

CHAPITRE 7

PHENOMENES D'INSTABILITE ELASTIQUE

LE DEVERSEMENT

1. Le déversement

1.1. Introduction

Le déversement des pièces fléchies est le second phénomène d'instabilité élastique, après le flambement, avec lequel il présente une analogie certaine.

1.2. Aspect expérimental du déversement

Considérons une poutre mince (fer plat), dont les appuis sont encastres vis-à-vis de la torsion et quelconque vis-à-vis de la flexion (voir figure 1).

$h = 320 \text{ mm}$, $b = 8 \text{ mm}$, $l = 5 \text{ m}$, Acier S.235.

Appliquons une charge concentrée verticale F en son centre de gravité G . L'essai, réalisé sous presse en laboratoire, montre que la poutre s'effondre brutalement sous une charge $F_K = 5,2 \text{ kN}$ (figure 2).

A l'instant de l'effondrement, le moment vertical maximal, en milieu de la travée, vaut :

$$M_f = \frac{F_K l}{4} + \frac{g l^2}{8} = \frac{520 \times 5}{4} + \frac{7850 \times 0,008 \times 0,32 \times 5^2}{8} = 7,13 \text{ kN.m}$$

(g = poids propre de la poutre)

Ce qui correspond à une contrainte de flexion :

$$\sigma_f = \frac{M_f \cdot z_{\max}}{I_y} = \frac{6 \cdot M_f}{b \cdot h^2} = \frac{6 \times 713 \times 10^3}{8 \times 320^2} = 52 \text{ MPa}$$

qui est nettement inférieure à la contrainte limite élastique $f_y = 235 \text{ MPa}$.

On constate donc, que pour une faible valeur de la contrainte de flexion, la poutre prend brutalement une flèche latérale, qui provoque la rotation de la poutre et par suite sa ruine, alors que nous sommes encore loin de la limite élastique.

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie à la flexion transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan de plus grande raideur), comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion. La flexion n'est alors plus plane, mais déviée, et s'accompagne d'une torsion et d'un gauchissement de la section (bi-moment).

1.3. Aspect théorique du déversement

Les pièces soumises à la flexion simple autour de l'axe d'inertie principale maximale de leur section transversale sont affectées par un phénomène d'instabilité, dénommé **déversement**, dès lors que l'inertie principale minimale est sensiblement inférieure à l'inertie principale maximale. Cette circonstance est rencontrée pour la grande majorité des profils utilisés en construction métallique. L'instabilité en cause n'est rien d'autre que le flambement latéral de la partie de la section transversale soumise, du fait de la flexion, à des contraintes de compression.

Par rapport au flambement, le déversement présente néanmoins des spécificités importantes :

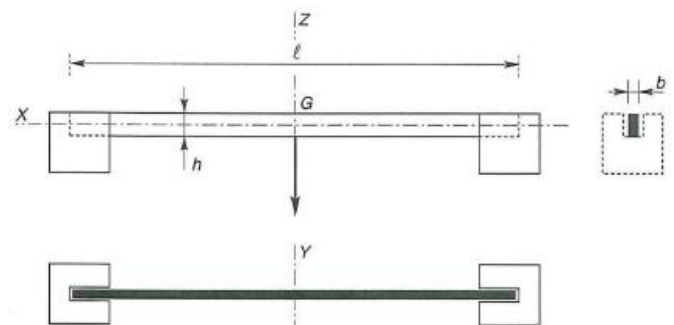


Figure 1. Expérience de flexion en laboratoire

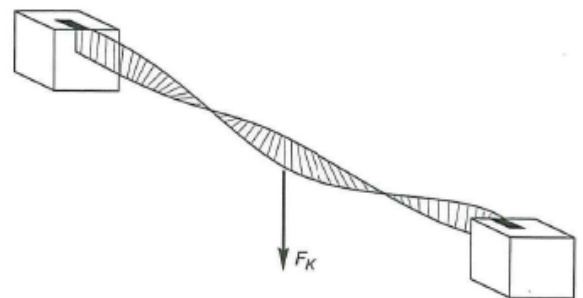


Figure 2. Effondrement de la poutre par déversement

- d'une part, la partie tendue du profil exerce sur la partie comprimée des effets stabilisateurs, ce qui conduit à assimiler le phénomène à un flambement en milieu élastique ;
- d'autre part, le plus souvent, la compression, tout comme le moment de flexion qui la génère, n'est pas uniforme sur toute la longueur de la pièce.

Ces particularités rendent généralement complexe l'établissement des solutions aux problèmes de déversement. On notera en particulier que, du fait de la distance qui sépare la partie tendue de la partie comprimée, le flambement latéral de cette dernière s'accompagne inévitablement d'une torsion de la poutre autour de son axe longitudinal ; toutes les caractéristiques de la section transversale sont ainsi impliquées dans la déformée de déversement et, en particulier, les inerties de torsion pure et de gauchissement (voir figure 3).

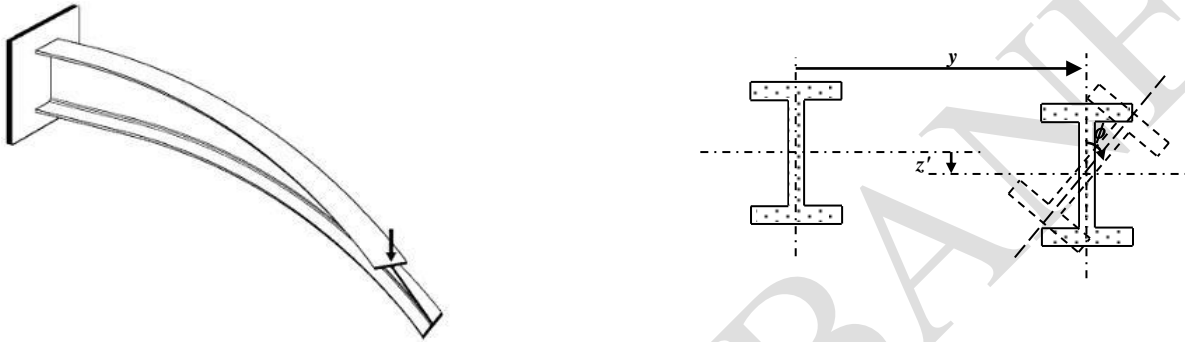


Figure 3. Déversement d'une poutre console

Tout comme le flambement, l'étude théorique de la stabilité d'une pièce dépourvue d'imperfections et constituée d'un matériau idéal, parfaitement homogène et indéfiniment élastique, soumise à un moment de flexion constant sur sa longueur, conduit à une valeur critique de ce moment, pour laquelle apparaît une bifurcation d'équilibre.

1.3.1. Section rectangulaire (poutre sans ailes)

Le moment critique de déversement vaut :

$$M_{crd} = \frac{\pi \sqrt{R_z \cdot R_x}}{L} \text{ avec :}$$

$$-R_z = E I_z$$

$$-R_x = G J_x$$

- I_y = moment d'inertie de flexion autour de l'axe GY

- J_x = moment d'inertie de torsion autour de l'axe GX

- E = module de young

- G = module de cisaillement ou module de Coulomb = $\frac{E}{2(1+\mu)}$ (μ coefficient de Poisson)

Exemple : dans le cas de l'acier, $\mu = 0,3$, $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$ et $G = 81\,000\text{ N/mm}^2$.

Pour une section rectangulaire (figure 4) :

$$I_z = \frac{h \cdot e^3}{12}, I_y = \frac{e \cdot h^3}{12}, J_x = \frac{h \cdot e^3}{3}, R_x \cdot R_z = G J_x \cdot E I_z = E G \cdot \frac{h^2 \cdot e^6}{36} \text{ Soit : } M_{crd} = \frac{\pi}{l} \frac{h \cdot e^3}{6} \cdot \sqrt{E G}$$

La contrainte critique de déversement vaut :

$$\sigma_{crd} = \frac{M_0}{I_y} \nu = \frac{\pi}{l} \cdot \frac{e^2}{h} \sqrt{E G} = \frac{\pi}{\sqrt{2(1+\mu)}} \cdot \frac{E \cdot e^2}{l \cdot h} \approx \frac{2 E \cdot e^2}{l \cdot h}$$

Application numérique : Soit un fer plat : $l = 3\text{ m}$, section $400 \times 30\text{ mm}$.

$$\sigma_{crd} \approx \frac{2 \times 21000 \times 30^2}{3000 \times 400} = 315\text{ MPa} > f_y = 235\text{ MPa} \text{ Il n'y a aucun risque de déversement.}$$

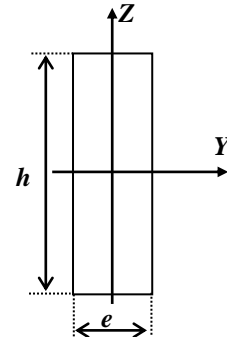


Figure 4. Exemple de section rectangulaire

En revanche, la même poutre mais de portée $l = 4,5$ m aura un risque de déversement.

1.3.2. Section en I, symétrique

La Figure 5 montre une poutre en I parfaitement élastique et initialement rectiligne, chargée par des moments d'extrémité égaux et opposés selon son axe de forte inertie (dans le plan de l'âme). La poutre n'est pas maintenue latéralement sur sa longueur sauf à chaque extrémité où la flèche latérale et la rotation de torsion des sections sont empêchées, mais où leur rotation est libre à la fois dans le plan et hors du plan. Le déversement et les déformations résultantes sont également illustrés dans la figure (noter que seule une moitié de la poutre est représentée, les déformations maximales se situant à mi-travée).

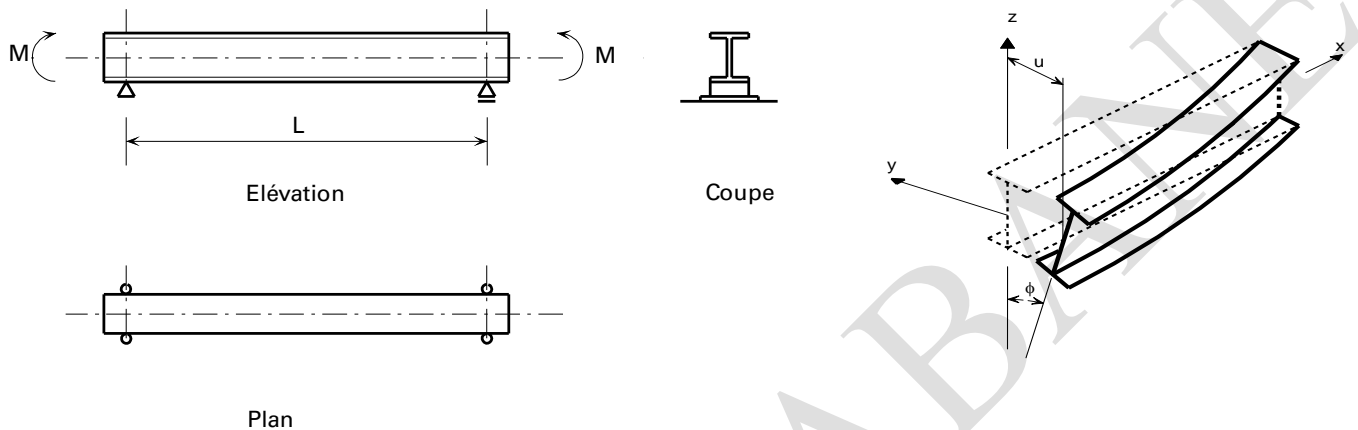


Figure 5. Déversement d'une poutre en I sur appuis simples sous l'effet d'un moment uniforme

Le moment nécessaire pour provoquer le déversement peut être déterminé en mettant en équation l'effet déstabilisant des moments d'extrémité appliqués, agissant sur les déformations de déversement, et la résistance interne (à la flexion et à la torsion) de la section. La valeur critique des moments d'extrémité appliqués, le moment critique élastique (M_{cr}), est calculée par l'expression:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}} \quad \text{équation (1)}$$

où :

- ♦ I_z moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie ;
- ♦ L longueur de la poutre entre points latéralement maintenus.
- ♦ I_t moment d'inertie de torsion,

La vérification selon l'Eurocode 3 préconise que le moment de flexion maximal M_f doit être inférieur

au moment ultime de déversement :

$$M_f \leq M_{ud} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 ou 2

$\beta_w = \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ pour les sections de classe 3

$\beta_w = \frac{W_{eff,y}}{W_{pl,y}}$ pour les sections de classe 4

χ_{LT} est le coefficient de réduction pour le déversement, qui est fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ de l'élément vis-à-vis du déversement et qui a pour valeur :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ mais } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Où : } \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\text{et : } \alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{pour les profils laminés}$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \quad \text{pour les sections soudées}$$

Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{pl,y} \frac{f_y}{M_{cr}}} = \frac{\bar{\lambda}_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Où :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad f_y \text{ en N/mm}^2$$

M_{cr} = moment critique élastique de déversement

Le moment critique élastique de déversement M_{cr} doit être calculé avec les caractéristiques de la section brute. Pour les sections de classe 4, le calcul de M_{cr} sera fait sans considérer l'inertie de torsion uniforme de l'élément ($I_t = 0$).

Les valeurs du coefficient χ_{LT} peuvent être obtenues à partir du tableau des coefficients de réduction de flambement, en faisant $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT}$ et $\chi = \chi_{LT}$.

- pour les profils laminés, la courbe a ($\alpha = 0,21$),
- pour les profils soudés, la courbe c ($\alpha = 0,49$).

Enfin, lorsque $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$, il est inutile de prendre en compte le déversement.

Pour les poutres à section transversale constante et doublement symétriques, notamment les séries de profils laminés **I** et **H**, l'élancement λ_{LT} peut être déterminé par la formuler suivante approximative, qui place en sécurité :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]}}$$

1.3.3. Extension à d'autres cas

1.3.3.1. Schéma de charges

Un moment uniforme appliqué à une poutre non maintenue constitue le cas le plus sévère en ce qui concerne le déversement. Une analyse d'autres cas de charge donne des valeurs supérieures de moments critiques élastiques. Par exemple, le moment critique élastique pour un moment uniforme est le suivant

$$(\text{par réécriture de l'équation (1)}) : \quad M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_z GI_r} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2 GI_t}}$$

mais pour une poutre soumise à une charge ponctuelle à mi-portée, le moment maximum en ce point à

$$\text{l'instabilité est le suivant :} \quad M_{cr} = \frac{4,24}{L} \sqrt{EI_z GI_r} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2 GI_t}}$$

ce qui est supérieur de $4.24/\pi$ au cas de base. L'EC3 utilise ce rapport, exprimé sous forme de facteur de moment uniforme C_1 , pour prendre en compte l'influence de la disposition des charges (forme du diagramme des moments fléchissants), comme indiqué dans la Figure 6. C_1 apparaît comme un simple multiplicateur dans les expressions donnant M_{cr} (cf EC3 éq. F.2) ou sous la forme $1/\sqrt{C_1}$ dans les expressions donnant λ_{LT} .

$M_{cr} = C_1 \frac{\pi}{L} \sqrt{EI GJ} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2 GJ}}$			
Poutre et charges	Moment fléchissant	M_{max}	C_1
		M	1,00
		M	1,879
		M	2,752
		$\frac{FL}{4}$	1,365
		$\frac{FL}{8}$	1,132
		$\frac{FL}{4}$	1,046
		$\frac{3FL}{16}$	0,68

Note: Les valeurs ci-dessus correspondent à un coefficient de longueur de déversement k de 1,0

Figure 6. Facteurs de moment uniforme équivalent C_1

1.3.3.2. Niveau d'application de la charge

La stabilité latérale d'une poutre dépend non seulement de la disposition des charges dans la travée, mais aussi du niveau d'application de la charge par rapport au centre de gravité. La Figure 7 illustre l'effet du positionnement de la charge au-dessus et au-dessous du centre de gravité pour une simple travée avec une charge ponctuelle centrale.

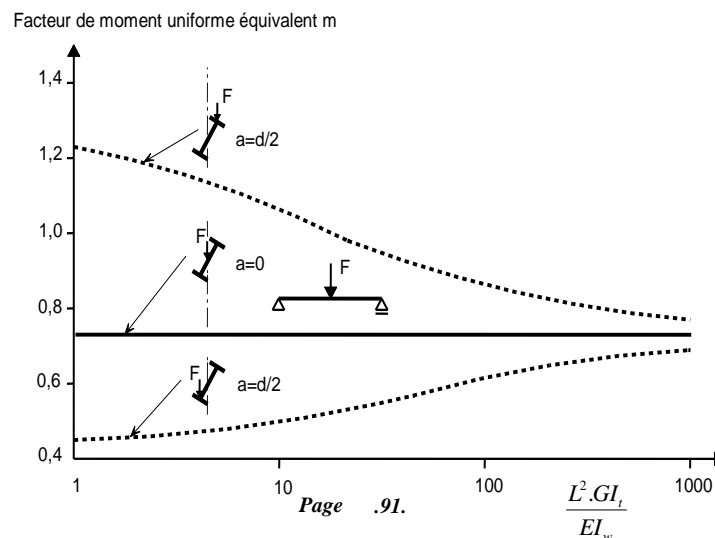


Figure 7. Effet du niveau d'application des charges sur la stabilité des poutres

Les charges appliquées sur la semelle supérieure augmente l'effet déstabilisant en raison du moment de torsion supplémentaire provoqué par l'action de la charge ne passant pas par le centre de gravité de la section. L'influence de ce comportement devient d'autant plus significative que la hauteur du profil augmente et/ou que la travée diminue, c'est-à-dire au fur et à mesure que $L^2 GI_w / EI_w$ diminue. Ici encore, l'EC3 prend ceci en compte en introduisant un facteur C_2 dans l'équation générale donnant le moment critique élastique (cf EC3 éq. F.2) et dans les expressions donnant λ_{LT} (cf EC3 éqs F.27 - F.31).

1.3.3.3. Conditions d'appui aux extrémités

Tout ce qui précède supposait des conditions aux extrémités empêchant tout mouvement latéral et torsion mais permettant la rotation en plan. Des conditions aux extrémités empêchant la rotation en plan améliorent la résistance élastique au déversement (de la même façon que des encastrement d'extrémités en rotation améliorent la résistance des poteaux). Une façon pratique d'intégrer l'effet de différentes conditions d'appui consiste à redéfinir la longueur non maintenue comme une longueur de déversement, ou plus précisément au moyen de deux coefficients de longueur de déversement, k et k_w . Ces deux coefficients reflètent les deux types possibles de fixité d'extrémité, encastrement à la flexion latérale et encastrement au gauchissement. Toutefois, il convient de noter qu'il est recommandé de prendre k_w égal à 1,0 sauf si des dispositions particulières sont prises pour l'encastrement contre le gauchissement. L'EC3 recommande des valeurs de k de 0,5 pour les extrémités totalement encastrees, de 0,7 pour une extrémité libre et une extrémité encastree, et bien sûr de 1,0 pour deux extrémités libres. Le choix de k est laissé à la discrétion du concepteur.

1.3.3.4. Poutres comportant un maintien latéral intermédiaire

Lorsque des poutres comportent des maintiens latéraux disposés à intervalles le long de la travée, les segments de poutre situés entre les maintiens peuvent être traités séparément, le dimensionnement de la poutre se fondant sur le segment le plus critique. Il convient que les longueurs des poutres entre les maintiens utilisent un coefficient de longueur de déversement k de 1,0 et non de 0,7, étant donné que dans la déformation de déversement, la longueur non maintenue adjacente déverse également.

1.3.3.5. Poutres continues

Les poutres continues sur un certain nombre de travées peuvent être traitées comme des travées distinctes en prenant en compte, au moyen du facteur C_1 , la forme du diagramme des moments fléchissants dans chaque travée résultant de la continuité.

1.3.3.6. Calcul du moment critique élastique M_{cr} (annexe F à l'Eurocode, paragraphe F.1)

Pour une poutre à section transversale constante, le moment critique élastique de déversement est donné par la formule générale :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k.L)^2} \cdot \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k.L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right]$$

Où :

- C_1 , C_2 et C_3 facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement, donnés dans les tableaux (annexe F) ;
- k et k_w facteurs de longueur effective.

Les facteurs de longueur de flambement k et k_w varient de 0,5 pour une fixation parfaite à 1,0 pour des appuis simples, avec 0,7 pour une extrémité encastree et l'autre simplement appuyée.

Le facteur k concerne la rotation de l'extrémité en plan. Il est analogue au rapport l/L d'un élément comprimé.

Le facteur k_w concerne le gauchissement d'extrémité. A moins d'avoir pris des mesures spéciales d'encastrement vis-à-vis du gauchissement, k_w doit être pris égal à 1,0.

- ♦ $z_g = z_a - z_s$
- ♦
$$z_j = z_s - \frac{\int z(y^2 + z^2) dA}{2I_y}$$
- ♦ z_a coordonnées du point d'application de la charge ;
- ♦ z_s coordonnées du centre de cisaillement.
- ♦ $G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$,
- ♦ I_t moment d'inertie de torsion,
- ♦ I_w moment d'inertie de gauchissement $= I_z \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2$
- ♦ I_z moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie ;
- ♦ L longueur de la poutre entre points latéralement maintenus.

Poutres à section transversale constante mono-symétrique et à semelles égales :

Pour une section en **I** à semelles inégales :

$$I_w = \beta_f (1 - \beta_f) I_z h_s^2$$

Où :

- ♦ $\beta_f = \frac{I_{fc}}{I_{fc} + I_{ft}}$
- ♦ I_{fc} moment d'inertie de flexion de la semelle comprimée suivant l'axe de faible inertie de la section ;
- ♦ I_{ft} moment d'inertie de flexion de la semelle tendue suivant l'axe de faible inertie de la section ;
- ♦ h_s = distance entre les centres de cisaillement des semelles.

Poutres à section transversale constante et doublement symétrique

Puisque $z_j = 0$ pour les sections transversales doublement symétriques, alors :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k.L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k.L)^2 . GI_t}{\pi^2 . EI_z} + (C_2 . z_g)^2 - (C_2 . z_g)}$$

Dans le cas de chargement par moment d'extrémité ($C_2 = 0$) ou de charges transversales appliquées au centre de cisaillement ($z_g = 0$), la formule devient :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k.L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k.L)^2 . GI_t}{\pi^2 . EI_z}}$$

Lorsque $k = k_w = 1,0$ (pas d'encastrement aux extrémités) la formule se simplifie encore comme suit :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 . GI_t}{\pi^2 . EI_z}}$$

Application :

Une poutre HEA 400 de 6 m de portée, encastree à ses deux extrémités en regard de la torsion et de la flexion, supporte en son centre de gravité un palan (*Appareil de levage*). Quelle charge maximale Q peut supporter la poutre sans déverser ?

G.3 Caractéristiques de torsion

G.3.1 Constante de torsion

(1) Pour les profils en I ou en H soudés comportant des semelles parallèles, voir Figure G.1, il convient de déterminer la constante de torsion I_t au moyen de la formule suivante :

$$I_t = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 b_i t_i^3 \quad \dots (G.1)$$

où :

b_i est la largeur de la paroi i de la section transversale ;

t_i est l'épaisseur de la paroi i de la section transversale.

(2) Pour les profils laminés à chaud comportant des semelles parallèles, voir Figure G.2, il convient de déterminer la constante de torsion I_t au moyen de la formule suivante :

— pour un profil en I ou en H :

$$I_t = 2I_1 + I_2 + 2k_1 D_1^4 \quad \dots (G.2)$$

G.3.2 Inertie de gauchissement et centre de cisaillement

(1) Pour les profils en I ou en H doublement symétriques soudés ou laminés à chaud, voir Figure G.4, il convient de déterminer l'inertie de gauchissement I_w au moyen de la formule suivante :

$$I_w = 0,25 h_f^2 I_z \quad \dots (G.32)$$

avec :

$$h_f = (h - t_f) \quad \dots (G.33)$$

(2) Pour les profils en I ou en H monosymétriques soudés ou laminés à chaud, voir Figure G.5, il convient de déterminer l'inertie de gauchissement I_w et la position z_s du centre de cisaillement **S** par rapport au centre de gravité **O** au moyen des formules suivantes :

$$I_w = \frac{h_f^2 I_{z1} I_{z2}}{I_{z1} + I_{z2}} \quad \dots (G.34)$$

$$z_s = \frac{h_1 I_{z1} - h_2 I_{z2}}{I_{z1} + I_{z2}} \quad \dots (G.35)$$

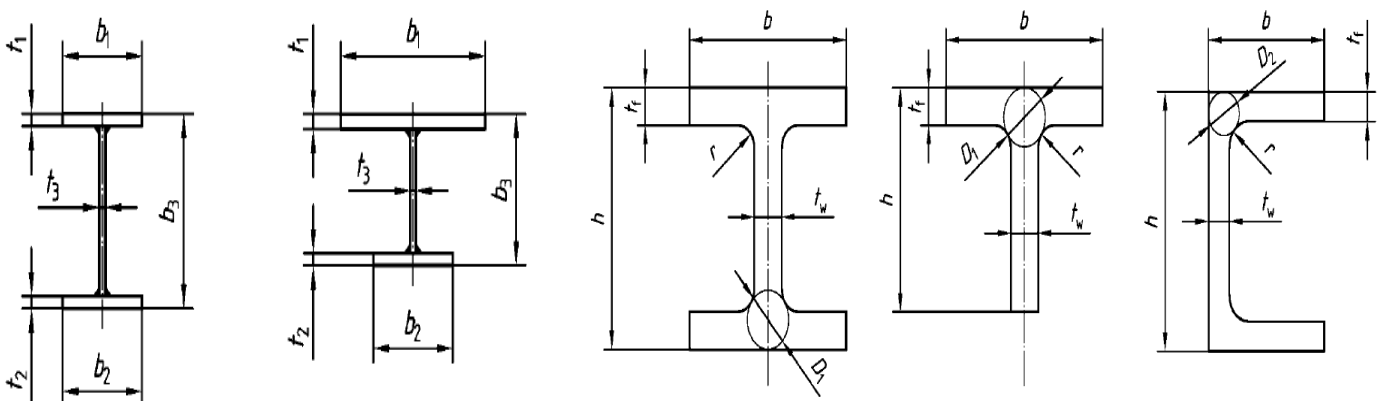
où :

h_1 est la distance entre l'axe de la semelle supérieure et le centre de gravité **O** ;

h_2 est la distance entre l'axe de la semelle inférieure et le centre de gravité **O** ;

I_{z1} est le moment d'inertie de flexion de la semelle supérieure selon l'axe de faible inertie de la section transversale ;

I_{z2} est le moment d'inertie de flexion de la semelle inférieure selon l'axe de faible inertie de la section transversale ;



En conséquence, dans le cas général, le **dimensionnement des poutres suivant l'EC 3-DAN** s'effectue par la procédure suivante :

1. Calcul du moment critique de déversement par la relation suivante ; M_{cr} doit être calculé avec les caractéristiques de la section brute.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k.L)^2} \cdot \sqrt{\left(\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k.L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right)}$$

avec :

k et k_w facteurs de longueur effective,

k concernant la rotation d'extrémité dans le plan de chargement. Il est analogue au rapport longueur de flambement sur longueur réelle d'un élément comprimé. Suivant les conditions aux extrémités, on pourra utiliser les valeurs de la figure suivante,

k_w concernant le gauchissement d'extrémité. Sauf dispositions particulières prises pour empêcher tout mouvement aux extrémités, on prendra $k_w = 1$.

C_1, C_2, C_3 sont des coefficients dépendants des conditions de chargement et d'encastrement ; les tableaux **3** et **4** ci-après donnent des valeurs pour ces coefficients pour les configurations les plus usuelles.

$$z_g = z_a - z_s$$

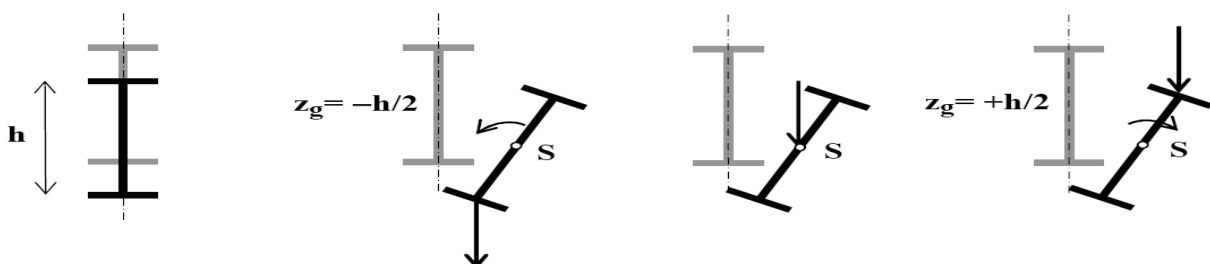
$$z_j = z_s - \frac{A}{2I_y} \int z(y^2 + z^2) dA$$

z_a coordonnées du point d'application de la charge ;
 z_s coordonnées du centre de cisaillement.

Les conventions de signe à appliquer aux coordonnées sont les suivantes :

z est positif pour la semelle comprimée comptée à partir du centre de gravité ;
 z_j est positif lorsque la semelle avec la plus grande valeur de I_z est sollicitée en compression au point de moment maximal ;
 z_g est positif lorsque les charges agissent vers le centre de cisaillement à partir de leurs points d'application.

Pour une section doublement symétrique, il convient de noter que $z_j = 0$. Pour des sections simplement symétriques à semelles inégales, l'annexe *F* de l'**EC 3-DAN** donne des expressions approchées de z_j qui évitent des intégrations fastidieuses.



2. Calcul du paramètre d'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ par la relation : $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{pl,y} \frac{f_y}{M_{cr}}}$

Avec :

 $\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 ou 2 $\beta_w = \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ pour les sections de classe 3 $\beta_w = \frac{W_{eff,y}}{W_{pl,y}}$ pour les sections de classe 4Lorsque $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$, il est inutile de prendre en compte le déversement.Dans le cas contraire, il faut déterminer le coefficient de réduction χ_{LT} à appliquer à la capacité plastique ou élastique de la section comme suit :











3. Calcul de $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$

où le facteur d'imperfection pour le déversement α_{LT} prend les valeurs : $\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés $\alpha_{LT} = 0,49$ pour les sections soudées

4. Calcul de $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ mais $\chi_{LT} \leq 1$

Tableau 3 - Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k dans le cas de moments d'extrémités

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
	$\Psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	0 0 0	1,000 1,113 1,114
	$\Psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	0 0 0	0,998 1,565 2,283
	$\Psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	0 0 0	0,992 1,556 2,271
	$\Psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	0 0 0	0,977 1,531 2,235
	$\Psi = +0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	0 0 0	0,939 1,473 2,150
	$\Psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	0 0 0	0,855 1,340 1,947
	$\Psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	0 0 0	0,676 1,059 1,546
	$\Psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	0 0 0	0,366 0,575 0,837
	$\Psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	0 0 0	0,000 0,000 0,000

Tableau 4 – Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890