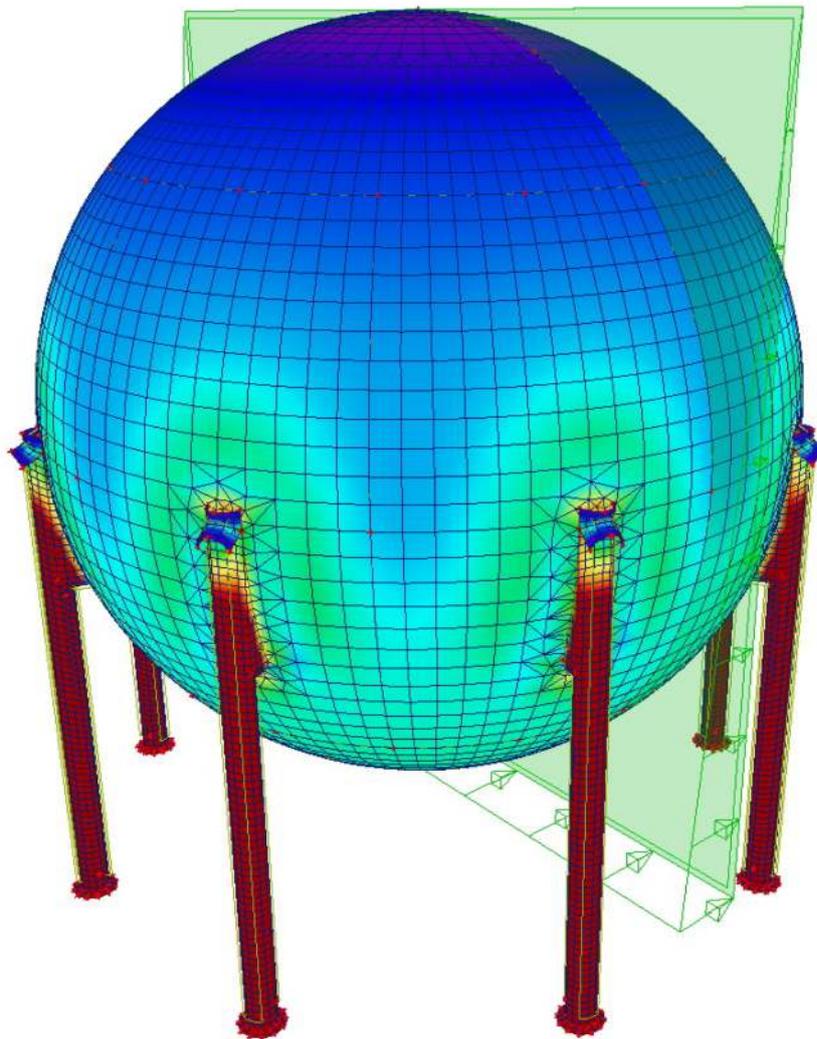


RESISTANCE DES MATERIAUX



Chargé de cours : **Ivan Corminboeuf** ing. ETS/EPFL
version **3.9.5** – septembre 2016

Chargé de cours

Ivan Corminboeuf

ingénieur civil diplômé ETS / EPF



Né en 1963, M. Corminboeuf est originaire de Domdidier. Après un apprentissage de dessinateur en constructions métalliques de 1979 à 1982, il poursuit sa formation à l'Ecole d'ingénieurs de Fribourg où il diplôme en 1985 en épuration. Par la suite M. Corminboeuf a travaillé dans le domaine des structures jusqu'en 1987. Durant la même année, il entre à l'école polytechnique fédérale de Lausanne dans la filière structure. En 1992 il termine ses études par un travail de diplôme dans les ouvrages d'art. De 1992 à 1997, il est assistant auprès de l'ICOM-EPFL pour les projets de ponts mixtes du 8^{ème} semestre. De 1999 à 2002, M. Corminboeuf enseigne le béton armé à l'école d'ingénieurs de Fribourg dans la section de génie civil. Depuis 2003, il est chargé de cours auprès de l'école de la construction de Fribourg pour les cours de statique, de résistance des matériaux et de béton armé. M. Corminboeuf est directeur de la filiale de Fribourg du groupe Edy Toscano SA qui regroupe plus de 30 collaborateurs. Il est également membre du comité de la section fribourgeoise de la SIA.

i.corminboeuf@bluewin.ch

Fiche de cours

Filière :	Ecole technique de la construction
Titre du cours :	RESISTANCE DES MATERIAUX
Semestre (s) durant le (s) quel (s) le cours est enseigné :	5^{ème} + 6^{ème} semestre

Objectifs :

Permettre à l'étudiant de dimensionner tous types de structures simples réalisés en bois ou en acier. Apprendre à utiliser des formulaires de statique ou de résistance des matériaux pour le dimensionnement de structures isostatiques et hyperstatiques simples.

Contenu :

Notions de base de résistance des matériaux, calcul des propriétés des surfaces ; centre de gravité, module de résistance, inertie et rayon de giration. Notions générales de contraintes normales et tangentielles ainsi que leur calcul. Notions d'instabilité des barres comprimées; longueurs de flambage et calcul de la résistance. Calcul simplifié de structures en bois ou en acier soumises simultanément à un effort normal et à un moment.

Prérequis :

Cours de statique de 1^{ère} année
Cours de "laboratoire des matériaux"
Cours d'algèbre et de géométrie générale de 1^{ère} année

Lien fort avec les cours :

Statique et construction du bâtiment en général

Mode d'évaluation des connaissances :

Sous la forme de travaux écrits.
Notation = **50 points/10 + 1** → note maximale **6** - note minimale **1**

CHAPITRES

1. INTRODUCTION
2. CARACTERISTIQUES DES SECTIONS
3. NOTIONS DE CONTRAINTES
4. MODULE D'ELASTICITE
5. DEFORMATIONS
6. BARRES COMPRIMEES
7. BASES GENERALES DE DIMENSIONNEMENT
8. PROCEDURES DE CALCUL D'UNE STRUCTURE
9. LE BOIS
10. L'ACIER
11. EXERCICES

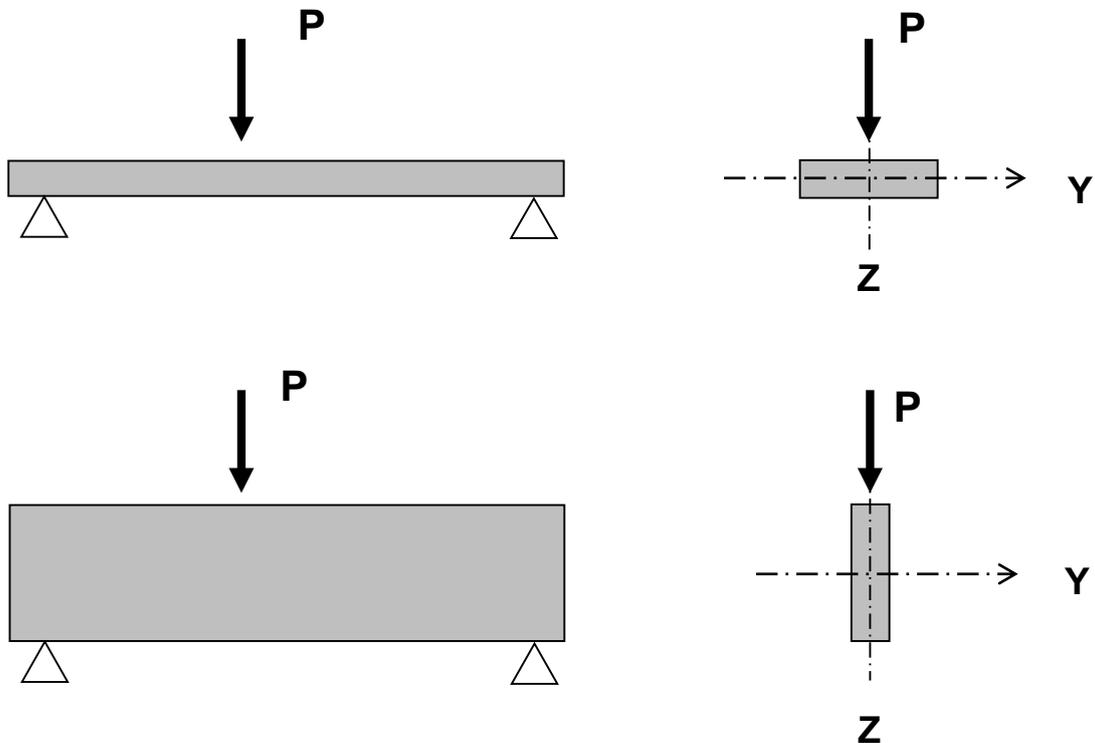
Annexes

Formulaires divers

Le cours est régulièrement mis à jour. Il peut être téléchargé sur le site www.corminboeuf.net

1. INTRODUCTION

Soit les deux poutres simples ci-dessous :



En examinant ces deux cas, on se rend compte qu'à section égale (dimensions égales) les deux poutres n'offrent pas la même résistance sous charge identique. En conséquence, d'autres caractéristiques que l'aire de la section sont indispensables à connaître.

Le but du cours de résistance des matériaux sera dans un premier temps d'apprendre à déterminer ces caractéristiques et dans un deuxième temps de les utiliser pour le dimensionnement d'éléments de structure simple en acier et en bois.

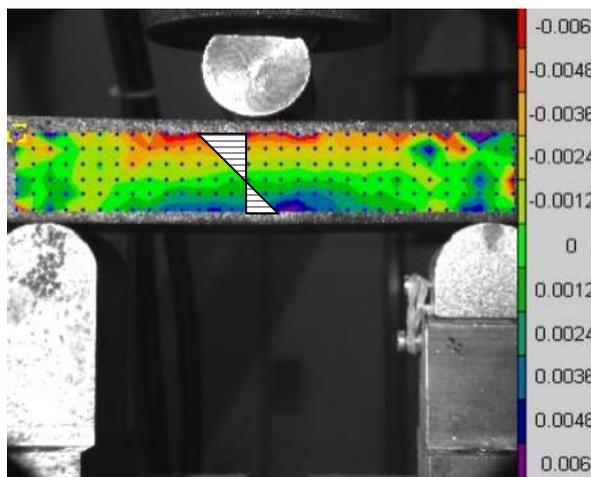
Toutes les méthodes de calculs développées dans ce cours sont valables pour autant que les proportions ou l'élancement entre la portée et la hauteur d'une poutre respectent les proportions suivantes :

$$\frac{\text{Longueur de la poutre (L)}}{\text{Hauteur de la poutre (h)}} \geq 2$$

Une poutre qui ne respecte pas l'élancement énoncé ci-dessus n'est plus sollicitée par de la flexion "pure" mais par un système de sollicitation hybride. Le trait caractéristique de cet état est l'apparition, à l'intérieur de la matière, de zones spécifiques qui peuvent être tendues ou comprimées. Ces zones sont communément appelées des **bielles**. Le mode de résistance de la matière est alors plus ou moins similaire au comportement d'une poutre à treillis où les barres sont remplacées par des bielles.

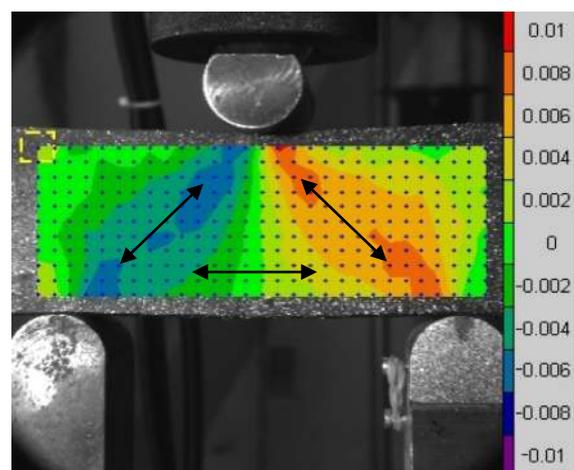
Deux exemples de poutres sont présentés ci-dessous dont l'une ne respecte pas le critère d'élancement de 2. On distingue clairement par le biais des couleurs, les contraintes induites à l'intérieur de la matière ou bien le cheminement des forces sous forme de bielles vers les appuis.

$L / h \geq 2$



La poutre "travaille" en flexion. Celle-ci induit des contraintes qui sont maximales au centre de la poutre; zones bleue +, zone rouge -

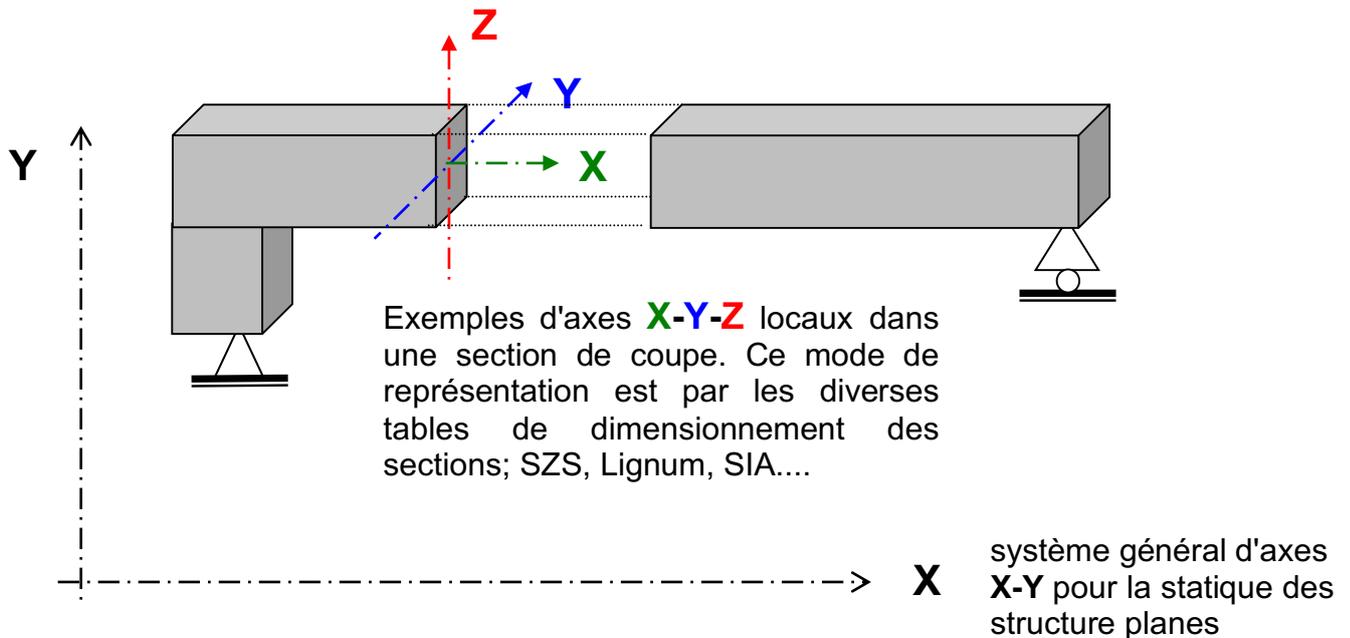
$L / h < 2$



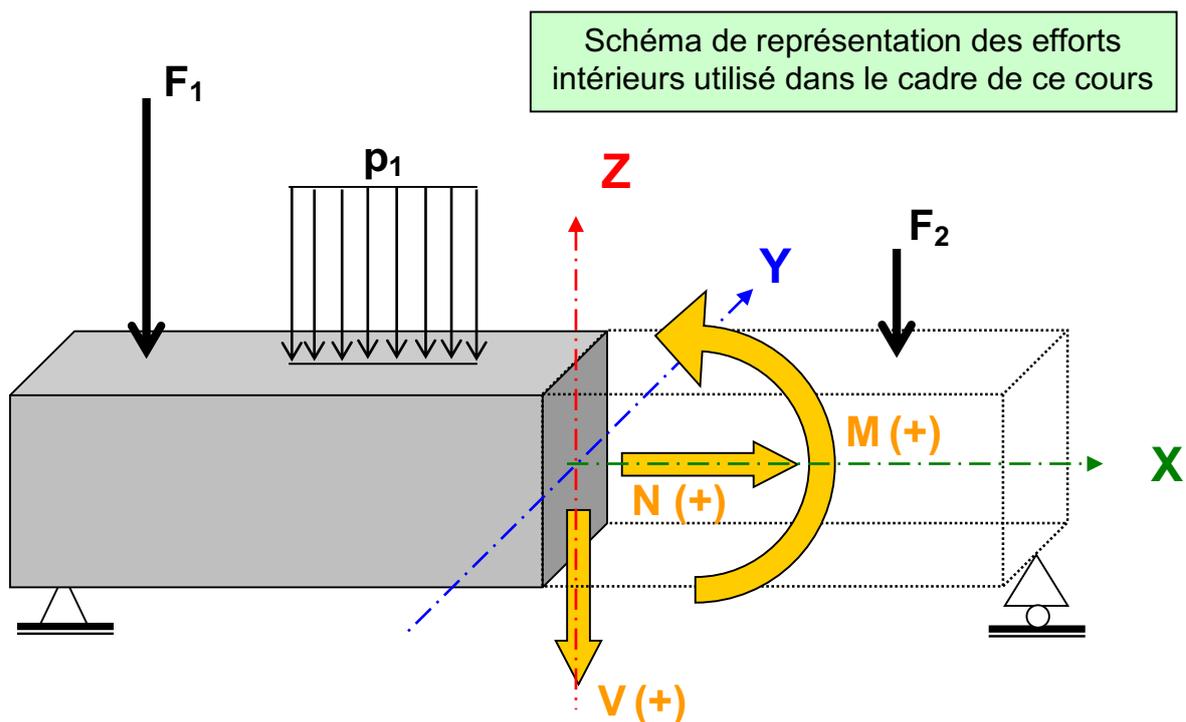
La poutre "travaille" sous forme de bielles tendues et comprimées de manière analogue à une poutre à treillis

Systèmes d'axes et représentation

Les logiciels de calcul des structures modernes utilisent un système d'axes **X-Y** pour la **modélisation des structures planes**. Les résultats qui en découlent sont exprimés au moyen d'efforts **N-V-M** par rapport à ces mêmes axes. Par contre, le dimensionnement des barres s'opère en règle générale dans une section pourvue **d'un système d'axes X-Y-Z "local"** orienté selon l'axe normal de la barre selon le schéma suivant:



Dans le cadre de notre cours nous travaillerons en adéquation avec le système d'axes **X-Y-Z** local selon le schéma ci-dessous:

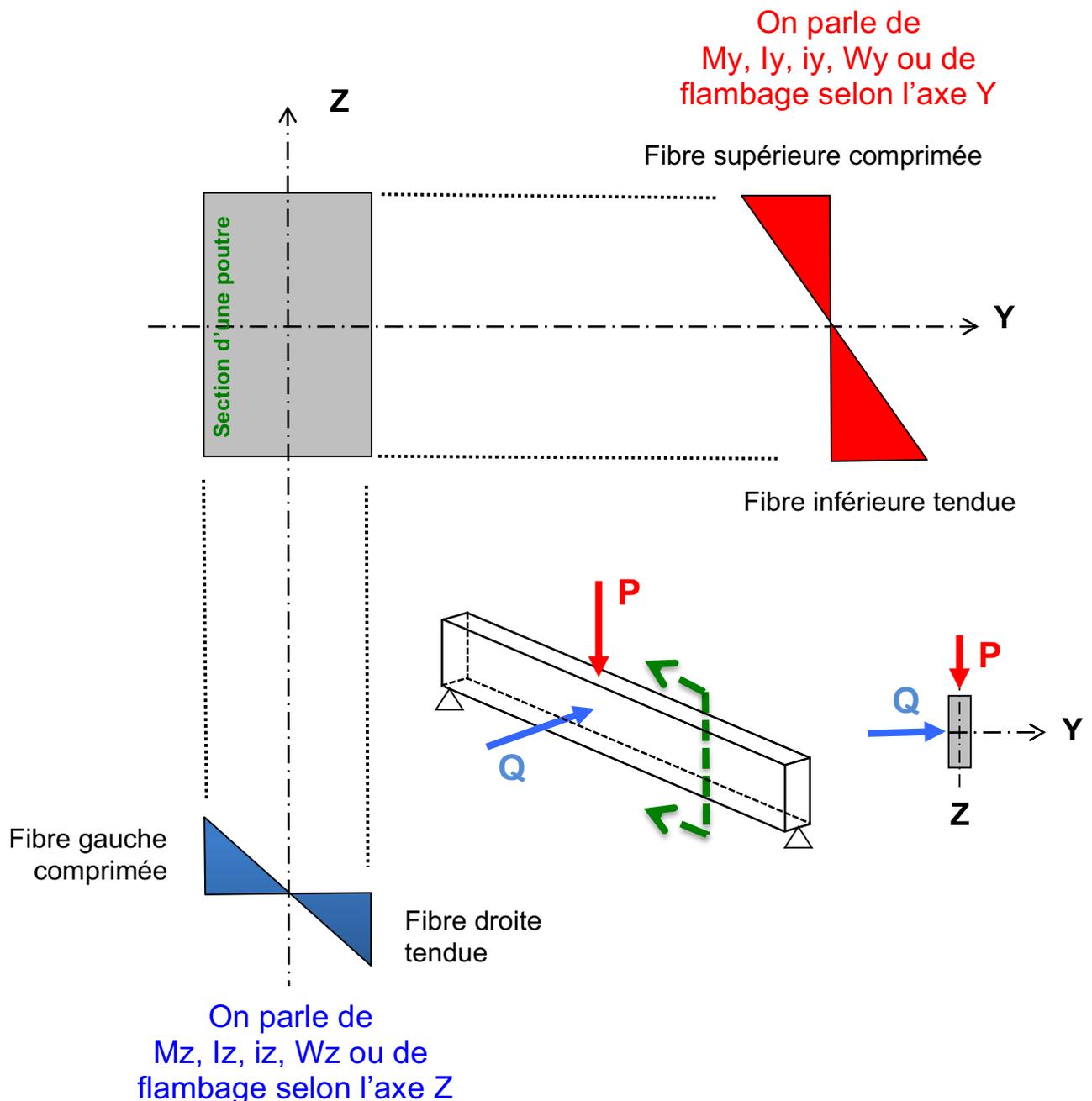


Remarques

Lorsqu'une poutre ou une structure fléchit ou se déforme, **il faut toujours regarder autour de quel axe ; Y ou Z, la section étudiée subit une rotation.**

S'il y a rotation autour de l'axe Y, on parlera de moment M_y , Inertie I_y et de flambage selon l'axe Y...

S'il y a rotation autour de l'axe Z, on parlera de moment M_z , Inertie I_z et de flambage selon l'axe Z...



2. CARACTERISQUES DES SECTIONS

Les principales caractéristiques des sections à connaître sont :

- **Le moment statique** : il sert à déterminer la position du centre de gravité.
- **Le moment d'inertie** : il sert à déterminer la déformation des poutres.
- **Le rayon de giration** : il sert au dimensionnement des pièces comprimées.
- **Le module de résistance** : il sert au dimensionnement des pièces soumises à la flexion.

Les formules utilisées aux pages suivantes pour le calcul des caractéristiques des sections ne sont valables que pour une section homogène composée d'un seul matériau. Le béton armé ainsi que les sections mixtes acier-béton ou bois-béton seront donc exclues des théories développées dans le cadre de ce cours.

2.1 LE MOMENT STATIQUE

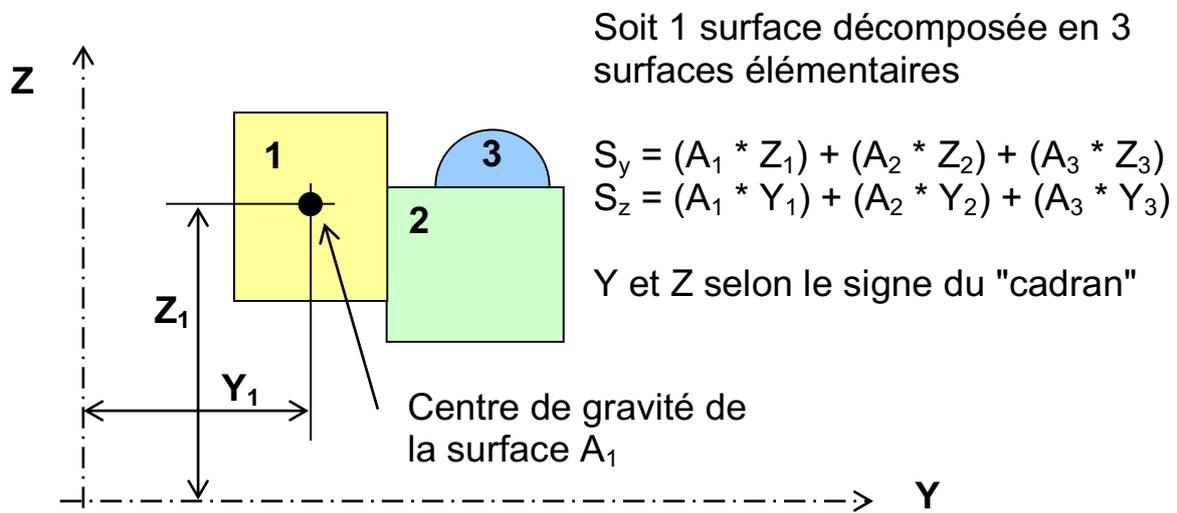
Soit une surface quelconque et un système d'axe Y et Z situé dans son plan.

On peut diviser chaque surface quelconque en plus petites surfaces de forme élémentaire ; carrée, rectangle, triangle ou cercle... Le centre de gravité de ces petites surfaces élémentaires est en principe connu. On appelle **moment statique** S_y et S_z de la surface quelconque par rapport à un axe de référence Y ou Z, la somme des produits de chaque surface élémentaire A_i par la distance z_i respectivement y_i la séparant des axes Y et Z.

$$S_y = \Sigma \text{ des produits } (A_i * z_i) \text{ avec } i = 1,2,3...$$

$$S_z = \Sigma \text{ des produits } (A_i * y_i) \text{ avec } i = 1,2,3...$$

L'unité du moment statique est exprimée en **m³**, **cm³** ou **mm³**. Le moment statique peut être positif, négatif ou nul selon la valeur et le signe des distances X et Y considérés dans un système d'axes avec cadrans.

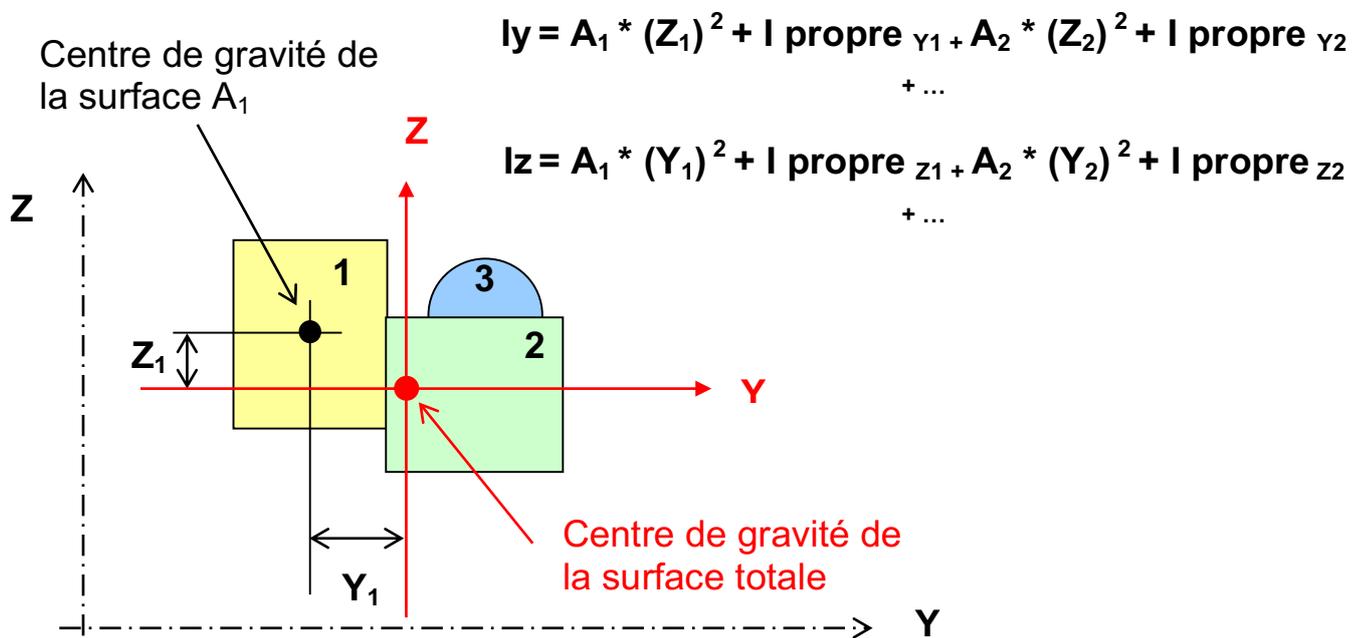


Afin de se simplifier la tâche, on placera si possible toutes les surfaces élémentaires dans le même cadran afin d'éviter de faire des erreurs de signe pour Y_i et Z_i .

2.3 LE MOMENT D'INERTIE

On appelle moment d'inertie I_y et I_z de la surface A par rapport aux axes passant par son centre de gravité, la somme des produits de chaque surface élémentaire A_i par le carré de la distance entre le C_G de la surface élémentaire et le centre de gravité de la surface totale + l'inertie propre de chaque surface élémentaire par rapport aux axes en question. Soit la surface A et un système d'axe Y et Z situé dans son plan.

Soit 1 surface décomposée en 3 surfaces élémentaires



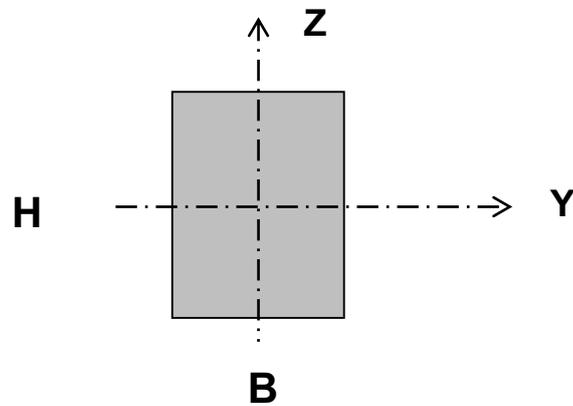
$$I_y = \sum (A_i * Z_i^2) + \sum (I_y \text{ propre de chaque surface élémentaire})$$

$$I_z = \sum (A_i * Y_i^2) + \sum (I_z \text{ propre de chaque surface élémentaire})$$

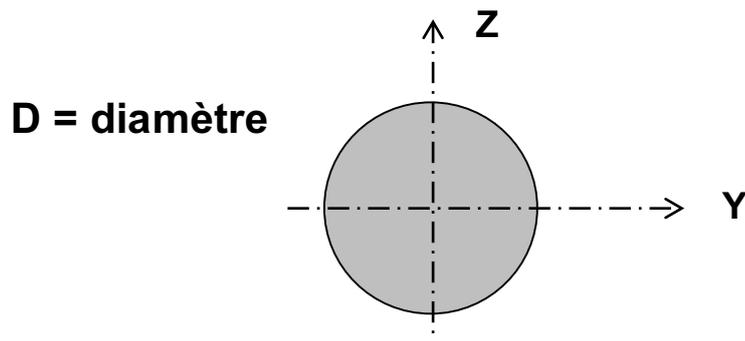
Le moment d'inertie d'une surface s'exprime en m^4 , cm^4 ou mm^4 . Il est utilisé essentiellement pour le calcul des déformations des structures et pour résoudre les systèmes hyperstatiques. Le moment d'inertie est toujours positif.

L'inertie propre de surfaces élémentaires par rapport à un axe est donnée ci-dessous :

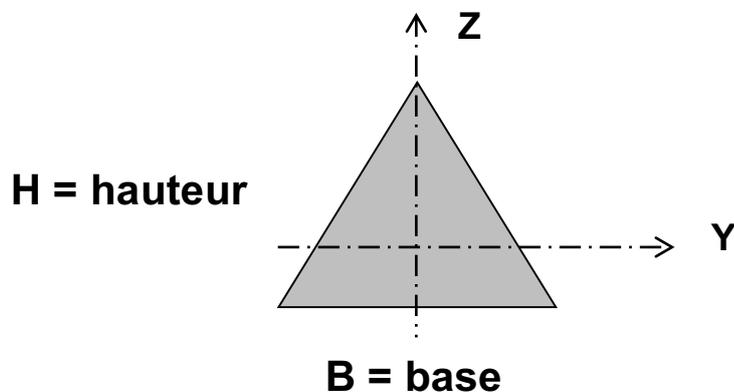
Rectangle ou carré : $I_{\text{propre } Y} = B * H^3 / 12$
 $I_{\text{propre } Z} = H * B^3 / 12$



Cercle : $I_{\text{propre } Y} = I_{\text{propre } Z} = \Pi * D^4 / 64$



Triangle : $I_{\text{propre } Y} = B * H^3 / 36$

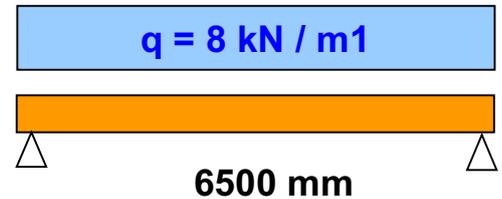


Pour d'autres formes élémentaires voir le formulaire annexé

Exemple d'utilisation du moment d'inertie :

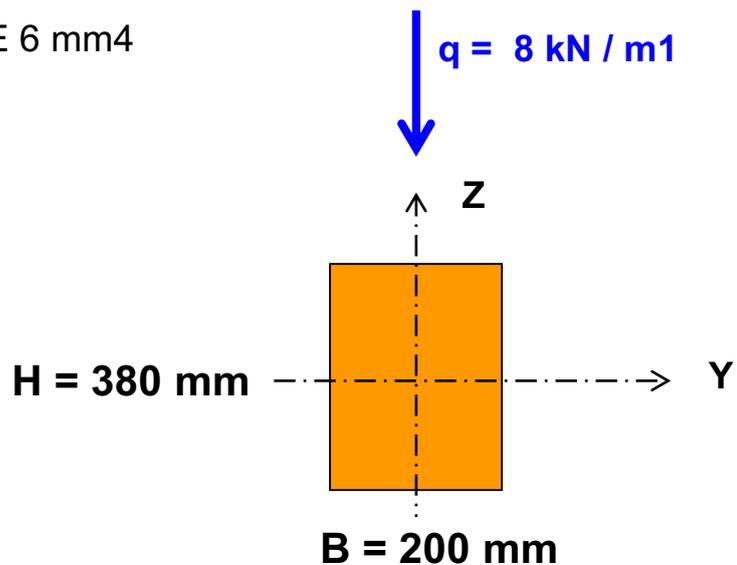
Calcul de la déformation d'une poutre simple

Poutre en bois charge $q = 8 \text{ kN/m}$
Module élasticité bois = $11'000 \text{ N/mm}^2$
Portée = 6500 mm
Section de la poutre $200/380 \text{ mm}$



Formule pour le calcul de la flèche $w = \frac{5 * q * \text{portée}^4}{384 * E_{\text{bois}} * \text{Inertie}_y}$

Inertie $I_Y = B * H^3 / 12$
 $I_Y = 200 * 380^3 / 12 = 915 \text{ E } 6 \text{ mm}^4$



flèche $w = \frac{5 * 8 * 6500^4}{384 * 11'000 * 915 \text{ E}6} = 18.5 \text{ mm}$

Les formules pour le calcul des déformations sont données dans le formulaire du cours de statique.

2.4 LE RAYON DE GIRATION

Les rayons de giration i_y et i_z sont égaux à la racine carrée des moments d'inertie I_y et I_z divisés par la surface totale de la section considérée.

$$i_y = \sqrt{\frac{\text{Inertie } y}{A \text{ totale}}}$$
$$i_z = \sqrt{\frac{\text{Inertie } z}{A \text{ totale}}}$$

Le rayon de giration est utilisé pour déterminer la résistance des barres comprimées. Son unité est en **m**, **cm** ou **mm**. Il exprime la distance à laquelle il faudrait placer toute la matière par rapport au centre de gravité de la section afin d'avoir une inertie équivalente à I_y ou I_z .

Démonstration : en élevant au carré les termes de la formule du rayon de giration i_y on obtient : $i_y^2 * A \text{ totale} = I_y$
les unités sont bien des m⁴, cm⁴ ou mm⁴
 i_y symbolise un rayon.

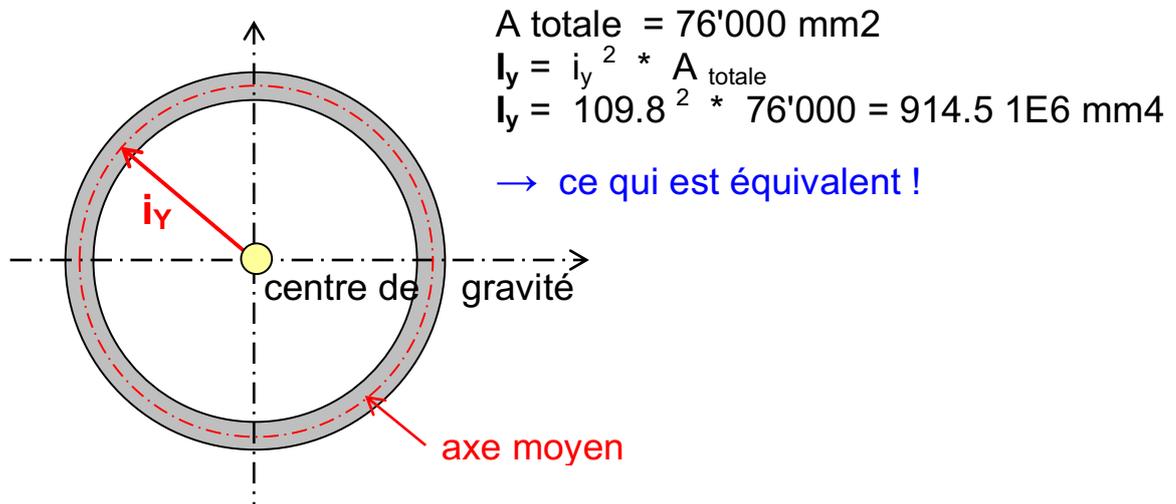
Exemple : décomposition d'une section
rectangulaire B, H → 200, 380 mm
en une section circulaire de rayon i_y

$$I_y \text{ section rectangulaire} = 200 \cdot 380^3 / 12 = 914.5 \text{ 1E6 mm}^4$$

$$A = 200 \cdot 380 = 76'000 \text{ mm}^2$$

$$i_y = 109.8 \text{ mm}$$

→ transformation en une section circulaire virtuelle ayant même inertie



2.5 LE MOMENT DE RESISTANCE ELASTIQUE

Les moments de résistance (notés **W**) sont égaux au rapport entre le moment d'inertie par les distances respectives des fibres extrêmes de la surface aux axes de gravités. L'unité du moment de résistance est le **m³**, **cm³** ou **mm³**.

$$W_y \text{ supérieur} = I_y / z_{\text{sup}}$$

$$W_y \text{ inférieur} = I_y / z_{\text{inf}}$$

$$W_z \text{ gauche} = I_z / y_{\text{gauche}}$$

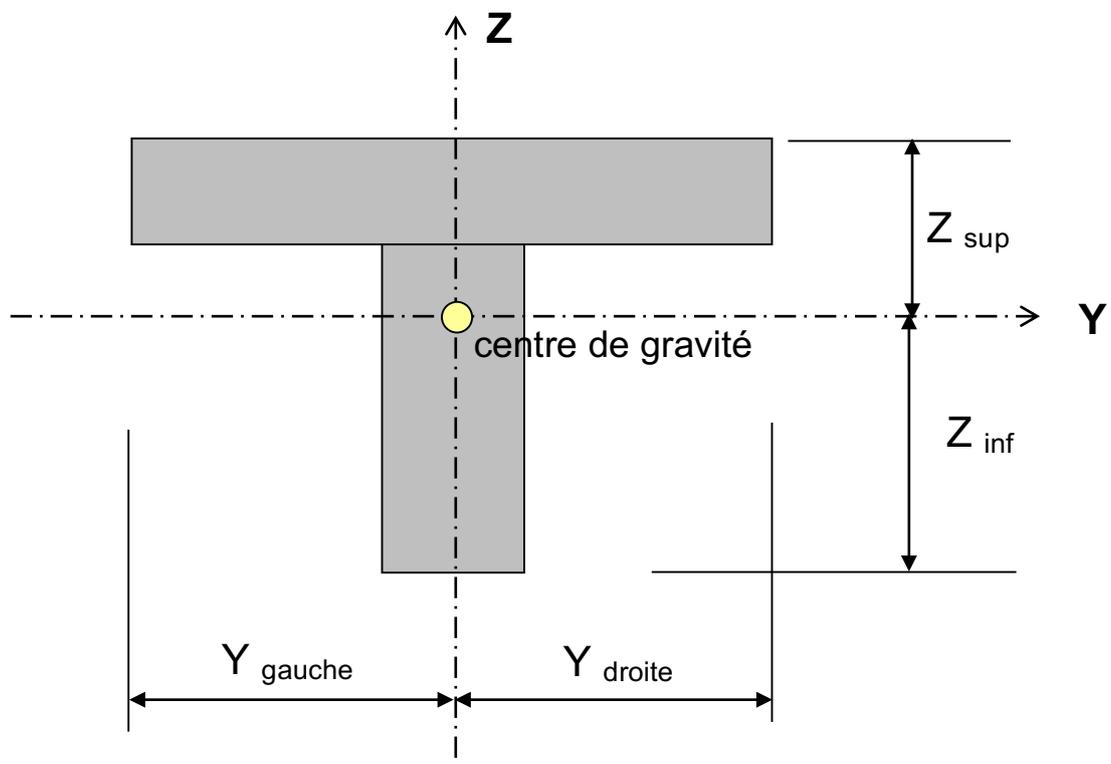
$$W_z \text{ droite} = I_z / y_{\text{droite}}$$

Lors d'un dimensionnement, la plus petite valeur selon l'axe de flexion considéré doit être prise en compte. On aura la relation suivante :

$$M_{Y \max} = f_m * \text{valeur minimale (} W_{\text{sup}} \text{ ou } W_{\text{inf}} \text{)}$$

$$M_{Z \max} = f_m * \text{valeur minimale (} W_{\text{gauche}} \text{ ou } W_{\text{droite}} \text{)}$$

f_m = contrainte de flexion que peut supporter un matériau
 exemple : $f_{m,d}$ acier S 235 = 224 N/mm²

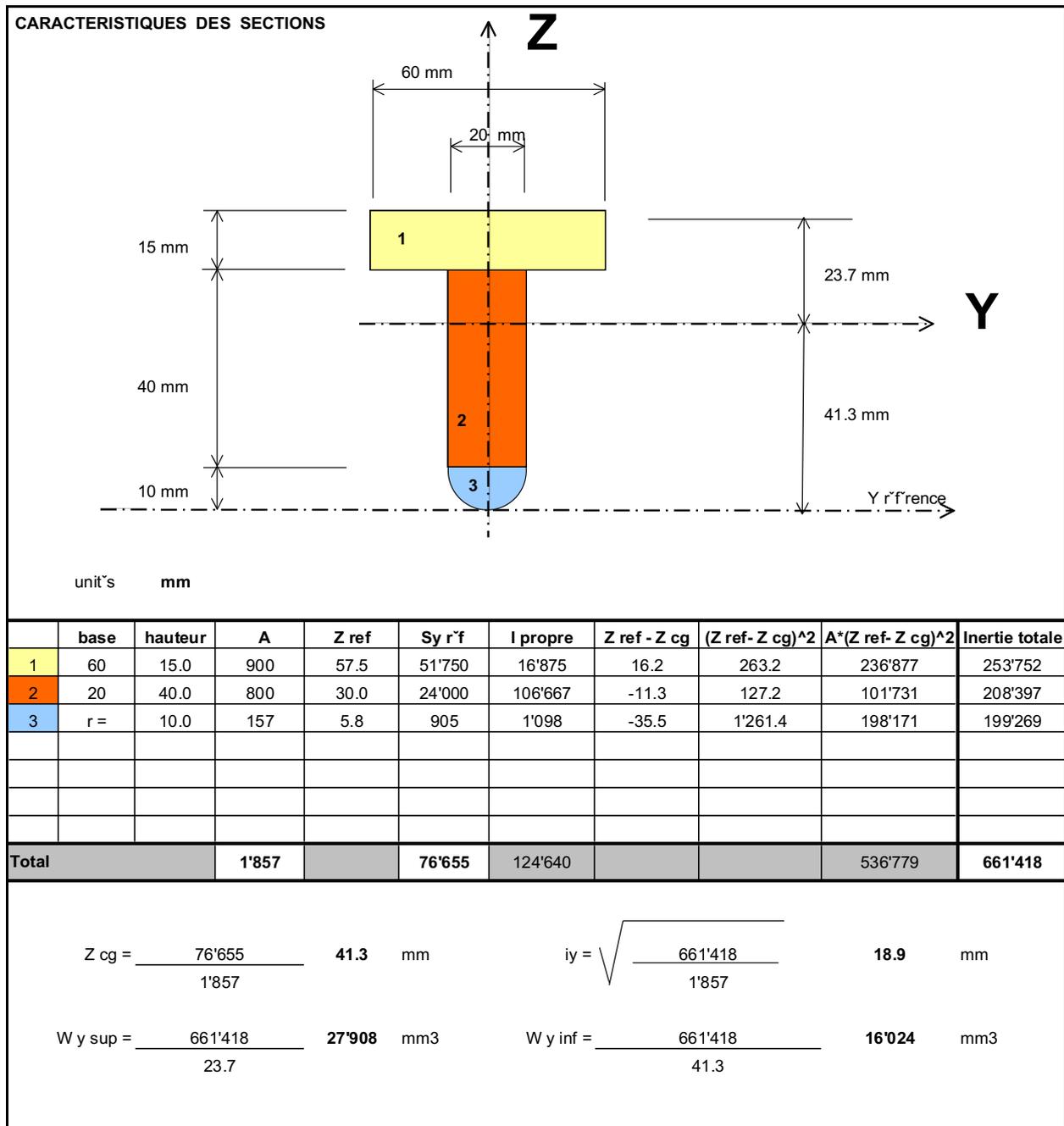


Pour des sections élémentaires et après simplification, le moment de résistance vaut :

$$W_{Y \text{ rectangle}} = B * H^2 / 6$$

$$W_{Y \text{ cercle}} = \Pi * D^3 / 32$$

2.6 EXEMPLES DE CALCUL DE SECTIONS COMPLEXES

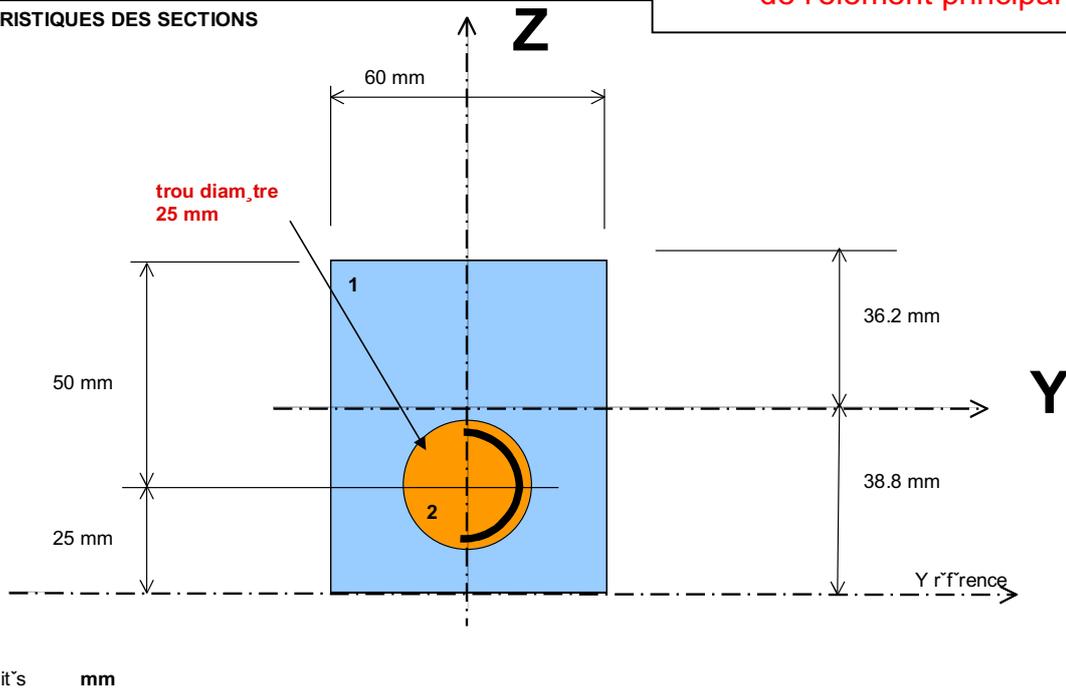


Si la section est réalisée en acier **S 235**, le moment maximum que la section ci-dessus pourra supporter vaudra :

$$M_{Y R_d \max} = f_{m,d} * W_Y \text{ minimum} = 224 \text{ N/mm}^2 * 16'024 \text{ mm}^3/1E6 = 3.59 \text{ kNm}$$

Lorsque l'on a un trou, il suffit de soustraire ses caractéristiques de l'élément principal

CARACTERISTIQUES DES SECTIONS



	base	hauteur	A	Z ref	Sy r'f	I propre	Z ref - Z cg	(Z ref - Z cg)^2	A*(Z ref - Z cg)^2	Inertie totale
1	60	75.0	4'500	37.5	168'750	2'109'375	1.53	2.34	10'540	2'119'915
2	r=12.5	40.0	-491	25.0	-12'271	-19'174	-14.03	196.85	-96'627	-115'801
Total			4'009		156'479	2'090'201			-86'087	2'004'114

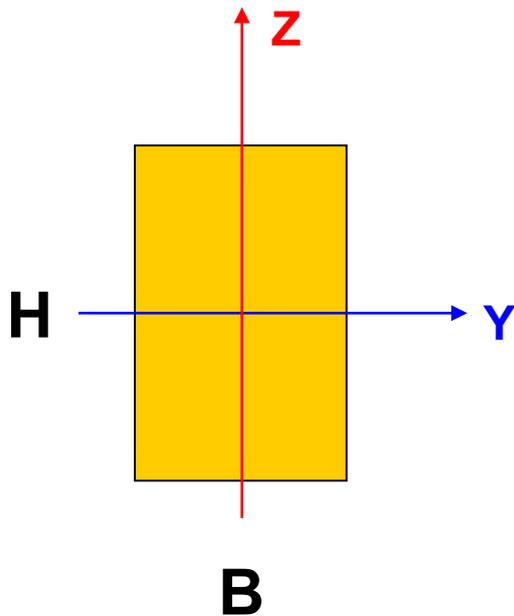
$$Z_{cg} = \frac{156'479}{4'009} = 39.0 \text{ mm} \quad i_y = \sqrt{\frac{2'004'114}{4'009}} = 22.4 \text{ mm}$$

$$W_{y \text{ sup}} = \frac{2'004'114}{36.2} = 55'362 \text{ mm}^3 \quad W_{y \text{ inf}} = \frac{2'004'114}{38.8} = 51'652 \text{ mm}^3$$

Si la section est réalisée en acier **S 235**, le moment maximum que la section ci-dessus pourra supporter vaudra :

$$M_{Y R_d \text{ max}} = f_{m,d} * W_Y \text{ minimum} = 224 \text{ N/mm}^2 * 51'652 \text{ mm}^3/1E6 = 11.60 \text{ kNm}$$

2.7 RESUME DES FORMULES ELEMENTAIRES POUR LE RECTANGLE ET LE CERCLE



Selon l'axe Y

$$A = B * H$$

$$W_Y = B * H^2 / 6$$

$$I_Y = B * H^3 / 12$$

$$i_Y = 0.289 * H$$

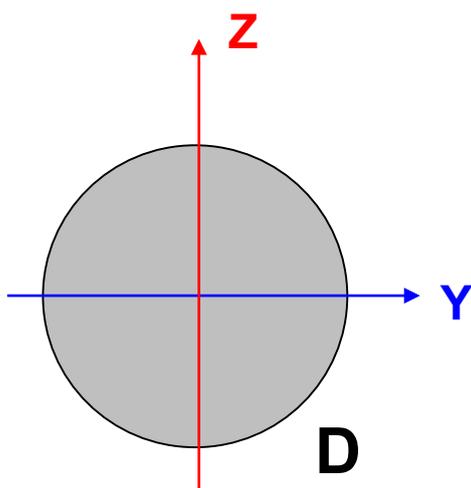
Selon l'axe Z

$$A = B * H$$

$$W_Z = B^2 * H / 6$$

$$I_Z = B^3 * H / 12$$

$$i_Z = 0.289 * B$$



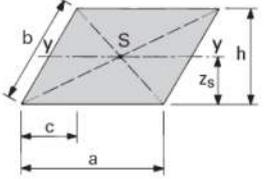
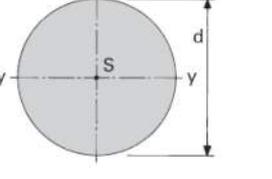
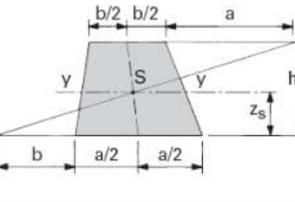
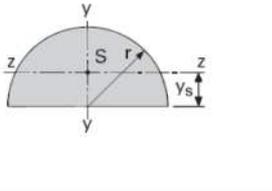
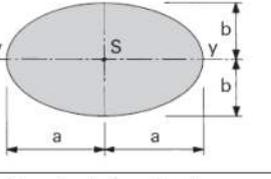
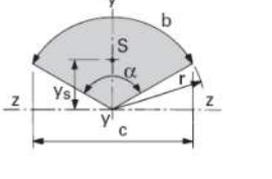
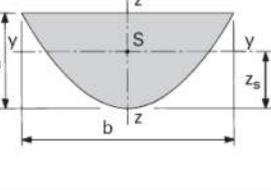
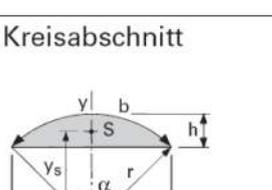
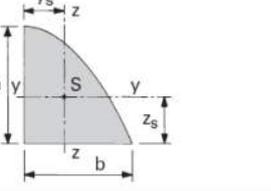
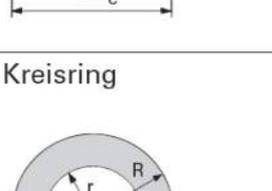
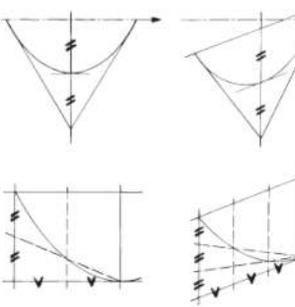
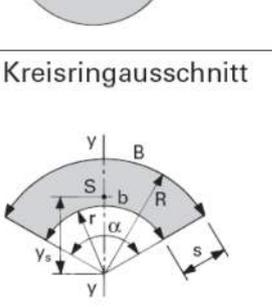
Axe quelconque

$$A = 3.14 * D^2 / 4$$

$$W = 3.14 * D^3 / 32$$

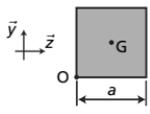
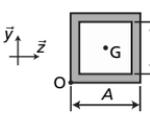
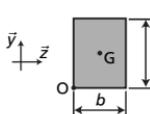
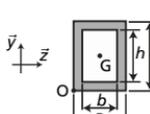
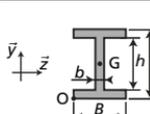
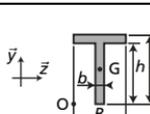
$$I = 3.14 * D^4 / 64$$

$$i = D / 4$$

<p>Parallelogramm</p> 	<p><i>Parallélogramme</i></p> $A = a \cdot h$ $h = \sqrt{b^2 - c^2}$ $z_s = \frac{h}{2}$ $I_y = \frac{a \cdot h^3}{12}$	<p>Kreis</p> 	<p><i>Cercle</i></p> $A = \frac{\pi d^2}{4} \approx 0,7854 d^2$ $U = \pi \cdot d$ $I_y = \frac{\pi d^4}{64}$
<p>Trapez</p> 	<p><i>Trapèze</i></p> $A = \frac{a+b}{2} \cdot h$ $z_s = \frac{h}{3} \cdot \frac{a+2b}{a+b}$ $I_y = \frac{h^3}{36} \cdot \frac{a^2 + b^2 + 4ab}{a+b}$	<p>Halbkreis</p> 	<p><i>Demi-cercle</i></p> $A = \frac{\pi r^2}{2}$ $y_s = \frac{4r}{3\pi} \approx 0,4244 r$ $I_y = \frac{\pi r^4}{128}$ $I_z = r^4 \left(\frac{\pi}{8} - \frac{8}{9\pi} \right)$
<p>Ellipse</p> 	<p><i>Ellipse</i></p> $A = a \cdot b \cdot \pi$ $U = a + b + 3 \sqrt{a^2 + b^2}$ $I_y = \pi \cdot \frac{a \cdot b^3}{4}$	<p>Kreisausschnitt</p> 	<p><i>Secteur circulaire</i></p> $A = \frac{b \cdot r}{2} = \frac{\alpha r^2}{2}$ $b = \alpha \cdot r \quad c = 2 r \sin \alpha / 2$ $y_s = \frac{2r \cdot c}{3b} = \frac{4r}{3} \cdot \frac{\sin \alpha / 2}{\alpha}$ $I_y = \frac{r^4}{8} (\alpha - \sin \alpha)$ $I_z = \frac{r^4}{8} (\alpha + \sin \alpha)$
<p>Parabelabschnitt</p> 	<p><i>Segment de parabole</i></p> $A = \frac{2}{3} b \cdot h$ $z_s = \frac{3}{5} h$ $I_y = \frac{8}{175} b \cdot h^3$ $I_z = \frac{1}{30} h \cdot b^3$	<p>Kreisabschnitt</p> 	<p><i>Segment de cercle</i></p> $A = \frac{r^2}{2} (\alpha - \sin \alpha)$ $b = \alpha \cdot r \quad c = 2 r \sin \alpha / 2$ $h = r (1 - \cos \alpha / 2)$ $y_s = \frac{c^3}{12A}$ $I_y = \frac{r^4}{48} (6\alpha - 8\sin \alpha + \sin 2\alpha)$
<p>Halber Parabelabschnitt</p> 	<p><i>Demi-segment de parab.</i></p> $A = \frac{2}{3} b \cdot h$ $y_s = \frac{3}{8} b \quad z_s = \frac{2}{5} h$ $I_y = \frac{8}{175} b \cdot h^3$ $I_z = \frac{19}{480} h \cdot b^3$	<p>Kreisring</p> 	<p><i>Couronne</i></p> $A = \pi (R^2 - r^2)$ $I_y = \frac{\pi (R^4 - r^4)}{4}$
<p>Parabel Geometrische Eigenschaften</p> 	<p><i>Paraboles</i> Propriétés géométriques</p> <p>Tangenten <i>Tangentes</i></p> <p>Zwischenpunkte <i>Points intermédiaires</i></p>	<p>Kreisringausschnitt</p> 	<p><i>Secteur de couronne</i></p> $A = \frac{B+b}{2} \cdot s$ $B = \alpha \cdot R \quad b = \alpha \cdot r$ $y_s = \frac{4}{3} \cdot \frac{R^2 + Rr + r^2}{R+r} \cdot \frac{\sin \alpha / 2}{\alpha}$ $I_y = \frac{(R^4 - r^4)}{8} (\alpha - \sin \alpha)$

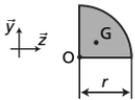
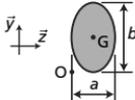
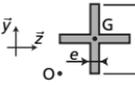
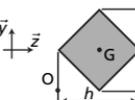
- A Fläche/Aire
- U Umfang/Périmètre
- S Schwerpunkt/Centre de gravité
- α in Radian ($360^\circ = 2\pi$ [rad]) / en radians ($360^\circ = 2\pi$ [rad])
- I Trägheitsmoment / Moment d'inertie

CARACTÉRISTIQUES DES PRINCIPALES SECTIONS

Géométrie	Section	Centre de gravité	Moment statique	Moment quadratique
	$S = a^2$	$z_G = \frac{a}{2}$ $y_G = \frac{a}{2}$	$\mathcal{H}_{Oz} = \frac{a^3}{2}$ $\mathcal{H}_{Oy} = \frac{a^3}{2}$	$I_{Gz} = \frac{a^4}{12}$ $I_{Gy} = \frac{a^4}{12}$
	$S = A^2 - a^2$	$z_G = \frac{A}{2}$ $y_G = \frac{A}{2}$	$\mathcal{H}_{Oz} = \frac{A^3 - a^2A}{2}$ $\mathcal{H}_{Oy} = \frac{A^3 - a^2A}{12}$	$I_{Gz} = \frac{A^4 - a^4}{12}$ $I_{Gy} = \frac{A^4 - a^4}{12}$
	$S = bh$	$z_G = \frac{b}{2}$ $y_G = \frac{h}{2}$	$\mathcal{H}_{Oz} = \frac{bh^2}{2}$ $\mathcal{H}_{Oy} = \frac{b^2h}{2}$	$I_{Gz} = \frac{bh^3}{12}$ $I_{Gy} = \frac{hb^3}{12}$
	$S = BH - bh$	$z_G = \frac{B}{2}$ $y_G = \frac{H}{2}$	$\mathcal{H}_{Oz} = \frac{BH^2 - bhH}{2}$ $\mathcal{H}_{Oy} = \frac{B^2H - bhB}{2}$	$I_{Gz} = \frac{BH^3 - bh^3}{12}$ $I_{Gy} = \frac{HB^3 - hb^3}{12}$
	$S = BH - h(B - b)$	$z_G = \frac{B}{2}$ $y_G = \frac{H}{2}$	$\mathcal{H}_{Oz} = \frac{BH^2 - hH(B - b)}{2}$ $\mathcal{H}_{Oy} = \frac{B^2H - hB(B - b)}{2}$	$I_{Gz} = \frac{BH^3 - h^3(B - b)}{12}$ $I_{Gy} = \frac{B^3H - h(B^3 - b^3)}{12}$
	$S = BH - h(B - b)$	$z_G = \frac{B}{2}$ $y_G = \frac{\mathcal{H}_{Oz}}{S}$	$\mathcal{H}_{Oz} = \frac{BH^2 - h^2(B - b)}{2}$ $\mathcal{H}_{Oy} = \frac{B^2H - hB(B - b)}{2}$	$I_{Gz} = \frac{BH^3 - h^3(B - b)}{3} - y_G^2 S$ $I_{Gy} = \frac{B^3H - h(B^3 - b^3)}{12}$

2 • Caractéristiques des sections

Géométrie	Section	Centre de gravité	Moment statique	Moment quadratique
	$S = BH - h(B - b)$	$z_G = \frac{H_{Oy}}{S}$ $y_G = \frac{H_{Oz}}{S}$	$\mathcal{H}_{Oz} = \frac{(B - b)h^2 + bH^2}{2}$ $\mathcal{H}_{Oy} = \frac{B^2h' + hb^2}{2}$	$I_{Gz} = \frac{(B - b)h^3 + bH^3}{3} - y_G^2 S$ $I_{Gy} = \frac{h'B^3 + hb^3}{3} - z_G^2 S$
	$S = BH - h(B - b)$	$z_G = B - \frac{b}{2}$ $y_G = \frac{H}{2}$	$\mathcal{H}_{Oz} = \frac{BH^2 - hH(B - b)}{2}$ $\mathcal{H}_{Oy} = z_G S$	$I_{Gz} = \frac{BH^3 - h^3(B - b)}{12}$ $I_{Gy} = \frac{2hb^3 + (H - h)(2B - b)^3}{24}$
	$S = \frac{1}{2}bh$	$z_G = \frac{b}{3}$ $y_G = \frac{h}{3}$	$\mathcal{H}_{Oz} = \frac{bh^2}{6}$ $\mathcal{H}_{Oy} = \frac{b^2h}{6}$	$I_{Gz} = \frac{bh^3}{36}$ $I_{Gy} = \frac{hb^3}{36}$
	$S = \frac{\pi d^2}{4}$	$z_G = \frac{d}{2}$ $y_G = \frac{d}{2}$	$\mathcal{H}_{Oz} = \frac{\pi d^3}{8}$ $\mathcal{H}_{Oy} = \frac{\pi d^3}{8}$	$I_{Gz} = \frac{\pi d^4}{64}$ $I_{Gy} = \frac{\pi d^4}{64}$
	$S = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4}$	$z_G = \frac{D}{2}$ $y_G = \frac{D}{2}$	$\mathcal{H}_{Oz} = \frac{\pi(D^3 - d^3)}{8}$ $\mathcal{H}_{Oy} = \frac{\pi(D^3 - d^3)}{8}$	$I_{Gz} = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{64}$ $I_{Gy} = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{64}$
	$S = \frac{\pi d^2}{8}$	$z_G = \frac{d}{2}$ $y_G = \frac{2d}{3\pi}$	$\mathcal{H}_{Oz} = \frac{d^3}{12}$ $\mathcal{H}_{Oy} = \frac{\pi d^3}{16}$	$I_{Gz} = \frac{d^4}{16} \left(\frac{\pi}{8} - \frac{8}{9\pi} \right)$ $I_{Gy} = \frac{\pi d^4}{128}$

Géométrie	Section	Centre de gravité	Moment statique	Moment quadratique
	$S = \frac{\pi r^2}{4}$	$z_G = \frac{4r}{3\pi}$ $y_G = \frac{4r}{3\pi}$	$\mathcal{H}_{Oz} = \frac{r^3}{3}$ $\mathcal{H}_{Oy} = \frac{r^3}{3}$	$I_{Gz} = \frac{r^4}{2} \left(\frac{\pi}{8} - \frac{8}{9\pi} \right)$ $I_{Gy} = \frac{r^4}{2} \left(\frac{\pi}{8} - \frac{8}{9\pi} \right)$
	$S = \frac{\pi ab}{4}$	$z_G = \frac{a}{2}$ $y_G = \frac{b}{2}$	$\mathcal{H}_{Oz} = \frac{\pi ab^2}{8}$ $\mathcal{H}_{Oy} = \frac{\pi a^2 b}{8}$	$I_{Gz} = \frac{\pi ab^3}{64}$ $I_{Gy} = \frac{\pi a^3 b}{64}$
	$S = 2eh - e^2$	$z_G = \frac{h}{2}$ $y_G = \frac{h}{2}$	$\mathcal{H}_{Oz} = \frac{2eh^2 - e^2h}{2}$ $\mathcal{H}_{Oy} = \frac{2eh^2 - e^2h}{2}$	$I_{Gz} = \frac{eh^3 + e^3h - e^4}{12}$ $I_{Gy} = \frac{eh^3 + e^3h - e^4}{12}$
	$S = \frac{h^2}{2}$	$z_G = \frac{h}{2}$ $y_G = \frac{h}{2}$	$\mathcal{H}_{Oz} = \frac{h^3}{4}$ $\mathcal{H}_{Oy} = \frac{h^3}{4}$	$I_{Gz} = \frac{h^4}{48}$ $I_{Gy} = \frac{h^4}{48}$

3. NOTIONS DE CONTRAINTES

3.1 Contraintes

Ce chapitre abordera de manière simplifiée les grands principes de la résistance des matériaux. Ces principes se rapporteront aux matériaux ayant un comportement semblable en traction ou en compression, tels que l'acier ou le bois. Le béton armé ne sera pas traité dans ce cours.

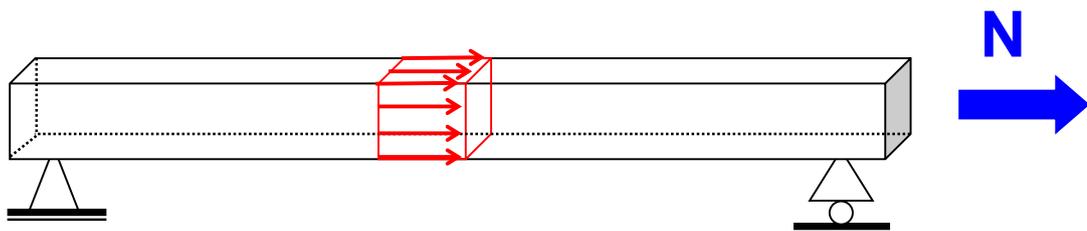
Lorsqu'une poutre est soumise à un effort, celle-ci se déforme. Dès lors la matière qui constitue la structure subit des sollicitations que l'on nomme contraintes. Selon le type d'effort, il existe 2 types de contraintes.

- Les contraintes **normales** notées **f (ou σ "sigma")**
- Les contraintes **tangentes** notées **τ (tau)**

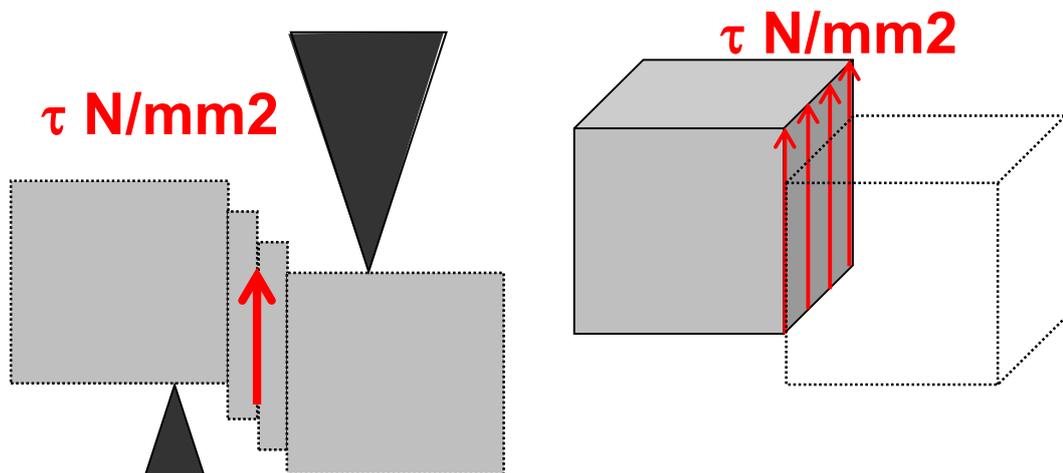
Dans les deux cas, l'unité des contraintes est le **rapport d'une force par une surface**. En règle générale, on parlera souvent de **N/mm²** en matière de résistance des matériaux.

On nomme contrainte normale, **une contrainte qui est normale ou perpendiculaire à la section de coupe dans une structure**. Elle peut résulter soit d'un effort normal, soit d'un moment de flexion. Ces contraintes se calculent différemment, mais on peut simplement les additionner ou les soustraire.

$$f_n = N / A \text{ (N/mm}^2\text{)}$$



On nomme contrainte tangentielle, **une contrainte qui est tangentielle à la section de coupe dans une structure**. Elle peut résulter soit d'un effort tranchant, soit d'un effort de torsion. Ces contraintes sont complexes à calculer. On ne peut pas les superposer simplement avec les contraintes normales. On peut imaginer les contraintes tangentielles sur la matière par l'effet d'un ciseau sur une feuille de papier ou l'effet d'une cisaille sur un fer à béton. **En général, c'est dans ce mode de sollicitation que la matière offre le moins de résistance.**



Contrainte due à un effort tranchant

La matière glisse sous forme de plans macroscopiques jusqu'à la rupture de la matière par dépassement de la contrainte ultime du matériau τ .

3.1.1 Contraintes normales dues à un effort normal

C'est la contrainte la plus simple à calculer. La valeur de la contrainte est obtenue par le rapport :

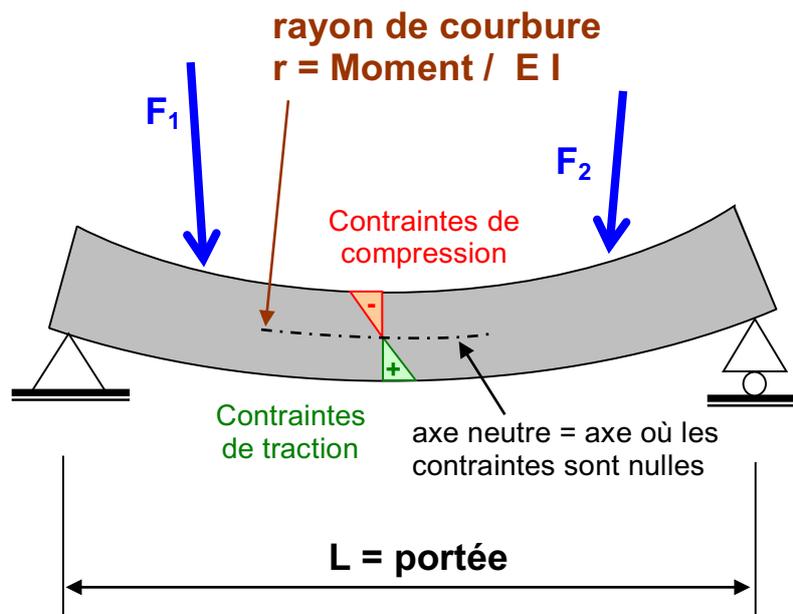
$$f_n = \pm N / \text{section de coupe de la structure}$$

Exemple : poutre en bois de 260 x 200 mm
effort normal de traction $N = 150 \text{ kN}$

$$f_n = 150'000 \text{ N} / (260 \text{ mm} * 200 \text{ mm}) = 2.88 \text{ N/mm}^2$$

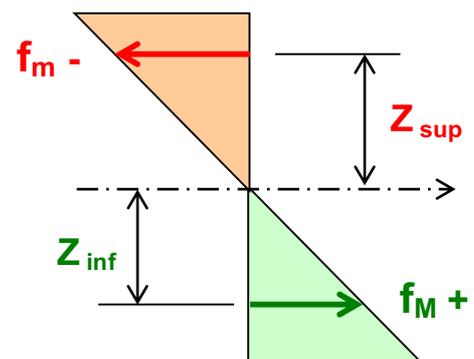
3.1.2 Contraintes normales dues à un effort de flexion ou moment

Lorsqu'une poutre est soumise à un effort de flexion, elle fléchit. Cette déformation en forme de "banane" est également appelée **courbure**. On constate alors que la partie supérieure de la section de coupe est soumise à un effort de compression alors que la partie inférieure est soumise à un effort de traction. Entre ces deux situations, il existe un point particulier où les contraintes sont nulles; il est **appelé axe neutre** (à ne pas confondre avec l'axe d'inertie !)



La force de compression ou de traction se répartit dans la matière et se "transforme" en contraintes de flexion. Par déduction, on imagine facilement que les contraintes de traction ou de compression sont maximales vers les fibres extrêmes et sont nulles à l'axe neutre. **La somme des contraintes multipliées par leur bras de levier respectif doit alors être égale au moment intérieur.** La relation qui lie le moment aux contraintes est la suivante :

$$\pm f_m = \frac{\pm \text{Moment} * Z_{\text{sup ou inf}}}{\text{Inertie}}$$



La plupart du temps, pour le dimensionnement d'une section, on cherchera à connaître la valeur de la contrainte de la fibre extrême car c'est là qu'elle est maximale. La formule pour l'obtention de cette valeur devient :

$$f_{m \text{ sup}} = \pm \text{Moment}_Y / W_{Y \text{ sup}}$$

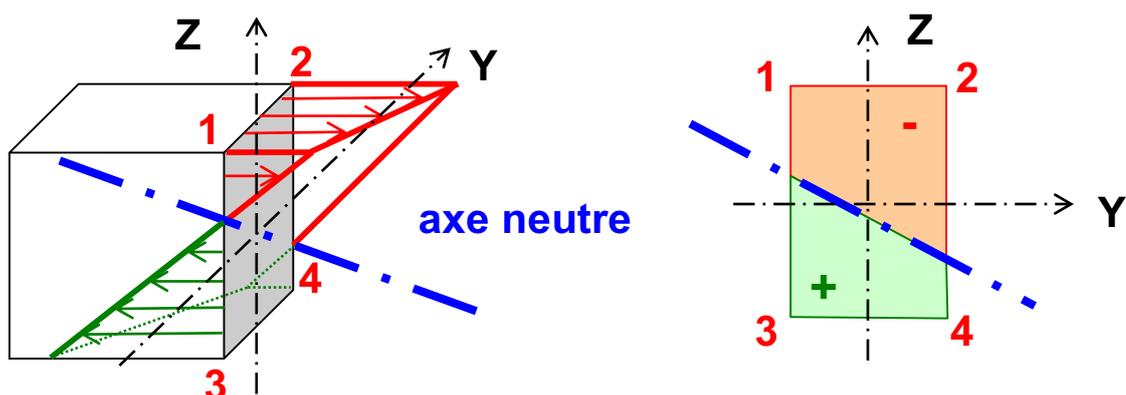
$$f_{m \text{ inf}} = \pm \text{Moment}_Y / W_{Y \text{ inf}}$$

Règles de calcul

- Une convention internationale dit qu'un **moment qui tend les fibres inférieures d'une structure est un moment positif (+)**.
- La contrainte est positive (+) si elle étire la matière, négative (-) si elle la comprime.
- Un moment négatif engendrera des contraintes de traction (+) sur la face supérieure et des contraintes de compression (-) sur la face inférieure.
- Un moment de flexion peut solliciter simultanément une structure selon l'axe des Y (**My**) et selon l'axe des Z (**Mz**). Dans ce cas-là, on parlera de flexion bi-directionnelle ou de **flexion gauche**. Les contraintes des fibres extrêmes sont obtenues par la relation suivante :

$$f_{m \text{ 1,2}} = \pm \text{Moment}_Y / W_{Y \text{ sup}} \pm \text{Moment}_Z / W_{Z \text{ sup}}$$

$$f_{m \text{ 3,4}} = \pm \text{Moment}_Y / W_{Y \text{ inf}} \pm \text{Moment}_Z / W_{Z \text{ inf}}$$



Exemple 1 : poutre en bois de 300 x 200 mm
Moment $M_Y = 50 \text{ kNm}$

$$W_Y = I_Y / (H/2) = B * H^2 / 6 = 200 * 300^2 / 6 = 3.0 \text{ 1E6 mm}^3$$

$$f_m = 50 * 1E6 \text{ N} / 3.0 \text{ 1E6} = \pm 16.7 \text{ N/mm}^2$$

Exemple 2 : Poutre en bois de 300 x 200 mm
Moment $M_Y = 39 \text{ kNm}$ Moment $M_Z = 20 \text{ kNm}$

$$W_Y = 200 * 300^2 / 6 = 3.0 \text{ 1E6 mm}^3$$

$$W_Z = 300 * 200^2 / 6 = 2.0 \text{ 1E6 mm}^3$$

$$f_m (M_Y) = M_Y / W_Y = 39 \text{ E6} / 3.0 \text{ 1E6} = \pm 13 \text{ N/mm}^2$$

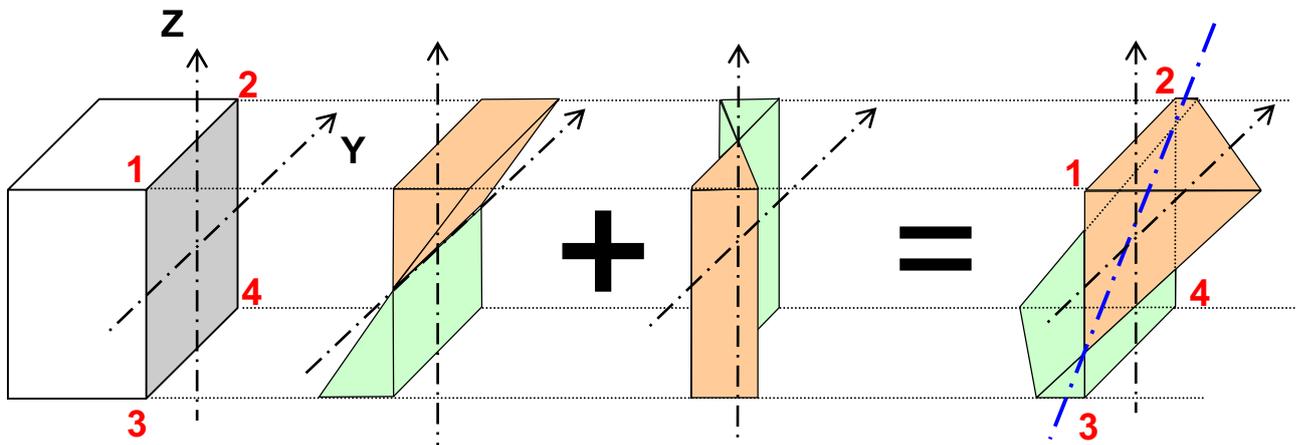
$$f_m (M_Z) = M_Z / W_Z = 20 \text{ E6} / 2.0 \text{ 1E6} = \pm 10 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m1} = -13 - 10 = -23 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m2} = -13 + 10 = -3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m3} = +13 - 10 = 3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m4} = +13 + 10 = 23 \text{ N/mm}^2$$



$$M_Y = 39 \text{ kNm} \quad M_Z = 20 \text{ kNm}$$

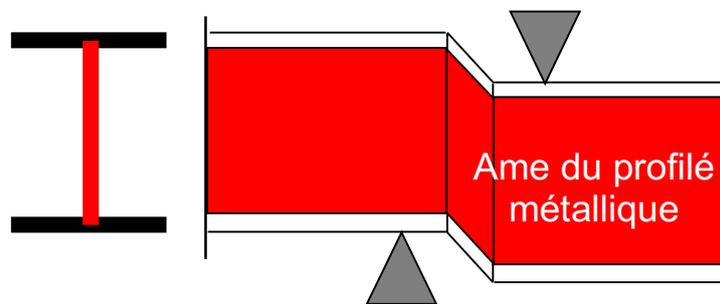
$$f_m = \pm 13 \text{ N/mm}^2 \quad f_m = \pm 10 \text{ N/mm}^2$$

Remarque : l'axe neutre passe par le centre de gravité en cas de flexion simple = flexion sans effort normal.

3.1.3 Contraintes tangentielles dues à un effort tranchant

Ces contraintes sont les plus complexes à calculer et à interpréter. Dans le cadre de ce cours, l'approche et le calcul de ces contraintes seront vus de manière simplifiée.

La reprise de l'effort tranchant dans une section est principalement assurée par les parties de matière offrant la plus grande rigidité vis-à-vis de l'effort tranchant. Ainsi, pour un profilé métallique par exemple, c'est principalement l'âme de la section qui résistera à l'effort.



Pour se rendre compte de ce phénomène, on peut reprendre l'analogie du ciseau et de la feuille de papier. On se rend bien compte que plus la feuille est mince, plus elle est facile à couper.

La répartition des contraintes tangentielles τ_v (**tau**) à l'intérieur de la matière est complexe à calculer. De plus, celle-ci varie selon une fonction du 2ème degré par rapport à l'axe neutre. Nous verrons en détail ci-dessous l'approche pour une section rectangulaire uniquement.

Le cas de la section rectangulaire

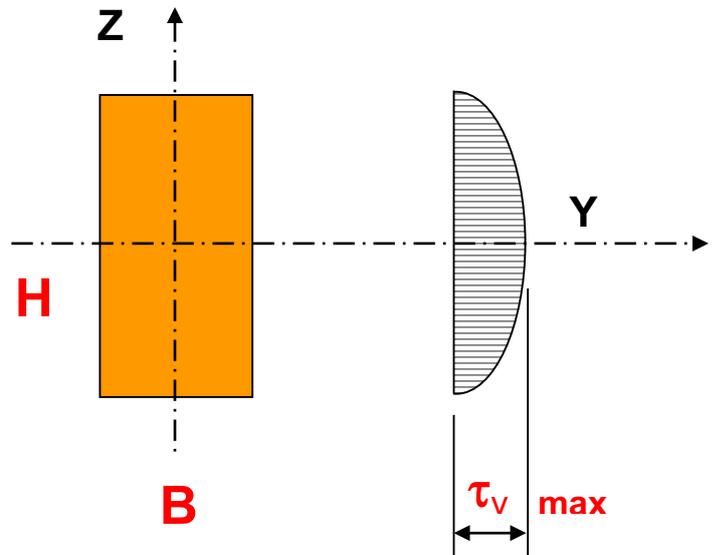
Les contraintes τ varient de manière parabolique à l'intérieur de la section. La formule suivante régit leur répartition **exacte** :

- V = Effort tranchant agissant selon l'axe z
- S_y = Moment statique de la partie considérée
- I_y = Inertie de la section selon l'axe y
- b = Largeur de la "paroi" considérée

$$\tau_v = \frac{V * S_y}{I_y * b}$$

Pour une section rectangulaire, on aura ainsi un τ maximum au centre de gravité et il vaudra après simplification de la formule:

$$\tau_{V \max} = \frac{3 * V}{2 * B * H}$$



Exemple 1 : Poutre en bois de 280 x 160 mm
 $V = 50 \text{ kN}$

$$\tau_{V \max} = (3 * 50 \text{ E3}) / (2 * 160 * 280) = 1.67 \text{ N/mm}^2$$

Contrainte de comparaison

Lorsqu'on vérifie la capacité portante d'une section, on doit additionner les contraintes normales et tangentielles afin que celles-ci cumulées ne dépassent pas la valeur de rupture du matériau. Les contraintes normales et tangentielles n'ont pas le même mode de sollicitation. **Dès lors, pour les additionner et les comparer à la valeur limite de rupture du matériau**, il faut avoir recours à une formule spécifique élaborée par Von Mises et qui a la forme suivante:

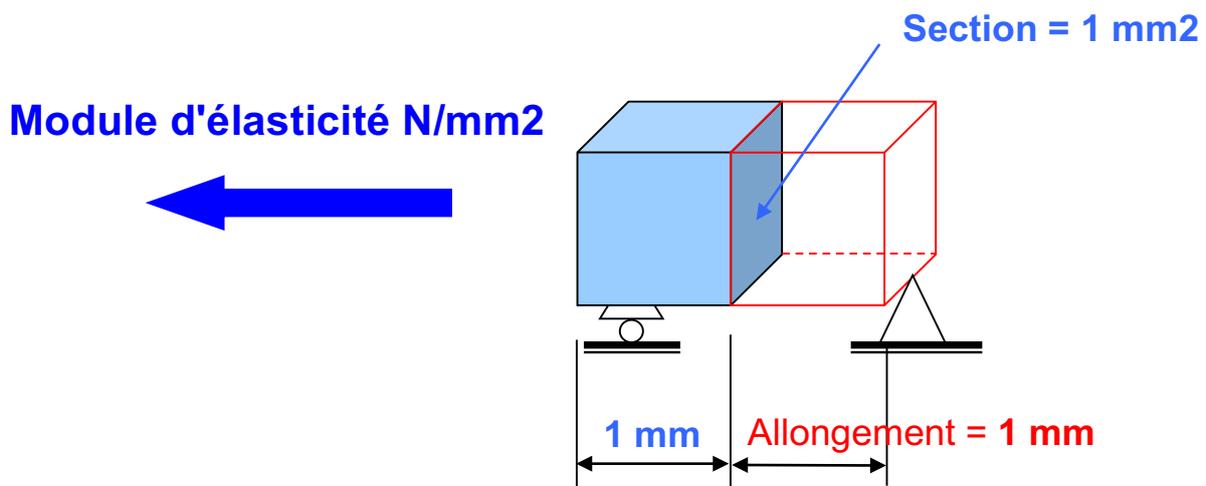
$$f_{\text{comparaison}} = \sqrt{(f_n + f_m)^2 + 3 * (\tau_v)^2} = (\text{N/mm}^2)$$

Remarque : La contrainte τ est 3 fois plus pénalisante qu'une contrainte normale. On "cassera" donc plus facilement un matériau avec des contraintes tangentielles.

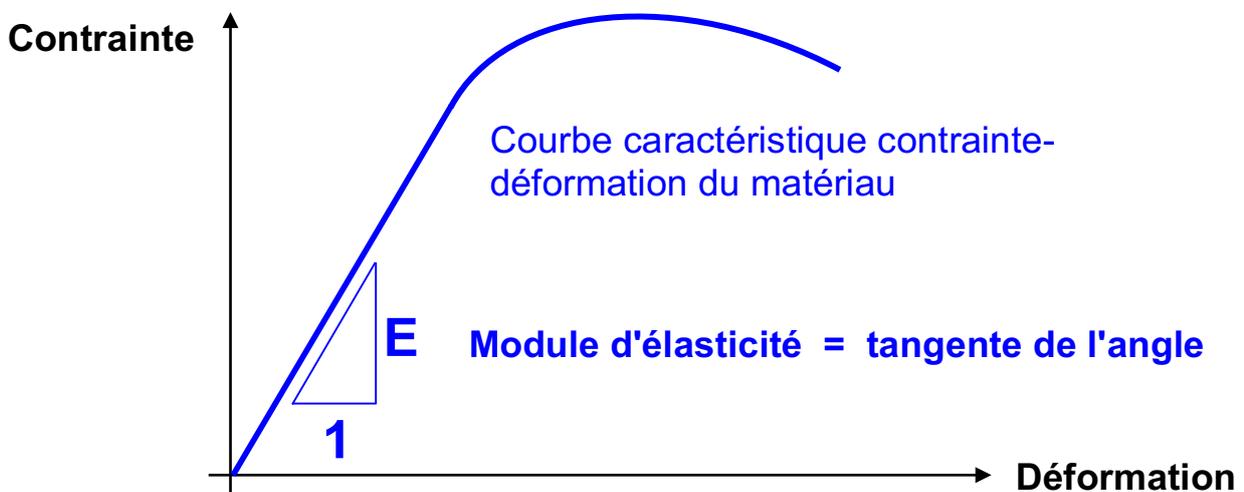
4. MODULE D'ELASTICITE

4.1 DEFINITIONS

Le module d'élasticité représente l'effort avec lequel il faut tirer ou presser sur un matériau ayant une section d'une unité pour avoir un allongement ou un raccourcissement d'une unité par unité de longueur du matériau. En général, on exprime le module d'élasticité d'un matériau par la lettre **E** et son unité est le **N/mm²**.



Le module d'élasticité est variable en fonction du niveau de contrainte auquel est soumis le matériau. En règle générale, on définit sa valeur comme étant la tangente de l'angle formé à l'origine de la courbe caractéristique du matériau dans un diagramme contrainte-déformation.



4.2 LOI DE HOOKE

La loi de Hooke du nom de son concepteur définit la relation entre la contrainte et l'allongement ou le raccourcissement de la matière. Elle s'écrit de la manière suivante:

$$f = \varepsilon * E \text{ (module d'élasticité)}$$

f = contrainte à laquelle est soumis le matériau

ε (epsilon) = allongement spécifique du matériau = $\Delta L / L \text{ total}$

ε exprime un rapport, c'est une valeur sans dimension

De la loi de Hooke découlent de nombreuses formules dont la plus connue exprime l'allongement ou le raccourcissement d'une barre soumise à un effort normal soit :

$$\Delta L = \frac{N \text{ (effort normal)} * L \text{ (barre)}}{E \text{ (module d'élasticité)} * A \text{ (barre)}}$$

Exemple :

Barre en acier de 5'500 mm de longueur

Section de la barre d'acier 2'500 mm²

E acier = 210'000 N/mm²

N = 250 kN

$$\Delta L = (250'000 * 5'500) / (210'000 * 2'500) = 2.7 \text{ mm}$$

Une autre application découlant de la loi de Hooke est le calcul des déformations des structures. **Il est à noter que le module d'élasticité apparaît toujours au dénominateur des formules.**

4.3 VALEURS DU MODULE D'ELASTICITE

Nous donnons ci-dessous quelques valeurs de module d'élasticité relatives à différents matériaux avec leur proportion par rapport au module d'élasticité du bois.

Béton armé non fissuré	35'000 N/mm²	3.2 x
Acier	210'000 N/mm²	18.6 x
Bois	11'000 N/mm²	1 x
Aluminium	70'000 N/mm²	6.4 x
Verre	60'000 N/mm²	5.5 x
Caoutchouc dur	50 N/mm²	0.005 x

5. DEFORMATIONS

Le dimensionnement d'une structure exige deux contrôles :

- **Le contrôle de la résistance**
- **Le contrôle des déformations**

Le contrôle de la déformation fait partie du critère d'**aptitude au service** que doit remplir une structure. Pour pouvoir garantir son rôle, une structure doit avoir une déformation raisonnable pour les raisons suivantes:

- **Pour éviter des fissures dans les cloisons fragiles**
- **Pour éviter d'avoir une structure trop souple**
Problèmes de vibrations ou d'inconfort...
- **Pour l'aspect esthétique**

La norme SIA fixe plusieurs valeurs limites en fonction du type de matériau et de structure. Dans le cadre de ce cours, nous nous bornerons à **retenir une valeur moyenne pour l'ensemble des matériaux**. Les limites que nous admettrons sont :

Déformation sous l'effet de la surcharge principale seule	$< L / 350$
Déformation sous l'effet d'une surcharge + G	$< L / 300$

L représente la portée de la poutre. La déformation se calcule par le biais de formules que l'on peut trouver dans la littérature spécialisée ou dans les formulaires du cours de statique.

La déformation se calcule toujours avec des charges admissibles donc non majorées par des coefficients de sécurité. Il n'y a pas besoin d'avoir une "marge" de sécurité car la déformation d'une structure ne présente aucun danger potentiel pour les utilisateurs au contraire de la résistance.

5.1 CARACTERISTIQUES DES FORMULES DE DEFORMATION

Les formules exprimant la déformation d'une structure ont toujours la structure suivante:

$$\text{Déformation } \mathbf{w} = \alpha * \frac{\mathbf{P \text{ ou } p * (L \text{ ou portée})}^{\beta}}{\mathbf{E_{matériau} * Inertie}}$$

Remarque importante :

Tous les termes de la formule doivent avoir les mêmes unités. En général, on fera les calculs en N et mm. Par conséquent, la déformation aura comme unité le mm.

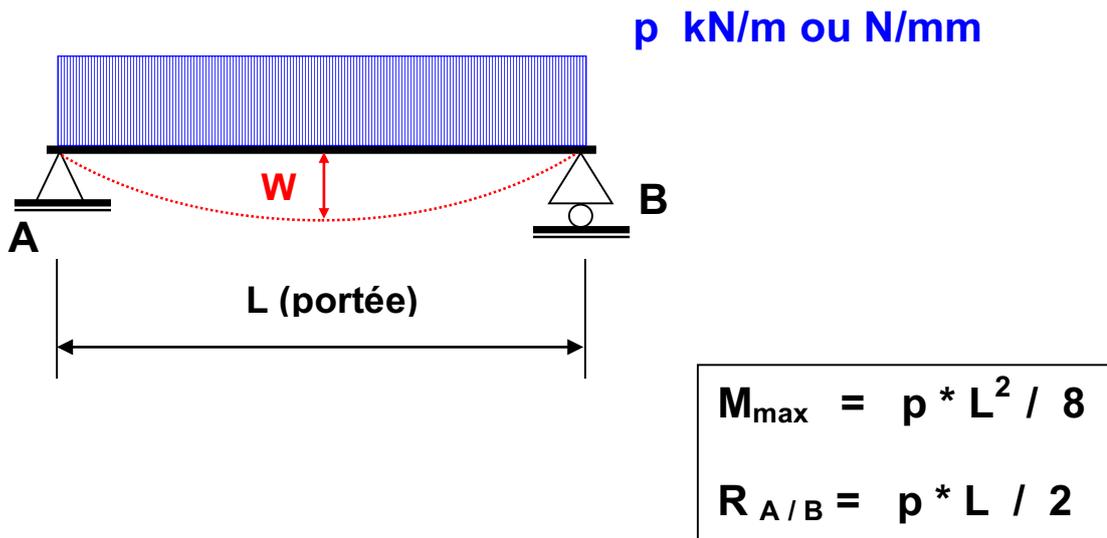
Explication des termes de la formule :

- w** Déformation maximale de la poutre
(pas forcément au centre de la poutre) → **unités mm**
- α** coefficient sans dimension; en général donné sous la forme d'une fraction → 5/384, 1/48....
- P ou p** charge concentrée ou charge répartie
(attention aux unités !) → **unités N ou N/mm**
- (L ou portée)^β** distance entre les appuis de la poutre élevée à la puissance **β**. Dans le cas d'une charge répartie **β = 4**, dans le cas d'une charge concentrée **β = 3**
→ **unités mm**
- E matériau** Module d'élasticité du matériau
→ **unités N/mm²**
- Inertie** Inertie de la poutre selon l'axe considéré
→ **unités mm⁴**

5.2 FORMULES CLES DU CALCUL DES DEFORMATIONS

→ voir également formulaire de statique annexé au cours

Poutre simple avec charge répartie



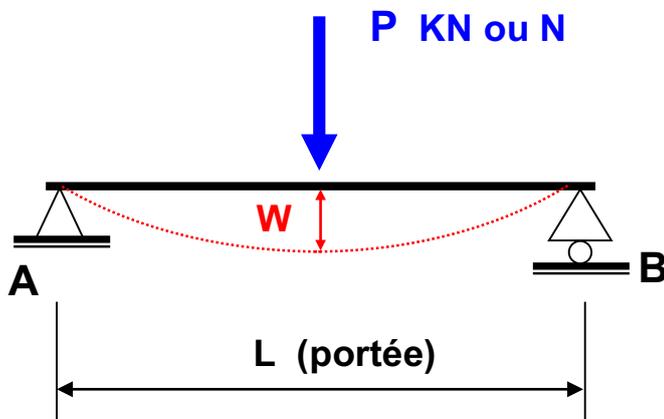
$$W = \frac{5 * p * L^4}{384 * E_{\text{matériau}} * \text{Inertie}}$$

Exemple : Poutre simple en bois sur 2 appuis, portée 5'000 mm
Charge répartie de 30 kN/m
Section du bois 550 x 300 mm
 $E_{\text{bois}} = 11'000 \text{ N/mm}^2$

Inertie de la poutre = $550^3 * 300 / 12 = 4.16 \text{ 1E9 mm}^4$

$w = 5 * 30 * 5'000^4 / (384 * 11'000 * 4.16 \text{ 1E9}) = 5.33 \text{ mm}$

Poutre simple avec charge concentrée à L/2



$$M_{\max} = P * L / 4$$

$$R_{A/B} = P / 2$$

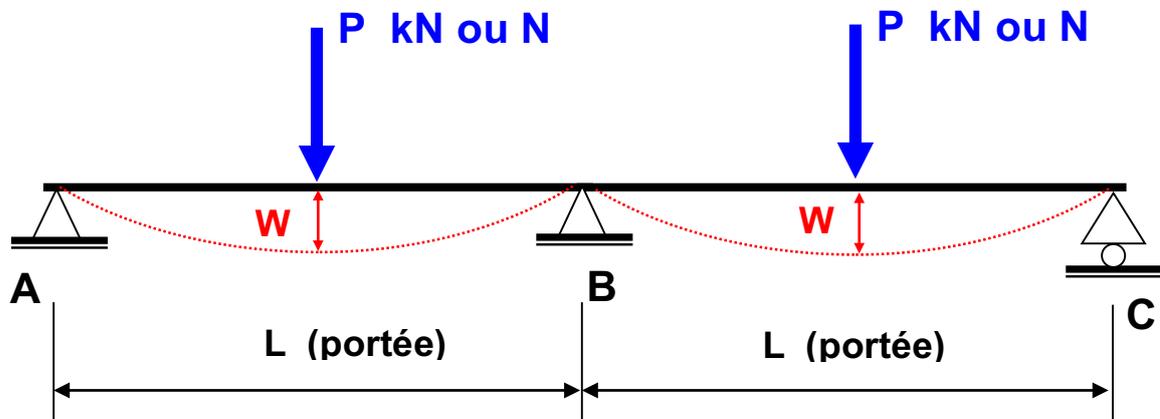
$$W = \frac{1 * P \text{ (en N !)} * L^3}{48 * E_{\text{matériau}} * \text{Inertie}}$$

Exemple : Poutre simple en bois sur 2 appuis, portée 5000 mm
Charge concentrée au centre de 150 kN
Section du bois 550 x 300 mm
 $E_{\text{bois}} = 11'000 \text{ N/mm}^2$

Inertie de la poutre = $550^3 * 300 / 12 = 4.16 \text{ E}9 \text{ mm}^4$

Déformation = $150'000 * 5'000^3 / (48 * 11'000 * 4.16 \text{ 1E}9) = \mathbf{8.47 \text{ mm}}$

Poutre continue à 2 travées avec charges concentrées à L/2



$$M_{\text{max sur appuis B}} = - 0.188 * P * L$$

$$M_{\text{travée}} = + 0.156 * P * L$$

$$V_{\text{max appuis B}} = 0.688 * P * L$$

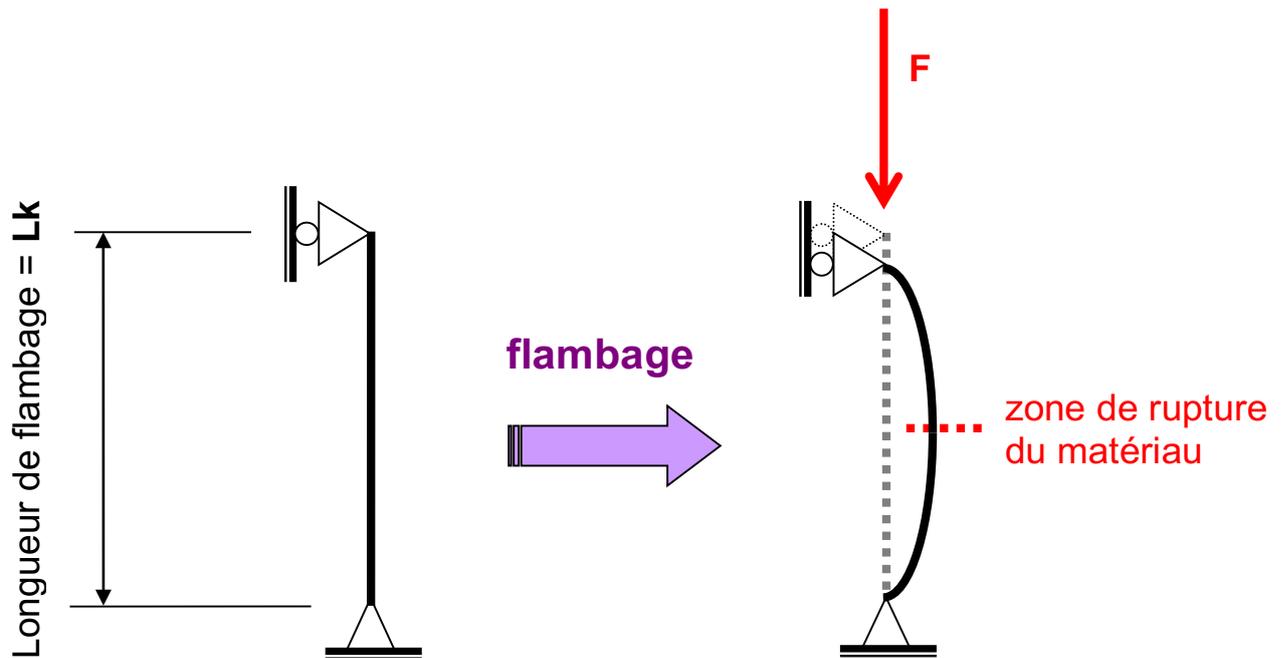
$$R_A = R_C = 0.312 * P$$

$$R_B = 1.375 * P$$

$$W = \frac{1 * P \text{ (en N!) } * L^3}{108 * E_{\text{matériau}} * \text{Inertie}}$$

6. BARRES COMPRIMEES

Lorsqu'un élément de structure est soumis à un effort de compression, celui-ci peut se "dérober" ou rompre sous l'effort par un phénomène d'instabilité appelé "**flambage**". Ce phénomène est dangereux car il peut survenir brusquement.

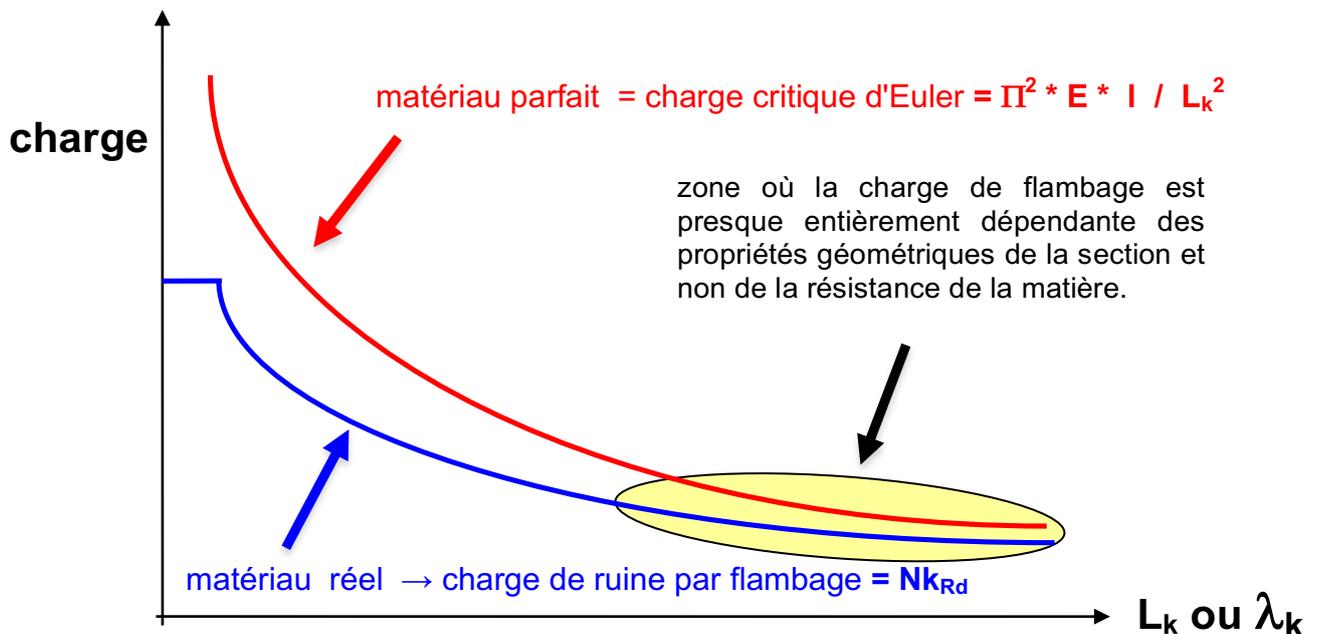


Le phénomène du flambage a été décrit par le mathématicien originaire de Bâle **Léonhard Euler 1707 - 1783**. Celui-ci a déterminé la **valeur théorique** pour laquelle une barre se dérobe sous un effort de compression. Cette valeur, appelée **charge critique d'Euler**, est égale à la valeur suivante:

$$\text{Charge critique} = \frac{\pi^2 * E * \text{Inertie}}{\text{longueur de flambage}^2}$$



La charge critique décrite par Euler est une valeur théorique valable pour un **matériau parfait n'ayant aucune déformation initiale et aucun défaut dans la matière. Cette charge est indépendante de la résistance intrinsèque du matériau !** Or dans la réalité, aucune barre ou colonne n'est parfaite. Elles possèdent toutes une légère déformation initiale et des défauts qui vont les forcer à "flamber". Ainsi, la charge de rupture d'une barre sera atteinte pour une valeur bien inférieure à la charge critique d'Euler. Si l'on représente graphiquement la relation charge-déformation d'une barre réelle, on obtient le schéma suivant:



Pour l'ingénieur praticien, le problème a consisté à développer une formule approchant au mieux le comportement réel des barres soumises à un effort de compression. Pour déterminer une telle formule, il a fallu procéder à un nombre élevé d'essais pour chaque matériau et pour chaque forme de barre. Les résultats des essais ont montré les relations suivantes :

Le phénomène du flambage est proportionnel à:

- **La résistance du matériau;** plus le matériau est résistant, plus la valeur de flambage Nk sera élevée
- **L'inertie, respectivement le rayon de giration de la barre;** plus l'inertie est élevée, plus la résistance Nk sera élevée

Le phénomène du flambage est inversement proportionnel à:

- **La longueur de flambage;** plus la longueur de flambage est grande, plus la résistance Nk sera faible

Afin de pouvoir développer des formules universelles valables pour chaque forme de barre, on aura recours au **rayon de giration** qui, rappelons-le, idéalise la distance à laquelle il faudrait placer toute la matière par rapport au centre de gravité pour avoir une inertie équivalente selon l'axe Y ou Z (→ voir page 12).

Les ingénieurs ont développé des tables de dimensionnement pour chaque matériau. Ces tables tiennent compte des imperfections géométriques accidentelles des barres et des défauts contenus dans la matière:

- **Pour le bois**, on a ainsi tenu compte de la présence de nœuds ou de poches de résine.
- **Pour l'acier**, on a tenu compte des imperfections de laminage des profilés ainsi que des contraintes résiduelles internes résultant du refroidissement différé entre les zones épaisses et minces d'un profilé.

Pour entrer dans les tables de dimensionnement; on aura recours à la valeur caractéristique de l'élançement d'une barre notée λ_k . L'élançement d'une barre est donné par la relation suivante:

$$\lambda_k = Lk \text{ (Longueur de flambage)} / i \text{ (rayon de giration)}$$

Une fois l'élançement connu, cette valeur permet d'entrer dans le tableau du matériau considéré où une contrainte de flambage $f_{k,Rd}$ est donnée. La charge maximale d'une barre comprimée est donnée par la relation:

$$N_{k,d} = f_{k,d} \text{ (contrainte de flambage)} * A \text{ (section de la barre)}$$

Remarques générales sur l'utilisation des formules

- Plus l'élanement d'une colonne est grand, plus la contrainte de flambage sera faible. Dès lors, pour entrer dans l'abaque et déterminer la contrainte de flambage, il s'agira de déterminer l'élanement maximal d'une barre par rapport aux axes d'inertie Y et Z

$$\left. \begin{array}{l} \rightarrow \lambda_{k_y} = L_k / i_y \\ \rightarrow \lambda_{k_z} = L_k / i_z \end{array} \right\} \rightarrow \text{on prendra la valeur maximale}$$

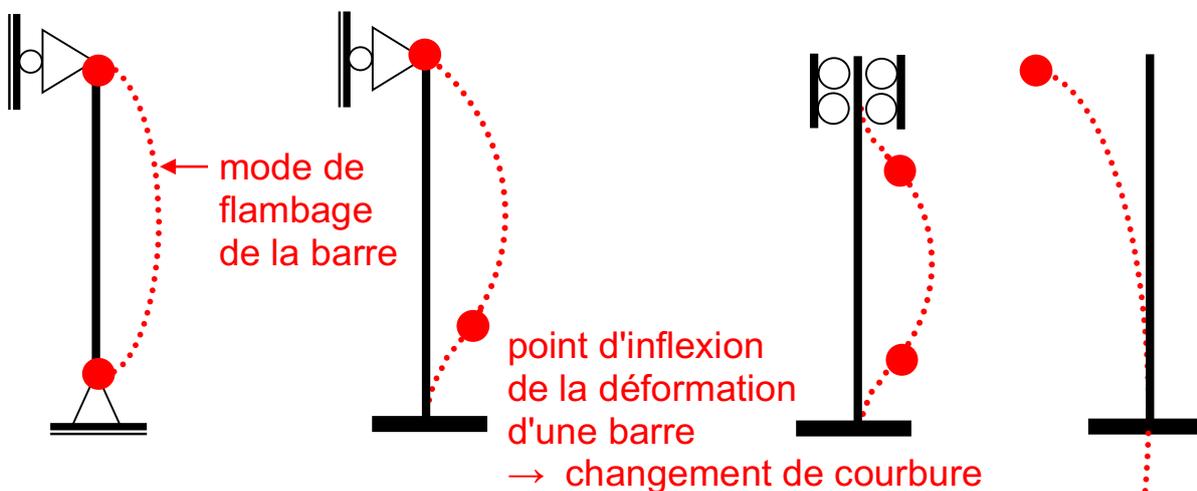
- La longueur de flambage d'une barre est directement influencée par les types d'appuis qui maintiennent la barre en place. Selon les types d'appuis, on aura les longueurs de flambage suivantes:

$$L_k = L_{\text{barre}}$$

$$L_k = 0.7 * L_{\text{barre}}$$

$$L_k = 0.5 * L_{\text{barre}}$$

$$L_k = 2 * L_{\text{barre}}$$



- Afin de garantir la fiabilité du comportement des barres comprimées, on limitera leurs élanements aux valeurs suivantes:

$$\rightarrow \lambda_{k_y} \leq 190$$

$$\rightarrow \lambda_{k_z} \leq 190$$

Cas particulier :

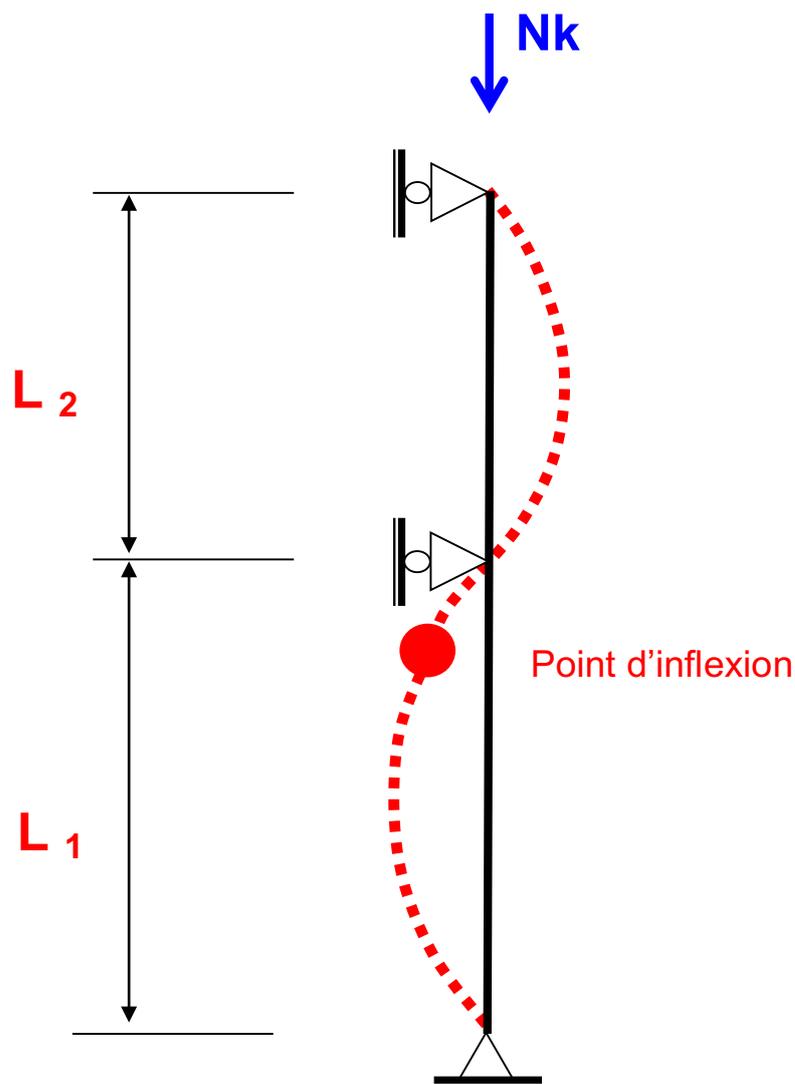
Colonne par 3 appuis avec $L_1 \neq L_2$

1 – L_1 doit toujours être la plus grande longueur et la barre de même inertie dans les champs L_1 et L_2 !

2 – Le résultat doit être compris entre $(L_2 + L_1)/2 \leq Lk_{\text{effectif}} \leq L_1$

$$Lk_{\text{effectif}} = L_1 / \sqrt{2 - (L_2 / L_1)}$$

Exemple : $L_1 = 5.00 \text{ m}$; $L_2 = 2.00 \text{ m}$ \Rightarrow $Lk_{\text{effectif}} = 3.95 \text{ m}$

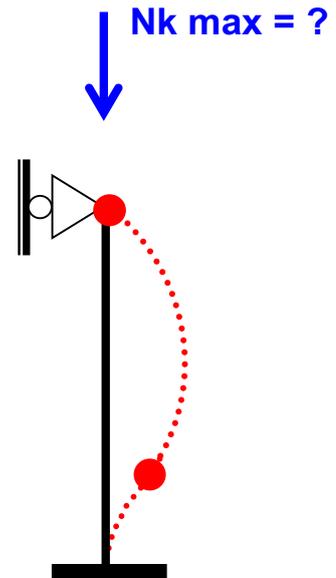


Exemple numérique:

Cas d'une colonne en acier

L colonne = 5000 mm
Profilé choisi - HEA 300
Acier S 235

$$L_k = 0.7 * L_{\text{barre}}$$



Calcul de Nk max :

Caractéristique du HEA 300	$A = 11'300 \text{ mm}^2$ $i_y = 127.1 \text{ mm}$ $I_y = 182.6 \text{ E6 mm}^4$ $i_z = 74.7 \text{ mm}$ $I_z = 63.1 \text{ E6 mm}^4$
Longueur de flambage	$L_{k_y} = L_{k_z} = 0.7 * 5'000 = 3'500 \text{ mm}$
Elancement maximum	$\lambda_{k_y} = L_{k_y} / i_y = 3'500 / 127.1 = 27.5$ $\lambda_{k_z} = L_{k_z} / i_z = 3'500 / 74.7 = 46.9$ valeur max pour tableau $\approx 47 \leq 190$
Contrainte de flambage min	$f_{k_d} = 188.6 \text{ N/mm}^2$ (selon tableau)
Charge de flambage maximale	$N_{k_d} = f_{k_d} * A = 188.6 * 11'300 / 1\text{E}3$ $N_{k_d} = 2'131 \text{ kN}$

La colonne ci-dessus pourra donc supporter une charge maximale de **2'131 kN** avant sa ruine. Pour comparaison, la charge critique d'Euler ($\Pi^2 * E * I_z / L_{k_z}^2$) donne la valeur de **10'676 kN** ce qui est ≈ 5 fois supérieur au comportement réel de la barre HEA 300.

7. BASES GENERALES DE DIMENSIONNEMENT

Lorsqu'on parle de dimensionnement, la littérature spécialisée et les ingénieurs parlent de **sécurité structurale des structures**. Cette étape est fondamentale car elle permet de déterminer de manière plus ou moins précise les dimensions des sections à mettre en œuvre afin que celles-ci puissent résister aux sollicitations sans que la rupture soit atteinte. **Les formules développées dans ce chapitre concrétisent une approche simplifiée du dimensionnement des structures. Elles correspondent plus ou moins à la nouvelle philosophie des Swisscodes.**

7.1 COEFFICIENTS DE SECURITE

Une structure, quelle qu'elle soit, doit impérativement avoir une certaine réserve de sécurité vis-à-vis d'une rupture potentielle. Cette réserve permet de prendre en compte **les imperfections de construction, les défauts cachés dans la matière et les variations exceptionnelles des charges**. C'est la norme SIA 260 qui fixe les coefficients de sécurité à prendre en compte lors du dimensionnement d'une structure.

Il existe différents types de coefficient de sécurité en fonction de la **situation de risque** admise. En règle générale, il existe deux types de coefficients de sécurité:

- Les coefficients de sécurité relatifs aux matériaux, notés γ_m
- Les coefficients de sécurité relatifs aux charges; notés γ_g , γ_q ou ψ

Dans le cadre de ce cours, nous nous bornerons à utiliser une approche simplifiée de la problématique. Ainsi, les contraintes maximales des différents matériaux que nous utiliserons seront déjà minorées par le coefficient de sécurité γ_m relatif au matériau. Dans la littérature, cette contrainte de résistance minorée par γ_m est annotée de la lettre **d**. La valeur de γ_m varie de **1.05 à 1.70** selon la "fiabilité" du matériau.

Les charges seront quant à elles majorées par les coefficients de sécurité suivants.

- | | |
|--|---|
| • Pour le poids propre | $\gamma_g = 1.35$ |
| • Pour la charge prépondérante ou principale | $\gamma_q = 1.50$ |
| • Pour la charge concomitante ou secondaire | $\psi \approx 0.70$ |
| • Approche globale simplifiée | $\gamma_{\text{global}} = 1.50$ |

Conformément à la philosophie des normes SIA nous devons respecter l'inégalité suivante lors des dimensionnements :

$$E_d = (\gamma_g * G + \gamma_q * (Q_1 \text{ ou } q_1) + \psi * (Q_2 \text{ ou } q_2)) \leq R_d$$

$$E_d = (1.35 * G + 1.5 * (Q_1 \text{ ou } q_1) + 0.7 * (Q_2 \text{ ou } q_2)) \leq R_d$$

$$E_d \text{ simplifié} = (1.50 * (G + (Q_1 \text{ ou } q_1) + (Q_2 \text{ ou } q_2))) \leq R_d$$

Avec les termes suivants :

E_d → **E**tat des combinaisons de **d**imensionnement = enveloppes des combinaisons d'efforts **N-V-M** générées par les charges multipliées par leur coefficient de sécurité respectif.

Remarques :

Comme les règles de dimensionnement ne sont pas linéaires, il faut vérifier toutes les combinaisons possibles d'efforts de dimensionnement. Ainsi, toute charge admise prépondérante dans une première enveloppe des efforts doit être considérée comme concomitante dans une deuxième enveloppe et vice versa pour la charge concomitante.

R_d → **R**ésistance de **d**imensionnement de la section considérée sous les efforts **N-V-M** . La valeur R_d découle de la résistance brute du matériau divisée par le facteur de sécurité γ_m soit **R_d = R** résistance brute / γ_m .

Exemple :

pour la flexion $R_d = f_{m,d} * W_{min}$
pour l'effort normal de traction $R_d = f_{n,d} * A$

Les coefficients de sécurité proposés dans ce chapitre sont une adaptation simplifiée des normes SIA 260 et 261 relatives aux actions à prendre en compte pour l'élaboration des structures porteuses.

7.2 LE DIMENSIONNEMENT D'UNE BARRE EST EFFECTUE AU MOYEN DE 2 VERIFICATIONS :

1- VERIFICATION DITE DU « 1^{ER} ORDRE »

Cette vérification est obligatoire, elle montre que la contrainte maximale à l'intérieure d'une section de coupe sous les efforts **Nd, Myd, Mzd et Vd** ne dépasse pas la résistance maximale du matériau.

2- VERIFICATION DITE DU « 2 EME ORDRE »

Cette vérification est complémentaire à celle du 1^{er} ordre si la sollicitation est composée d'un effort pouvant amener la barre vers une **INSTABILITE**. C'est le cas lorsqu'une barre est soumise à un effort normal de compression ou lorsque la barre peut déverser en raison de sa grande longueur en l'absence de stabilisation transversale.

Le phénomène de déversement est expliqué au chapitre 10 « ACIER ». Il ne sera pas traité mathématiquement dans le cadre de ce cours car il est trop complexe à appréhender.

Les formules d'interaction présentées ci-après **sont des adaptations simplifiées** des normes SIA 263 - Construction en acier et SIA 265 - Constructions en bois.

7.2.1 VERIFICATION DU 1^{ER} ORDRE

7.2.1.1 VERIFICATION SOUS CONTRAINTES NORMALES

Lorsqu'on dimensionne une barre, l'inégalité suivante doit être respectée:

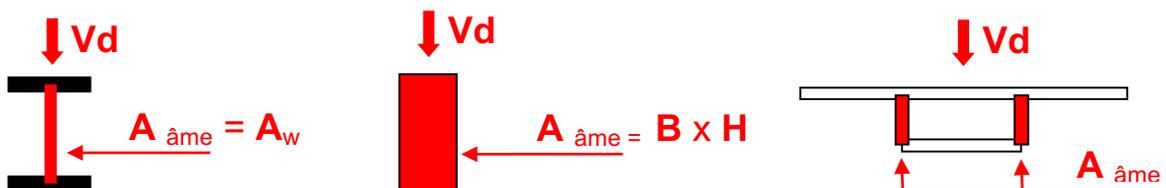
$$\frac{N_d}{f_{t,d} \text{ ou } f_{c,d} * A} + \frac{My_d}{f_{m,d} * Wy_{min}} + \frac{Mz_d}{f_{m,d} * Wz_{min}} \leq 1$$

Si l'une des sollicitations (N_d , My_d , Mz_d) est égale à 0, alors le rapport ou le terme concerné est tout simplement remplacé par la valeur 0 dans la vérification.

7.2.1.2 VERIFICATION SOUS CONTRAINTES DE CISAILLEMENT

La vérification du dimensionnement à l'effort tranchant doit toujours être effectuée et ceci indépendamment de toute autre combinaison de sollicitation N, M ou N-M. L'inégalité suivante doit être respectée:

$$\frac{3 * V_d}{2 * \tau_{v,d} * A_{\hat{a}me}} \leq 1$$



7.2.2 VERIFICATION DU 2^{EME} ORDRE

Lorsqu'on dimensionne une barre sollicitée par un effort normal de compression et/ou par un moment de flexion, les inégalités suivantes doivent être respectées:

Contrôle selon l'axe Y

$$\frac{N_d}{f_{k,d} * A} + \frac{M_{y,d}}{f_{m,d} * W_{y_{min}}} \leq 1 \quad (f_{k,d} \text{ selon axe Y})$$

+ contrôle selon l'axe Z obligatoire

Contrôle selon l'axe Z

$$\frac{N_d}{f_{k,d} * A} + \frac{M_{z,d}}{f_{m,d} * W_{z_{min}}} \leq 1 \quad (f_{k,d} \text{ selon axe Z})$$

Remarque : si $M_{z,d} = 0$; le contrôle devient $(N_d / f_{k,d} * A \leq 1)$ selon l'axe Z et vice-versa pour $M_{y,d} = 0$

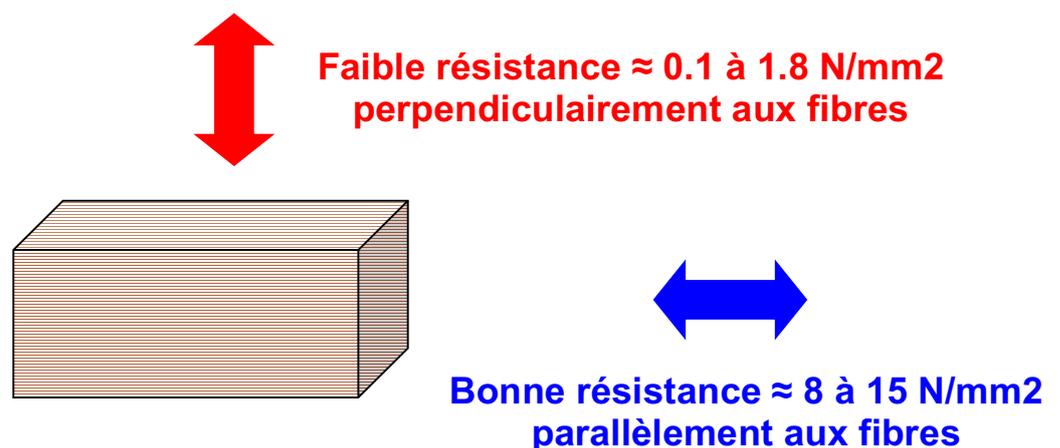
8. PROCEDURES DE CALCUL D'UNE STRUCTURE

Ce chapitre a pour but d'aider l'élève dans sa démarche de calcul d'une structure. Le schéma de la page suivante explique sous forme de procédures, les cheminements à suivre en fonction des objectifs à atteindre.

9. LE BOIS



Le bois est un matériau particulier et complexe à dimensionner. La structure du matériau est composée de fibres qui offrent une résistance différente selon l'orientation des sollicitations. **La résistance sera minimale perpendiculairement aux fibres et maximale parallèlement à ces dernières.** De plus, le bois contient des nœuds, des poches de résine et des teneurs en humidité qui peuvent affaiblir la résistance du bois.



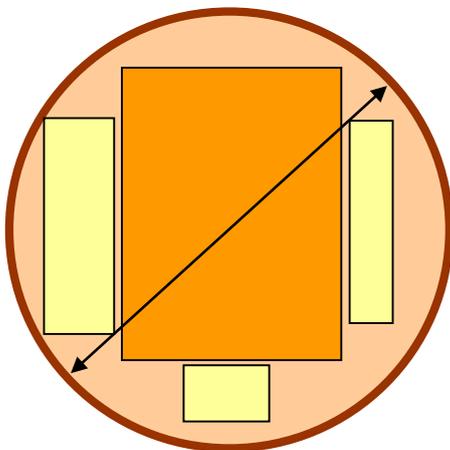
Les scieries produisent des poutres en bois dont les sections maximales avoisinent les dimensions suivantes:

B x H x L 200 x 300 x \approx 7000 à 9000 mm

On constate que les dimensions ci-dessus sont insuffisantes pour franchir des portées au-delà de ≈ 10 mètres. Pour contourner ce problème dimensionnel, on aura recours au **bois lamellé-collé**. Vis-à-vis du bois équarris, ce dernier offre les avantages suivants:

- Création de poutres avec $B \times H \times L \Rightarrow 200 \times 2'000 \times \approx 20'000$ mm
- Elimination des défauts du bois; nœuds, poche de résine...
- Modelage des poutres avec des formes variables, courbes...
- Diminution des problèmes liés à l'humidité dans le bois
- Meilleure résistance car meilleure homogénéité du bois

Par contre, comme on peut s'en douter, le bois lamellé-collé est plus cher que le bois équarris. La différence de coût est d'environ **500 à 1500.- par m³**.

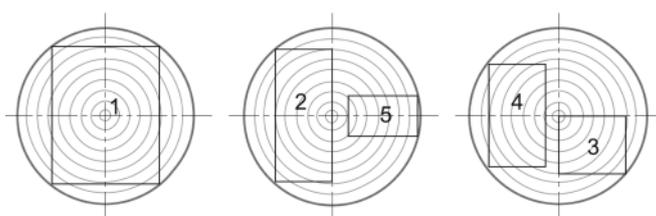


Exemple de sections de bois équarris que l'on peut obtenir dans une scierie à partir d'un arbre adulte.

Sections maximales
200 x 300 \approx 7000 à 9000 mm

Bois équarris et lattes

Figure 9: Modes de débit pour les bois équarris et les lattes

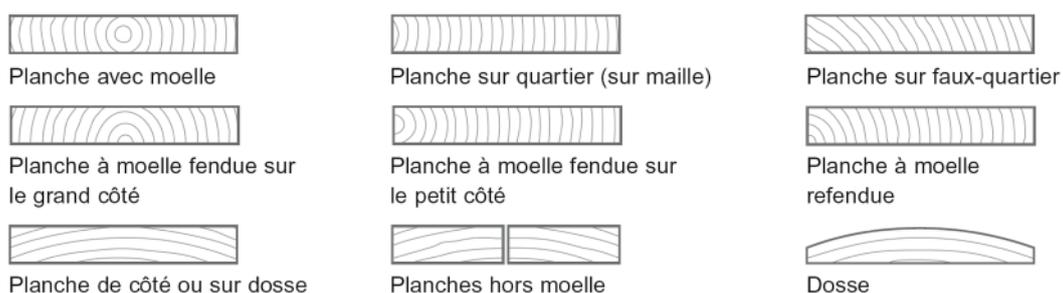


Notations:

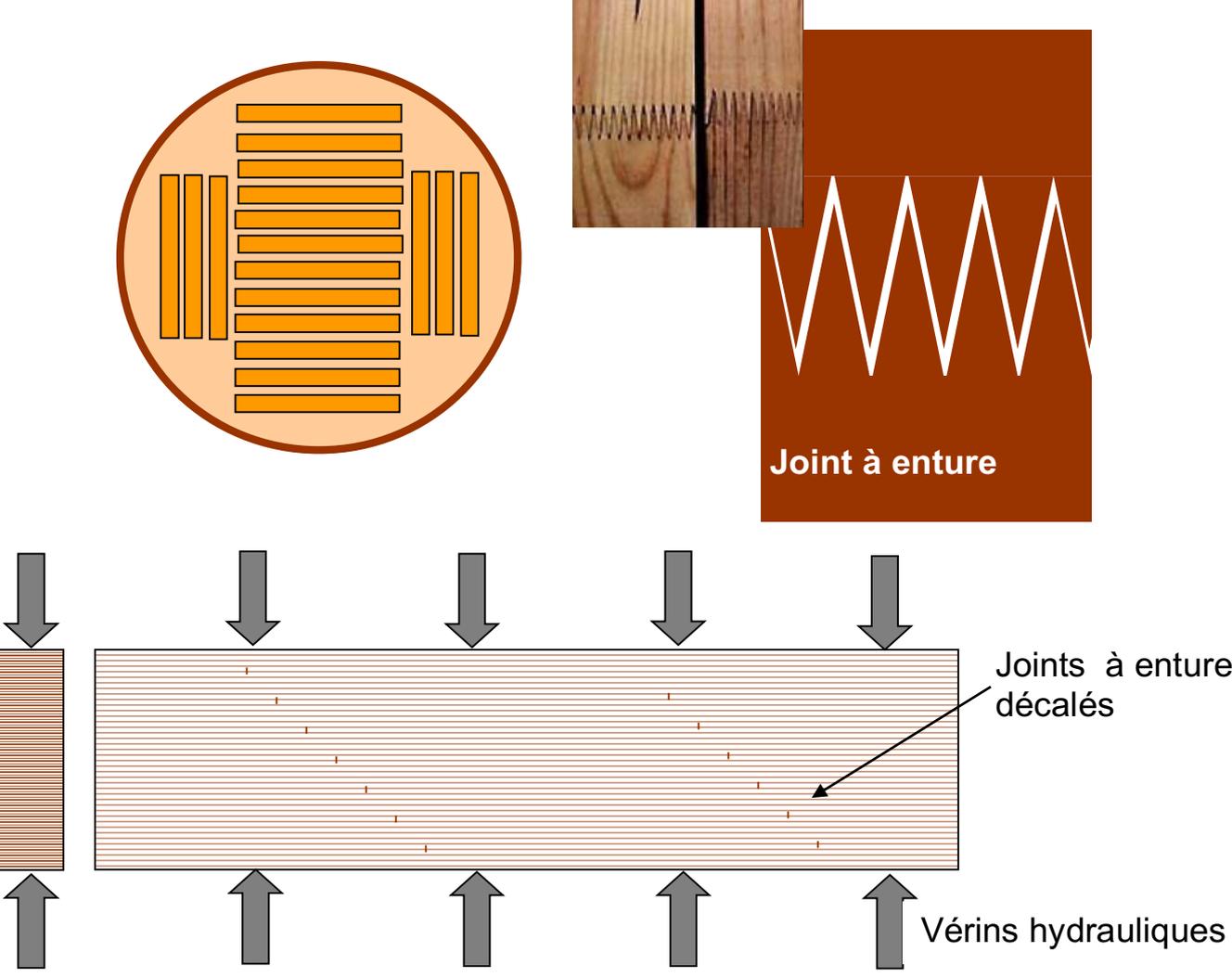
- 1 pièce avec moelle
- 2 pièce à moelle fendue (il n'est pas impératif que la moelle soit fendue sur toute la longueur)
- 3 pièce à moelle refendue
- 4 pièce hors moelle
- 5 pièce sur quartier (dite «sur maille»)

Planches

Figure 10: Modes de débit des planches



Les poutres lamellées-collées sont obtenues par collage de planches dans des presses hydrauliques. Pour obtenir des poutres d'une vingtaine de mètres de longueur, les planches sont appondues entre elles par collage au moyen d'un joint à enture. Les joints doivent être décalés dans la poutre afin de ne pas créer de point faible.



9.1 DIMENSIONNEMENT DU BOIS - VALEURS DE BASE

Comme nous l'avons dit plus haut, le dimensionnement du bois est complexe car il fait appel à un nombre conséquent de formules et de règles dont le but est de prendre en compte les éléments suivants :

- **L'orientation de la sollicitation par rapport aux fibres**
- **Les défauts du bois**
- **Les moyens d'assemblage, les entailles...**
- **Les instabilités des poutres par déversement**
- **La répartition non homogène des contraintes**

Toutefois, les éléments structuraux en bois pourront être dimensionnés au moyen des formules décrites au chapitre 7 avec une relative précision vis-à-vis d'un calcul précis selon les swisscodes édition 2004. Les assemblages ne sont pas traités dans le cadre de ce cours.

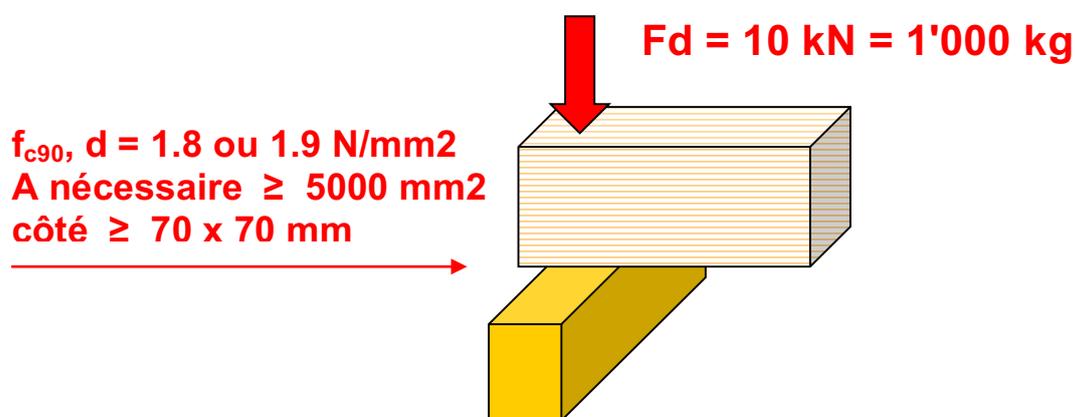
Nous donnons ci-dessous, les valeurs de base pour réaliser un dimensionnement de structures en bois selon les formules du chapitre 7 tout en rappelant que **l'élancement d'une poutre doit respecter le rapport $L / h \geq 2$**

Contraintes f_d pour les bois équarris et lamellé-collé

Mode de sollicitation	Bois équarris C24	BLC GL24h
Flexion II aux fibres- $f_{m,d}$	14.0 N/mm ²	16 N/mm ²
Compression II aux fibres - $f_{c,d}$ - pour calcul 1er ordre !	12 N/mm ²	14.5 N/mm ²
Traction II aux fibres - $f_{t,d}$	8 N/mm ²	12 N/mm ²
Contraintes tangentielles - $\tau_{v,d}$ ou $f_{v,d}$	1.5 N/mm ²	1.8 N/mm ²
Compression perpendiculaire aux fibres - $f_{c90,d}$	1.8 N/mm ²	1.9 N/mm ²
Traction perpendiculaire aux fibres - $f_{t90,d}$	0.1 N/mm ²	0.15 N/mm ²
Module d'élasticité moyen	11'000 N/mm ²	11'000 N/mm ²

Remarques générales sur le dimensionnement du bois

- Le dimensionnement du bois est complexe car le concepteur doit prendre en considération l'orientation des sollicitations par rapport au sens des fibres du bois. Ainsi, perpendiculairement aux fibres (f_{90}), l'effort repris par le bois est **7 à 8 fois plus petit que dans le sens des fibres !**
- La surface de bois nécessaire pour reprendre un effort de compression perpendiculaire aux fibres; **cas d'un appui** → **écrasement des fibres** est de l'ordre de $\approx 5000 \text{ mm}^2$ pour un effort **Fd de 10 kN** soit une surface d'une dimension de **70 x 70 mm**.



- Le bois résiste relativement bien aux efforts de flexion avec des contraintes de dimensionnement $f_{m,d}$ **de 14 à 16 N/mm²**. Par contre, sa résistance à l'effort tranchant est nettement plus faible puisque la contrainte tangentielle maximum $f_{v,d}$ **vaut de 1.5 à 1.8 N/mm²**.
- Si le bois n'est pas protégé contre les intempéries, ses caractéristiques mécaniques sont à multiplier par les valeurs du tableau ci-dessous:

Classe d'humidité	Teneur en eau	Situation des éléments	Résistance ultime (fd)	Rigidité (EI)
1	$\leq 12 \%$	protégés	1.00	1.00
2	12 à 20 %	partiellement protégés	0.80	0.90
3	$> 20 \%$	humides ou immergés	0.60	0.75

- La déformation des éléments en bois sous des charges quasi-permanentes ou de longue durée seront sujettes au phénomène du fluage. Après un à deux ans, les déformations instantanées auront augmenté dans les proportions suivantes:

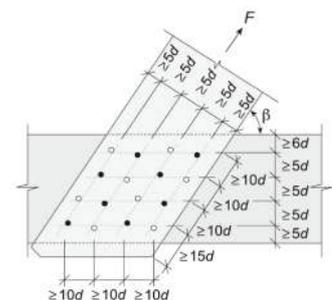
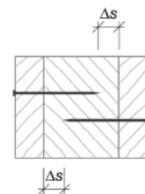
$$w_{t=\infty} = w_{t=0} \left(1 + \text{coefficient de fluage } \varphi * F_{\varphi} / F_{\text{total}} \right)$$

F_{φ} = charges de longue durée ou charges quasi-permanentes

Situation des éléments de construction	Bois conditionné	Bois ressué ou humide lors de la mise en oeuvre
protégés contre les intempéries	0.60	1.00
autres éléments de construction	2.00	2.00

- Le calcul des assemblages est fastidieux compte tenu de l'hétérogénéité de la résistance du bois. Ainsi pour l'exemple, un assemblage cloué devra tenir compte simultanément des éléments de dimensionnement suivants:

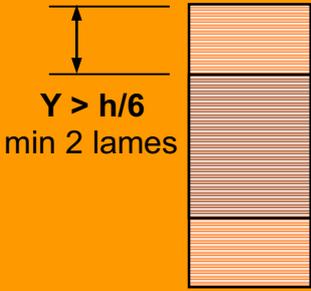
- 1 - clous lisses ou striés
- 2 - épaisseur minimales des éléments bois à assembler
- 3 - type de bois, bois croisés, BLC, équarris...
- 4 - distance entre les clous et profondeur de pénétration
- 5 - distance minimale au bord chargé
- 6 - distance minimale au bord non chargé
- 7 - préperçage ou non des clous
- 8 - résistance II aux fibres ou T aux fibres
- 9 - humidité du bois, classes 1,2,3
- 10 - géométrie générale de l'assemblage, assemblage bois-bois ou acier-bois



- 1 clou strié résiste à un effort R_d bois-bois - II aux fibres $\approx 90 d^{1.7}$ en kN
- 1 clou strié résiste à un effort R_d bois-bois - T aux fibres $\approx 80 d^{1.7}$ en kN
- 1 clou strié résiste à un effort R_d bois-acier - II aux fibres $\approx 115 d^{1.7}$ en kN
- 1 clou strié résiste à un effort R_d bois-acier - T aux fibres $\approx 95 d^{1.7}$ en kN

- Les poutres en bois sont sujettes au déversement et lors d'un dimensionnement conventionnel on doit en tenir compte. Le déversement étant un phénomène complexe à appréhender, celui-ci ne sera pas étudié dans le cadre de ce cours; le phénomène est présenté succinctement dans le chapitre 10 "Acier" à la page 69.

- Les différents types d'essences de bois sont classifiés dans la norme SIA 265 comme ceci :

Résineux	
classes	C 20, C24 , C 27, C35, C45 <ul style="list-style-type: none"> • C24 est la qualité standard, • le chiffre "20,24,..." indique la résistance en flexion $f_{m,k}$
Chêne/hêtre	
classe	D30 <ul style="list-style-type: none"> • le chiffre "30" indique la résistance en flexion $f_{m,k}$
BLC normal	
classes	GL24k, GL24h , GL28k, GL28h <ul style="list-style-type: none"> • GL24h est la qualité standard • le chiffre "24,28,..." indique la résistance en flexion $f_{m,k}$ • la lettre "h" indique que la section BLC est homogène et donc composée du même bois dans toute la section • la lettre "k" indique que la section est composé de bois de qualité supérieure aux extrémités de la poutre: $Y > h/6$ mais au minimum 2 lames
	
BLC haute qualité	
classes	GL36k, GL36h <ul style="list-style-type: none"> • classes triées mécaniquement, disponibilité à vérifier ! • le chiffre "36" indique la résistance en flexion $f_{m,k}$ • la lettre "h" indique que la section BLC est homogène et donc composée du même bois dans toute la section • la lettre "k" indique que la section est composé de bois de qualité supérieure aux extrémités de la poutre

Bois équarris C24 - contrainte de flambage $f_{k,d}$ en N/mm²

λ_K	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	12.0	12.0	12.0	11.9	11.8	11.7	11.6	11.5	11.4	11.3
30	11.2	11.1	10.9	10.8	10.7	10.6	10.5	10.4	10.3	10.2
40	10.1	10.0	9.9	9.8	9.6	9.5	9.4	9.3	9.2	9.1
50	9.0	8.9	8.8	8.7	8.6	8.5	8.4	8.2	8.1	8.0
60	7.9	7.8	7.7	7.6	7.5	7.4	7.3	7.2	7.1	6.9
70	6.8	6.7	6.6	6.5	6.4	6.3	6.2	6.1	6.0	5.9
80	5.8	5.7	5.5	5.4	5.3	5.2	5.1	5.0	4.9	4.8
90	4.7	4.6	4.5	4.4	4.2	4.1	4.0	4.0	3.9	3.8
100	3.7	3.6	3.6	3.5	3.4	3.4	3.3	3.2	3.2	3.1
110	3.1	3.0	3.0	2.9	2.9	2.8	2.8	2.7	2.7	2.6
120	2.6	2.5	2.5	2.5	2.4	2.4	2.3	2.3	2.3	2.2
130	2.2	2.2	2.1	2.1	2.1	2.0	2.0	2.0	2.0	1.9
140	1.9	1.9	1.8	1.8	1.8	1.8	1.7	1.7	1.7	1.7
150	1.7	1.6	1.6	1.6	1.6	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
160	1.5	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.3	1.3	1.3	1.3
170	1.3	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
180	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.0
190	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.9	0.9

Bois lamellé-collé GL24h - contrainte de flambage $f_{k,d}$ en N/mm²

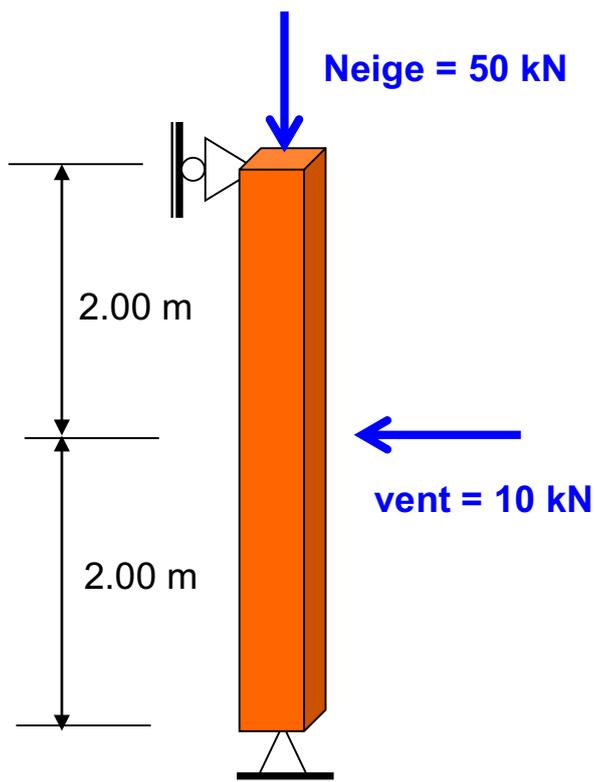
λ_K	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	14.5	14.5	14.5	14.4	14.3	14.1	14.0	13.9	13.7	13.6
30	13.5	13.4	13.2	13.1	13.0	12.8	12.7	12.6	12.4	12.3
40	12.2	12.0	11.9	11.8	11.7	11.5	11.4	11.3	11.1	11.0
50	10.9	10.7	10.6	10.5	10.4	10.2	10.1	10.0	9.8	9.7
60	9.6	9.4	9.3	9.2	9.0	8.9	8.8	8.7	8.5	8.4
70	8.3	8.1	8.0	7.9	7.7	7.6	7.5	7.4	7.2	7.1
80	7.0	6.8	6.7	6.6	6.4	6.3	6.2	6.0	5.9	5.8
90	5.7	5.5	5.4	5.3	5.1	5.0	4.9	4.8	4.7	4.6
100	4.5	4.4	4.3	4.2	4.2	4.1	4.0	3.9	3.9	3.8
110	3.7	3.6	3.6	3.5	3.5	3.4	3.3	3.3	3.2	3.2
120	3.1	3.1	3.0	3.0	2.9	2.9	2.8	2.8	2.7	2.7
130	2.7	2.6	2.6	2.5	2.5	2.5	2.4	2.4	2.4	2.3
140	2.3	2.3	2.2	2.2	2.2	2.1	2.1	2.1	2.1	2.0
150	2.0	2.0	1.9	1.9	1.9	1.9	1.8	1.8	1.8	1.8
160	1.8	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.6	1.6	1.6	1.6
170	1.6	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4	1.4	1.4
180	1.4	1.4	1.4	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
190	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.1	1.1

pas de flambage

Ncr Euler \cong Nkd poteau réel > indépendant du matériau !

Exemple numérique :

Vérification de la capacité portante de la poutre en bois ci-dessous



Coefficient de sécurité global = 1.45

$$F_{\text{neige}_d} = 50 * 1.45 = 72.5 \text{ kN}$$

$$F_{\text{vent}_d} = 10 * 1.45 = 14.5 \text{ kN}$$

Statique

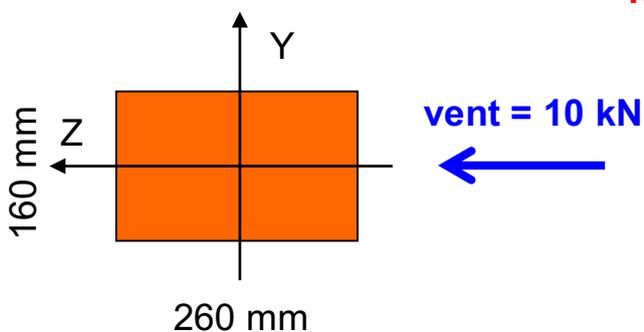
$$V_d = 14.5 / 2 = 7.25 \text{ kN}$$

$$N_d = - 72.5 \text{ kN}$$

$$M_{y_d} = P * L / 4 = 14.5 * 4 / 4 = 14.5 \text{ kNm}$$

Situation de risque

compression + moment
+ effort tranchant
formules paragraphe 7.2



$$A = b * h = 160 * 260 = 41'600 \text{ mm}^2$$

$$W_y = b h^2 / 6 = 160 * 260^2 / 6 = 1802 * 1E3 \text{ mm}^3$$

$$i_y = 0.289 * h = 0.289 * 260 = 75.1 \text{ mm}$$

$$i_z = 0.289 * b = 0.289 * 160 = 46.2 \text{ mm}$$

$$f_{m,d} \text{ II aux fibres} = 14 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,d} \text{ II aux fibres} = 12 \text{ N/mm}^2 \quad (L_k=0 !)$$

$$f_{v,d} \text{ ou } \tau_{v,d} = 1.5 \text{ N/mm}^2$$

Vérification du 1^e ordre sous contraintes normales

$$N_d / f_{c,d} * A + M_{dy} / f_{m,d} * W_{y_{min}} \leq 1$$

$$72.5 * 1E3 / (12.0 * 41'600) + 14.5 * 1E6 / (14 * 1'802 * 1E3)$$

$$= 0.15 + 0.57 = 0.72 \leq 1$$

Vérification du 1^{er} ordre sous effort tranchant

$$3 * V_d / 2 * \tau_{v,d} * A_{âme} \leq 1$$

$$3 * 7.25 E3 / 2 * 1.5 * 260 * 160 = 0.17$$

→ la vérification selon le 1^{er} ordre est remplie

Vérification du 2^{ème} ordre - axe Y

$$\lambda_{k_y} = L_{k_y} / i_y = 4'000 / 75.1 = 53 \quad f_{k,d} = 8.68 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{voir tableau}$$

$$N_d / f_{k,d} * A + M_{dy} / f_{m,d} * W_{y_{min}} \leq 1$$

$$72.5 * 1E3 / (8.68 * 41'600) + 14.5 * 1E6 / (14 * 1'802 * 1E3)$$

$$= 0.20 + 0.57 = 0.77 \leq 1$$

Vérification du 2^{ème} ordre - axe Z

$$\lambda_{k_z} = L_{k_z} / i_z = 4'000 / 46.2 = 87 \quad f_{k,d} = 5.00 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{voir tableau}$$

$$N_d / f_{k,d} * A \leq 1$$

$$72.5 * 1E3 / (5.00 * 41'600) = 0.35 \leq 1$$

→ la vérification selon le 2^{ème} ordre est remplie

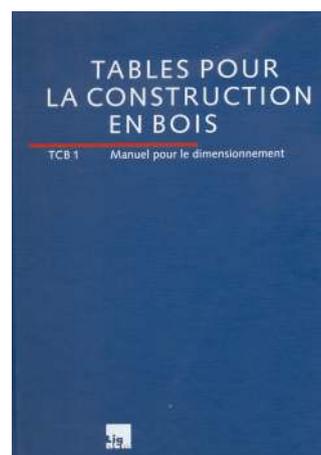
Remarques:

La section choisie est largement dimensionnée. Afin d'être économique, la section de départ devrait être diminuée et toutes les vérifications reconstrôlées jusqu'à ce que les inégalités soient vérifiées au plus proche des valeurs limites.

Lorsqu'on manque d'expérience, il est impératif de vérifier toutes les formules afin d'éviter toute surprise.

A titre d'exemple, nous donnons un extrait de la norme **SIA 265** relative aux valeurs des contraintes de dimensionnement du bois en fonction de sa qualité et de l'orientation des fibres.

Pour plus de précisions consulter également les publications éditées par www.lignum.ch
www.cedotec.ch - holz-bois.ch - ibois.epfl.ch

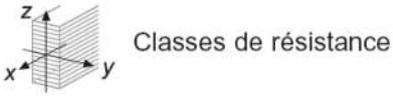


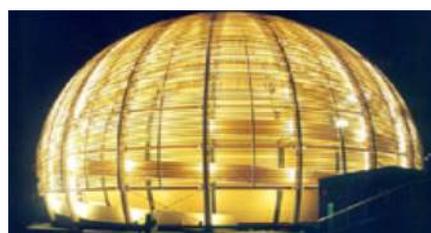
Ci-contre tables pour la construction en bois éditées par Lignum

Bois équarri, tableau des contraintes tiré de la norme SIA 265

Classes de résistance				Résineux					Chêne Hêtre
				C20	C24	C27	C35 ⁴⁾	C45 ⁴⁾	D30
Propriétés caractéristiques ¹⁾									
–	Résistance en flexion	$f_{m,k}$	N/mm ²	20	24	27	35	45	30
–	Module d'élasticité moyen en flexion	$E_{m,mean}$	kN/mm ²	9,5	11	12	13	15	10
–	Densité apparente	ρ_k	kg/m ³	330	350	370	400	440	530
Valeurs de calcul ¹⁾									
Résistance	Flexion	$f_{m,d}$	N/mm ²	12	14	16	23	30	17
	Traction parallèle aux fibres	$f_{t,0,d}$	N/mm ²	7 ³⁾	8	9,5	14	18	10
	Comp. parallèle aux fibres	$f_{c,0,d}$	N/mm ²	11	12	13	17	18	13
	Traction perpen. aux fibres	$f_{t,90,d}$	N/mm ²	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2
	Comp. perpen. aux fibres	$f_{c,90,d}$							
	– en général		N/mm ²	1,7	1,8	1,9	2,0	2,2	5,3
	– avec un avant-bois ^{5) 6)}		N/mm ²	2,2 (2,8)	2,3 (2,9)	2,5 (3,1)	2,7 (3,3)	2,9 (3,7)	7,0
	– appui d'extrémité ⁶⁾		N/mm ²	1,7 (2,8)	1,8 (2,9)	1,9 (3,1)	2,0 (3,3)	2,2 (3,7)	5,3
	Contrainte tangentielle	$f_{v,d}$	N/mm ²	1,5	1,5	1,5	1,8	1,8	2,0
Déformation	$E_{0,mean}$ parallèle aux fibres ²⁾	$\left. \begin{matrix} E_{m,mean} \\ E_{t,0,mean} \\ E_{c,0,mean} \end{matrix} \right\}$	kN/mm ²	9,5	11	12	13	15	10
	$E_{90,mean}$ perpen. aux fibres ²⁾	$\left. \begin{matrix} E_{t,90,mean} \\ E_{c,90,mean} \end{matrix} \right\}$	kN/mm ²	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,6
	Module de cisaillement ²⁾	G_{mean}	kN/mm ²	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	1,0
¹⁾ Toutes les propriétés et les valeurs de calcul correspondant à une teneur en eau de 12%. ²⁾ Le fractile 5% est défini par les $^2/3$ de la valeur moyenne. ³⁾ Pas admis pour des barres tendues. ⁴⁾ Pour ces classes (triées mécaniquement), il faut vérifier qu'elles sont disponibles sur le marché. ⁵⁾ L'avant-bois doit dépasser de 100 mm de chaque côté, sinon prendre la valeur «en général». ⁶⁾ La valeur supérieure (entre parenthèses) n'est admissible que si les déformations qui en résultent sont sans conséquence sur le comportement de l'élément porteur.									

Bois lamellé-collé, tableau des contraintes tiré de la norme SIA 265

			BLC normal				BLC haute qualité ⁵⁾		
			GL24k	GL24h	GL28k	GL28h	GL36k	GL36h	
Propriétés caractéristiques ¹⁾									
– Résistance en flexion $f_{m,k}$			N/mm ²	24	24	28	28	36	36
– Module d'élasticité moyen $E_{m,mean}$			kN/mm ²	11	11	12	12	14	14
Valeurs de calcul ¹⁾									
Résistance	Flexion $f_{m,d}$	N/mm ²	16	16	18,5	18,5	24	24	
	Traction parallèle aux fibres $f_{t,0,d}$	N/mm ²	10	12	12	14	16	18	
	Comp. parallèle aux fibres $f_{c,0,d}$	N/mm ²	13	14,5	16	17	18	20,5	
	Traction perpen. aux fibres $f_{t,90,d}$	N/mm ²	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
	Comp. perpen. aux fibres $f_{c,90,d}$								
	– en général	N/mm ²	1,9	1,9	2,0	2,0	2,2	2,2	
	– avec avant-bois ^{3) 4)}	N/mm ²	2,5 (4,0)	2,5 (4,0)	2,7 (4,3)	2,7 (4,3)	3,0 (4,7)	3,0 (4,7)	
	– appui d'extrémité ⁴⁾	N/mm ²	2,5 (4,0)	2,5 (4,0)	2,7 (4,3)	2,7 (4,3)	3,0 (4,7)	3,0 (4,7)	
Contrainte tangentielle $f_{v,d}$	N/mm ²	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8		
Déformation	$E_{0,mean}$ parallèle aux fibres ²⁾	$\left. \begin{matrix} E_{m,mean} \\ E_{t,0,mean} \\ E_{c,0,mean} \end{matrix} \right\}$	kN/mm ²	11	11	12	12	14	14
	$E_{90,mean}$ perpen. aux fibres ²⁾	$\left. \begin{matrix} E_{t,90,mean} \\ E_{c,90,mean} \end{matrix} \right\}$	kN/mm ²	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4
	Module de cisaillement ²⁾	G_{mean}	kN/mm ²	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
Densité apparente ρ_k	kg/m ³	350	380	380	410	430	450		
¹⁾ Toutes les propriétés et les valeurs de calcul correspondant à une teneur en eau de 12%. ²⁾ Le fractile 5% est défini par le 85% de la valeur moyenne. ³⁾ L'avant-bois doit dépasser de 100 mm de chaque côté, sinon prendre la valeur «en général». ⁴⁾ La valeur supérieure (entre parenthèses) n'est admissible que si les déformations qui en résultent sont sans conséquence sur le comportement de l'élément porteur. ⁵⁾ Pour ces classes (triées mécaniquement), il faut vérifier qu'elles sont disponibles sur le marché.									



10. L'ACIER

L'acier est obtenu sous haute température (1500°) par combinaison chimique du minerais de fer et de différents autres éléments chimiques tels que le nickel, le chrome, l'oxygène, le carbone, le manganèse etc. Des mines de fer sont répertoriées sur les cinq continents mais les plus grandes sont situées en Mauritanie, en Australie, au Brésil et au Canada. Elles sont exploitées à ciel ouvert et peuvent atteindre plusieurs centaines de mètres de profondeur.



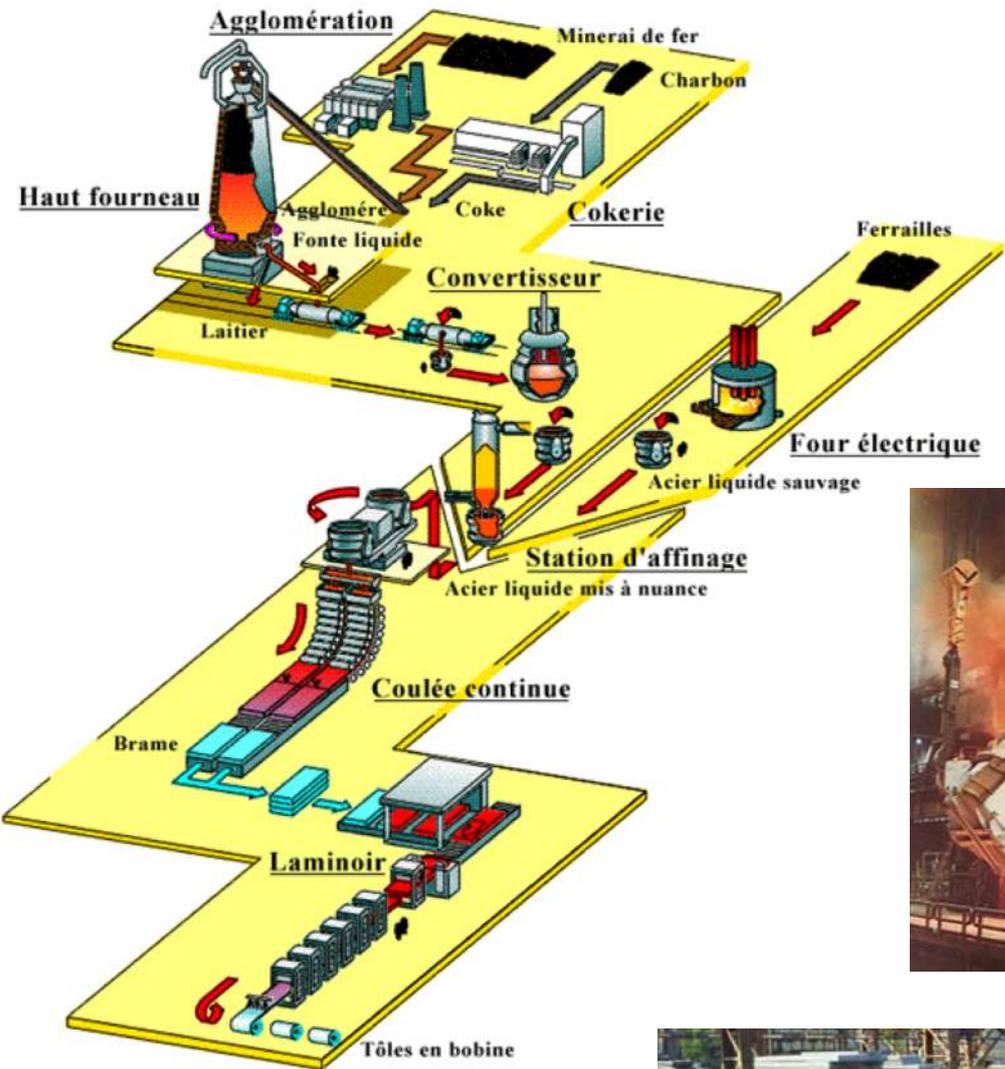
Exploitation d'une mine de fer - stock de de minerai de fer et de chaux



Vue aérienne d'une aciérie dans le nord de l'Europe



Le mode de fabrication de l'acier est présenté ci-dessous



Train de laminage pour le façonnage des profilés métalliques



L'acier est obtenu en deux étapes. La première se déroule à l'intérieur d'un haut-fourneau. Sous haute température (1500°), le minerai se sépare des parties terreuses par fusion et se transforme en fonte. La qualité finale des aciers est obtenue dans une deuxième étape d'élaboration dans des convertisseurs (sorte de four) puis dans des stations d'affinage. Dans cette étape, on contrôle la teneur en carbone par injection d'oxygène et on élabore les différents types d'acier au moyen d'alliages à base de manganèse, de cuivre, de chrome, de nickel... A la sortie, on obtient des barres d'acier grossières que l'on nomme brames ou blooms. Ultérieurement, ces barres sont chauffées à plus de 800° pour traverser un train de laminage jusqu'à l'obtention de la forme de profilé désirée.

Il existe une multitude de types d'acier avec des formes et des caractéristiques mécaniques très variables. Nous citons ici quelques exemples:

Types d'acier :

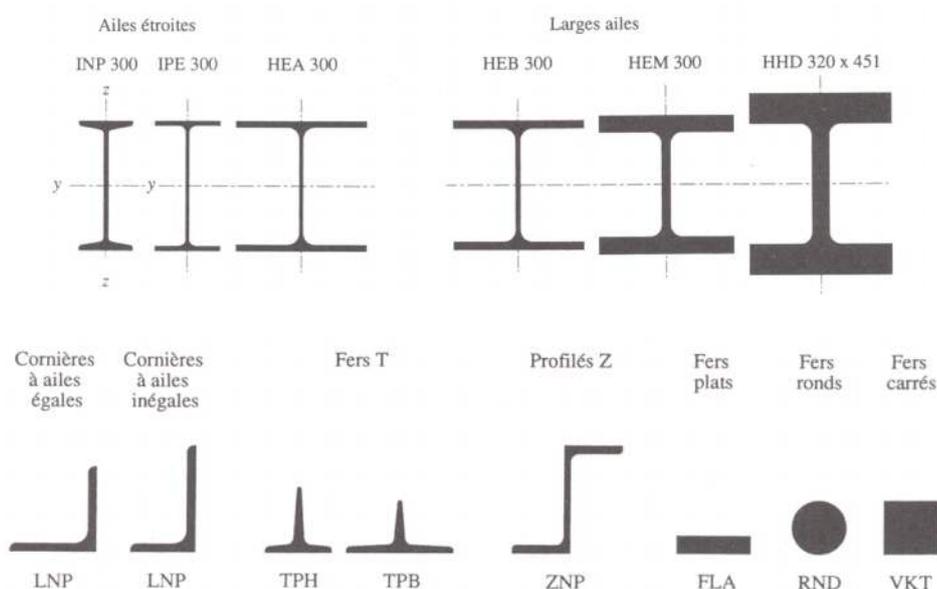
aciers de construction
 aciers inoxydables
 aluminium, fontes...

Caractéristiques mécaniques :

pour les aciers de construction
 Aciers S235, S355, S460...

Formes :

tubes ronds, rectangulaires
 Profilés I (IPE), H (HEA, HEB...)
 L (cornières), - (fers plats)
 Profilés de serrurerie



Les principales caractéristiques des aciers; résistance, ténacité, ductilité, soudabilité... sont principalement dépendantes de la teneur en carbone de l'acier.

Pour les aciers de construction, on aura les proportions suivantes:

6 à 7 % de carbone → fontes; faible résistance mécanique, cassant, mauvaise soudabilité, bonne résistance à la corrosion

1 à 2 % de carbone → aciers de construction; bonne résistance mécanique, tenace, ductile, bonne soudabilité, résistance à la corrosion nulle

Type d'acier du commerce tiré de SIA 263

Tableau 1: Valeurs caractéristiques de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u

Nuance d'acier	Epaisseur t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} \leq t \leq 100$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S 235	235	360	215	340
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	490
S 460	460	550	430	530

Acier usuel ou acier doux → S 235 → $f_d = f_y / \gamma_m = 235 / 1.05 = \mathbf{224 \text{ N/mm}^2}$

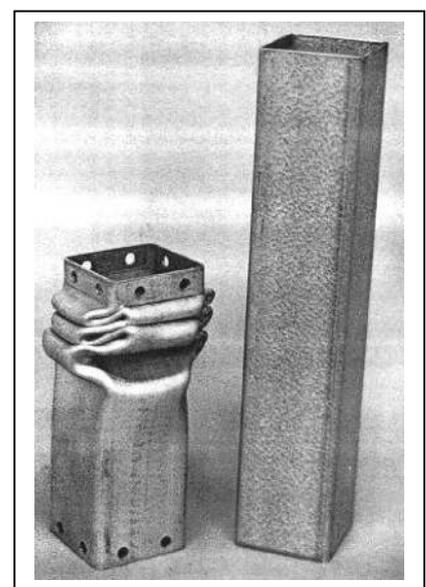
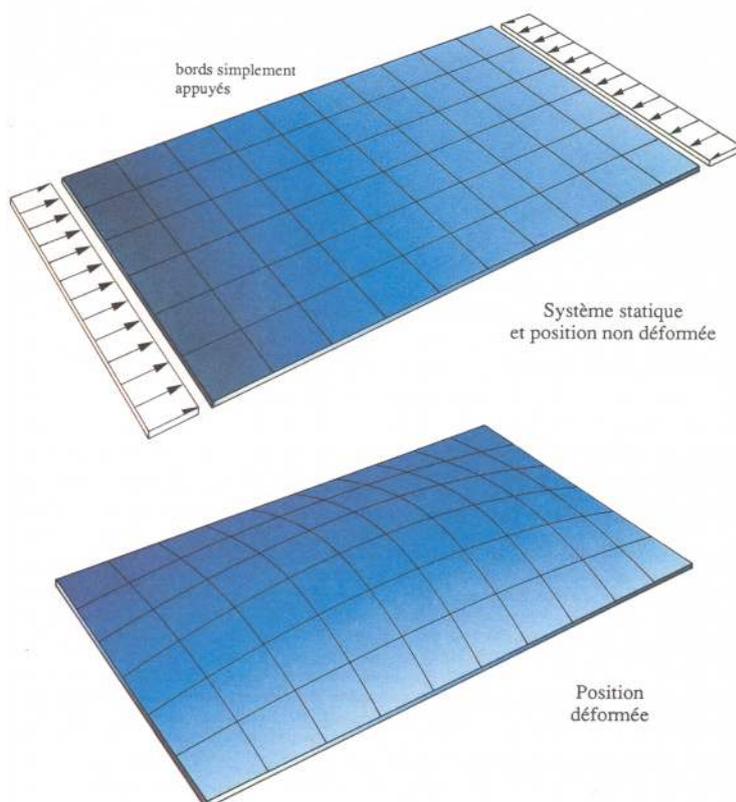
10.1 DIMENSIONNEMENT DES POUTRES EN ACIER

Ce paragraphe se rapportera exclusivement aux notions de dimensionnement des aciers de construction métallique usuels à savoir les **types d'acier S 235 et S 355**. L'acier S235 est l'acier standard en construction métallique alors que le S355 est dit acier à haute résistance. On trouve sur le marché suisse un stock considérable de profilés métalliques de diverses formes (I, H, T, O, L) et sections (IPE 200, 220, 240...). L'ensemble des profilés disponibles est répertorié dans la **tablette C5** éditée par le "**Centre suisse de la construction métallique - SZS**" à Zürich.

Compte tenu de la haute résistance de l'acier (acier S235 - $f_d = 224$ N/mm²), les profilés métalliques auront des sections fines et donc très élancées. De ce fait, ces profilés sont sujets à des instabilités locales ou globales beaucoup plus rapidement qu'une poutre en béton ou en bois qui sont en général beaucoup plus massives. Ces instabilités sont complexes à calculer même pour des ingénieurs expérimentés et seront abordées brièvement surtout pour leur aspect didactique.

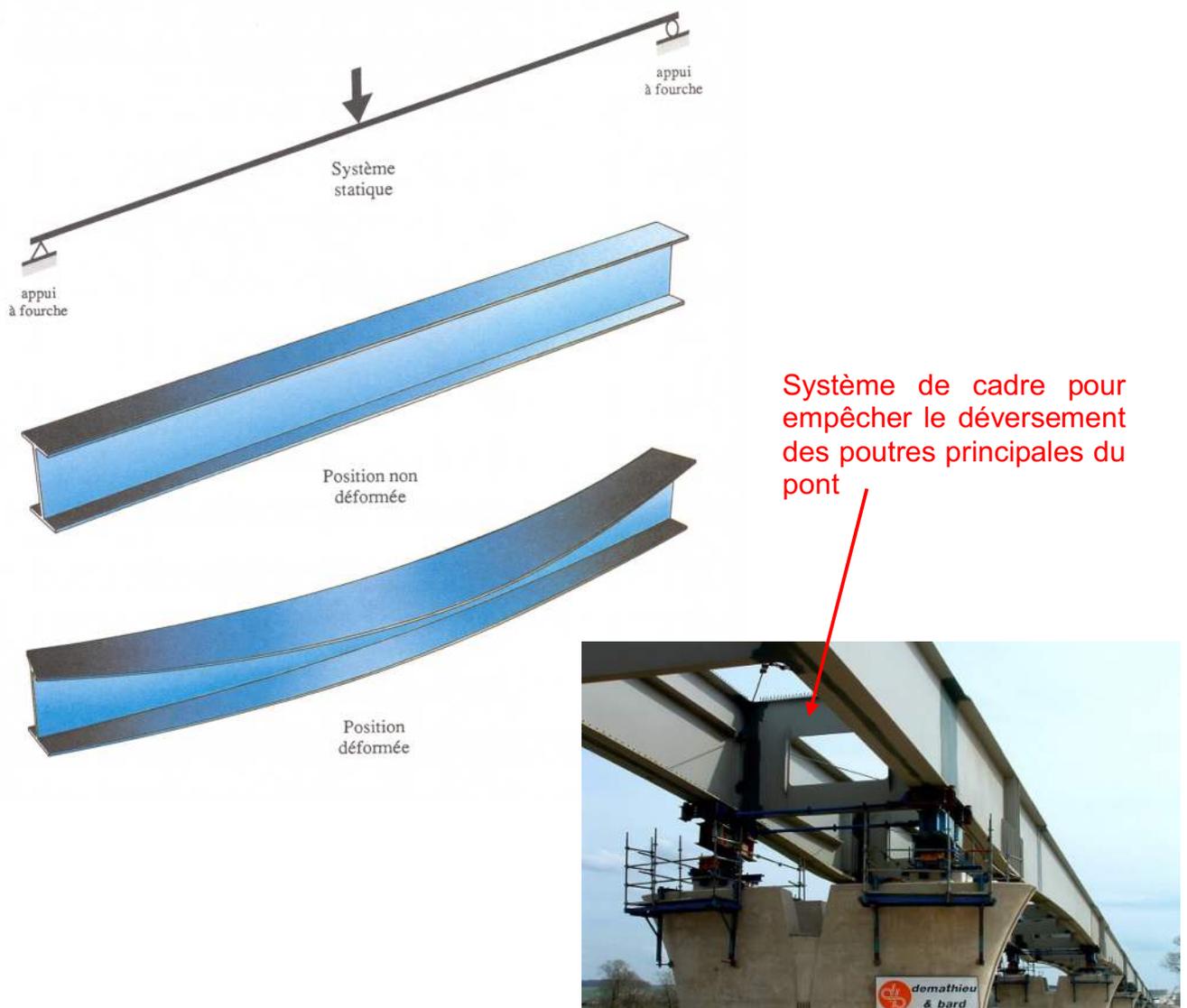
10.1.1 LE VOILEMENT

C'est une **instabilité locale** due à la faible épaisseur des parois des profilés en acier. Elle est causée par le "**flambage**" localisé de la matière. En règle générale, les profilés du commerce (IPE, HEA, HEB...) sont mis en œuvre avec une épaisseur suffisante afin qu'il n'y ait pas de voilement. De plus, les formules de dimensionnement données dans le cadre de ce cours évitent l'apparition du voilement dans les profilés du commerce. Par contre, on devra se méfier du phénomène de voilement lorsqu'il s'agira de poutres en acier dites composées soudées.



10.1.2 LE DEVERSEMENT

C'est une **instabilité globale** de la poutre lorsque celle-ci n'est pas stabilisée latéralement. En général, les poutres ne sont pas parfaitement rectilignes et lorsqu'on les charge, les excentricités créent des efforts parasites de torsion qui font déverser les poutres. Pour remédier à ce problème, il faut impérativement stabiliser la zone comprimée des poutres afin d'empêcher le déversement. Dans la réalité, cette stabilisation est souvent réalisée par le biais des pannes de toiture ou par les filières de façade. Comme dans le cas du voilement, le moment critique de déversement est complexe à calculer et ne sera pas abordé. Toutefois, les formules de dimensionnement développées dans ce cours restent valables; il faut simplement prêter une attention particulière à la longueur de la poutre en l'absence d'élément stabilisateur.



10.1.3 VALEURS CARACTERISTIQUES DE RESISTANCE DE L'ACIER

Comme nous l'avons dit plus haut, le dimensionnement de l'acier est complexe car il fait appel à un nombre conséquent de formules et de règles dont le but est de prendre en compte les éléments suivants :

- **Le voilement potentiel des parois d'un profilé**
- **Le déversement des poutres**
- **Le flambage**

Toutefois, les éléments structuraux en acier pourront être dimensionnés au moyen des formules décrites au chapitre 7 avec une relative précision vis-à-vis d'un calcul précis selon les Swisscodes édition 2004. Les assemblages ne sont pas traités dans le cadre de ce cours.

Nous donnons ci-dessous, les valeurs de base pour réaliser un dimensionnement de structures en acier selon les formules du chapitre 7 tout en rappelant que **l'élancement d'une poutre doit respecter le rapport $L / h \geq 2$**

Contraintes f_d pour le dimensionnement des profilés en acier

Mode de sollicitation	Acier S 235	Acier S 355
Flexion - $f_{m,d}$	224 N/mm ²	338 N/mm ²
Compression - $f_{c,d}$ - pour calcul 1er ordre !	224 N/mm ²	338 N/mm ²
Traction - $f_{t,d}$	224 N/mm ²	338 N/mm ²
Contraintes tangentielles - $\tau_{v,d}$ ou $f_{v,d}$	129 N/mm ²	195 N/mm ²
Module d'élasticité moyen	210'000 N/mm ²	210'000 N/mm ²

Acier S 235 - contrainte de flambage $f_{k,d}$ en N/mm²

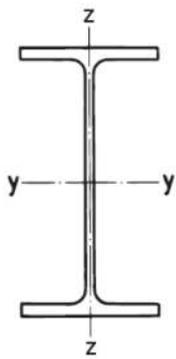
λK	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	224.0	224.0	224.0	224.0	224.0	224.0	224.0	224.0	224.0	223.5
20	222.3	221.1	219.9	218.7	217.5	216.3	215.1	213.8	212.6	211.4
30	210.2	209.0	207.7	206.5	205.3	204.0	202.8	201.5	200.3	199.0
40	197.7	196.4	195.2	193.9	192.6	191.3	189.9	188.6	187.3	185.9
50	184.6	183.2	181.8	180.4	179.1	177.7	176.3	174.8	173.4	172.0
60	170.6	169.1	167.7	166.2	164.7	163.3	161.8	160.3	158.8	157.3
70	155.9	154.4	152.9	151.4	149.9	148.4	146.9	145.4	143.9	142.4
80	140.9	139.4	137.9	136.5	135.0	133.5	132.1	130.6	129.2	127.8
90	126.3	124.9	123.5	122.1	120.7	119.3	118.0	116.6	115.3	113.9
100	112.6	111.3	110.0	108.8	107.5	106.2	105.0	103.8	102.6	101.4
110	100.2	99.0	97.9	96.7	95.6	94.5	93.4	92.3	91.2	90.2
120	89.1	88.1	87.1	86.1	85.1	84.1	83.2	82.2	81.3	80.4
130	79.5	78.6	77.7	76.8	76.0	75.1	74.3	73.5	72.7	71.9
140	71.1	70.3	69.5	68.8	68.0	67.3	66.6	65.9	65.2	64.5
150	63.8	63.1	62.4	61.8	61.1	60.5	59.9	59.3	58.7	58.1
160	57.5	56.9	56.3	55.7	55.2	54.6	54.1	53.6	53.0	52.5
170	52.0	51.5	51.0	50.5	50.0	49.5	49.0	48.6	48.1	47.7
180	47.2	46.8	46.3	45.9	45.5	45.1	44.6	44.2	43.8	43.4
190	43.0	42.7	42.3	41.9	41.5	41.2	40.8	40.4	40.1	39.7

Acier S 355 - contrainte de flambage $f_{k,d}$ en N/mm²

λK	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	338.0	338.0	338.0	338.0	338.0	338.0	336.5	334.2	332.0	329.7
20	327.5	325.2	323.0	320.7	318.5	316.2	313.9	311.6	309.3	307.0
30	304.7	302.4	300.0	297.6	295.3	292.8	290.4	288.0	285.5	283.0
40	280.5	278.0	275.5	272.9	270.3	267.8	265.1	262.5	259.8	257.2
50	254.5	251.8	249.1	246.3	243.6	240.9	238.1	235.3	232.6	229.8
60	227.0	224.2	221.5	218.7	215.9	213.1	210.4	207.6	204.9	202.2
70	199.5	196.8	194.1	191.4	188.8	186.2	183.6	181.0	178.5	176.0
80	173.5	171.0	168.6	166.2	163.8	161.5	159.2	156.9	154.7	152.5
90	150.3	148.1	146.0	143.9	141.9	139.8	137.9	135.9	134.0	132.1
100	130.2	128.4	126.6	124.8	123.1	121.4	119.7	118.0	116.4	114.8
110	113.2	111.7	110.2	108.7	107.2	105.8	104.4	103.0	101.6	100.3
120	99.0	97.7	96.4	95.2	93.9	92.7	91.6	90.4	89.2	88.1
130	87.0	85.9	84.9	83.8	82.8	81.8	80.8	79.8	78.8	77.9
140	77.0	76.1	75.2	74.3	73.4	72.6	71.7	70.9	70.1	69.3
150	68.5	67.7	66.9	66.2	65.5	64.7	64.0	63.3	62.6	61.9
160	61.3	60.6	60.0	59.3	58.7	58.1	57.5	56.9	56.3	55.7
170	55.1	54.5	54.0	53.4	52.9	52.4	51.8	51.3	50.8	50.3
180	49.8	49.3	48.8	48.4	47.9	47.4	47.0	46.5	46.1	45.7
190	45.2	44.8	44.4	44.0	43.6	43.2	42.8	42.4	42.0	41.6

pas de flambage

N_{cr} Euler \approx N_{kd} poteau réel > indépendant du matériau !



$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_w = b \cdot d$$

$$S_y = \frac{1}{2} W_{ply}$$

$$S_z = \frac{1}{2} W_{plz}$$

$$W_{ely} = \frac{I_y}{h/2}$$

$$\bar{W}_y = \frac{I_y}{(h-t_f)/2}$$

$$W_{elz} = \frac{I_z}{b/2}$$

Maximale Lagerlängen /
Longueurs maximales en stock:
 $h \leq 180$ 18 m
 $h \geq 200$ 24 m
 EURONORM 19 - 57,
 DIN 1025/5, ASTM A 6,
 Werknorm/Norme d'usine

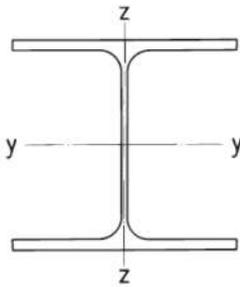
○ Das Verfahren PP nach SIA 263 ist für dieses Profil aus S355 bei reiner Biegung ($n = 0$) nicht anwendbar!

* Auch in S355J0 oder S355J2G3 ab Schweizer Lager erhältlich.

○ La méthode PP selon SIA 263 n'est pas applicable pour ce profilé en acier S355 en flexion simple ($n = 0$)!

* Livrable en S355J0 ou S355J2G3 du stock suisse.

IPE	m kg/m	Statische Werte / Valeurs statiques												
		A mm ²	A _v mm ²	A _w mm ²	I _y mm ⁴	W _{ely} mm ³	\bar{W}_y mm ³	W _{ply} mm ³	i _y mm	I _z mm ⁴	W _{elz} mm ³	W _{plz} mm ³	i _z mm	K = I _x mm ⁴
					x 10 ⁶	x 10 ³	x 10 ³	x 10 ³		x 10 ⁶	x 10 ³	x 10 ³		x 10 ⁶
80*	6,0	764	358	284	0,801	20,0	21,4	23,2	32,4	0,085	3,69	5,8	10,5	0,0067
100*	8,1	1030	508	387	1,71	34,2	36,3	39,4	40,7	0,159	5,79	9,2	12,4	0,0115
120*	10,4	1320	631	500	3,18	53,0	55,9	60,8	49,0	0,277	8,65	13,6	14,5	0,0169
140*	12,9	1640	764	626	5,41	77,3	81,3	88,4	57,4	0,449	12,3	19,2	16,5	0,0240
160*	15,8	2010	966	763	8,69	109	114	124	65,8	0,683	16,7	26,1	18,4	0,0353
180*	18,8	2390	1125	912	13,2	146	154	166	74,2	1,01	22,2	34,6	20,5	0,0472
200*	22,4	2850	1400	1070	19,4	194	203	220	82,6	1,42	28,5	44,7	22,4	0,0685
220*	26,2	3340	1588	1240	27,7	252	263	286	91,1	2,05	37,3	58,0	24,8	0,0898
240*	30,7	3910	1914	1430	38,9	324	338	366	99,7	2,84	47,3	74,0	26,9	0,127
270*	36,1	4590	2214	1710	57,9	429	446	484	112	4,20	62,2	97,0	30,2	0,157
300*	42,2	5380	2568	2050	83,6	557	578	628	125	6,04	80,5	125	33,5	0,198
330*	49,1	6260	3081	2390	117,7	713	739	804	137	7,88	98,5	154	35,5	0,276
360*	57,1	7270	3514	2780	162,7	904	937	1020	150	10,4	123	191	37,9	0,371
400*	66,3	8450	4269	3320	231,3	1160	1200	1310	165	13,2	146	229	39,5	0,504
450*	77,6	9880	5085	4090	337,4	1500	1550	1700	185	16,8	176	275	41,2	0,661
500*	90,7	11600	5987	4940	482,0	1930	1990	2200	204	21,4	214	336	43,1	0,886
550	106	13400	7234	5910	671,2	2440	2520	2780	223	26,7	254	401	44,5	1,22
600	122	15600	8378	6970	920,8	3070	3170	3520	243	33,9	308	486	46,6	1,65
750 x	137	17500	9290	8460	1599	4250	4340	4860	303	51,7	393	614	54,4	1,36
750 x	147	18700	10540	9720	1661	4410	4510	5110	298	52,9	399	631	53,1	1,57
750 x	173	22100	11640	10700	2058	5400	5560	6220	305	68,7	515	810	55,7	2,71
750 x	196	25100	12730	11600	2403	6240	6450	7170	310	81,8	610	959	57,1	4,06
PEA														
120	8,7	1100	542	428	2,57	43,8	45,8	49,9	48,3	0,224	7,00	11,0	14,2	0,0101
140	10,5	1340	620	501	4,35	63,3	66,0	71,6	57,0	0,364	9,98	15,5	16,5	0,0133
160	12,7	1620	780	604	6,89	87,8	91,2	99,2	65,3	0,544	13,3	20,7	18,3	0,0191
180	15,4	1960	920	733	10,6	120	124	135	73,7	0,819	18,0	28,0	20,5	0,0265
200	18,4	2350	1147	855	15,9	162	167	181	82,3	1,17	23,4	36,6	22,3	0,0402
220	22,2	2830	1355	1050	23,2	214	222	240	90,5	1,71	31,2	48,5	24,6	0,0559
240	26,2	3330	1631	1190	32,9	278	288	312	99,4	2,40	40,0	62,5	26,8	0,0820
270	30,7	3920	1875	1420	49,2	368	381	412	112	3,58	53,0	82,4	30,2	0,101
300	36,5	4650	2225	1760	71,7	483	498	542	124	5,19	69,2	107	33,4	0,131
330	43,0	5470	2699	2060	102	626	645	702	137	6,85	85,6	133	35,4	0,190
360	50,2	6400	2972	2280	145	812	839	906	151	9,44	111	172	38,4	0,269
400	57,4	7310	3578	2700	203	1020	1050	1140	167	11,7	130	202	40,0	0,350
450	67,2	8560	4226	3300	298	1330	1370	1490	186	15,0	158	246	41,9	0,462
500	79,4	10100	5047	4050	429	1730	1780	1950	206	19,4	194	302	43,8	0,636
550	92,1	11700	6030	4780	600	2190	2260	2480	226	24,3	232	362	45,5	0,879
600	108	13700	7014	5680	829	2780	2860	3140	246	31,2	283	442	47,7	1,21



$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_w = b \cdot d$$

$$S_y = \frac{1}{2} W_{ply}$$

$$S_z = \frac{1}{2} W_{plz}$$

$$W_{ely} = \frac{I_y}{h/2}$$

$$\bar{W}_y = \frac{I_y}{(h-t_f)/2}$$

$$W_{elz} = \frac{I_z}{b/2}$$

Maximale Lagerlängen /
Longueurs maximales en stock:
h ≤ 180 18 m
h ≥ 200 24 m

EURONORM 53 – 62, DIN 1025/3

Andere Bezeichnungen } DIE, IPBI
Autres désignations }

Schlankheitskriterien nach SIA 263
für dieses Profil aus S355 bei reiner
Biegung (n = 0) nicht erfüllt für
○ Verfahren PP
● Verfahren EP

Critères d'élanement selon SIA 263
pour ce profilé en acier S355 en
flexion simple (n = 0) non remplis
pour

○ méthode PP
● méthode EP

* Auch in S355J0 oder S355J2G3 ab
Schweizer Lager erhältlich.

* Livrable en S355J0 ou S355J2G3
du stock suisse.

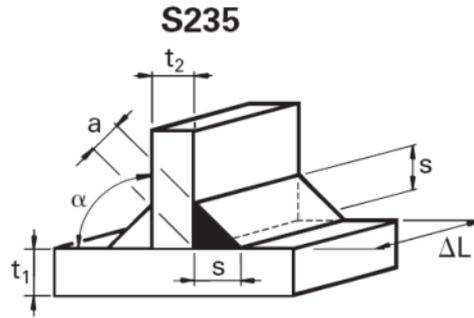
HEA	m kg/m	Statische Werte / Valeurs statiques												
		A mm ²	A _v mm ²	A _w mm ²	I _y mm ⁴	W _{ely} mm ³	\bar{W}_y mm ³	W _{ply} mm ³	i _y mm	I _z mm ⁴	W _{elz} mm ³	W _{plz} mm ³	i _z mm	K = I _x mm ⁴
					x 10 ⁶	x 10 ³	x 10 ³	x 10 ³		x 10 ⁶	x 10 ³	x 10 ³		x 10 ⁶
100*	16,7	2120	756	440	3,49	73	79	83	40,6	1,34	26,8	41,2	25,1	0,0520
120*	19,9	2530	846	530	6,06	106	114	119	48,9	2,31	38,5	58,9	30,2	0,0596
140*	24,7	3140	1012	685	10,3	155	166	173	57,3	3,89	55,6	84,7	35,2	0,0803
160*	30,4	3880	1321	858	16,7	220	234	246	65,7	6,16	76,9	118	39,8	0,118
180*	35,5	4530	1447	969	25,1	294	311	○324	74,5	9,25	103	○157	45,2	0,147
200*	42,3	5380	1808	1170	36,9	389	410	○430	82,8	13,4	134	○204	49,8	0,204
220*	50,5	6430	2067	1390	54,1	515	544	○568	91,7	19,5	178	○271	55,1	0,281
240*	60,3	7680	2518	1640	77,6	675	712	○744	101	27,7	231	○352	60,0	0,410
260*	68,2	8680	2876	1780	104,5	836	881	●920	110	36,7	282	●430	65,0	0,520
280*	76,4	9730	3174	2060	136,7	1010	1060	●1110	119	47,6	340	●518	70,0	0,614
300*	88,3	11300	3728	2350	182,6	1260	1320	●1380	127	63,1	421	●642	74,9	0,842
320*	97,6	12400	4113	2650	229,3	1480	1560	○1630	136	69,9	466	○710	74,9	1,09
340*	105	13300	4495	2980	276,9	1680	1770	1850	144	74,4	496	756	74,6	1,29
360*	112	14300	4896	3320	330,9	1890	1990	2080	152	78,9	526	803	74,3	1,51
400*	125	15900	5733	4080	450,7	2310	2430	2560	168	85,6	571	873	73,4	1,91
450	140	17800	6578	4820	637,2	2900	3040	3220	189	94,7	631	966	72,9	2,49
500	155	19800	7472	5600	869,7	3550	3730	3940	210	103,7	691	1060	72,4	3,18
550	166	21200	8372	6450	1119	4150	4340	4620	230	108,2	721	1110	71,5	3,61
600	178	22600	9321	7340	1412	4790	5000	5360	250	112,7	751	1160	70,5	4,08
650	190	24200	10320	8290	1752	5470	5710	6140	269	117,2	782	1200	69,7	4,59
700	204	26000	11700	9610	2153	6240	6490	7040	288	121,8	812	1260	68,4	5,23
800	224	28600	13880	11400	3034	7680	7960	8700	326	126,4	843	1310	66,5	6,10
900	252	32100	16330	13800	4221	9480	9820	10800	363	135,5	903	1420	65,0	7,51
1000	272	34700	18460	15800	5538	11190	11550	12800	400	140,0	934	1470	63,5	8,37

Tragwiderstand von Kehlnähten [kN]

Grundwerkstoff: S235
Schweissgut: S355

Bemessungswerte des Tragwiderstandes, für $\alpha \approx 90^\circ$ im Schenkelquerschnitt der Naht massgebend ($s_{\min} \approx a \cdot \sqrt{2}$) (Erläuterungen siehe Seite 107)

Bewertungsgruppen C und B

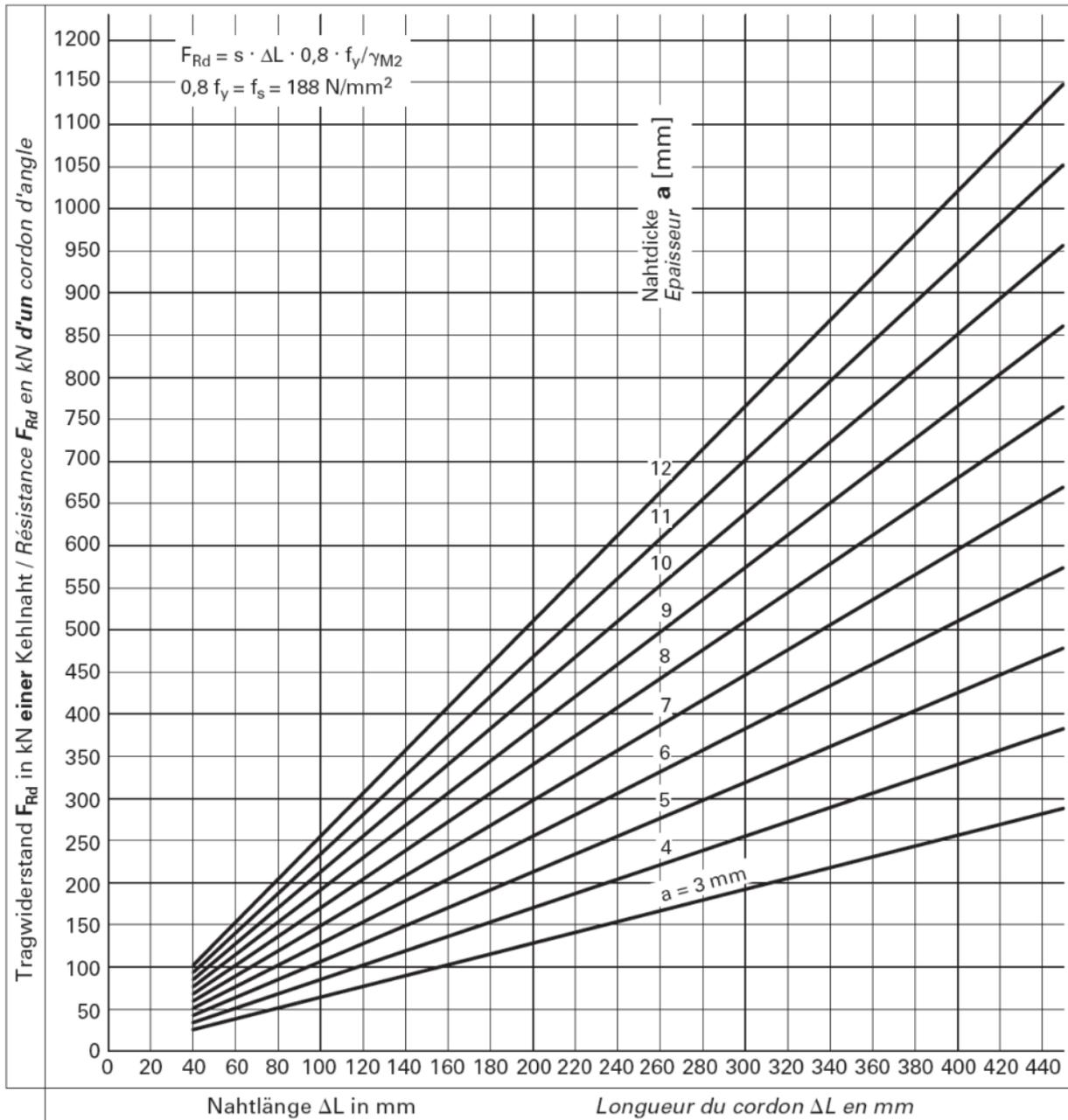


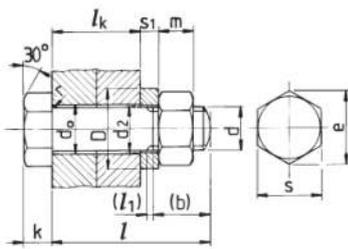
Résistance des cordons d'angle [kN]

Matériau de base: S235
Métal déposé: S355

Valeurs de calcul de la résistance, la section de contact est déterminante pour $\alpha \approx 90^\circ$ ($s_{\min} \approx a \cdot \sqrt{2}$) (explications voir page 107)

Classes de qualité C et B





Abmessungen und Klemmlängen

Normen siehe Seite 85
 Empfohlene Festigkeitsklassen nach EN/ISO 898 für Schrauben und Muttern: **4.6** und **5.6**
 Oberflächenschutz: nur feuerverzinkt ab Lager (Abmass in der Mutter)

Dimensions et longueurs de serrage

Normes voir page 85
 Classes de résistance recommandées pour boulons et écrous selon EN/ISO 898: **4.6** et **5.6**
 Protection de surface: seulement par zingage à chaud de stock (écart sur le diamètre dans l'écrou)

Nenn-Ø / Ø nominal	d	M5 ③	M6 ③	M8 ③	M 10	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27	M 30				
Schraube / Boulon	k	4	4	6	7	8	10	13	15	17	19				
	($l_{1,max}$) (b_{nom})	16	18	22	26	17,75	21	23,5	26	29	30,5				
	r				0,5	0,6	0,6	0,8	0,8	1	1				
	s	8	10	13	17 ①	19 ①	24	30	36	41	46				
	e _{min}				18,7	20,9	26,2	32,9	39,6	45,2	50,8				
Mutter/Ecrou	m	4	5	6,5	8	10	13	16	19	22	24				
	s	8	10	13	17 ①	19 ①	24	30	36	41	46				
	e _{min}				18,7	20,9	26,2	32,9	39,5	45,2	50,8				
Unterlagscheibe Rondelle	D	10	12	16	21	24	30	37	44	50	56				
	d ₂	5,3	6,4	8,4	11	14	18	22	26	30	33				
	s ₁				8	8	8	8	8	8	8				
Loch-Ø / Ø du trou	d _o	6	8	10	12 ②	14 ②	18 ②	22 ②	26 ②	30 ②	33 ②				
Sinnbild / Symbole		-	-	-											
Schraubenlänge / Longueur du boulon					Klemmlängen l_k (nach DIN 7990 für $M \geq 12$, Werte eher zu tief) Longueurs de serrage l_k (selon DIN 7990 pour $M \geq 12$, valeurs plutôt trop faibles)										
<p>l_k: theoretische Klemmlänge Longueur de serrage théorique</p> <p>Übliche Fertigungstoleranzen sind mit dem theoretischen Klemmlängenbereich abgedeckt La plage des longueurs de serrage théoriques tient compte des tolérances usuelles de fabrication</p> <p>() unübliche Längen, wenn möglich vermeiden () longueurs peu courantes, à éviter si possible</p>					30	0- 9	5- 9								
					35			10-14							
					40	10-19	15-19	6- 10							
					45			20-24	13- 17	9-13					
					50	20-29	25-29	21- 25	18- 22	14-18					
					55			30-34	23- 27	19-23	16-20				
					60	30-39	35-39	31- 35	28- 32	24-28	21-25				
					65			40-44	33- 37	29-33	26-30				
					70	40-49	45-49	41- 45	38- 42	34-38	31-35	29-33			
					75			50-54	43- 47	39-43	36-40	34-38			
					80	50-59	55-59	51- 55	48- 52	44-48	41-45	39-43			
					85			60-64	53- 57	49-53	46-50	44-48			
					90			65-69	58- 62	54-58	51-55	49-53			
					(95)			70-74	63- 67	59-63	56-60	54-58			
					100			75-79	71- 75	64-68	61-65	59-63			
(105)			80-84	76- 80	69-73	66-70	64-68								
110			85-89	81- 85	74-78	71-75	69-73								
(115)			90-94	86- 90	79-83	76-80	74-78								
120			95-99	91- 95	84-88	81-85	79-83								
(125)					89-93	86-90	84-88								
130					94-98	91-95	89-93								
Max. Länge l ab CH-Lager Longueur l max. des boulons de stock suisse				80 mm	110 mm	150 mm	160 mm	200 mm	200 mm	120 mm					

Diese Längen sind i. a. ab CH-Händlerlager nicht erhältlich
 Ces longueurs ne sont en général pas en stock chez les marchands suisses

- ① Nach ISO 4016/4034 Schlüsselmaass s 1 mm kleiner / selon ISO 4016/4034 ouverture de clé s 1 mm plus petite
- ② Loch-Ø nach Norm SIA 263 / Diamètre des trous selon la norme SIA 263
- ③ Sechskantschrauben mit Schaft, verzinkt, nach ISO 4014, FK 8.8 (im Stahlbau nicht üblich) / Vis à tête hexagonale partiellement filetée, zinguée, selon ISO 4014, classe de résistance 8.8 (pas courant en construction en acier)

Protection de surface des constructions en acier

Catégories de corrosivité atmosphériques

Classification des conditions d'environnement selon SN EN ISO 12944

Catégories de corrosivité	Exemples d'environnement en Suisse	
	Extérieur	Intérieur
C1 Très faible		Bâtiments chauffés avec une atmosphère propre (sèche): Halles de fabrication, halles de stockage chauffées, bureaux, écoles, magasins, expositions
C2 Faible	Atmosphères avec un faible niveau de pollution (zones rurales): Avant-toits, halles ouvertes	Bâtiments non chauffés avec des risques de condensation: Entrepôts, salles de sport
C3 Moyenne (en cas de doutes: conseils par un spécialiste)	Atmosphères avec un niveau moyen de pollution (zones urbaines): Zones industrielles, ponts	Espaces de production avec une forte humidité et une pollution de l'air faible: Industrie alimentaire, laiteries, brasseries, blanchisseries, stades de glace
C4 Elevée (conseils par un spécialiste)	Atmosphères avec de forts risques de pollution: Pont soumis aux sels de déverglaçage, ponts sur les cours d'eau, façades ventilées proche de routes principales, régions côtières	Bâtiments ou zones avec une forte humidité et/ou une pollution de l'air élevée: Usines chimiques, piscines, fromageries, usines d'incinération
C5-1 (Industrie) Très élevée (conseils par un spécialiste)	Zones industrielles avec une humidité élevée et une atmosphère agressive	Bâtiments ou zones avec une condensation permanente et avec une pollution de l'air élevée: Installations de galvanisation et de décapage

Systèmes de revêtement

Selon recommandations SIA 2022 «Traitement de surface des constructions en acier», édition 2003. Les épaisseurs mentionnées sont les **épaisseurs nominales de la couche**, selon SN EN ISO 12944-5. Des valeurs inférieures à 0,8 x épaisseur nominale ne sont pas admises et doivent être mises en conformité. **Épaisseur de couche minimale = 0,8 x épaisseur nominale.**

Catégorie	Ligne	Décapage	Revêtement	Comparaison de prix
C1	1	Sa 2 ^{1/2}	1K couche de fond 40 µm	100 %
	2	Sa 2 ^{1/2}	2K couche de fond 40 µm	105 %
	3	Sa 2 ^{1/2}	1K couche de fond avec teinte 60 µm ①	130 %
	4	Sa 2 ^{1/2}	2K couche de fond avec teinte 60 µm ①	135 %
C2 intérieur	5	Sa 2 ^{1/2}	1K couche de fond 80 µm	110 %
	6	Sa 2 ^{1/2}	2K couche de fond 80 µm	115 %
	7	Sa 2 ^{1/2}	1K couche de fond avec teinte 80 µm ①	135 %
	8	Sa 2 ^{1/2}	2K couche de fond avec teinte 80 µm ①	140 %
C2 extérieur	9	Sa 2 ^{1/2}	1K couche de fond 60 µm + 1K couche de finition avec teinte 60 µm (épaisseur totale 160 µm pour une exposition directe aux intempéries)	175 %
	10	Sa 2 ^{1/2}	2K couche de fond 60 µm + 2K couche de finition avec teinte 60 µm (épaisseur totale 160 µm pour une exposition directe aux intempéries)	185 %
C3 intérieur	11	Sa 2 ^{1/2}	2K couche de fond 60 µm + 2K couche intermédiaire 80 µm + 2K couche de finition avec teinte 60 µm	250 %
	12	Sa 2 ^{1/2}	2K couche de fond 100 µm + 2K couche de finition avec teinte 100 µm	230 %
C3 extérieur	13	Sa 2 ^{1/2}	2K couche de fond 60 µm + 2K couche intermédiaire 80 µm + 2K couche de finition résistant aux UV avec teinte 60 µm	260 %
	14	Sa 2 ^{1/2}	2K couche de fond 100 µm + 2K couche de finition résistant aux UV avec teinte 100 µm	240 %
	15		Zingage à chaud selon EN ISO 1461 (approprié aussi pour C1 et C2)	(pas directement comparable)
	16	Sablage fin (après zingage)	Système Duplex: Zingage à chaud selon EN ISO 1461 + 2K couche intermédiaire 60 µm + 2K couche de finition résistant aux UV avec teinte 60 µm	

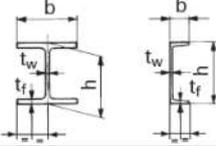
① gamme de teintes très restreinte chez certains fournisseurs

Walztoleranzen

Tolérances de laminage

Angaben in mm

Données en mm

	IPE, PEА HEА, HEB, HEM		INP		UNP, UPE, UAP		TPH	
	EN 10 034		EN 10 024		EN 10 279		EN 10 055	
Höhe Hauteur h	für/pour	zul. Abw. Ecart. adm.	für/pour	zul. Abw. Ecart. adm.	für/pour	zul. Abw. Ecart. adm.	für/pour	zul. Abw. Ecart. adm.
	h ≤ 180	+3/-2	h ≤ 200	±2	65 ≤ h ≤ 200	±2	h ≤ 50	±1
	180 < h ≤ 400	+4/-2	200 < h ≤ 400	±3	200 < h ≤ 400	±3	50 < h ≤ 100	±1,5
	400 < h ≤ 700	+5/-3	h > 400	±4	h > 400	±4	h > 100	±2
	h > 700	±5						
Flanschbreite Largeur d'aile b	b ≤ 110	+4/-1	b ≤ 75	±1,5	b ≤ 50	±1,5	b ≤ 50	±1
	110 < b ≤ 210	+4/-2	75 < b ≤ 100	±2	50 < b ≤ 100	±2	50 < b ≤ 100	±1,5
	210 < b ≤ 325	+4/-4	100 < b ≤ 125	±2,5	100 < b ≤ 125	±2,5	b > 100	±2
	b > 325	+6/-5	b > 125	±3	b > 125	±3		
Stegdicke Epaisseur d'âme tw	tw < 7	±0,7	tw < 7	+0,5/-1	tw ≤ 10	±0,5	b ≤ 50	±0,5
	7 ≤ tw < 10	±1	7 < tw ≤ 10	+0,7/-1,5	tw > 10	±0,7	50 < b ≤ 100	±0,75
	10 ≤ tw < 20	±1,5	tw > 10	+1 /-2			b > 100	±1
	20 ≤ tw < 40	±2						
	40 ≤ tw < 60	±2,5						
Flanschdicke Epaisseur d'aile tf	tf < 6,5	+1,5/-0,5	tf ≤ 7	+1,5/-0,5	h ≤ 140	-0,5	b ≤ 50	±0,5
	6,5 ≤ tf < 10	+2 /-1	7 < tf ≤ 10	+2 /-1	140 < h ≤ 300	-1	50 < b ≤ 100	±0,75
	10 ≤ tf < 20	+2,5/-1,5	10 < tf ≤ 20	+2,5/-1,5	h > 300	-1,5	b > 100	±1
	20 ≤ tf < 30	+2,5/-2	tf > 20	+2,5/-2				
	30 ≤ tf < 40	±2,5						
	40 ≤ tf < 60	±3						
	tf ≥ 60	±4						
Flansch- unparallelität Défaut d'équerrage	b ≤ 110	1,5	b ≤ 100	2	b ≤ 100	2	Winkelhaltigkeit (Steg) Défaut d'équerrage (âme)	
	b > 110	0,02 · b max. 6,5	b > 100	0,02 · b	b > 100	0,025 · b	b ≤ 100	k ≤ 1
							b > 100	k ≤ 1,5
Stegausbiegung Incurvation de l'âme f					h ≤ 100	±0,5		
					100 < h ≤ 200	±1		
					200 < h ≤ 400	±1,5		
Stegaussermittigkeit Défaut de symétrie e	t < 40 :							
	b ≤ 110	2,5	b ≤ 100	2			b ≤ 60	1
	110 < b ≤ 325	3,5	b > 100	3			b > 60	1,5
	b > 325	5						
	t ≥ 40 :							
	b ≤ 325	5						
	b > 325	8						
Geradheit Rectitude q1, q2	h ≤ 180	0,003 · L	h ≤ 180	0,003 · L	h ≤ 150	q1 0,003 · L	50 ≤ b ≤ 100	q1, q2 0,004 · L
	180 < h ≤ 360	0,0015 · L	180 < h ≤ 360	0,0015 · L	150 < h ≤ 300	0,002 · L		
	h > 360	0,001 · L	h > 360	0,001 · L	h > 300	0,0015 · L		
					h ≤ 150	q2 0,005 · L		
					150 < h ≤ 300	0,003 · L		
					h > 300	0,002 · L		
Profilmasse Masse du profilé m		±4 %		±4 %	h ≤ 125	±6 %	4 ≤ tf ≤ 7	-8 %
					h > 125	±4 %	tf > 7	-6 %

Herstellungs- und Montagetoleranzen: Norm SIA 263/1, Zf. 10

Tolérances de fabrication et de montage: norme SIA 263/1, ch. 10

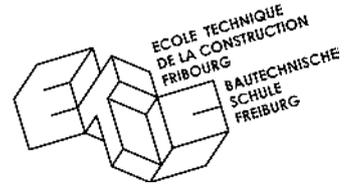


11. EXERCICES

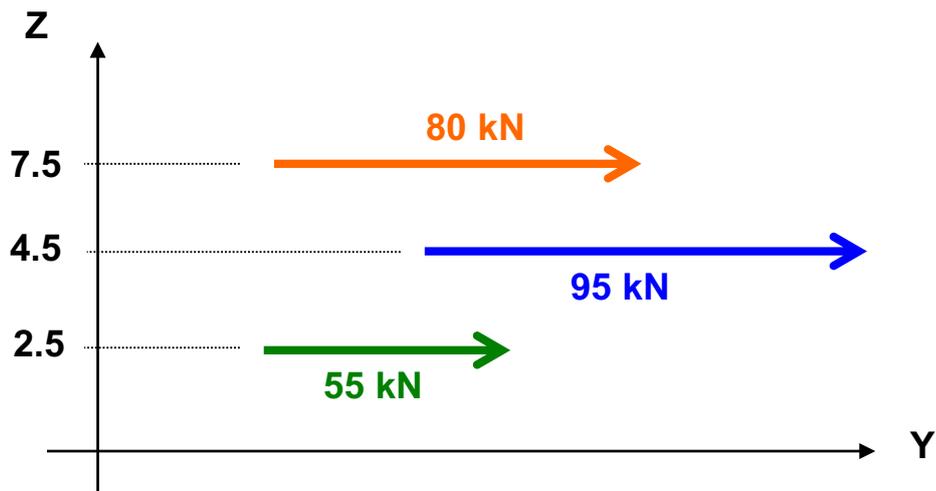
Les exercices des pages suivantes seront commencés et commentés en classe avec l'assistance du professeur. Ils seront terminés par l'étudiant pour le cours suivant et corrigés en classe.

EXERCICE DE RDM N° 1

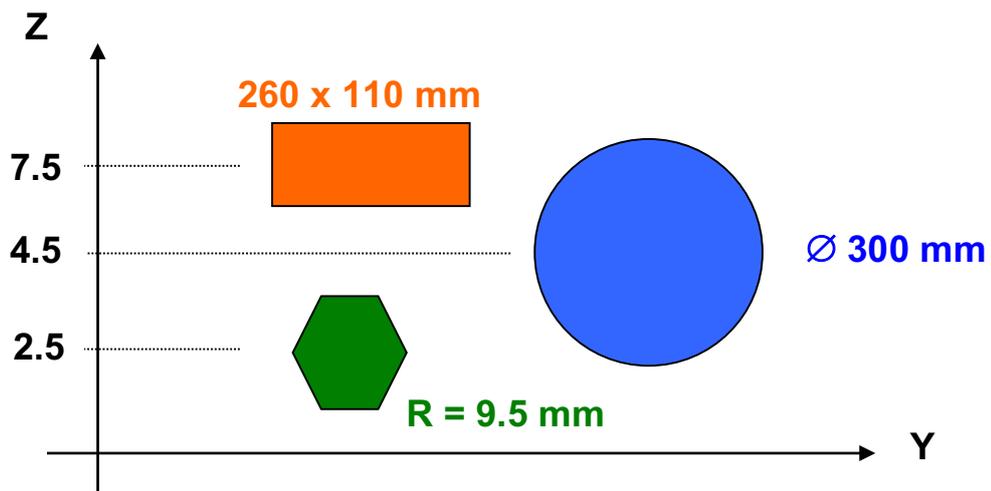
Centre de gravité



1a - Calculez la position de la résultante du groupe de forces ci-dessous:



1b - Calculez la surface résultante et la position du centre de gravité des surfaces ci-dessous par rapport à l'axe Y:

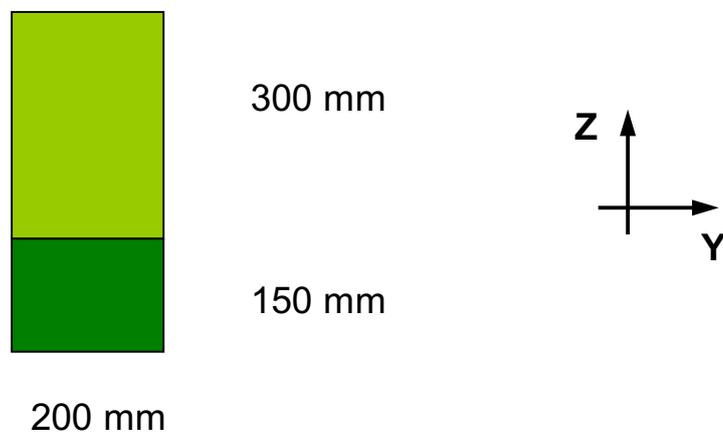


1c - Quelles analogies remarquez-vous entre les exercices 1a et 1b

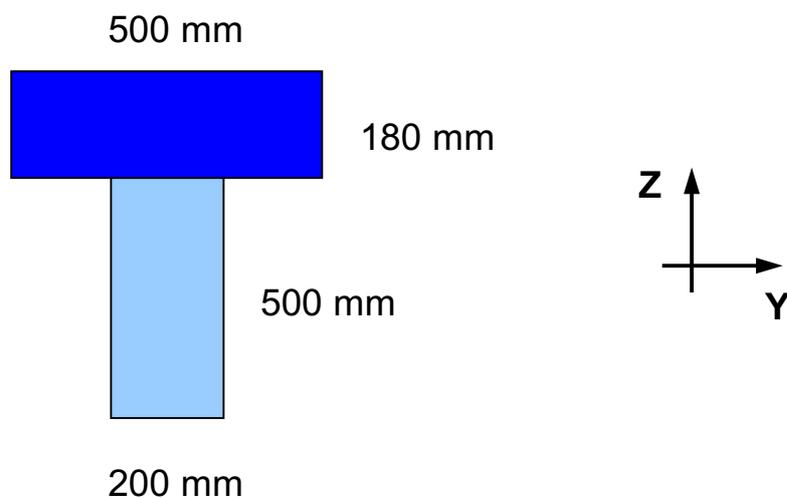
EXERCICE DE RDM N° 2

Centre de gravité et inertie

1 - Déterminez les caractéristiques de la figure ci-dessous selon l'axe Y et Z en la décomposant en deux sections; 1 = vert clair et 2 = vert foncé, et comparez les résultats obtenus avec les formules données pour une surface élémentaire rectangulaire unique regroupant les sections 1 et 2.



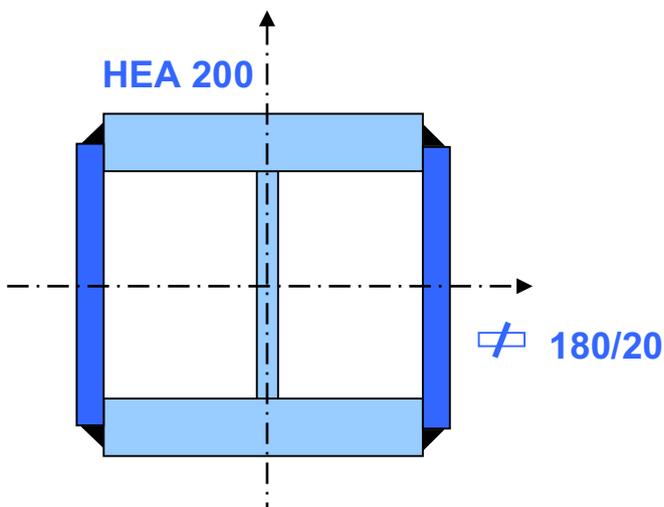
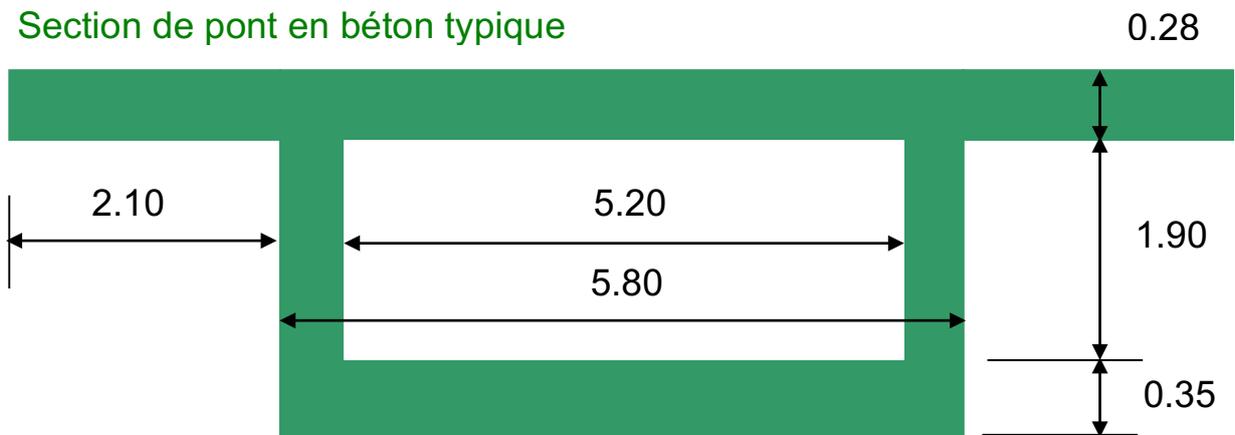
2 - Déterminez les caractéristiques de la figure ci-dessous selon les axes Y et Z



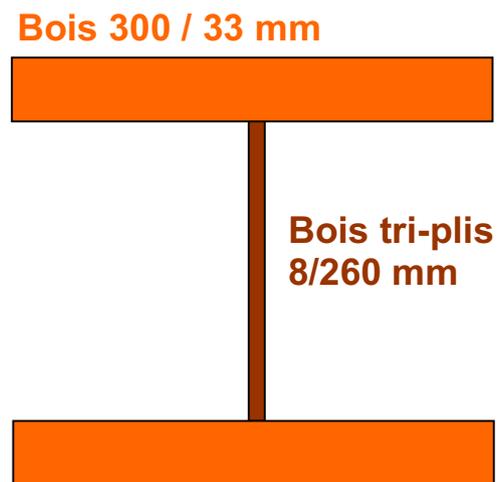
EXERCICE DE RDM N° 3
 Centre de gravité et inertie

1 - Déterminez les caractéristiques (A , I , W , i) des sections ci-dessous :

Section de pont en béton typique



Section composée-soudée en acier



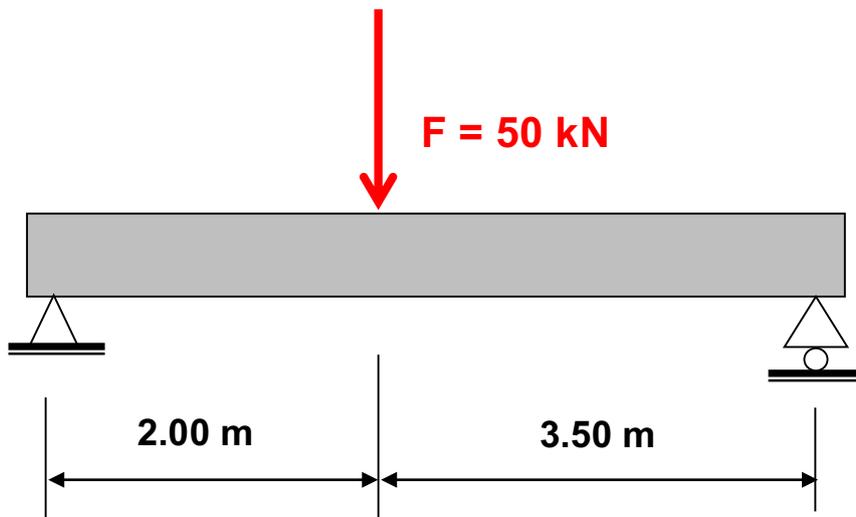
Poutre Welsteg

EXERCICE DE RDM N° 4

Contraintes

1 - Déterminez la contrainte due à l'effort normal dans une barre en bois soumise à un effort 120 kN; section circulaire \varnothing 180 mm. Dessinez la répartition des contraintes à l'intérieur de la matière.

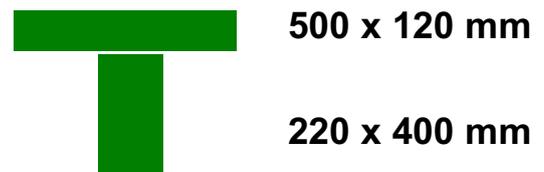
2 - Déterminez la contrainte maximale qui agit dans la poutre simple ci-dessous et dessinez la répartition des contraintes dans la matière.



Cas 1 - section en bois lamellé collé rectangulaire $B \times H = 180 \times 460 \text{ mm}$

Cas 2 - section en acier profil IPE 330

Cas 3 - section en forme de té

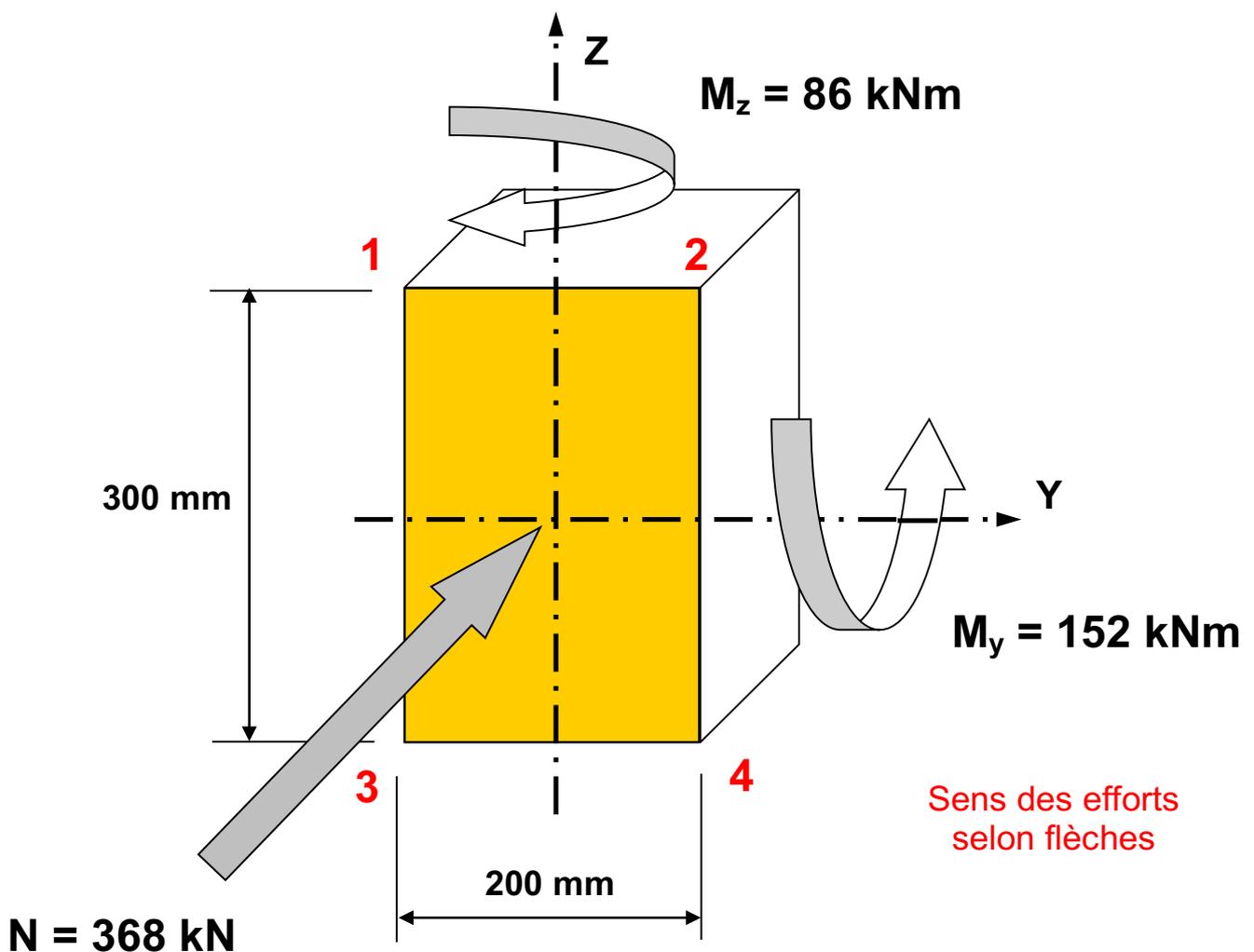


EXERCICE DE RDM N° 5

Contraintes

1 - La section rectangulaire ci-dessous est soumise à de la flexion biaxiale ($M_y + M_z$) et à un effort normal.

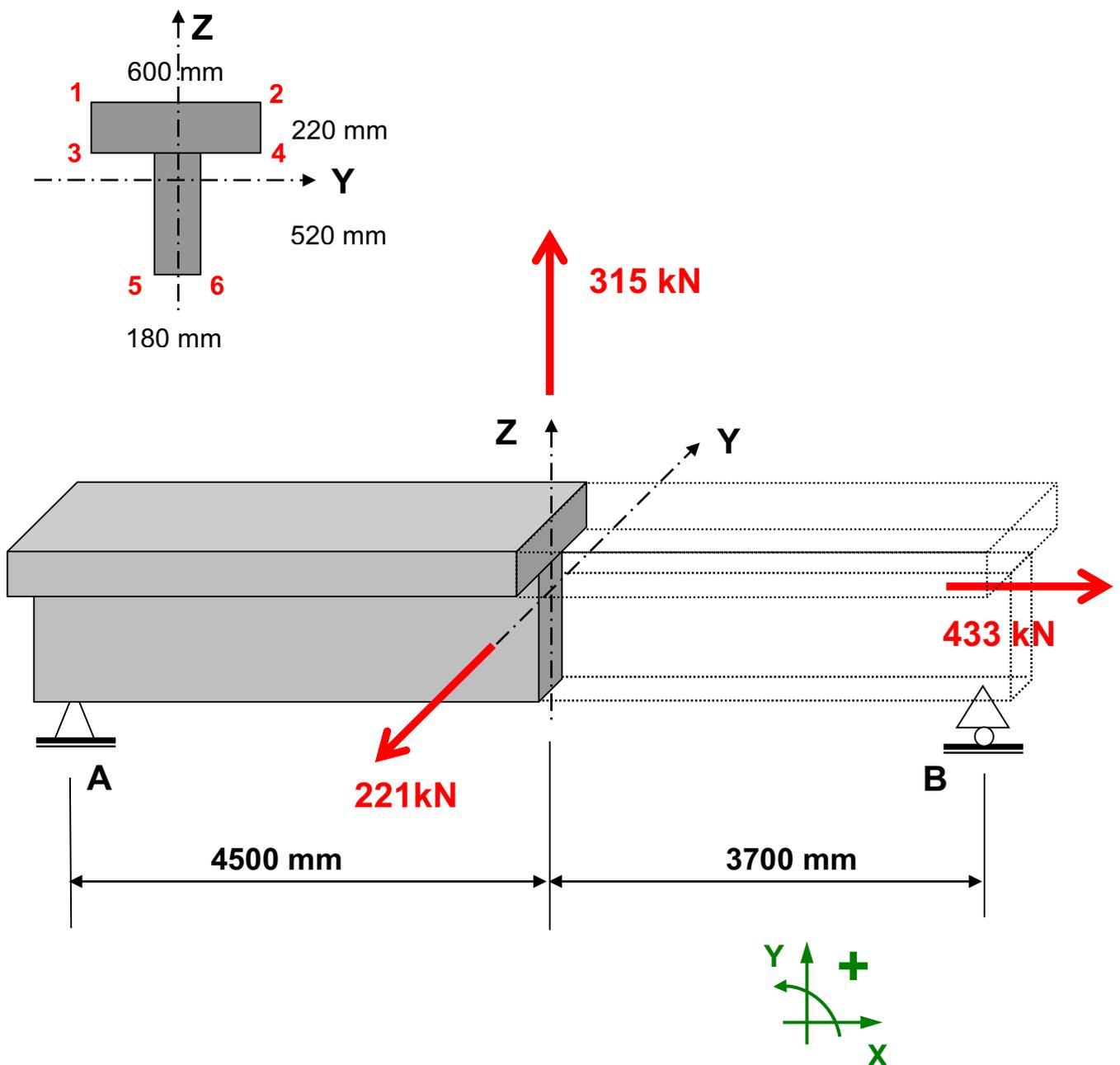
- Déterminez et dessinez pour chaque effort la répartition des contraintes dans la section rectangulaire.
- Déterminez et dessinez la répartition des contraintes totales ($M_y + M_z + N$) aux 4 coins de la section ainsi que l'axe neutre.



EXERCICE DE RDM N° 6

Contraintes

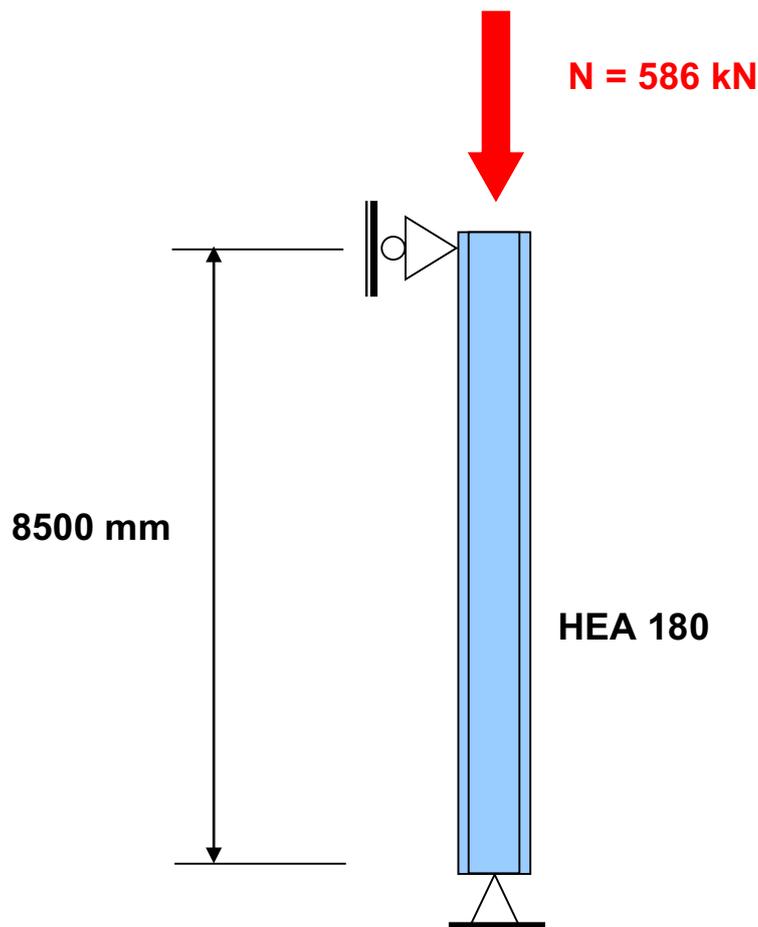
1 - Déterminez et dessinez dans la section de coupe, les contraintes normales aux six coins d'une poutre à té soumise à des efforts selon le schéma statique ci-dessous. Dessinez également l'axe neutre dans la section de coupe.



EXERCICE DE RDM N° 7

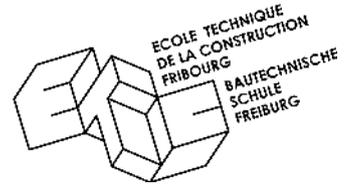
Module d'élasticité

- 1 - Quelle est la contrainte qui sollicite une poutre en acier soumise a un effort normal dont l'allongement spécifique ϵ (epsilon= $\Delta L / L$) = **0.4 ‰** ?
- 2 - Quel est l'allongement spécifique aux fibres extrêmes d'une poutre en bois, dimensions BxH = 120 x 220 mm, soumise a un moment de 8 kNm ?
- 3 - Calculez le raccourcissement de la barre en acier ci-dessous ainsi que la contrainte dans l'acier ?



EXERCICE DE RDM N° 8

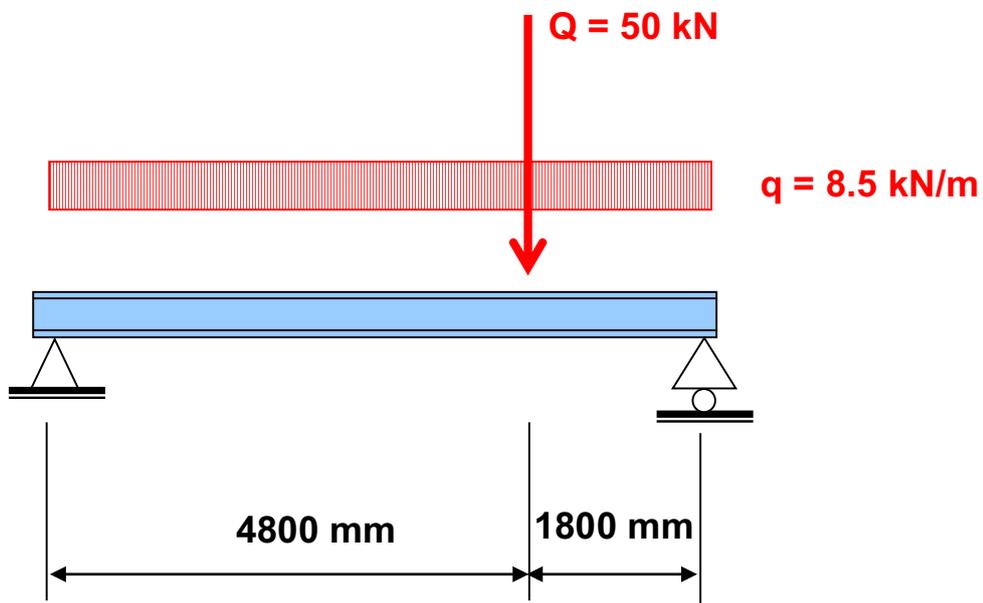
Déformations



1 - Déterminez les contraintes et la déformation maximales d'une poutre en bois isostatique dimensions rectangulaires $B \times H = 200 \times 360$ mm chargée par une charge concentrée à mi-travée de **75 kN**, portée **4500 mm**.

2 - Déterminez et dessinez la déformation totale de la poutre simple ci-dessous.

NB : De même que pour les efforts statiques, le principe de superposition des déformations reste valable pour le calcul des déformations

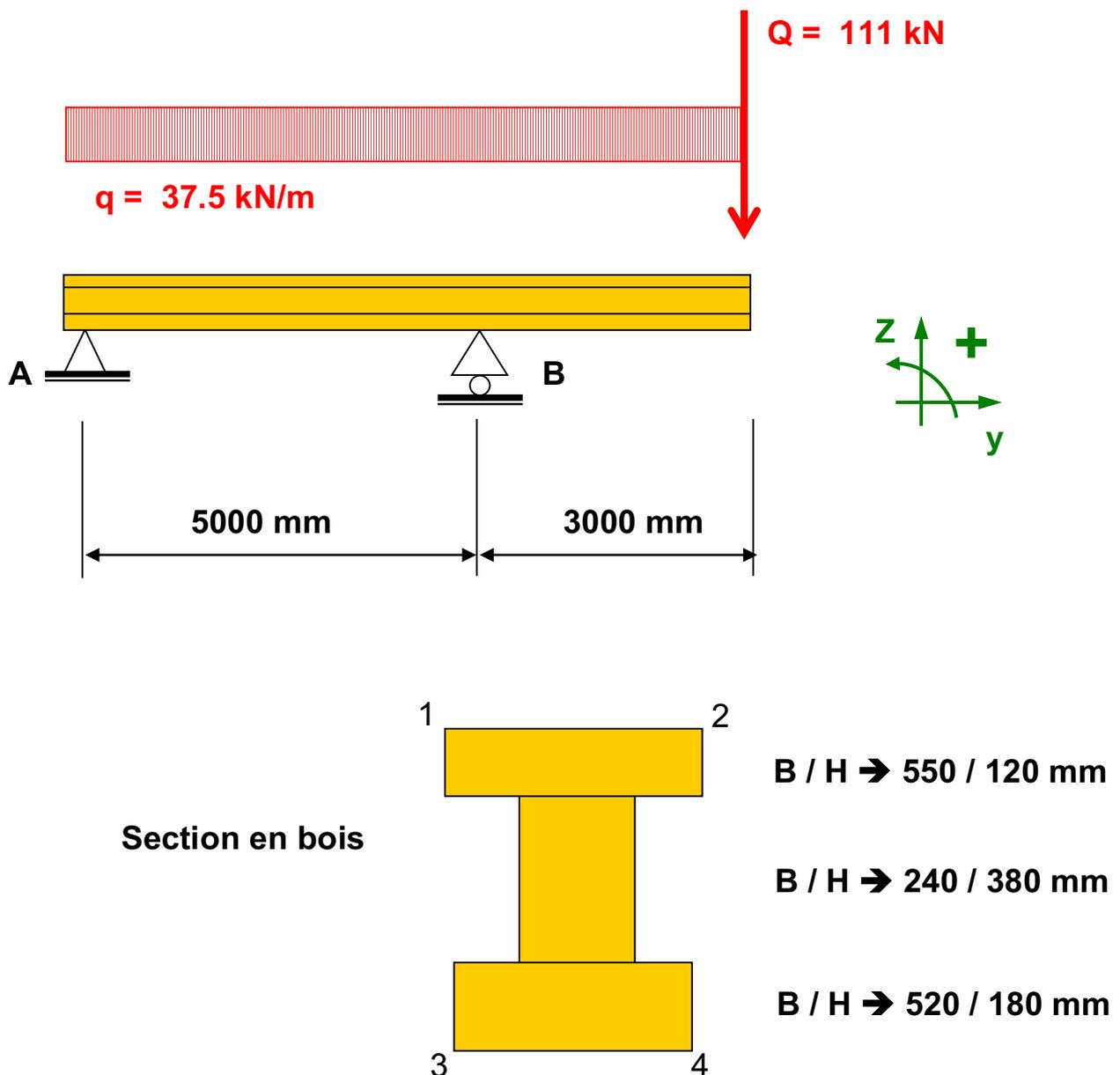


Section : acier IPE 270

EXERCICE DE RDM N° 9

Inertie + contraintes + déformations

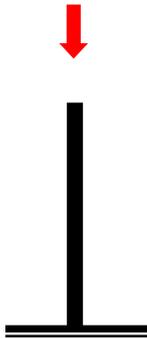
1 - Déterminez les caractéristiques géométriques de la poutre en bois ci-dessous ainsi que les efforts intérieurs, les contraintes aux angles dans la section sur l'appui B et la déformation maximale du porte-à-faux.



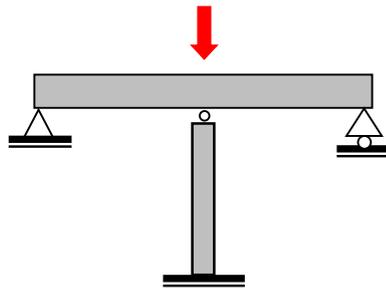
EXERCICE DE RDM N° 10

Barres comprimées

1 - Estimez la longueur de flambage des systèmes suivants:



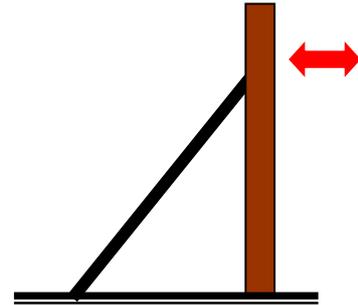
a - Mât



Pile de pont

b1 - avec appui
glissant

b2 - avec appui
fixe + articulé

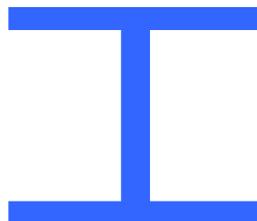


c - Etai de coffrage

2 - Proposez une solution de renforcement réaliste et économique afin de diminuer l'élancement des sections ci-dessous



a - Cornière en acier



b - HEA 300



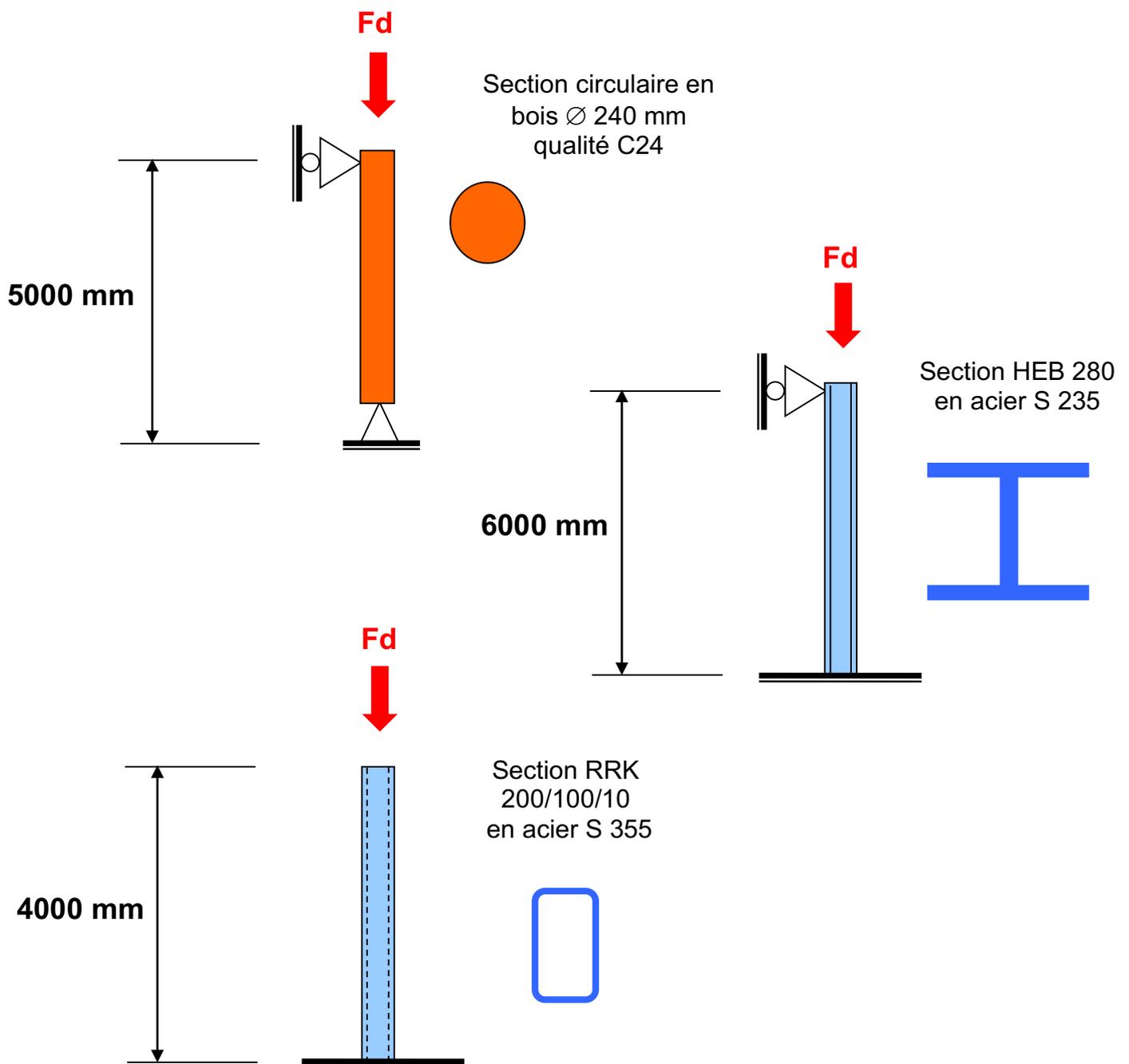
c - Poutre en bois

3 - Donnez la définition du rayon de giration, de l'élancement d'une barre, de la longueur de flambage et de la charge critique d'Euler.

EXERCICE DE RDM N° 11

Barres comprimées

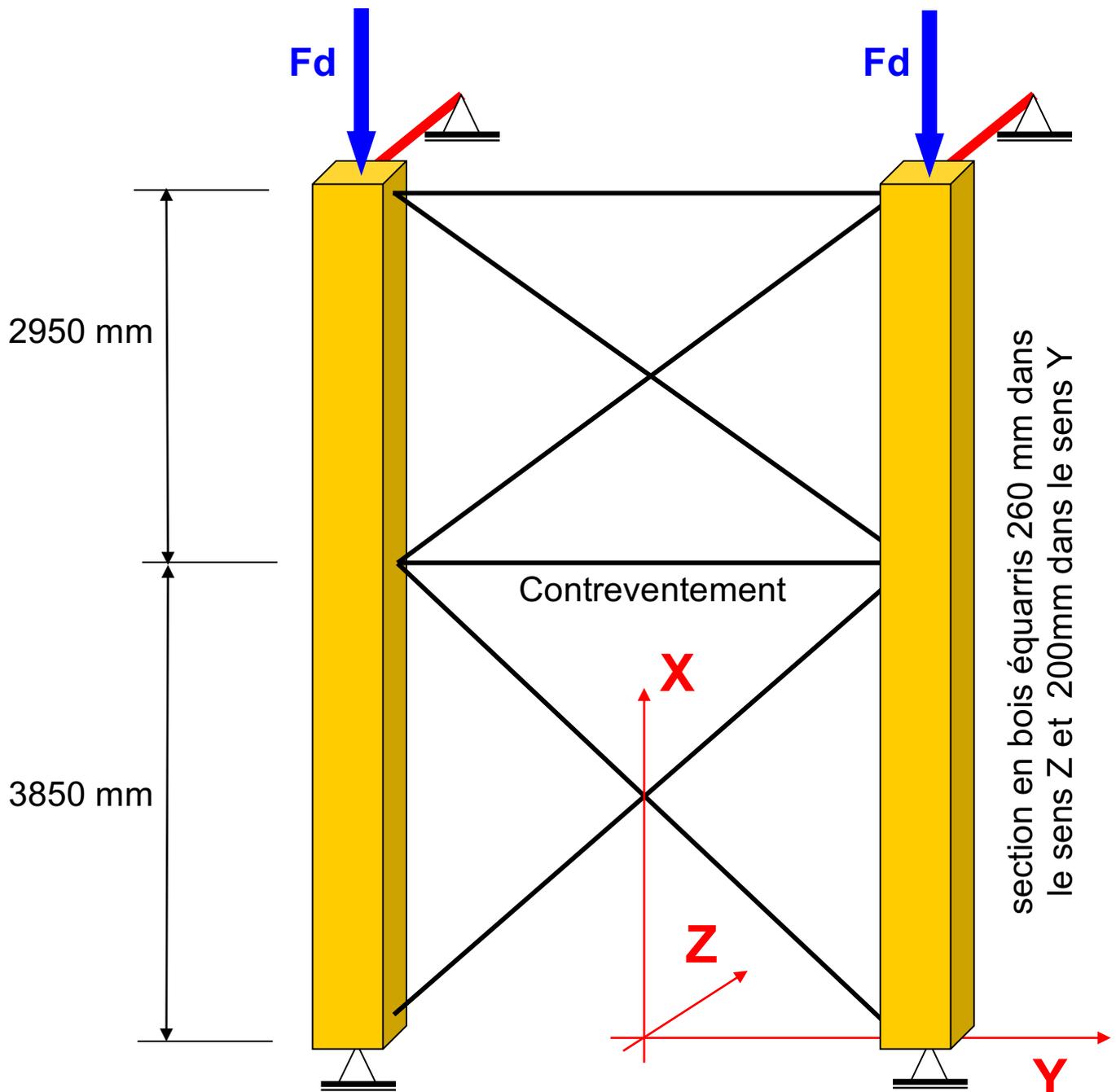
1 - Calculez les charges de dimensionnement (F_d) que peuvent supporter les systèmes ci-dessous:



EXERCICE DE RDM N° 12

Barres comprimées

1 - Calculez la charge maximale F_d que peut reprendre le système de contreventement ci-dessous.



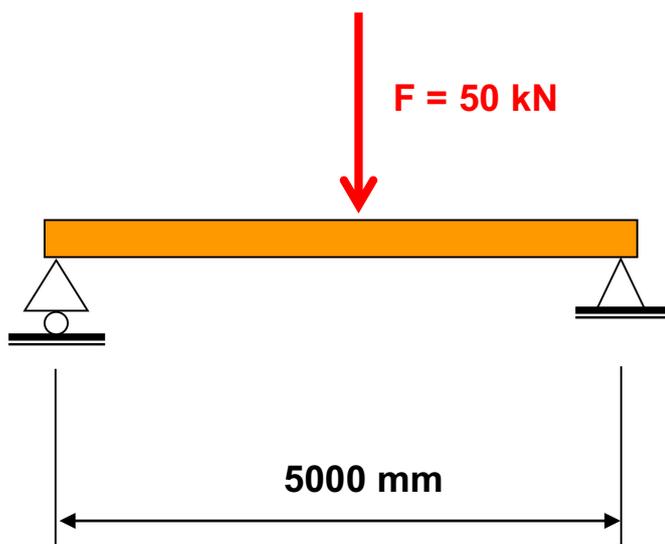
EXERCICE DE RDM N° 13

Dimensionnement général des barres

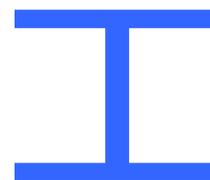
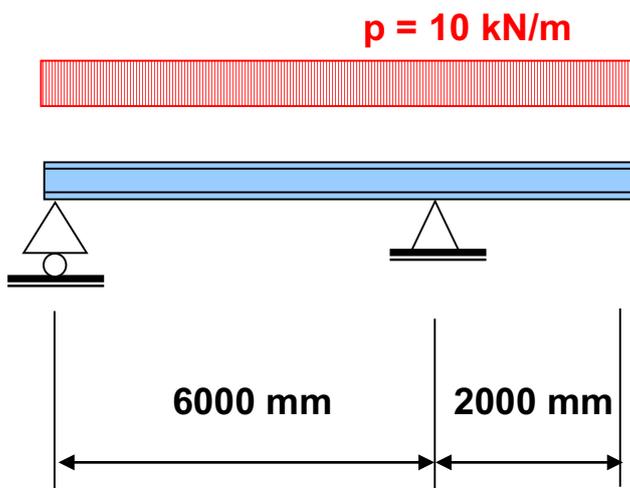
1 - Dimensionnez les systèmes ci-dessous selon les critères suivants;

a - résistance, $E_d \leq R_d$

b - déformation maximale sous charges de service $\leq L / 300$



Poutre en bois BLC
 $B = 180 \text{ mm}$



Poutre HEA
 Acier S 235

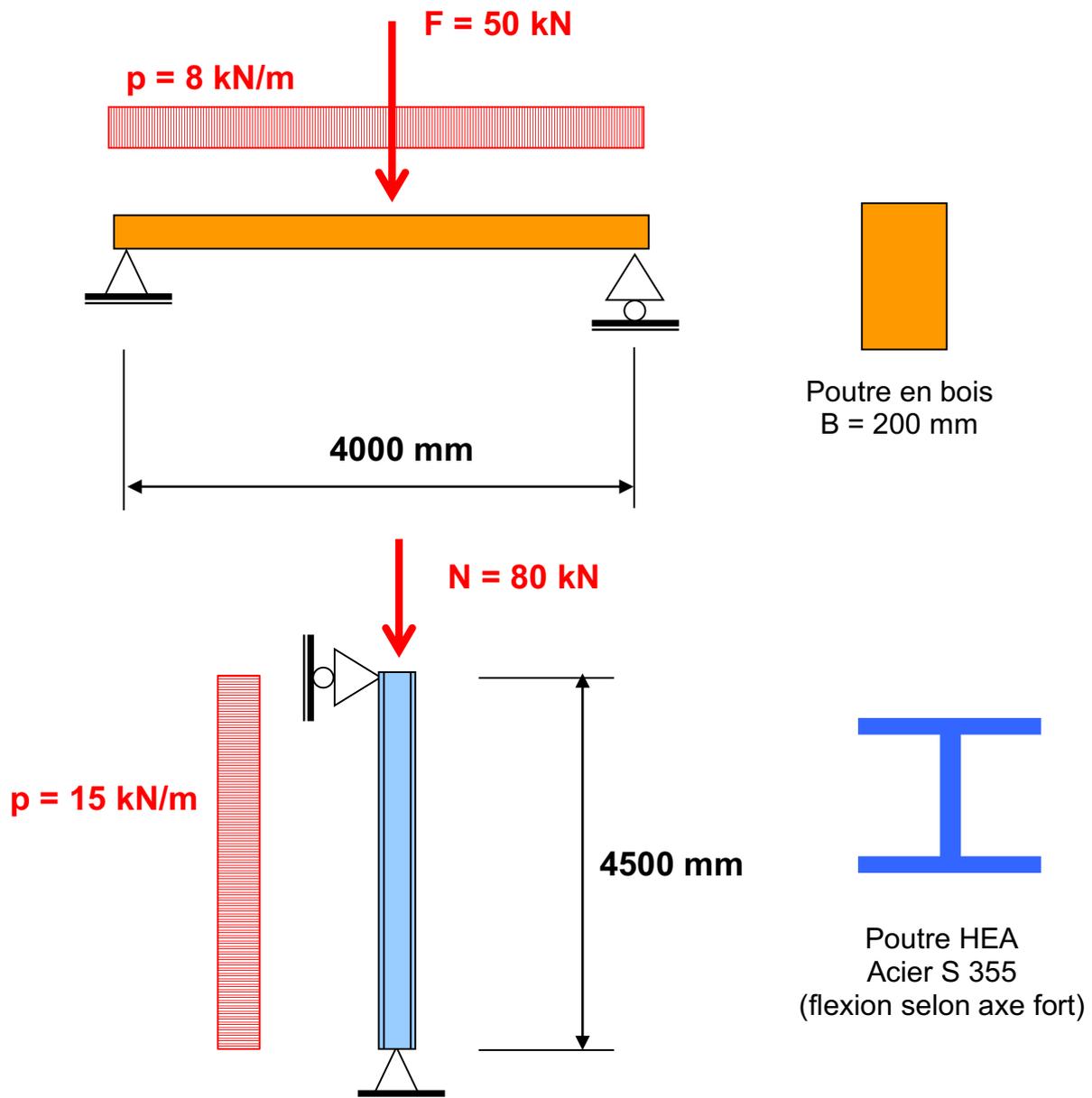
EXERCICE DE RDM N° 14

Dimensionnement général des barres

1 - Dimensionnez les systèmes ci-dessous selon les critères suivants;

a - résistance, $E_d \leq R_d$

b - déformation maximale sous charges de service $\leq L / 300$

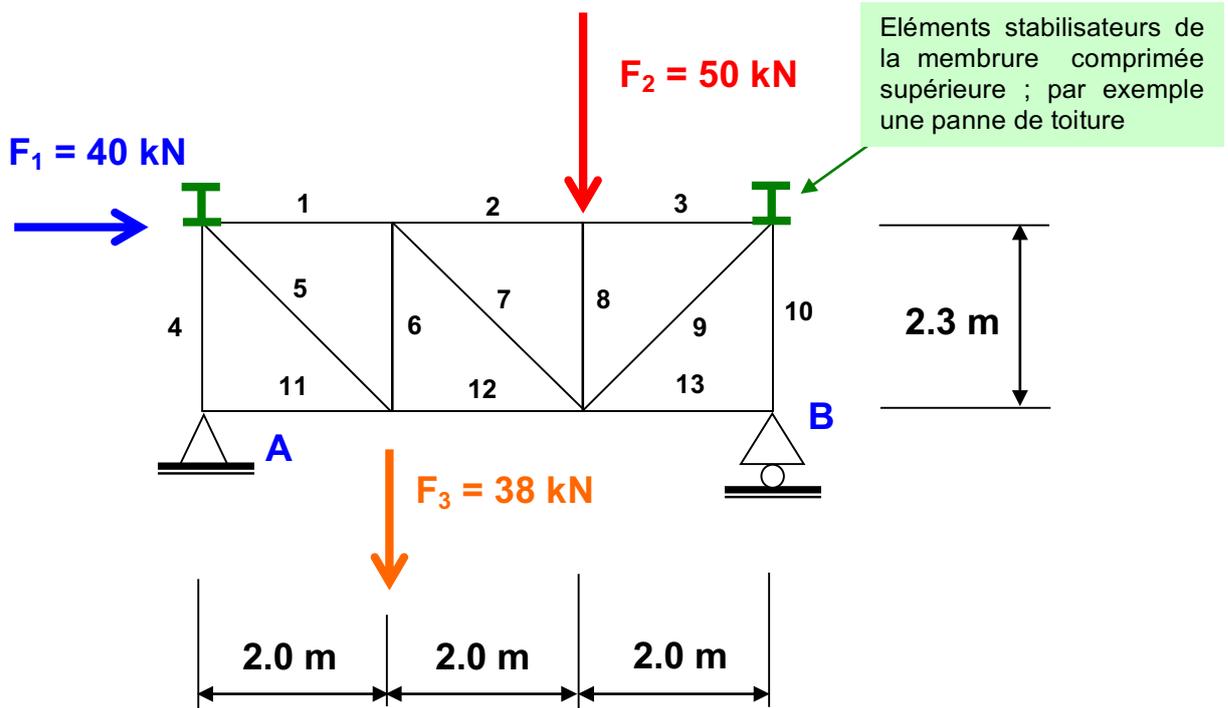


EXERCICE DE RDM N° 15

Dimensionnement général des barres

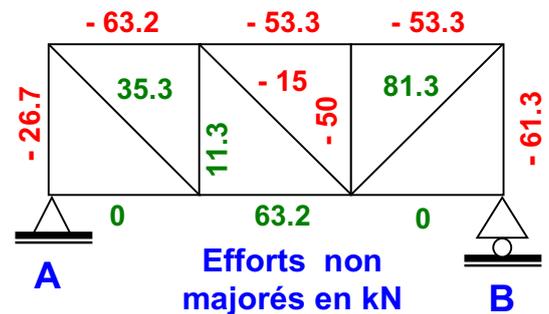
1 - Dimensionnez le système ci-dessous selon le critère suivant;

a - résistance, $E_d \leq R_d$



Treillis en acier S 235

Membrane supérieure; profilé type HEA
 Membrane inférieure; profilé type HEA
 Montants, profilés type IPE ou HEA
 Diagonales, profilés type cornières



NB: Pour les efforts intérieurs voir exercice de statique n° 18

2 - Une fois votre treillis dimensionné, esquissez les détails des nœuds principaux

EXERCICE DE RDM N° 16

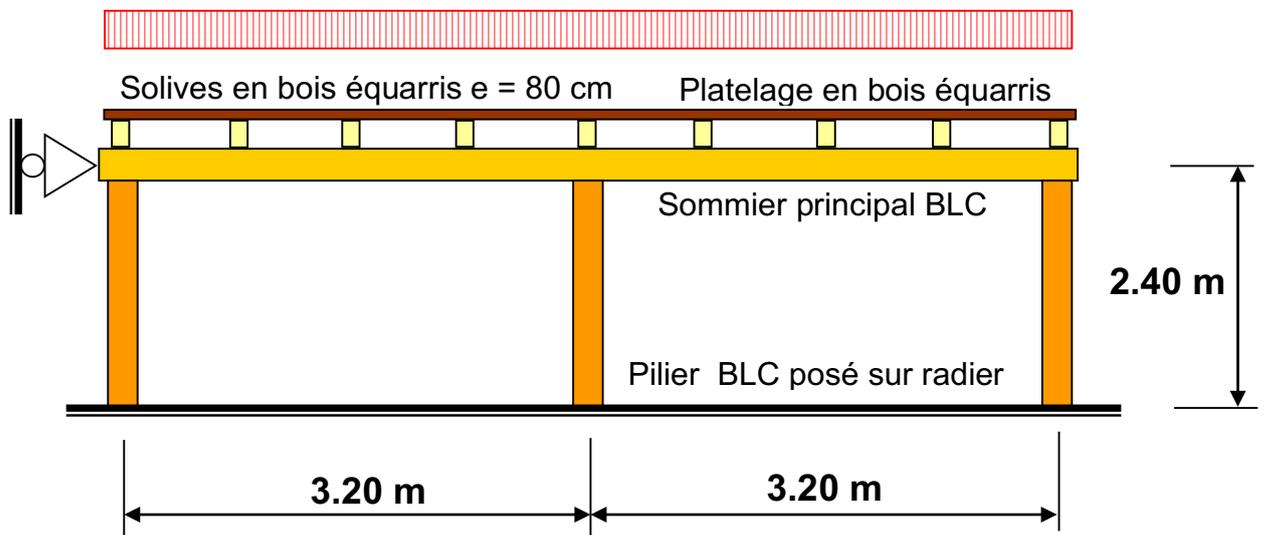
Dimensionnement général des barres

1 - Dimensionnez le plancher en bois ci-dessous et esquissez les principaux détails selon les critères suivants;

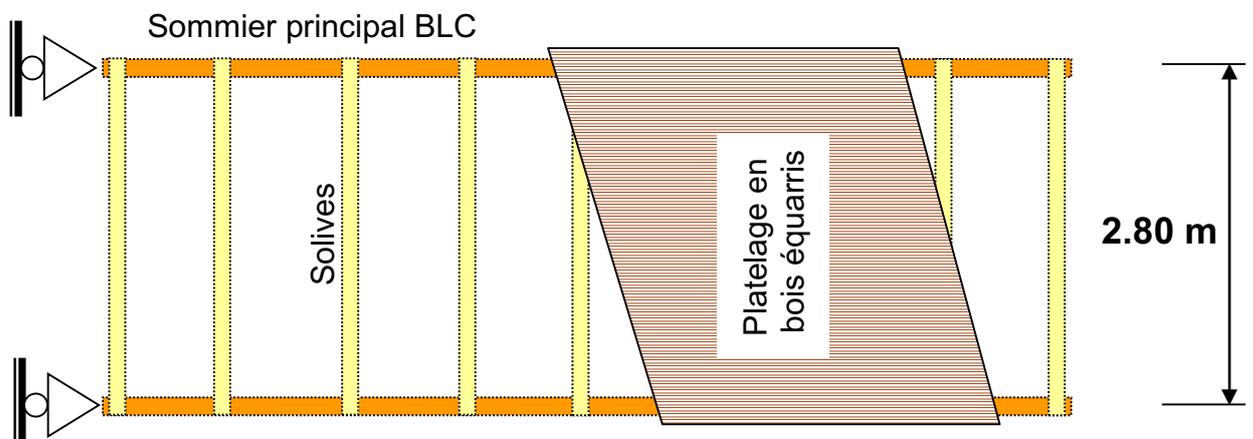
a - résistance, $E_d \leq R_d$ - déformation maximale $\leq L/300$

b - charge utile du plancher **500 kg/m²**

p = 5 kN/m²

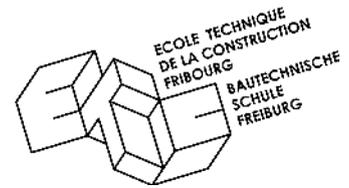


ELEVATION

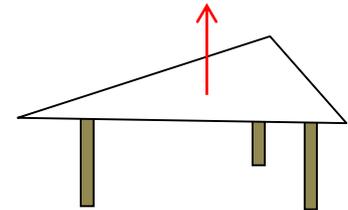
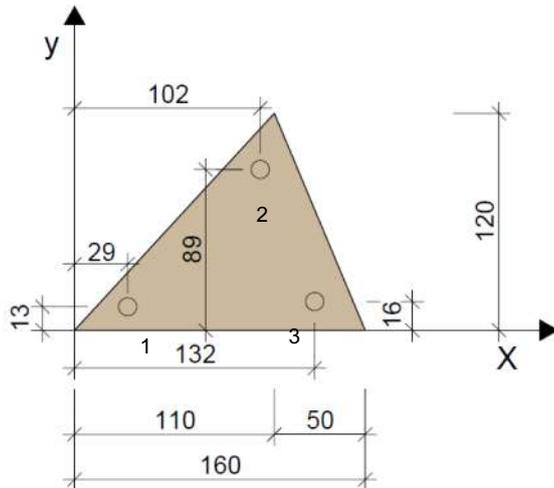


VUE EN PLAN

EXERCICE DE RDM N° 17
Examen de diplôme 2013



1- Soit la table ci-dessous, on vous demande les coordonnées X et Y du point de suspension dans le plateau de la table afin que celle-ci soit horizontale lorsqu'elle est soulevée. **(15 pts)**



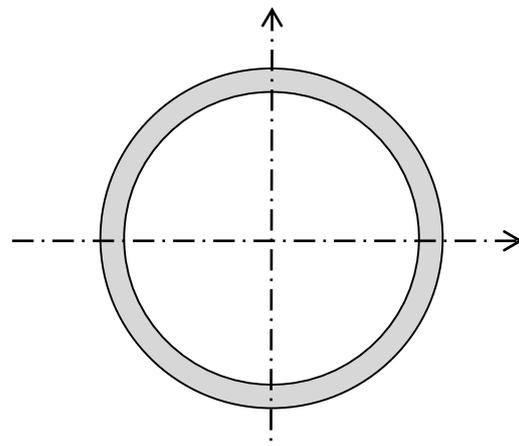
Plateau de la table $\gamma = 34 \text{ kg/m}^2$
1 pied = 14.5 kg

2- Soit une coupe de la conduite forcée en acier **S355** du complexe hydroélectrique Cleuson-Dixence.

2.1 Représentez ci-dessous sur la feuille de donnée, le schéma des pressions dans la conduite et son effet résultant dans les parois. **(3 pts)**

2.2 Quelle doit être l'épaisseur t de la paroi de la conduite forcée à la cote 835 m sachant que le niveau du lac de retenu est situé à 2'364 m d'altitude. Coefficient de sécurité à admettre **1.80**, diamètre intérieur de la conduite = **1'670 mm**. On ne tiendra compte que des effets « statique » de la pression d'eau. **(7 pts)**

SVP donnez un schéma clair avec des couleurs de comment se répartit la pression dans le tuyau et son effet résultant dans les parois.



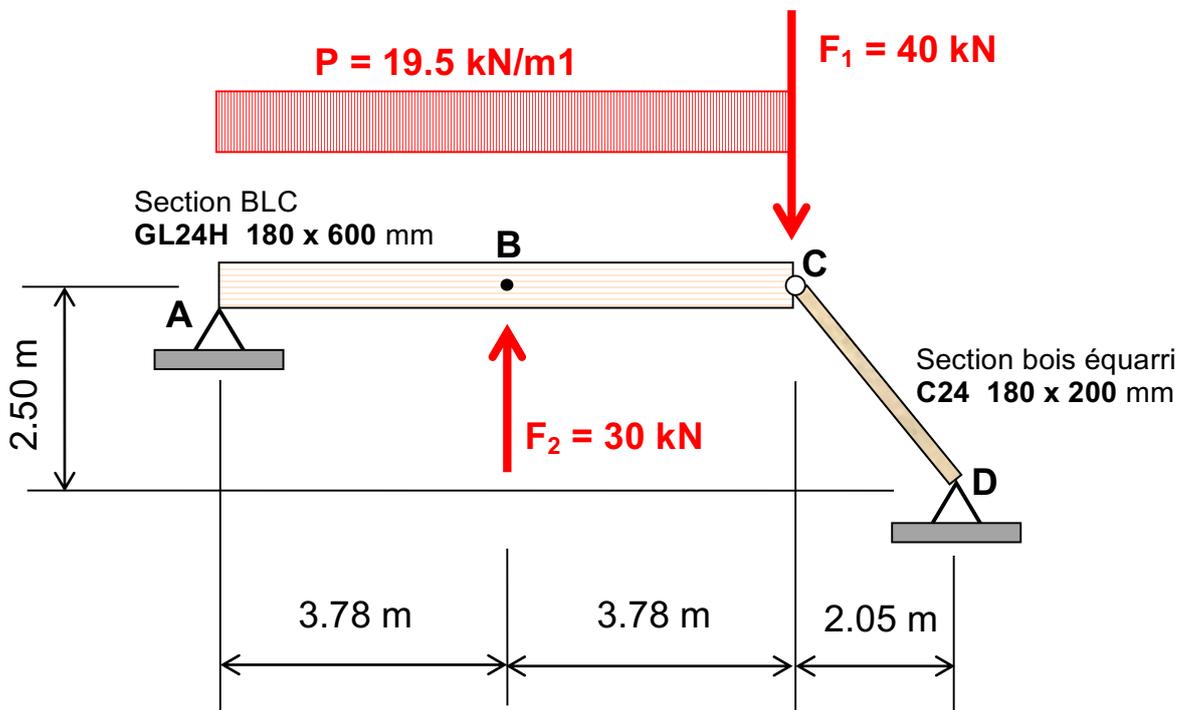
3 - Soit la poutre ci-dessous, on vous demande :

3.1 - Déterminez les réactions d'appuis du système et les efforts N, V, M dans le système ci-dessous. Donnez également la position et la valeur des M_{min}/max locaux éventuels.

NB : faire les calculs et les schémas sans coefficient de sécurité, on négligera le poids propre du bois. **(10 pts)**

3.2 - Vérifiez sous les efforts N, V, M toutes les parties de la structure ci-dessous réalisées en bois lamellé-collé et équarri. Admettre comme coefficient de sécurité **1.5 ! (10 pts)**

3.3 - Quelle sera la déformation verticale due à la flexion uniquement dans la poutre au (point **B**) et le raccourcissement de l'appui pendulaire. **(5 pts)**



Remarque : la stabilité du cadre hors du plan au point **C** est assurée !

Total épreuve 50 pts max