

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE  
ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE  
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE L'ARBI BEN M'HIDI OUM EL BOUAGUI**

**Faculté Des Sciences Et Des Sciences Appliquées**

**Spécialité : génie civil**

**COURS DU MODULE DE  
CHARPENTE METALLIQUE**

**Formation : Licence En Génie Civil. Semestre 06**

**Présenté par :**

**Dr Mohamed Akram Bennacer**

**Année universitaire 2020/2021**

# Sommaire

Page

## **CHAPITRE 1 : PHÉNOMÈNES D'INSTABILITÉ ÉLASTIQUE.** 1

- 1. Introduction. 2
- 2. Origine des phénomènes d'instabilité élastique. 2
  - 2.1. Le cas des petites déformations. 2
  - 2.2. Le cas des grandes déformations. 2
- 3. Le Flambement. 3
- 4. Le Déversement. 3
- 5. Le Voilement. 5
- 6. Exemple d'application. 6

## **CHAPITRE 2 : ELEMENTS COMPRIMÉS-LE FLAMBEMENT-.** 8

- 1. Introduction. 9
- 2. Les Poteaux courts. 9
- 3. Poteaux élancés. 10
- 4. Le flambement simple. 10
  - 4.1. Aspect théorique. 10
    - 4.1. a. Cas de Poteau bi-articulé. 10
    - 4.1. b. Poteau encastré en pied et articulé en tête. 12
  - 4.2. Aspect expérimental du flambement simple. 15
- 5. Aspect réglementaire du flambement simple. 16
  - 5.1. L'élancement réduit. 16
  - 5.2. Coefficient de réduction. 17
  - 5.3. Facteur d'imperfection. 17

## **CHAPITRE 3 : LE FLAMBEMENT COMPOSÉ.** 20

- 1. Introduction. 21
- 2. Sections de classe 1 et 2. 21
- 3. Sections de classe 3. 22
- 4. Sections de classe 4. 22
- 5. Exemple d'application. 24

<b>CHAPITRE 4 : LE DÉVERSEMENT.</b>	25
1. Introduction.	26
2. Déversement des poutres non maintenues latéralement.	27
2.1. Type de charge.	27
2.2. Les conditions d'appui d'extrémités.	28
2.3. Point d'application de la charge.	30
3. Calcul du moment critique selon EC3.	31
<b>REFERENCES</b>	34

# **CHAPITRE 1**

## **PHÉNOMÈNES D'INSTABILITÉ ÉLASTIQUE**

## **CHAPITRE 1 : PHÉNOMÈNES D'INSTABILITÉ ÉLASTIQUE**

### **1. Introduction:**

Le de structure dans son aspect générale doit vérifier la condition de résistance et de service de chaque élément de cette structure.

Dans les structures en générale, et celles métalliques spécialement, l'instabilité élastique d'un élément est un phénomène qui surgit dans une plage de contrainte inférieure à la limite de la contrainte élastique  $\sigma_e (f_y)$ , mais provoquant une perte de stabilité et des déformations permanentes qui conduisent à la ruine.

### **2. Origine des phénomènes d'instabilité élastique:**

La stabilité statique le design d'une structure doit être assurée sous n'importe quelles combinaisons d'actions possibles comme prescrit et défini dans les réglementairement normalisés.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Les actions donne lieu à des sollicitations, cette dernières engendrent des déformations au sein des éléments ; Il s'agit donc de vérifier l'ordre de grandeur (importance) des contraintes par le biais des déformations enregistrés, ces dernières doivent être en dessous des limites admissibles réglementaires.

Deux cas de déformations se présentent :

#### **2.1. Le cas des petites déformations :**

Dans ce cas on considère que les sollicitations ne varient pas et qu'on reste toujours dans le cas où la sollicitation théorique (schéma statique) représente bien le cas réel ou expérimental ; on est donc dans le domaine des petites déformations et ont doit simplement vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte de ruine.

**2.2. Le cas des grandes déformations :** Dans ce cas, il n'y a pas de corrélation entre les efforts et les déformations, on remarque que la déformation excessive dite **grande déformation**, qui impose une étude spécifique de la sollicitation réelle qui est différente de la sollicitation initiale. Les grandes déformations affectent les zones comprimées des éléments conduisant à des phénomènes connus sous le nom de phénomènes d'instabilité, qui sont :

## CHAPITRE 1 : PHÉNOMÈNES D'INSTABILITÉ ÉLASTIQUE

### 3. Le Flambement :

Il affecte les éléments élancés dont la longueur est considérable par rapport à la section et cela sous effet de compression. Exemple de poteaux.

Le flambement peut être un flambement simple, c'est-à-dire sous effet de force axiale de compression, ou bien un flambement composé sous l'effet de charge axiale et moments de flexion  $M_y$  et  $M_z$ .



Figure 01 : Flambement de colonne métallique En cas réelle. Réf [2].



Figure 02 : Essai de flambement pour colonne métallique. Réf [4].

### 4. Le Déversement :

Il touche spécifiquement les éléments où l'épaisseur est faible par rapport à la longueur et la largeur de l'élément. Et précisément les semelles comprimées de ces éléments. Exemple de poutre ; et cela sous effet de flexion.



Figure 03 : Déversement de poutre métallique. Réf [4].

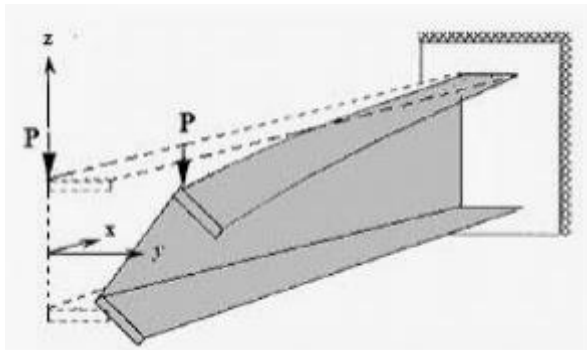


Figure 04 : Aspect théorique du déversement.

**CHAPITRE 1 : PHÉNOMÈNES D'INSTABILITÉ ÉLASTIQUE**



Figure 0 5 : Essai de déversement pour poutre métallique. Réf [4].

## CHAPITRE 1 : PHÉNOMÈNES D'INSTABILITÉ ÉLASTIQUE

### 5. Le Voilement :

Il affecte les âmes des pièces fléchies.

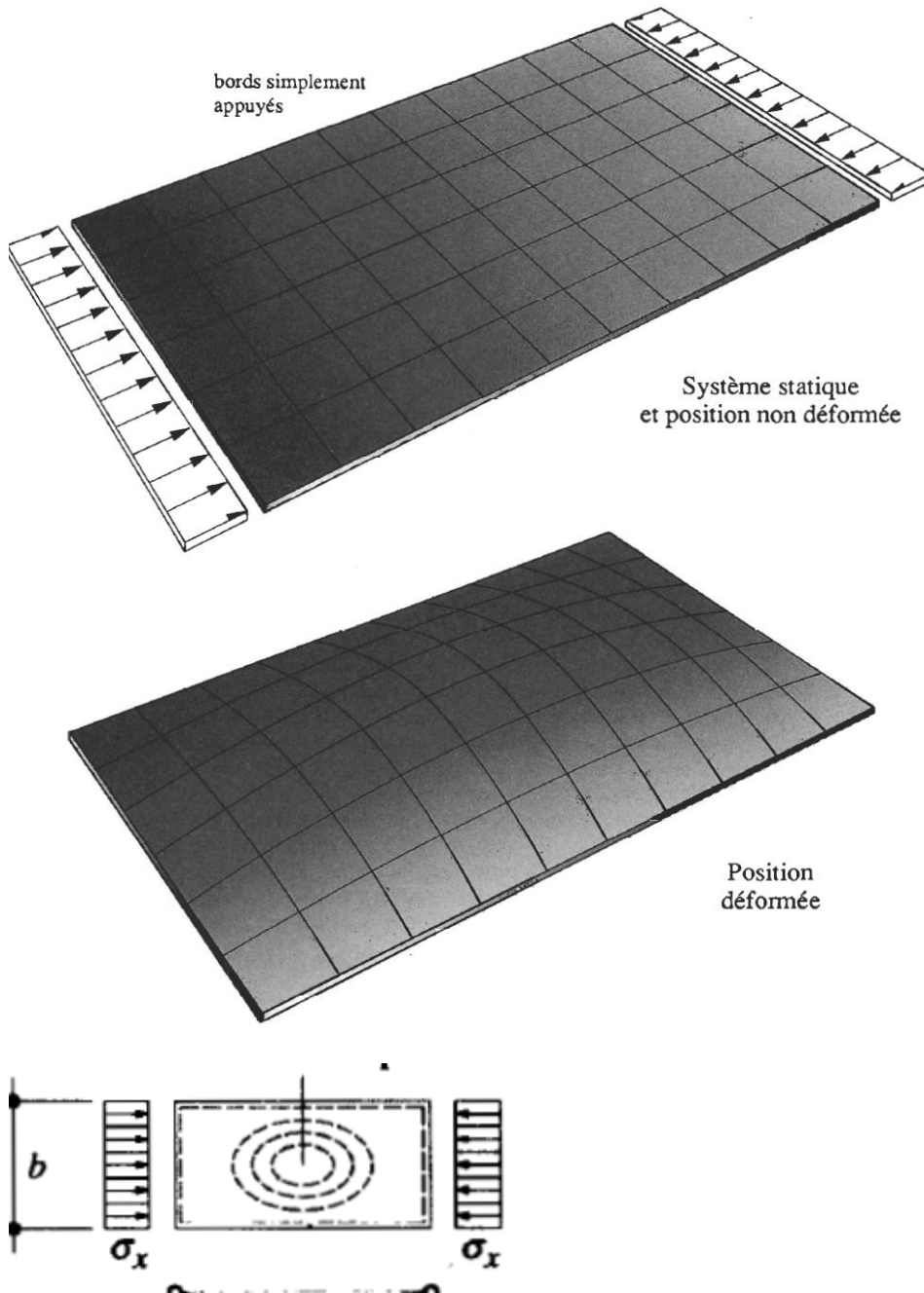


Figure 06 : Aspect théorique du voilement. . Réf [3].

## CHAPITRE 1 : PHÉNOMÈNES D'INSTABILITÉ ÉLASTIQUE

L'étude des phénomènes d'instabilité élastique est très importante dans la construction métallique, car l'utilisation d'éléments minces et élancés est assez fréquente et le dimensionnement est souvent gouverné par cette étude.

### 6. Exemple d'application (phénomènes d'instabilité élastique par déversement) :

Considérons une poutre mince (fer plat), dont les appuis sont encastres vis-à-vis la torsion et quelconques vis-à-vis la flexion, voir figure 07. On donne:

$h = 320 \text{ mm}$ ,  $b = 8 \text{ mm}$ ,  $l = 5 \text{ m}$ , Acier type FeE 235 (S 235)

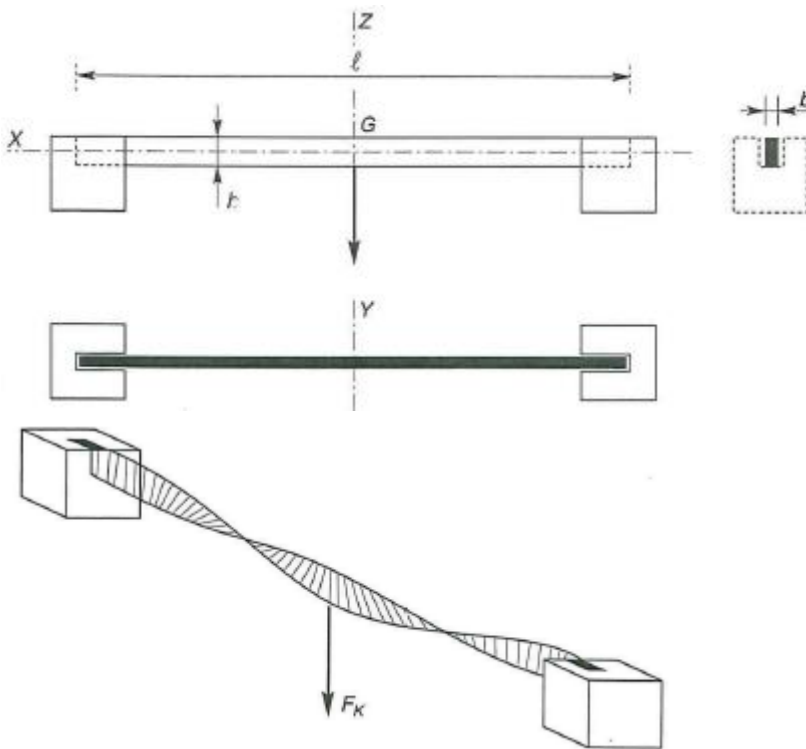


Figure 07 : Disposition de l'essai. . Réf [2].

Appliquons une charge concentrée 'F' en son centre de gravité G. L'essai réalisé au laboratoire montre que la poutre s'effondre brutalement sous une charge  $F_d = 5,2 \text{ Kn}$ .

À l'instant de la déformation, le moment maximal vaut :

$$M_f = \frac{F_k l}{4} + \frac{g l^2}{8}, \text{ avec 'g' : le poids propre de la poutre (Densité de l'acier).}$$

## **CHAPITRE 1 : PHÉNOMÈNES D'INSTABILITÉ ÉLASTIQUE**

$$M_f = 520 \times 5/4 + (7850 \cdot 0,008 \cdot 0,32 \times 5^2/8) = 7,13 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_f = \frac{M_f}{I} \cdot \frac{h}{2} = \frac{6 \cdot M_f}{bh^2} = (6 \cdot 7,13 \cdot 10^3) / 8 \cdot 320^2 = 52 \text{ MPa.}$$

Cette contrainte est bien inférieure à la contrainte de la limite d'élasticité qui vaut  $f_y = 235 \text{ MPa}$ .

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 bien loin de la limite élastique.

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie à la flexion transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre est comprimée, elle flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion suivant l'axe fort d'inertie, comme il existe un effort normale critique de compression qui provoque le flambement des barres, pour lequel la poutre fléchie suivant l'axe de faible inertie et entre en torsion.

La flexion n'est plus plane, mais déviée, et s'accompagne d'une torsion et d'un gauchissement (sous effet de bi-moments).

## **CHAPITRE 2**

### **ELEMENTS COMPRIMES - LE FLAMBEMENT-**

## CHAPITRE 2 : ELEMENTS COMPRIMES -Le flambement-

### 1. Introduction :

Dans ce chapitre, l'objectif est le pré- dimensionnement et la vérification en terme de stabilité des éléments comprimés élancés sous effet de compression axiale.

Le phénomène d'instabilité élastique qui concerne les éléments comprimés, dit **Flambement** est fortement lié au type de charge et aux modes d'appuis de ces éléments.

En pratique, le flambement dû à la compression simple est assez rare, car les efforts horizontaux et les moments fléchissant ainsi que les excentricités dans l'application de forces ne sont pas négligeables, et leurs effets est même prépondérant.

La notion de charge critique de flambement et la contrainte critique sera déterminée par la théorie d'Euler et par la méthode expérimentale proposée par l'EC3 et qui s'avère plus convergente vers les résultats expérimentaux dans un certain intervalle d'élancement par rapport à celle d'Euler et qui tiennent compte du coefficient de réduction et du facteur d'imperfection.

Pour les poteaux non élancés et qui ne sont pas affectés par le flambement dits poteaux courts ou "trapus", les vérifications ne concernent que la partie résistance vis-à-vis l'effort de compression, la vérification de la stabilité vis-à-vis le flambement est négligée.

### 2. Les Poteaux courts :

Ce type de poteau est caractérisé par son faible élancement, par conséquent un bon rapport inertie – longueur, ce dernier permet aux poteaux courts d'être non influencés par le flambement.

Comme déjà expliquer au paragraphe précédent, la résistance de ce genre de poteaux (poteaux courts) est directement associée à la résistance à la compression des sections transversales. L'Encode 3 classe les sections en quatre sections :

- Les sections de classes 1,2,3 : Pour ces sections, la résistance à la compression est prise égale à la résistance plastique de la section

$$N_{C, Rd} = N_{Pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} \dots\dots\dots (1)$$

- La section de classe 4 : Pour cette section, est compte tenu de l'influence du voilement sur la section transversale, ce dernier ne permettra pas à l'élément d'atteindre la résistance plastique de calcul. Seule une partie de la section est considérée et est appelée section transversale efficace "A<sub>eff</sub>", plus de détails concernant la section effective sont fournie dans L'Encode 3 partie 1-1. Articles 5.3.2 et 5.3.5 et.

La résistance est alors donnée par la formule :

$$N_{C, Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma M_0} \dots\dots\dots (2)$$

## CHAPITRE 2 : ELEMENTS COMPRIMES -Le flambement-

### 3. Poteaux élancés :

Ce sont les poteaux dont le flambement affecte considérablement leur résistance à la compression, l'étude de la résistance ne peut être effectuée sans passer par l'étude de ce phénomène d'instabilité élastique qui fera l'objet de notre étude dans ce chapitre.

### 4. Le flambement simple :

L'étude du flambement sera exposée selon ces deux volets, théorique et expérimentale.

#### 4.1. Aspect théorique :

C'est *EULER* qui a étudié l'aspect théorique du flambement simple, le fondement de sa théorie est exposé ci-dessous.

- ✓ La poutre (poteau) est droite et bi-articulée à ses extrémités.
- ✓ La poutre (poteau) est soumise à un effort normal centré "N" de compression et parallèle à l'axe OX,
- ✓ Les dimensions transversales sont faibles en regard de la longueur (grand élancement),
- ✓ Dont les inerties sont maximale dans le plan (zox) et minimale dans le plan (yox). voir figure 1.

#### 4.1. a. Cas de Poteau bi-articulé:

D'après la loi fondamentale de la flexion, issue de l'équation de déformée de la résistance des matériaux, le moment fléchissant s'écrit :

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = -M \dots\dots\dots(3).$$

Or,  $M = N.y$ , donc :

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} + N.y = 0$$

En posant :  $\alpha = \sqrt{\frac{N}{EI}}$ , on obtient l'équation de la ligne élastique :  $\frac{d^2y}{dx^2} + \alpha^2.y = 0$

Qui est une équation différentielle du second ordre, dont la solution générale est de la forme :  $y = A \sin \alpha x + B \cos \alpha x$

La résolution de cette équation s'opère grâce aux conditions aux limites :

- pour  $x = 0$ ,  $y(0) = 0$ ,  $B = 0$
- pour  $x = \ell_0$ ,  $y(\ell_0) = 0$ ,  $A \sin \alpha \ell_0 = 0$

Deux cas sont alors possibles :

- si  $\sin \alpha \ell_0 \neq 0$ ,  $A = 0$  et  $y(x) = 0$  quel que soit  $x$ . Dans ce cas, seul l'équilibre rectiligne est possible.
- si  $\sin \alpha \ell_0 = 0$ ,  $\alpha \ell_0 = k \pi$  :

Soit  $\alpha = \kappa \pi / \ell_0$  d'où :  $N / EI = \kappa^2 (\pi / \ell_0)^2$

- si  $k = 0$ ,  $N = 0$  et la poutre est rectiligne. Pour qu'elle reste fléchie, il faut que  $k$  soit au moins égal à 1, Ce qui conduit à la valeur minimale de  $N$ , correspondant à un équilibre fléchi de la poutre, qui vaut :

CHAPITRE 2 : ELEMENTS COMPRIMES -Le flambement-

$$N_{\text{Critique}} = \frac{\pi^2}{\ell_0^2} EI \dots\dots\dots(4).$$

$N_{cr}$  : force critique d'Euler.

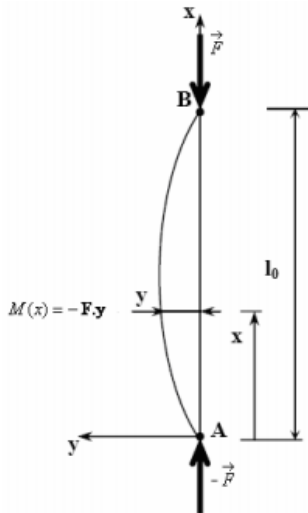


Figure 01 : Aspect théorique du flambement simple.

La force critique d'Euler  $N_{cr}$  correspond une contrainte critique  $\sigma_{cr} = N_{cr}/A$  étant la section droite de la poutre, qui s'écrit encore :  $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2}{\ell_0^2} EI/A = \frac{\pi^2}{\ell_0^2} E i^2$ ,  $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

Avec  $i$  : rayon de giration minimal, correspondant à l'inertie  $I_z$  minimale et à l'élancement

final  $\lambda = \frac{\ell_0}{i}$ , d'où :  $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2}{\lambda^2} E$  .....(5).

La contrainte critique d'Euler est un facteur qui peut déterminer le mode de ruine de l'élément étudié :

✓ Lorsque  $\sigma_{cr} > \sigma_e$  : La ruine ne survient pas par flambement, la ruine survient par perte de résistance pour  $\sigma = \sigma_e$  (limite d'élasticité).

✓ Lorsque  $\sigma_{cr} < \sigma_e$  : il y a ruine par flambement lorsque  $\sigma = \sigma_{cr}$ .

A la limite de bifurcation d'équilibre, pour laquelle  $\sigma_{cr} = \sigma_e$ , correspond un élancement critique  $\lambda_{cr}$ . Dans le cas d'un poteau bi-articulé en acier S.235, l'élancement critique vaut :

$$\lambda_{cr} = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{Cr}}} = 3.14 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93.86.$$

CHAPITRE 2 : ELEMENTS COMPRIMES -Le flambement-

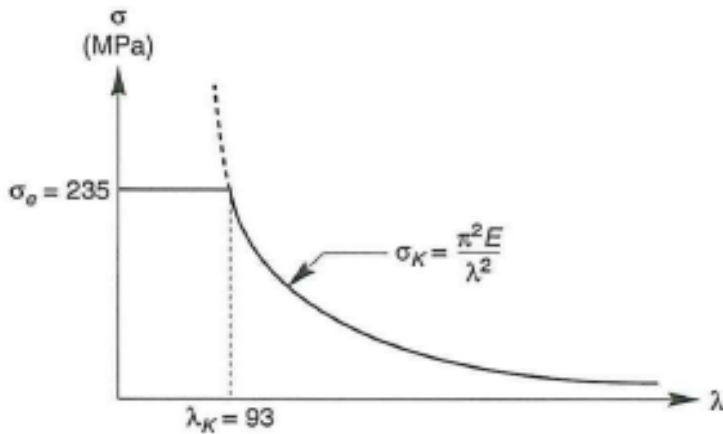


Figure 02 : Variation de la contrainte critique pour acier S.235. Réf [2].

4.1. b. Poteau encastré en pied et articulé en tête :

La ligne d'action de  $N$  tend à se déplacer dans la section d'encastrement et génère une réaction transversale  $P$ , la ligne d'action passe par  $A$ , point d'inflexion de la déformée. L'équation de la déformée s'écrit :

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = -M = -N \cdot y + Px$$

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} + N \cdot y = Px$$

Et a pour solution, en posant  $\alpha = \sqrt{\frac{N}{EI}}$ .

$$y = A \sin \alpha x + B \cos \alpha x + \frac{P}{N} x$$

La résolution s'effectue grâce aux conditions aux limites :

-  $x = 0$  donc  $y(0) = 0$ , soit :  $B = 0$

-  $x = \ell_0$  donc  $y(\ell_0) = 0$ , soit :  $A \sin \alpha \ell_0 + \frac{P}{N} \ell_0 = 0$

-  $y'(\ell_0) = 0$ , soit :  $A \alpha \cos \alpha \ell_0 + \frac{P}{N} = 0$

D'où on tire l'équation transcendante  $\tan \alpha \ell_0 = \alpha \ell_0$ , qui a pour plus petite racine  $\alpha \ell_0 = 4,5$ .

Soit :  $\alpha = 4,5 / \ell_0 = \sqrt{\frac{N}{EI}}$  d'où

$$N_{\text{Critique}} = 2 \cdot \frac{\pi^2}{\ell_0^2} EI \dots \dots \dots (6).$$

Ce qui montre, en se référant à la formule d'Euler pour un poteau bi-articulé, que :

Figure 03 : Variation de la contrainte critique pour acier S.235

**CHAPITRE 2 : ELEMENTS COMPRIMES -Le flambement-**

$$:\frac{2}{\ell_0^2} = \frac{1}{\ell_{Critique}^2} \text{ donc } \ell_{Critique} = 0.7 \ell_0$$

Nous avons démontré dans ces cas étudiés (poteau bi-articulé et poteau encastré et articulé) que la contrainte critique d'Euler a pratiquement la même forme, ce n'est que la longueur qui change ( $\ell_{cr}$ ) qui est connue sous le nom de la longueur critique de flambement

$$\sigma_{cr} = N_{cr} / A = \frac{\pi^2}{\ell_{Cri}^2} EI / A = \frac{\pi^2}{\ell_{Cri}^2} E i^2, \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \text{ avec } \ell_{crit} = 0.7 \ell_0.$$

$$:\sigma_{cr} = \frac{\pi^2}{\lambda^2} E., \text{ avec } \lambda = \frac{\ell_{Critique}}{i}.$$

D'une manière générale, selon les conditions aux appuis, la force critique d'Euler vaut:

$$N_K = m \cdot \frac{\pi^2}{\ell_0^2} EI. \dots\dots\dots(7).$$

Le tableau ci-dessous résume les différentes valeurs de "m" pour chaque mode d'appuis des extrémités du poteau étudié.

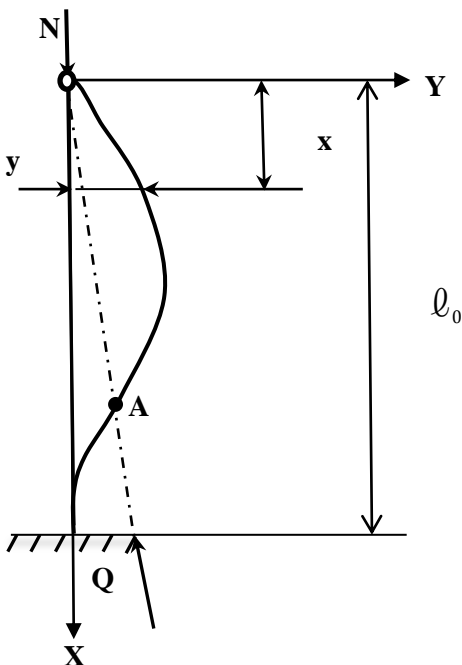


Figure 03 : Flambement pour cas de poteau encastré en bas et articulé en tête.

CHAPITRE 2 : ELEMENTS COMPRIMES -Le flambement-

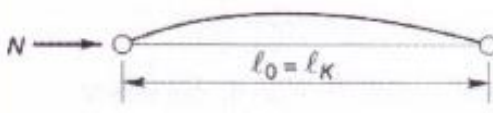
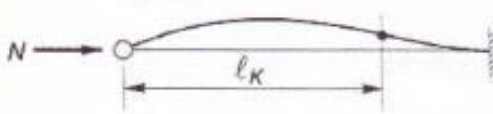

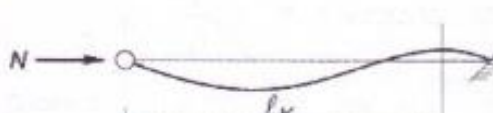


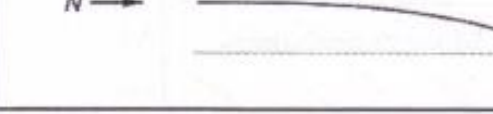
Conditions d'appuis	$m$	$l_K$
<p>• Sans déplacements des extrémités</p> 	1	$l_0$
 <p>encastrement parfait</p>	2	$0,7 l_0$
	4	$0,5 l_0$
 <p>encastrement élastique</p>	$1 < m < 2$	$> 0,7 l_0$
<p>• Avec liberté de déplacements aux extrémités</p> 	$\frac{1}{4}$	$2 l_0$
	1	$l_0$
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 l_0$

Tableau 01 : valeurs de 'm' pour chaque mode d'appuis. Réf [4].

**CHAPITRE 2 : ELEMENTS COMPRIMES -Le flambement-**

**4.2. Aspect expérimental du flambement simple :**

L'expérimentation au laboratoire sur des éléments sous compression (poutrelles) a démontré que le comportement réel est différent que celui théorique. En effet, le mode de ruine est bien différent et est lié à l'élançement des pièces testées.

- ✓ Pour les pièces ayant un élançement  $\lambda < 20$ , qui sont des éléments à faible auteur et de forte inertie généralement, la ruine a eu lieu par compression (affaissement) au voisinage de la limite d'élasticité  $\sigma_e$ .
- ✓ Pour les pièces ayant un élançement  $\lambda > 20$ , la ruine intervient par suite de déformation excessive jusqu'à la plastification mais sous une contrainte de sollicitation  $\sigma_{Sollic} < \sigma_e$  et une contrainte de sollicitation inférieure à celle de Euler  $\sigma_{Sollic} < \sigma_{Euler}$ .

Les fondements de la théorie d'Euler sont basés sur des suppositions qui sont difficiles à réalisées sur chantier car plusieurs défauts liés soit à la fabrication, soit à la réalisation se présente dont on cite :

- Les défauts de rectitude, car les éléments ne sont jamais parfaitement droit
- L'application de la charge de compression n'est pas centrée (présence d'excentricité).
- L'inertie et le module d'élasticité sont variables le long du poteau (défaut de laminage)

Ces faits rendent la limite d'Euler  $\sigma_{Euler}$  difficile à atteindre. Généralement, la limite d'Euler  $\sigma_{Euler}$  représente une limite supérieure que l'on ne peut atteindre.

Les études expérimentales de poteaux réels donnent les résultats illustrés par la figure ci- dessous.

CHAPITRE 2 : ELEMENTS COMPRIMES -Le flambement-

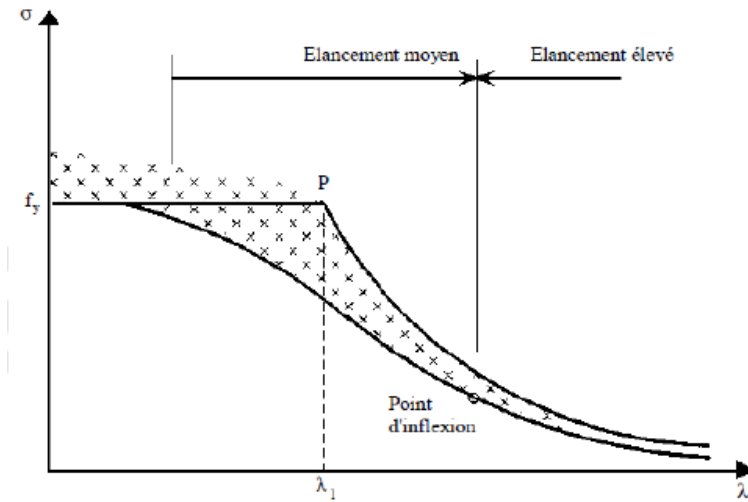


Figure 04 : résultats de flambement de poteau réel par rapport à la courbe de flambement d'Euler.

5. Aspect réglementaire du flambement simple :

La théorie d'Euler, établie pour les structures idéales, est très insuffisante, en regard des imperfections de centrage, de rectitude, de verticalité et de la présence de contraintes résiduelles. Il est donc nécessaire de prendre en compte ces imperfections ou leurs effets. Les règlements ont notamment défini un facteur d'imperfection  $\alpha$ , et un facteur d'imperfection  $\chi$ .

La sollicitation  $N_{sd}$  doit être inférieure à la résistance à la compression simple  $N_{c,rd}$  donnée par la relation suivante :

$$N_{c,rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \dots \dots \dots (8).$$

5.1. L'élancement réduit  $\bar{\lambda}$  :

L'élancement réduit (l'élancement normalisé) est défini comme suit :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}}$$

cette formule peut s'écrire aussi :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\beta_A \cdot \frac{\lambda}{\lambda_{Cr}}}, \lambda_{Cr} = \lambda_1$$

la contrainte critique liée à la nuance.

$\beta_A = 1$ , pour les sections de classe 1,2 et 3.

CHAPITRE 2 : ELEMENTS COMPRIMES -Le flambement-

$$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A} \text{ pour les sections de classe 4.}$$

Pour qu'il n'y est pas de flambement, il faut que  $\bar{\lambda} > 0,2$ .

5.2. Coefficient de réduction  $\chi$ :

Pour chaque plan de flambement et selon les modes d'appuis, un coefficient de réduction ' $\chi$ ' est déterminé, ce coefficient doit être égale au plus à un ' $\chi \leq 1$ ' la valeur de ce dernier est déterminer dans l'EC3 par la valeur :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \dots \dots \dots (9).$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \dots \dots \dots (10).$$

5.3. Facteur d'imperfection  $\alpha$  :

L'expérimentation a démontré lors d'essai effectué par le CECM ,que la plupart des essais flambent suivant quatre types 'a' , 'b' , 'c' et 'd'. la valeur de la contrainte critique d'Euler est nêtement supérieure aux résultats expérimentaux et qu'elle nne converge qu'au-delà d'un élancement réduit supérieure à 1,6.

Donc pour la plupart des profilés à longueurs assez réalistes la contrainte critique d'Euler donne des valeurs excessives du fait qu'elle ne tient pas des imperfections citées dans le fondement de la méthode d'Euler. Voir figure5.

Le tableau 02, donne des valeurs de  $\chi$  pour les différentes courbes de flambement.

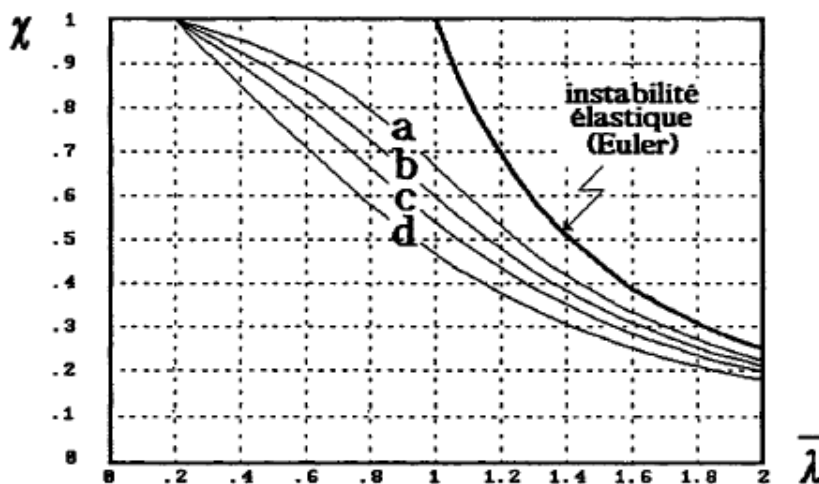


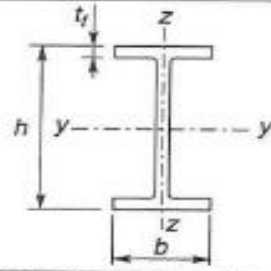
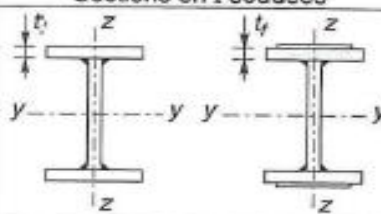
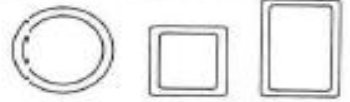
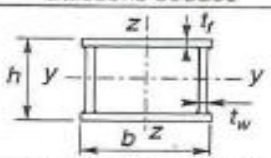

Figure 5 : Courbe de flambement expérimental et théorique . Réf [1].

CHAPITRE 2 : ELEMENTS COMPRIMES -Le flambement-

$\bar{\lambda}$	Courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Tableau 02 : valeurs du coefficient de réduction  $\chi$  et valeur de l'élancement réduit pour les différentes courbes de flambement. Réf [1].

CHAPITRE 2 : ELEMENTS COMPRIMES -Le flambement-

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

\* Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2 de l'Eurocode 3.  
 (L'axe de flambement est perpendiculaire au plan de flexion).

Tableau 03 : Courbe de flambement associée à la section de flambement. Réf [1].

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection $\alpha$	0,21	0,34	0,49	0,76

Tableau 04: Valeur du coefficient d'imperfection  $\alpha$  pour la courbe associée. Réf [2].

## **CHAPITRE 3**

### **LE FLAMBEMENT COMPOSÉ**

**CHAPITRE 3 : LE FLAMBEMENT COMPOSÉ**

**1. Introduction :**

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, doivent satisfaire à divers conditions et cela selon la classe de leur section transversale vis-à-vis le voilement.

L'EC3 traite le flambement composé suivant la classe et cela comme suite :

**2. Sections de classe 1 et 2 :**

$$\frac{N}{\chi_{\min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_y}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_z}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (1).$$

Avec :

$$N_{pl} = A \cdot f_y$$

$$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} ; \text{ avec } K_y \leq 1,5 .$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{M_y} - 4) + \left[ \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right] ; \text{ avec } \mu_y \leq 0,9 .$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} ; \text{ avec } K_z \leq 1,5 .$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{M_z} - 4) + \left[ \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right] ; \text{ avec } \mu_z \leq 0,9 .$$

$\chi_{\min}$  est la plus petite valeur de  $\chi_y$  et  $\chi_z$ .

$\chi_y$  et  $\chi_z$  sont les coefficient de réduction suivant l'axe l'axe y et z.

$\beta_{M_y}$  et  $\beta_{M_z}$  sont les facteurs de moments uniformes équivalent pour flambement par flexion, voir tableau 01.

Si le déversement représente un mode potentiel de ruine, il faut également vérifier que :

$$\frac{N}{\chi_z \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_y}{\chi_{LT} \frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_z}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (2).$$

Avec  $k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} ; \text{ avec } K_{LT} \leq 1 .$

**CHAPITRE 3 : LE FLAMBEMENT COMPOSÉ**

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M_{LT}} - 0,15.$$

Avec  $\mu_{LT} \leq 0,9$ .

$\beta_{M_{LT}}$  est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

**3. Sections de classe 3 :**

Pour les sections de classe 3, et avec ou sans risque de flambement, il faut remplacer la valeur de  $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$ , par la valeur  $M_{el} = W_{el} \cdot f_y$ .

**4. Sections de classe 4 :**

Le concept de la section et module efficace s'introduit dans les formules qui deviennent alors :

$$\frac{N}{\chi_z A_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_{y+N} \cdot e_{ny}}{\frac{W_{eff,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z+N} \cdot e_{nz}}{\frac{W_{eff,z} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (3).$$


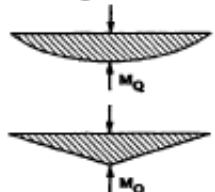
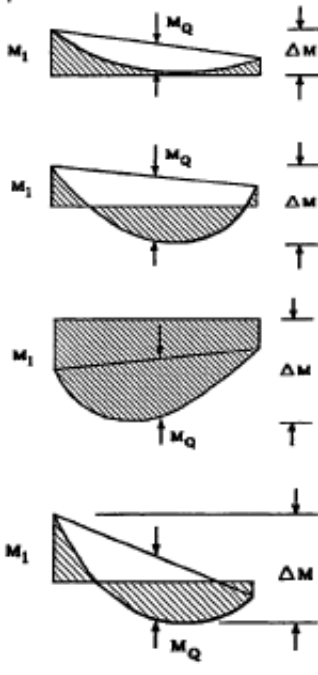
Si le déversement représente un mode potentiel de ruine, il faut également vérifier que :

$$\frac{N}{\chi_z A_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y+N} \cdot e_{ny}}{\frac{W_{eff,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}}{\chi_{LT} \gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z+N} \cdot e_{nz}}{\frac{W_{eff,z} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (4).$$

$\beta_{M_y}$ ,  $\beta_{M_{LTy}}$  et  $\beta_{M_{LT}}$  sont des facteurs de moment équivalent uniforme, voir tableau 01.

CHAPITRE 3 : LE FLAMBEMENT COMPOSÉ

Tableau 01: facteurs de moments uniformes équivalent pour flambement par flexion. Réf [1].

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémités</p>  <p><math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p><math>M_Q =  \max M </math> dû aux charges transversales seulement</p> $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\  \max M  +  \min M  & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

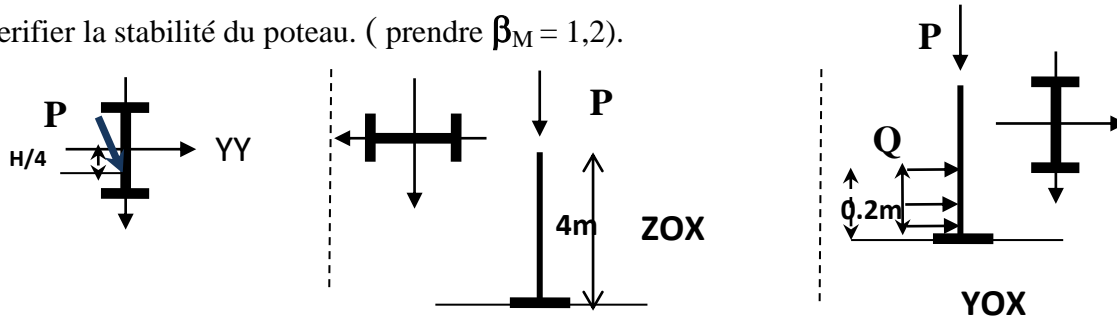
**CHAPITRE 3 : LE FLAMBEMENT COMPOSÉ**

**5. Exemple d'application :**

Soit le poteau ci- contre. Sollicité part une charge **P=20 Kn. Et Q=5 Kn/ml.**

Le poteau est un IPE 200 d'acier S235 et est encastré des deux cotés suivant 'XOZ' et encastré d'un coté et libre de l'autre 'XOY' .

-Verifier la stabilité du poteau. ( prendre  $\beta_M = 1,2$ ).



**Solution:**

IPE 20 , donc  $H/4 = 50$  mm.

$$|M_z| = q x^2 / 2 = 5 (0,2)^2 = 0,1 \text{ Kn} \cdot \text{m}.$$

$$|M_y| = P \cdot H / 4 = 20 \cdot 50 \cdot 10^{-3} = 2,5 \text{ Kn} \cdot \text{m}.$$

$$N_{pl} = A \cdot f_y = 28,5 \cdot 10^3 \cdot 235 = 669,75 \text{ Kn}.$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot f_y = 220,6 \cdot 10^3 \cdot 235 = 51,84 \text{ Kn} \cdot \text{m}.$$

$$M_{plz} = W_{plz} \cdot f_y = 44,61 \cdot 10^3 \cdot 235 = 10,83 \text{ Kn} \cdot \text{m}.$$

- Axe YY :  $\lambda_y = \frac{l_f}{i} = 0,5 \cdot 400 / 8,26 = 24,13$ ,  $\bar{\lambda}_y = 0,527$ .  $\phi_y = 0,539$ .  $\alpha = 0,21$ ,  $\chi_y = 0,986$ .
- Axe ZZ :  $\lambda_z = \frac{l_f}{i} = 2 \cdot 400 / 2,24 = 89,28$ ,  $\bar{\lambda}_z = 0,95$ .  $\phi_z = 1,078$ .  $\alpha = 0,34$ ,  $\chi_z = 0,63$ . Donc  $\chi_z = \chi_{MIN} = 0,63$ .

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left[ \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right] = -0,21 \leq 0,9. \quad \mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \left[ \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right] = -0,833 \leq 0,9.$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1,0036 \leq 1,5. \quad k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1,018 \leq 1,5.$$

Section de classe 1, donc :

$$\frac{N}{\chi_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_y}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_z}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}} \approx 0,1 \leq 1. \text{ CV. La colonne est stable vis -à- vis le flambement composé.}$$

## **CHAPITRE 4**

### **LE DÉVERSEMENT**

## CHAPITRE 4 : LE DÉVERSEMENT

### 1. Introduction :

Comme tous les phénomènes d'instabilité élastique déjà explicité au chapitre 1, la ruine sous flambement des poutres survient avant d'attendre la limite élastique de l'élément.

Cette instabilité élastique se produit sous l'effet de flexion *selon l'axe le plus fort d'inertie* de la poutre et lorsque cette dernière présente une inertie faible vis-à-vis la flexion transversale (*selon l'axe le plus faible d'inertie*) et la torsion.

En effet, au fur et à mesure qu'on augmente la flexion (*selon l'axe le plus fort d'inertie*), la partie supérieure de la poutre en compression commence à présenter un gauchissement qui se traduit par une flexion latérale. Donc on est en présence d'une flexion double (déviée),

A cette flexion déviée s'accompagne ensuite par une torsion donnant lieu au phénomène de flambement. Voir figure 1 et 2.

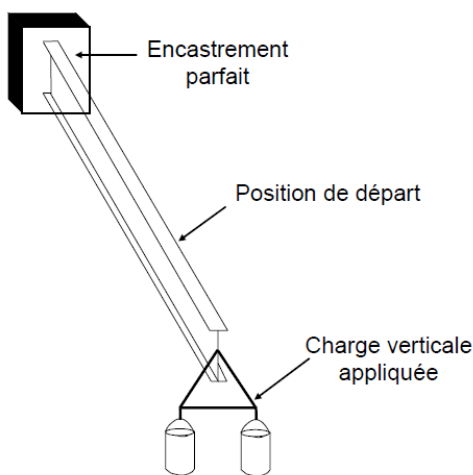


Figure 01 : Poutre avant flambement.

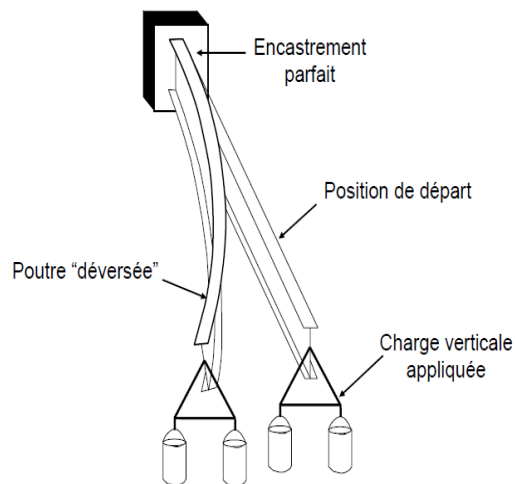


Figure 02 : Poutre flambée.

**CHAPITRE 4 : LE DÉVERSEMENT**

**2. Déversement des poutres non maintenues latéralement :**

Le déversement n'est pas à considérer si la poutre fléchit suivant l'axe de faible inertie seulement, ou bien la présence de profils qui offrent une rigidité latérale suffisante à la torsion (exemple de caisson). Ce type de poutres est appelée généralement poutres maintenues latéralement, d'ont le phénomène de déversement est généralement négligé.

Pour les poutres non maintenues latéralement, les hypothèses suivante son faites

- La poutre est parfaitement élastique.
- Le matériau reste dans le domaine élastique.
- Aucune présence de contrainte résiduelle ou défaut structurel.

Le moment critique élastique de déversement dont le déversement 'M<sub>critique</sub>' sous l'effet de flexion pure , figure 03, se produit a pour valeur :

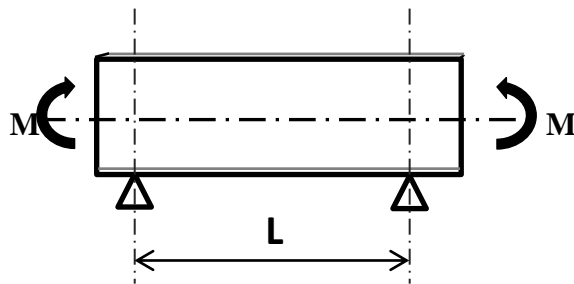


Figure 03 : Poutre de référence sous Flexion pure.

$$M_{\text{critique}} = \frac{\pi^2 E I_Z}{L^2} \sqrt{\frac{E I_W}{E I_Z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_Z}} \dots\dots\dots (1).$$

$EI_z$  : rigidité flexionnelle latérale.

$GI_t$  : rigidité torsionnelle cas de torsion uniforme.

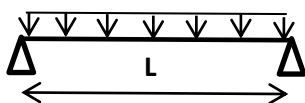
$EI_w$  : rigidité torsionnelle cas de torsion non uniforme.

Pour les autres cas de chargement, le coefficient sont introduits dans la formule (1) pour couvrir le phénomène.

**2.1. Type de charge :**

Le coefficient  $C_1$  est introduit pour couvrir le type de charge comme indiqué au tableau 1.

$$M_{\text{critique}} = C_1 \frac{\pi^2 E I_Z}{L^2} \sqrt{\frac{E I_W}{E I_Z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_Z}} \dots\dots\dots (2).$$



Pour le cas de poutre isostatique et charge uniformément répartie et

$C_1 = 1,13.$

Figure 04 : Poutre sous charge uniformément répartie.

## **CHAPITRE 4 : LE DÉVERSEMENT**

### **2.2. Les conditions d'appui d'extrémités :**

Pour chaque poutre sous déversement il y a une partie de sa longueur qui est sous l'effet du déversement, cette longueur est appelée 'la longueur de déversement'.

Cette longueur de déversement est profondément influencée par la présence d'encastrement aux appuis qui empêchent la torsion à leur niveau ou bien la présence de dispositifs anti gauchissement dans la poutre.

Ainsi deux facteurs vont intervenir pour couvrir l'influence qui sont  $K$  et  $K_w$ . Ces deux coefficients reflètent les deux types possibles de fixité d'extrémité, encastrement à la flexion latérale et encastrement au gauchissement.

Le coefficient  $K_w$  est pris égal à **1** (si aucune mesure anti-gauchissement n'est à prévoir), sauf pour le cas où des dispositions particulières sont prises à l'endroit de l'encastrement pour empêcher le gauchissement.

$K_w = 0,7$  (gauchissement empêché d'un seul côté).

$K_w = 0,5$  (gauchissement empêché des deux côtés) .

La valeur  $k$  est prise comme suite :

0,5 pour les extrémités totalement encastrees.

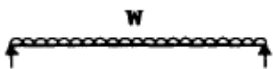

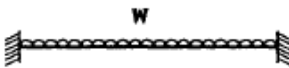
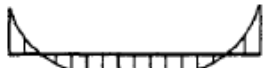
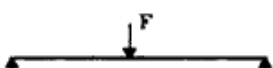

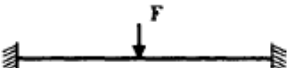

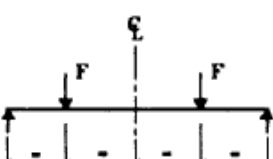
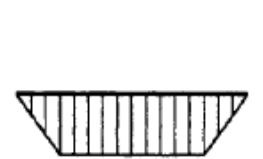
0,7 pour une extrémité libre et une extrémité encastree.

1,0 si les deux extrémités sont simplement appuyées.

Les tableaux 1 et 2 donnent les valeurs de  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  et  $K$  en fonction du type de chargement.

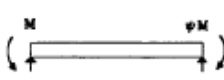









CHAPITRE 4 : LE DÉVERSEMENT

Tableau 01 : Valeur de  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  et  $K$  sous effet de charges concentrées et réparties. Réf [1].

Tableau F.1.2 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	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

CHAPITRE 4 : LE DÉVERSEMENT

Tableau 02 : Valeur de  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  et  $K$  sous effet de moment d'extrémité. Réf [1].

Tableau F.1.1 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	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

2.3. Point d'application de la charge :

Pour couvrir le niveau d'application de la charge, un coefficient  $C_2$  est introduit.

L'équation de référence (1) suppose que la charge est appliquée au centre de torsion.

Donc selon l'endroit d'application de charge, la valeur du moment critique changera et cela pour la même poutre et le même type de chargement. Voir figure 05

CHAPITRE 4 : LE DÉVERSEMENT

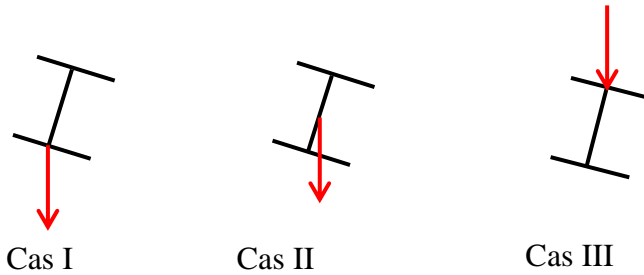


Figure 05 : Différents cas d'application de la charge.

- Le cas I est le cas *le plus défavorable* vis-à-vis la stabilité et donc *le plus favorable* pour déversement.
- Le cas III est le cas *le plus favorable* vis-à-vis la stabilité et donc *le plus défavorable* pour déversement.
- Le cas II est le cas *le cas de référence* pour l'équation (1) où la charge est appliquée au niveau du centre de cisaillement.

3. Calcul du moment critique selon EC3 :

L'EC3 dans son Annexe 'F' adopte la formule (3) pour l'estimation du moment critique élastique de déversement.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_Z}{(KL)^2} \left[ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \frac{I_W}{I_Z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_Z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right] \quad (3).$$

Il est cependant nécessaire de vérifier l'inégalité suivante :

$$M_{cr} \leq M_{b.Rd}$$

Avec

$M_{b.Rd}$  : la résistance de calcul d'un élément fléchi non maintenu latéralement au déversement.

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_W \cdot W_{Pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (8).$$

L'élanement  $\bar{\lambda}_{LT}$  pour le déversement est défini comme suit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_W \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}}, \quad \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

**CHAPITRE 4 : LE DÉVERSEMENT**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\pi^2 \cdot E \cdot W_{pl,y} / M_{cr}}$$

$\beta_W = 1$ , pour les sections de classe 1,2.

$\beta_W = \frac{W_{ely}}{W_{ply}}$  pour les sections de classe 3.

$\beta_W = \frac{W_{eff,y}}{W_{ply}}$  pour les sections de classe 4.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2}} \dots\dots\dots). \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1.$$

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

Où  $\alpha_{LT} = 0,21$  (courbe a) pour les profilés laminés.  
 $\alpha_{LT} = 0,49$  (courbe c) pour les sections soudées.

Les valeurs du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour l'élancement réduit approprié  $\bar{\lambda}_{LT}$  peuvent être obtenues à partir du tableau 5.5.2 de L'EC3 et le tableau 2 du chapitre des éléments comprimés, et cela en posant  $\chi = \chi_{LT}$  et  $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT}$ .

Avec :

$$Z_j = Z_s - \frac{\int_A Z(y^2 + z^2) dA}{2 I_y}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s.$$

$Z_a$  : Coordonnées du point d'application de la charge.

$Z_s$  : Coordonnées du centre de cisaillement.

En ce qui concerne la convention de signe :

$Z_j$  : positif lorsque la semelle ayant la plus grande valeur de l'inertie  $I_z$  est sous compression à l'endroit où le moment est maximum.  $Z_j = 0$  pour les profilés à section doublement symétrique.

$Z$  : positif du côté de la semelle en compression à compter du centre de gravité

$Z_g$  : positif pour la charge agit vers le centre de cisaillement à partir de leurs points d'application.

Dans le cas de chargement par moment d'extrémité, ou si la charge est appliquée au centre de cisaillement :  **$C_2 = 0$** .

$I_z$  : moment d'inertie suivant l'axe de faible inertie.

$L$  : longueur de la poutre entre deux points maintenus latéralement contre déversement.

$I_t$  : moment d'inertie de torsion.

#### **CHAPITRE 4 : LE DÉVERSEMENT**

$I_w$  : moment d'inertie de gauchissement.

$$I_w = I_z \left( \frac{h - t_f}{2} \right)^2 .$$

Pour les sections à semelles inégales en I

$$I_w = \beta_f (1 - \beta_f) I_z h_s^2 , \text{ avec } \beta_f = \frac{I_{fc}}{I_{fc} + I_{ft}}$$

$h_s$  : distance entre les centres de cisaillement des deux semelles de la poutre.

$I_{fc}$  : Moment d'inertie suivant l'axe de faible inertie de la semelle comprimée.

$I_{ft}$  : Moment d'inertie suivant l'axe de faible inertie de la semelle tendue.

## **REFERENCES :**

[1]. Euro Code 3 : Calcul des Structures en Acier et Document D'application Nationales  
Partie 1-1 Règles Générales et Règles Pour Les Bâtiments. Décembre 1992.

[2]. Jean Morel. Calcul Des Structures Métalliques Selon L'euro Code 3, EYROLLES 2005.

[3]. Manfred A Heart, Rolf Bez, Traité de Génie Civil, Ecole Polytechnique Fédérale de  
Lausanne. Construction Métallique, Volume 10, Avril 1994. Lausanne, Suisse.

[4]. Sites Internetes.

[5]. Jacques Dehard, Cours de Charpente Métallique, Institut Hemes Gramme 2009. Liège,  
Belgique.