

Chapitre 5

BARRES COMPRIMÉES FLAMBEMENT SIMPLE

I. INTRODUCTION

Lorsqu'une barre prismatique rigoureusement rectiligne est sollicitée par un effort normal de compression, dirigé rigoureusement suivant l'axe neutre, on dit que l'on est en compression simple centrée, et cette barre est soumise uniformément à une contrainte normale de compression dont la valeur est donnée par :

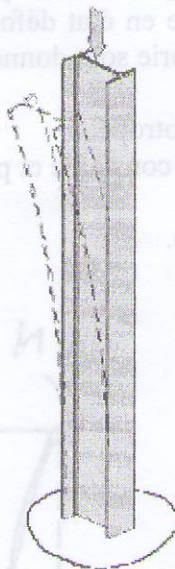
$$\sigma = \frac{N}{A}$$

où :

N est l'effort de compression appliqué à la barre;

A est la section de cette barre;

Mais contrairement à ce qui se passe pour le cas de la traction, cet équilibre rectiligne, théoriquement possible dans le cas d'une pièce idéale, n'est en fait jamais réalisé, aussi peut-il survenir une très grande déformation latérale. La barre se trouve alors en état d'instabilité. On dit qu'elle est sujette au flambement (voir figure ci-dessous).



Voilement → pas que
déversement → poutre fléchie
flambement → barre comprimée

II. DESCRIPTION DU FLAMBEMENT

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augmente progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, dont la nature n'est pas compatible avec l'effort de compression appliqué à la barre qui logiquement produirait plutôt un raccourcissement, et dont la valeur est disproportionnée au regard de l'augmentation de la valeur de l'effort qui la produit. Cette déformation a les traits caractéristiques d'une instabilité de forme. Dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

Pour le projeteur de charpentes métalliques, il est évident que l'utilisation de barres susceptibles de flamber sous l'action des charges extérieures est à proscrire et que par conséquent une étude du flambement s'impose chaque fois qu'il traite les barres comprimées.

III. FLAMBEMENT DES BARRES PARFAITES: THEORIE D'EULER

31. Historique

Les premiers problèmes d'instabilité se rapportant au flambement des barres comprimées ont été résolus par L. Euler il y a plus de 200 ans. Durant la période qui a suivi, les seuls matériaux de construction existants étaient le bois et la pierre. La résistance de ces matériaux étant relativement faible, les éléments nécessitaient des dimensions importantes pour lesquels la question de la stabilité ne se posait pas. Aussi les travaux d'Euler tombèrent-ils dans l'oubli. Bien plus tard, l'introduction de l'acier dans la construction puis du béton armé, relança l'étude du flambement qui prit une importance pratique à cause de l'utilisation de barres élancées faites avec ces matériaux.

32. Rappel de la théorie d'Euler

Nous rappelons quelques éléments de la théorie d'Euler (voir cours de RdM).

En s'inspirant des travaux de Bernoulli sur la flexion des poutres, Euler établit une théorie donnant une formulation générale au problème du flambement consistant en l'écriture de l'équilibre de la barre en état déformé latéralement. Les hypothèses et le modèle mathématique de cette théorie sont donnés ci-après

Hypothèses

Le matériau est homogène et isotrope.

La barre est élancée, de section constante et parfaitement droite avant déformation.

La force N est centrée.

Les appuis sont du type articulé.

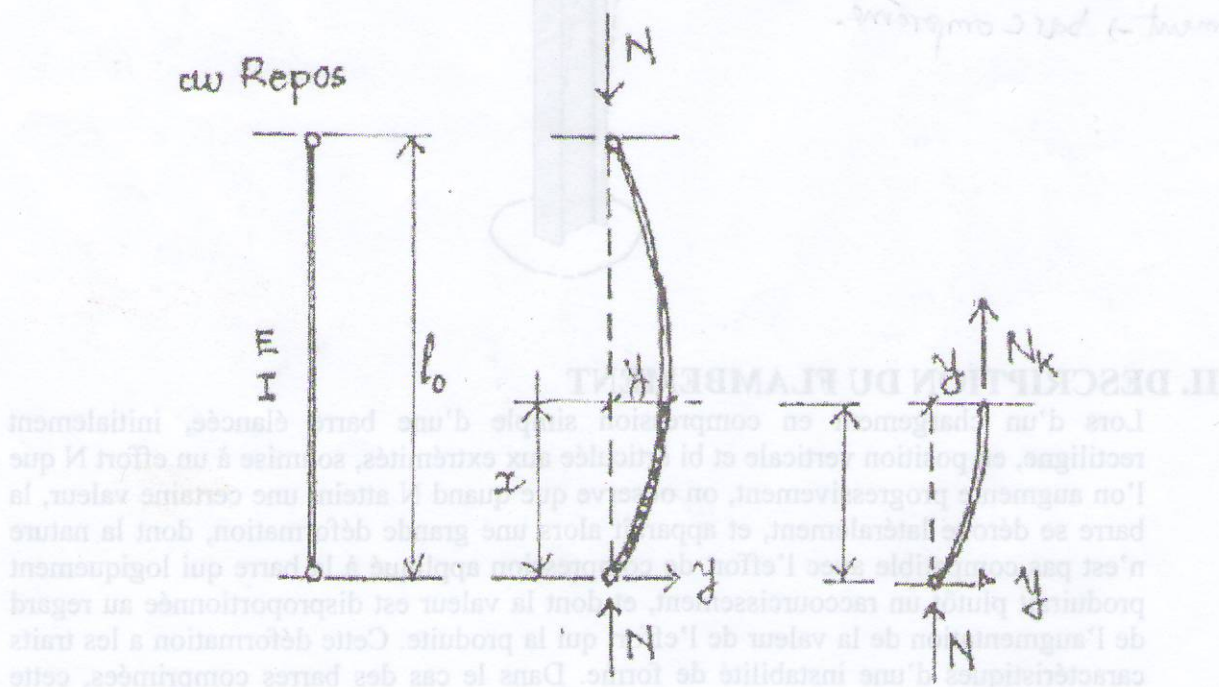


Figure 1

Modèle mathématique

Isolons un tronçon de la barre de hauteur x (voir figure 1). Désignons par N_k l'effort qui s'oppose à la réaction d'appui de la barre en état déformé et qui la maintient en équilibre. Soit y le déplacement de la section de la barre d'abscisse x ,

L'équation de la ligne de flexion des poutres dite de Bernoulli, pour de petites déformations, est donnée par

$$y'' = -M/EI$$

Le moment M prend la valeur

$$M = N_k \cdot y$$

En remplaçant M par sa valeur

$$EI y'' + N_k \cdot y = 0$$

En posant la condition $\omega^2 = N_k / EI$,

L'équation devient

$$y'' + \omega^2 \cdot y = 0$$

C'est une équation différentielle homogène du second degré dont la solution est:

$$y = A \cos \omega x + B \sin \omega x$$

Conditions aux limites:

$$y(0) = 0 \rightarrow A = 0$$

$$y(l_0) = 0 \rightarrow B \sin \omega l_0 = 0$$

$$\rightarrow \sin \omega l_0 = 0$$

$$\text{d'où } \omega = \pi / l_0$$

La solution de l'équation devient en définitive:

$$y = B \cdot \sin(\pi x / l_0)$$

$$y = f \cdot \sin(\pi x / l_0)$$

La constante B représente l'amplitude au milieu de la barre ou flèche f . Elle est indéterminée tant que la condition $\omega^2 = N_k / EI$ est satisfaite c'est à dire tant que

$$N_k = \pi^2 EI / l_0^2$$

N_k : Effort normal critique ou d'Euler

Cette valeur de N_k est valide pour la barre bi articulée aux extrémités.

Une analyse du problème, fait ressortir que 2 cas peuvent se présenter:

1. Si $N < N_k$: Etant initialement déformée, la barre se redresse, sa déformation disparaît: c'est l'état stable.

2. Si $N > N_k$: La déformée augmente brusquement: c'est le flambement.

Ce mode de flambement, est dit flambement par bifurcation d'équilibre.

Par ailleurs, on considère souvent une contrainte fictive qui serait la contrainte normale uniforme sur toute la section de la barre soumise à la force N_k , si cette barre demeurerait en compression simple centrée et si elle restait en équilibre rectiligne. Si A est la section de la pièce, cette contrainte fictive appelée *contrainte critique* ou d'Euler a pour valeur:

$$\sigma_k = N_k / A = \pi^2 EI / A \cdot l_0^2$$

$$\sigma_k = \pi^2 E / \lambda^2$$

où λ , appelé élancement de la barre. Pour la barre bi articulée, il vaut $\lambda = (l_0 / i)$ i étant le rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement. Il a la valeur,

$$i^2 = (I / A)$$

33. Longueur de flambement et élancement des barres de charpentes

Dans la détermination de l'effort critique d'Euler, la barre comprimée a à ses extrémités qui sont fixes, 2 appuis articulés. En pratique, les extrémités peuvent être mobiles (déplacement latéral relatif) et les appuis peuvent être d'un autre type que l'articulation (encastrement parfait ou encastrement élastique). Ces conditions influencent la valeur de l'effort et celle de la contrainte critique d'Euler. Cette influence étant importante, on en tient compte, en introduisant la notion de longueur de flambement.

L'effort critique, dans un cas général c'est-à-dire celui d'une barre avec appuis quelconques, prend la valeur suivante :

$$N_k = m \cdot \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \quad \frac{\pi}{l_0^2}, \quad l_f = \frac{l_0}{\sqrt{m}}, \quad \frac{1}{l_f^2} = \frac{m}{l_0^2}$$

Avec m , paramètre qui tient compte des conditions d'appuis aux extrémités de la barre. Il prend les valeurs:

- $m = 1$ pour une barre bi-articulée,
- $m = 1/4$ pour une barre encastrée à une extrémité et libre à l'autre,
- $m = 4$ pour une barre encastrée à ses deux extrémités,
- $m = 2$ pour une barre encastrée à une extrémité et articulée à l'autre.

On appelle *longueur de flambement* l_f de la barre, la longueur donnée par la formule suivante

$$l_f = l_0 / \sqrt{m}$$

L'élancement λ de la barre prend la valeur suivante

$$\lambda = l_f / i$$

34. Remarque

La barre parfaite n'existe pas dans la réalité. Les barres réelles présentent toujours des imperfections de fabrication, incluant les contraintes résiduelles, l'anisotropie et l'hétérogénéité du matériau et les imperfections géométriques telles que défaut de verticalité, défaut de rectitude, ainsi que les excentricités de moindre importance inévitables dans les assemblages réels.

Les hypothèses, ^{au cas des barres réelles} ayant servi d'assise à la théorie d'Euler ne sont ^{en fait} donc jamais vérifiables dans la pratique. Les imperfections inévitables des barres réelles amplifient les déformations latérales et modifient sensiblement le phénomène du flambement. En conséquence, cette théorie telle quelle, ne peut être utilisée pour vérifier les barres réelles. Il est nécessaire de recourir à d'autres théories intégrant dans leur formulation l'influence des imperfections sur le flambement. ^{on a une extension de la théorie d'Euler}

En conséquence, la théorie d'Euler ne peut être utilisée pour vérifier les barres réelles, il est nécessaire de recourir à d'autres théories (plutôt méthodes) intégrant dans leur formulation l'influence des imperfections sur le flambement.

Les effets de ces imperfections peuvent être simulés en utilisant des imperfections géométriques équivalentes adéquates.

IV. FLAMBEMENT DES BARRES REELLES : METHODE DE DUTHEIL

41. Généralités

Les imperfections des barres réelles sont nombreuses et ont des origines géométriques ou structurales. Les premières imperfections considérées comme ayant une influence sur le flambement des barres réelles furent les imperfections géométriques, elles même pouvant être de différents types tels que courbure de l'axe de la barre, excentricité de la charge, etc. Aussi a-t-on introduit le concept de l'imperfection généralisée dont l'effet

sur le flambement est équivalent aux effets combinés de l'ensemble de ces imperfections géométriques.

Le concept d'imperfection généralisée est justifié par le biais d'un coefficient dit coefficient d'amplification des déformations qui est fonction du rapport de la charge extérieure sur la charge critique d'Euler.

Les imperfections des barres réelles entraînent toujours, même pour des valeurs nettement plus petites que la charge critique d'Euler N_k , une déformation latérale croissante au fur et à mesure que la charge extérieure est augmentée. Cependant lorsque la valeur de la charge extérieure devient voisine d'une valeur limite bien définie appelée charge d'affaissement N_s , il y a déséquilibre; la déformation latérale croît indéfiniment et c'est la ruine. Pour les aciers de construction, ce déséquilibre se produit quand la contrainte d'affaissement σ_s correspondant à N_s , atteint la limite d'élasticité σ_e .

Les imperfections conduisent ainsi à un modèle de flambement dit flambement par divergence d'équilibre.

La méthode de Dutheil tient compte des imperfections géométriques mesurées sur les barres réelles en acier. Elle tient également compte des imperfections structurales des aciers de construction et ce, en multipliant artificiellement l'influence des imperfections géométriques.

Cette méthode est à la base des règles relatives à la vérification du flambement données dans le règlement CM66.

42. Principe et éléments de la méthode

a) Principe

Dans cette méthode, le flambement n'est plus considéré comme un phénomène se manifestant brusquement mais plutôt comme un problème de flexion composée, avec comme critère de ruine le non dépassement de la limite élastique σ_e , ce qui revient à vérifier qu'en toute section de la barre on a:

$$\sigma + (N \cdot y / w) \leq \sigma_e$$

Où σ : la contrainte de compression: $\sigma = N / A$

w : module d'inertie de la barre

y : équation de déformation de la barre réelle incluant l'équation de la déformée latérale et celle d'une courbure initiale, représentative de l'ensemble des imperfections des barres réelles en acier. Cette équation a été établie de manière empirique.

b) Imperfections des barres réelles en acier

Dans la méthode de Dutheil, 2 types d'imperfections ont été pris en compte:

1. imperfections géométriques

- cambrure de l'axe neutre de la barre,
- défauts de dressage, d'équerrage, de symétrie,
- excentricité des forces extérieures par rapport à l'axe neutre de la barre.

2. imperfections structurales

- hétérogénéité et anisotropie du matériau
- existence de contraintes résiduelles
- dispersion des caractéristiques mécaniques dans la section droite de la barre.

c) Flèche représentative f_i

Les influences de l'ensemble de ces imperfections sont regroupées sous l'influence équivalente d'une courbure initiale dont la valeur maximale ou flèche représentative f_i a

été déterminé sur la base d'une étude statistique faite sur de nombreux résultats expérimentaux obtenus sur les barres industrielles.

La valeur de f_i dans la théorie de Dutheil est donnée par la relation

$$f = 0,3\sigma \cdot \frac{I}{vN_k} \cdot \frac{\sigma_k}{\sigma_k - 1,3\sigma}$$

où v est la distance au centre de gravité de la fibre extrême la plus éloignée.

43. Résolution du problème

Le problème consiste à vérifier que la limite d'élasticité n'est dépassée en aucun point et en particulier en section médiane de la barre, sous l'effet des contraintes de la flexion composée.

$$\sigma + N.f_i / (I/v) \leq \sigma_e$$

En introduisant la valeur de f_i dans cette équation on obtient

$$\sigma \cdot ((\sigma_k - \sigma) / (\sigma_k - 1,3\sigma)) \leq \sigma_e$$

A la limite il existe une valeur σ_s de la contrainte de compression, dite contrainte d'affaissement telle que

$$\sigma \cdot ((\sigma_k - \sigma) / (\sigma_k - 1,3\sigma)) = \sigma_e$$

Il y a ruine quand σ_e est atteinte autrement dit quand σ est égale à σ_s . La condition de stabilité est donc

$$\sigma \leq \sigma_s$$

En posant $k = \sigma_e / \sigma_s$ et en multipliant les 2 termes de l'inégalité, la condition précédente devient

$$k \sigma \leq \sigma_e$$

avec k = coefficient de flambement

$$k = \left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k} \right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k} \right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}}$$

V. VERIFICATION DES BARRES COMPRIMEES

Les barres industrielles ont des sections transversales ouvertes. Elles sont ainsi constituées de parois (semelles, âme). Quand une barre industrielle est utilisée comme barre comprimée, il est possible, eu égard à l'élancement de ses parois et à leur liaison sur le corps de la barre, que des voilements (instabilité de plaque) locaux de ces parois précèdent le flambement (instabilité de poutre) d'ensemble de la barre.

En conséquence, avant la vérification de la condition de résistance d'une barre comprimée, il faut s'assurer que ses parois comprimées ne sont pas susceptibles d'être le siège de voilements locaux prématurés. A cet effet, les règles CM66 fournissent un critère de minceur des parois à vérifier préalablement (voir cours sur le voilement ou les règles CM66).

En pratique, les poutrelles normalisées, laminées à chaud, ont des parois qui respectent en principe ce critère. Pour d'autres profilés, pouvant être à parois minces, il y a lieu de procéder à la vérification du critère.

51. Condition de résistance

Si N désigne l'effort normal de compression pondéré et A l'aire brute de la section de la barre, la contrainte caractéristique vaut $\sigma_c = k \cdot \sigma$ et la condition de résistance et stabilité à vérifier pour les barres comprimées, selon les règles CM66, est la suivante.

$$k\sigma \leq \sigma_e$$

Où k = coefficient de flambement

$$k = \left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k} \right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k} \right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}}$$

$\sigma = N/A$ contrainte pondérée de compression,

σ_e résistance limite d'élasticité du matériau constitutif de la barre.

A : Aire brute de la section de la barre. Pour les barres comprimées, même quand il y a présence de trous pour boulons, c'est toujours l'aire brute qui est considérée. On suppose que la compression a tendance à tasser la matière et donc à refermer les jeux entre boulons et trous de la barre.

52. Condition de déformation

Pour les barres courantes, les déformations de compression (raccourcissements) sont très faibles, leur influence sur l'aptitude au service est négligeable.

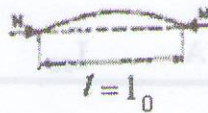
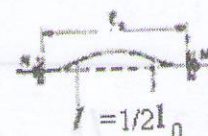
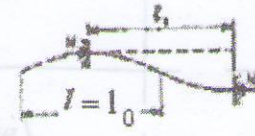
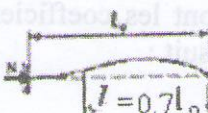
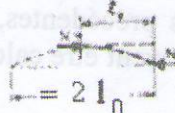
En conséquence, la vérification de la condition de déformation n'est pas nécessaire pour les barres comprimées.

VI. FORMULAIRE

61. Longueurs de flambement

a) Barres isolées.

La longueur réelle de la barre est l_0 . La longueur de flambement l est la plus grande

SANS POSSIBILITÉ DE DÉPLACEMENT DES EXTRÉMITÉS	AVEC LIBERTÉ DE DÉPLACEMENT DES EXTRÉMITÉS
<p>Les deux extrémités articulées.</p>  <p>$l = l_0$</p>	
<p>Les deux extrémités parfaitement encastées.</p>  <p>$l = 1/2 l_0$</p>	<p>Les deux extrémités parfaitement encastées.</p>  <p>$l = l_0$</p>
<p>Une extrémité partiellement encastée, l'autre articulée.</p>  <p>$l = 0,7 l_0$</p>	<p>Une extrémité partiellement encastée, l'autre libre.</p>  <p>$l = 2 l_0$</p>

distance séparant 2 points d'articulation ou d'inflexion (points de moments nuls), réels ou fictifs, le plan perpendiculaire à la fibre neutre à son encastrement jouant comme un miroir.

b) Poteaux de structure de bâtiments à étages

Longueur de flambement dans les bâtiments à nœuds fixes.

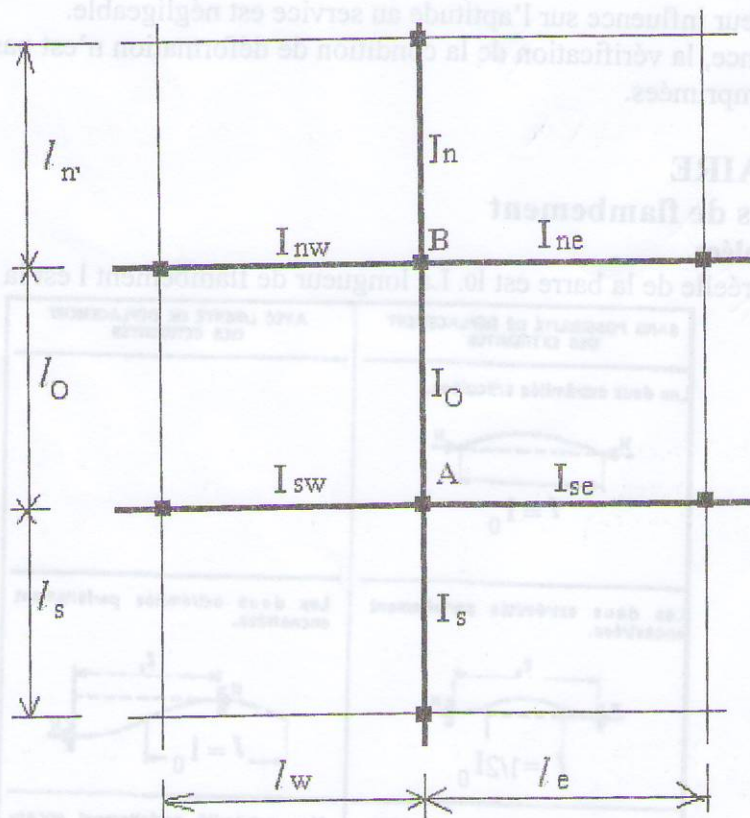
Lorsque la stabilité d'un bâtiment dans la direction du flambement est assurée par des contreventements rigides, la longueur de flambement du poteau AB est donnée par la formule suivante, en fonction des coefficients d'encastrement aux extrémités du poteau considéré :

$$l = l_0 \cdot \frac{3 - 1.6(K_A + K_B) + 0.84K_A \cdot K_B}{3 - (K_A + K_B) + 0.28K_A \cdot K_B}$$

Longueur de flambement dans les bâtiments à nœuds déplaçables.

Lorsque la stabilité dans le plan de flambement est assurée par des portiques par exemple, la longueur de flambement du poteau est donnée par la formule suivante

$$l = l_0 \cdot \sqrt{\frac{1.6 + 2.4(K_A + K_B) + 1.1K_A \cdot K_B}{K_A + K_B + 5.5K_A \cdot K_B}}$$



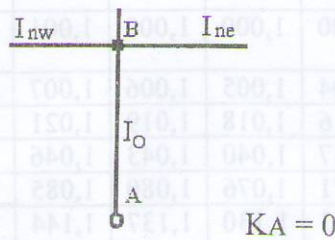
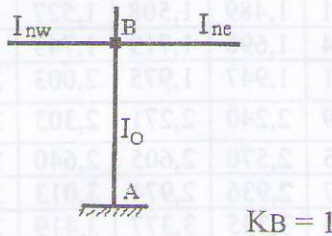
Dans les 2 formules précédentes, K_A et K_B sont les coefficients d'encastrements des nœuds A et B. Ils peuvent être calculés comme suit :

Pour le nœud A :

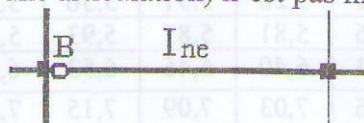
$$K_A = \frac{\frac{I_{sw}}{l_w} + \frac{I_{se}}{l_e}}{\frac{I_s}{l_s} + \frac{I_o}{l_o} + \frac{I_{sw}}{l_w} + \frac{I_{se}}{l_e}}$$

Pour le nœud B :

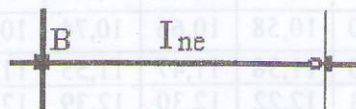
$$K_B = \frac{\frac{I_{nw}}{l_w} + \frac{I_{ne}}{l_e}}{\frac{I_n}{l_s} + \frac{I_o}{l_o} + \frac{I_{nw}}{l_w} + \frac{I_{ne}}{l_e}}$$

Si l'un des nœuds du poteau représente une articulation alors on prend $K = 0$ Par contre s'il représente un encastrement parfait, on prend $K = 1$ 

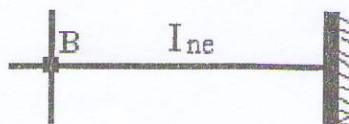
Dans le calcul des coefficients K on ne tient compte que des poutres solidarisiées sur le poteau par un assemblage sans jeu. Par exemple, une poutre dont l'assemblage sur le poteau n'est pas rigide (cas d'une articulation) n'est pas incluse dans le calcul de K .



Si une poutre est articulée à l'extrémité opposée au nœud du poteau, il faut prendre une raideur réduite ($r = 0.83 I/l$)



Par contre si elle est parfaitement encastree on peut prendre une raideur majorée ($r = 1.1 I/l$)



62. Coefficient de flambement k

Le coefficient de flambement k dépend de la contrainte critique σ_k et de la résistance limitée d'élasticité σ_e de l'acier de la barre utilisée. La valeur de σ_k ne dépendant que de l'élanement λ , un tableau donnant k directement en fonction de λ pour l'acier de nuance E24 (ou S235) est donné ci après (pour les autres nuances d'acier voir CM66).

Tableau : Valeurs de k en fonction de λ
pour acier E24 (S235)

Elancement λ	unités									
Dizaines	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,001	1,001	1,001	1,002	1,002	1,003
10	1,004	1,004	1,005	1,006	1,007	1,008	1,009	1,010	1,012	1,013
20	1,015	1,016	1,018	1,019	1,021	1,023	1,025	1,028	1,030	1,032
30	1,035	1,037	1,040	1,043	1,046	1,049	1,052	1,056	1,060	1,063
40	1,067	1,071	1,076	1,080	1,085	1,090	1,095	1,100	1,105	1,111
50	1,117	1,123	1,130	1,137	1,144	1,151	1,159	1,166	1,175	1,183
60	1,192	1,201	1,211	1,221	1,231	1,242	1,253	1,265	1,277	1,289
70	1,302	1,315	1,328	1,342	1,357	1,372	1,387	1,403	1,420	1,436
80	1,453	1,471	1,489	1,508	1,527	1,547	1,567	1,587	1,608	1,629
90	1,651	1,674	1,696	1,719	1,743	1,767	1,792	1,817	1,842	1,868
100	1,894	1,921	1,947	1,975	2,003	2,031	2,060	2,089	2,118	2,148
110	2,178	2,209	2,240	2,271	2,303	2,335	2,367	2,400	2,433	2,467
120	2,501	2,535	2,570	2,605	2,640	2,676	2,712	2,748	2,785	2,822
130	2,860	2,897	2,936	2,974	3,013	3,052	3,091	3,131	3,172	3,212
140	3,253	3,294	3,335	3,377	3,419	3,462	3,504	3,548	3,591	3,635
150	3,679	3,723	3,768	3,813	3,858	3,904	3,950	3,997	4,043	4,090
160	4,137	4,18	4,23	4,28	4,33	4,38	4,43	4,48	4,53	4,58
170	4,63	4,68	4,73	4,78	4,83	4,88	4,94	4,99	5,04	5,09
180	5,15	5,20	5,26	5,31	5,36	5,42	5,48	5,53	5,59	5,64
190	5,70	5,76	5,81	5,87	5,93	5,99	6,05	6,11	6,16	6,22
200	6,28	6,34	6,40	6,46	6,53	6,59	6,65	6,71	6,77	6,84
210	6,90	6,96	7,03	7,09	7,15	7,22	7,28	7,35	7,41	7,48
220	7,54	7,61	7,67	7,74	7,81	7,88	7,94	8,01	8,08	8,15
230	8,22	8,29	8,36	8,43	8,49	8,57	8,64	8,71	8,78	8,85
240	8,92	8,99	9,07	9,14	9,21	9,29	9,36	9,43	9,51	9,58
250	9,66	9,74	9,81	9,88	9,96	10,04	10,11	10,19	10,27	10,35
260	10,43	10,50	10,58	10,66	10,74	10,82	10,90	10,98	11,06	11,14
270	11,22	11,30	11,38	11,47	11,55	11,63	11,71	11,80	11,88	11,96
280	12,05	12,13	12,22	12,30	12,39	12,47	12,56	12,64	12,73	12,82
290	12,90	12,99	13,08	13,17	13,26	13,35	13,44	13,52	13,61	13,71
300	13,79									

Exercice 1

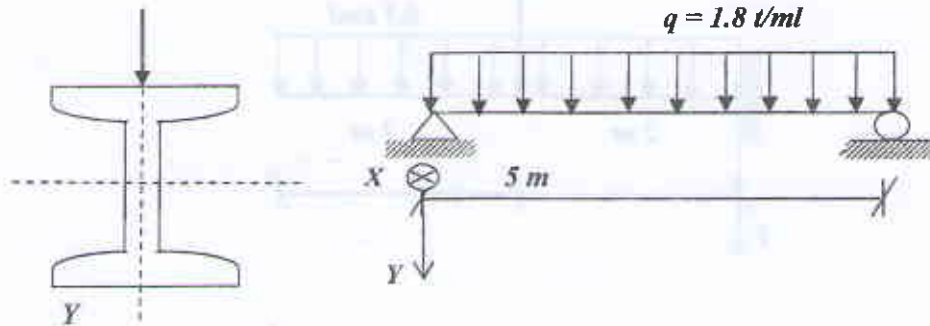
Soit une poutre simplement appuyée dans les plans principaux d'inertie.

On demande de vérifier la stabilité de cette poutre sachant qu'elle est exécutée en profilé *IPN 300* dans un acier *E24*.

$$W_x = 653 \text{ cm}^3$$

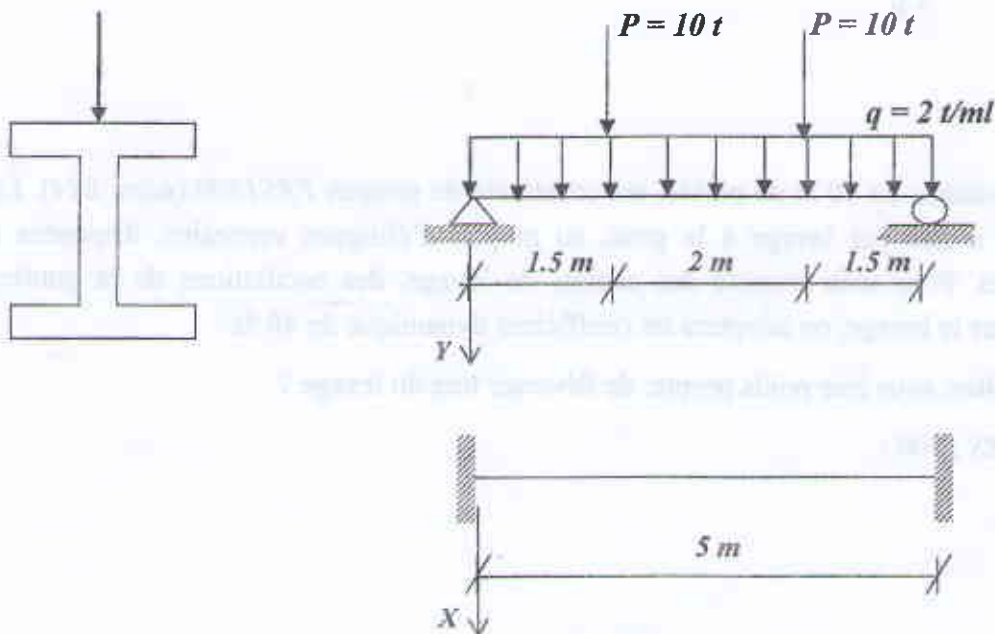
$$b = 12.5 \text{ cm}$$

$$J = 58.3 \text{ cm}^4 \quad X$$



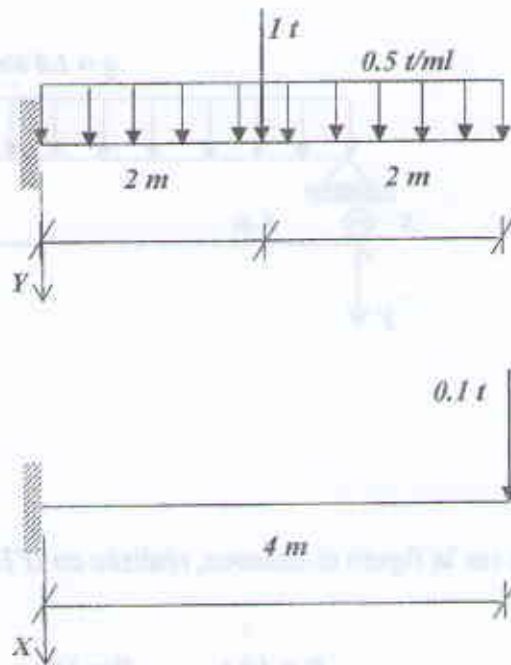
Exercice 2

Vérifier la stabilité de la poutre représentée sur la figure ci-dessous, réalisée en *IPE360* dans un acier *E24*.



Exercice 3

Vérifier la stabilité de la poutre représentée sur la figure ci-dessous, réalisée en *IPE360* dans un acier *E24*.



Exercice 4

Une passerelle pour piétons, de 40 m de portée, est constituée de poutres *PRS1500* (acier *E24*). La mise en place de ces poutres a lieu par levage à la grue, au moyen d'élingues verticales, disposées aux deux extrémités des poutres. Pour tenir compte des acoups de levage, des oscillations de la poutre et de la difficulté de coordonner le levage, on adoptera un coefficient dynamique de 40 %.

Les poutres risquent-elles, sous leur poids propre, de déverser lors du levage ?

Caractéristiques du *PRS 1500* :

$$e_a = 15 \text{ mm}$$

$$e_s = 40 \text{ mm}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = 1500 \text{ mm}$$

exercice 1

Vérifier la stabilité de la poutre constituée par un *IPN200* de longueur égale à 4 m . Des charges uniformément réparties d'intensités égales à 1500 daN/m sont appliquées sur la membrure supérieure. Acier *E24*. $K_d \sigma_f = 23,24 \leq 24\text{ daN/mm}^2$. $\sigma_d = 9,78\text{ daN/mm}^2$

exercice 2

Vérifier la stabilité d'une poutre de portée égale à 10 m constituée par un *IPE400*. Une charge concentrée de 54 KN est appliquée à mi-portée sur la fibre supérieure. Calculer la charge maximale que peut supporter cet *IPE400*. Acier *E24*.

exercice 3

Vérifier la stabilité d'une console *IPE360* de 6 m de portée supportant une charge uniformément répartie de 10 KN/m . Les charges seront au niveau du centre de gravité de la section. Acier *E24*.

exercice 4

Vérifier la poutre d'un bâtiment à étage. Sous l'action des charges horizontales sur le bâtiment la poutre constituée d'un profilé *HEB200* (*E24*) est sollicitée à ses extrémités par des moments pondérés de 8000 et -2000 daN.m . La longueur de la poutre est égale à 8 m . Le moment positif est sur l'extrémité droite de la poutre.

exercice 5

Vérifier la stabilité de la poutre représentée sur la figure ci-dessous, réalisée en *IPE360* dans un acier *E24*.

