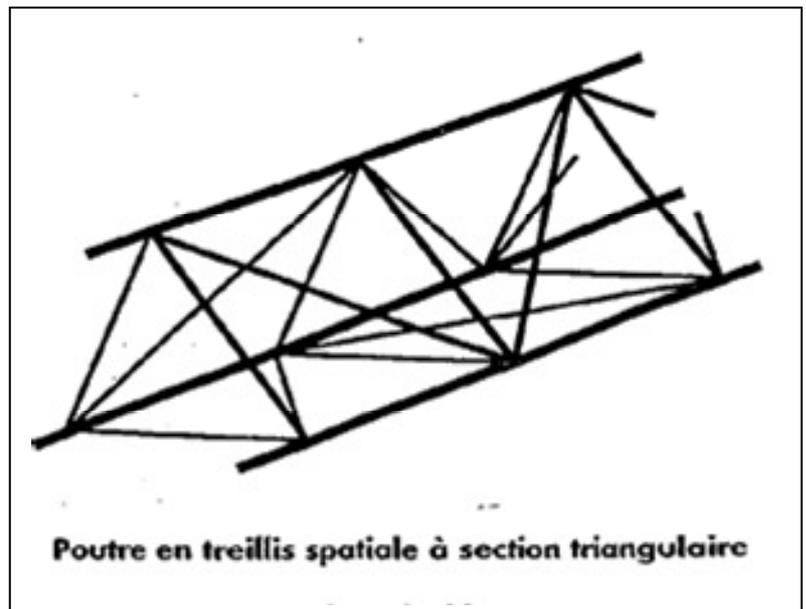
Tant que les sollicitations de flexion latérale et de torsion restent modestes, l'utilisation de profils laminés en H éventuellement aménagés par des renforts soudés ou de profils reconstitués soudés de géométrie équivalente peut être une réponse suffisante. Les profils ouverts sont néanmoins peu satisfaisants pour équilibrer des moments de torsion et; avec l'augmentation des charges et des portées, la référence doit rapidement être donnée à des profils reconstitués soudés en caisson (fig.16-22). Ce type de section peut être constituée « à la demande » en fonction des proportions relatives des trois sollicitations de base, flexion principale, flexion latérale et torsion et permet d'obtenir résistance et rigidité voulues sans difficulté notable. Il n'y a donc pas de particularité supplémentaire à mentionner à son propos par rapport au cas des profils reconstitués soudés simplement fléchis.



3.6-Poutre en treillis spatiales

Les poutres en treillis spatiales constituent une autre réponse possible aux cas d'éléments fléchis sollicités par des charges transversales d'orientation quelconque. En dédoublant une ou deux membrures, on peut passer d'une poutre en treillis plane à une poutre à section triangulaire comportant trois plans de treillis (fig. 16-23) ou à une poutre à section rectangulaire avec quatre plans de treillis. Outre leur capacité à reprendre toute charge transversales, les poutres en treillis spatiales présentent l'avantage de n'être plus affectées en pratique par une quelconque instabilité d'ensemble de type déversement, chaque noeud étant fixe dans l'espace par deux plans de triangulation.

- Les couts de fabrications des Poutres en treillis spatiales sont Généralement assez élevés, en raison De la complexité des noeuds D'assemblage qui doivent assurer la Solidarisation de 6 à 8 barres D'orientations divers. On réserve Donc cette solution à la structure très légères pour lesquelles il est donné une priorité au critère esthétique comme des ossatures de façades vitrées ou des ossatures de couvertures en toiles tendu .



au plan technique, les différentes considérations développées pour les poutres planes en treillis peuvent être reconduites sans modification, à l'exception de celles relatives à l'instabilité latérale qui est ici pratiquement éliminée par constructions . Pour ce qui concerne la détermination des sollicitations dans les barres, elle passe systématiquement désormais par une analyse informatique, qui permet de prendre en compte directement et avec précision l'ensemble des interactions entre ces barres .