

# ETUDE SUR LE VOILEMENT DES PLAQUES MINCES

## 1. Introduction

Le problème du voilement des plaques minces a fait l'objet de nombreux mémoires depuis la première étude de Bryan en 1888.

Les recherches se sont surtout axées sur la détermination de la charge critique d'une plaque de dimensions données, supposée idéalement parfaite, et soumise à différentes conditions de sollicitations et de liaisons. On peut citer tout particulièrement les travaux du Professeur Timoshenko, dans son remarquable ouvrage: Théorie de la stabilité élastique[1], et aussi ceux de Stein et Neff [2], Budiansky et Connor [3], et beaucoup d'autres.

Tant que le phénomène de voilement est considéré sous un aspect purement théorique, il ressemble aux autres phénomènes d'instabilité, tels que le flambement et le déversement. Dans le cas du voilement, on trouve deux formes d'équilibre stable : la charge limite au dessus de laquelle la première forme d'équilibre cesse d'être stable étant la charge critique, et la seconde étant la stabilité post-critique.

L'étude théorique élastique ne donnait pas de renseignement sur la charge de ruine, ni sur la charge pouvant être appliquée en toute sécurité à l'élément réel, alors que c'est le renseignement le plus intéressant pour les constructeurs.

Cependant, quelques tentatives ont été faites pour généraliser l'étude théorique et l'étendre au domaine plastique afin d'aboutir à une solution rationnelle pour la détermination de la charge de ruine. Des modèles de calcul ont été étudiés par Roberts et Rockey [4], Bossert et Ostapenko [5], en tenant compte de la formation des rotules plastiques au contact des semelles.

Les études se poursuivent de nos jours en utilisant même le calcul aux éléments finis dans le domaine élasto-plastique. Ces différentes études ont mis en lumière certains aspects du phénomène, à savoir :

- Le voilement d'une poutre à âme pleine est un phénomène progressif ;

- La charge de ruine est sans relation directe avec les charges critiques théoriques et expérimentales, et le rapport de charge de ruine sur la charge critique varie de 3 à 7 ;

- Les phénomènes pouvant jouer dans la définition de la contrainte critique sont les défauts géométriques de la plaque et les contraintes résiduelles qui les affectent . Mais ces deux effets n'ont pas une grande importance lorsqu'on se situe au stade ultime. Dans la réglementation française, le fascicule 61 du titre V[6] se réfère à la notion des contraintes critiques.

Cependant, il y a évolution, notamment sous l'impulsion de l'évolution des règlements européens , tel que l'Eurocode 3[7] qui introduit les concepts de la résistance ultime.

## 2. Rappels des résultats sur le voilement théorique des plaques

### 2.1 Contrainte Critique

Considérons une plaque rectangulaire ABCD de la figure 1, supposée idéalement parfaite, c'est à dire rigoureusement plane, les côtés parfaitement perpendiculaires entre eux, le matériau parfaitement homogène, élastique et infiniment résistant.

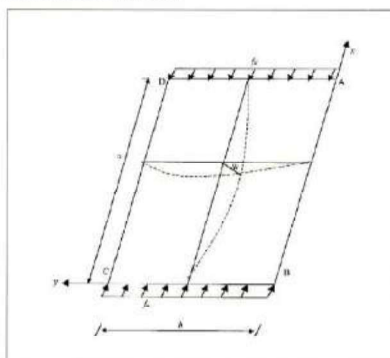


Figure 1 : Plaque rectangulaire soumise au voilement

M.TEHAMI,  
Maître de conférence  
B.NASSER, A.MAHMOUDI  
Maîtres assistants, chargés  
de cours, I.G.C  
Université d'Oran

## RÉSUMÉ

Cet article traite un phénomène d'instabilité très important dans le domaine de la construction métallique : à savoir le problème de voilement des plaques minces. Nous avons présenté, dans cette étude, une synthèse des plus importants travaux de recherche qui ont été réalisés dans ce domaine et qui ont permis de développer des formulations mathématiques mettant en relation les dimensions géométriques de la plaque soumise au voilement, ses conditions de sollicitations et d'appuis, et la charge pouvant lui être appliquée en toute sécurité. A partir de ces formulations, et en tenant compte du fait que les plaques réelles sont généralement affectées d'imperfections géométriques et structurales, des rapports d'élanements limites ont été établis. Lesquels ont été repris par les règlements de la commission des communautés européennes dans l'Eurocode 3 (Règles, unifiées communes pour les structures métalliques) et dans l'Eurocode 4 (Règles unifiées communes pour les constructions mixtes acier-béton) pour définir la classification des sections transversales.

## MOTS CLES

Acier • voilement • plaque mince • contrainte critique • contrainte post-critique • élanement.

Les deux côtés AD et BC reçoivent la contrainte de compression  $f_x$  par l'intermédiaire des poussoirs indéformables guidés par des glissières. Ces deux côtés sont astreints à se déplacer parallèlement à eux-même, dans le plan de référence (plan initial ABCD). Quant aux deux côtés AB et CD, ils sont simplement astreints à rester dans le plan de référence.

La charge F, produisant la contrainte

$$f_x = \sigma_x = \frac{F}{b.t} \quad (1)$$

uniformément répartie sur les côtés AD et BC, étant supposée progressivement croissante,

$$K\sigma = \left[ m \frac{b}{a} + \frac{a}{b} \frac{n^2}{m} \right]^2$$

La plus faible valeur de  $k_\sigma$  correspond à l'instabilité de la plaque par bifurcation d'équilibre. On aura ici  $n=1$  ce qui signifie qu'il ne peut y avoir qu'une seule demi-onde dans le sens transversal.

Le coefficient  $k_\sigma$  doit être déterminé pour chaque cas particulier de condition d'appui de la plaque et de condition de chargement. Quelques cas particuliers importants sont donnés dans le tableau 1.

	Conditions de bord							
$\sigma$	4,00	6,97	5,41	5,41	1,28	1,28	0,426	0,426
$\sigma$	7,81	13,54	11,73	9,54	5,91	1,608	1,702	0,567
$\sigma$	23,90	39,52	39,52	23,94	—	2,134	—	0,851

tableau 1 : coefficient de voilement  $k_\sigma$

l'équilibre de la plaque reste, au début, plan et stable.

Puis, il y a une valeur de F pour laquelle cet équilibre plan devient instable: c'est la charge critique  $F_{cr}$ . Pour les valeurs de F supérieures à  $F_{cr}$ , l'équilibre stable est voilé. La déformée de voilement d'une telle plaque est solution de l'équation :

$$\frac{E.t^3}{12.(1-\nu^2).t^4} \left[ \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right] = -f_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (2)$$

Pour une plaque articulée sur les 4 côtés, on cherche une solution de la forme :

$$w(x,y) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} \sin \frac{m.\pi.x}{a} \sin \frac{n.\pi.y}{b} \quad (3)$$

(m et n sont les nombres de demi-ondes suivant x et y)

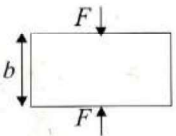
la flèche n'est pas définie (instable) pour :

$$f_x = \sigma_x = \left[ m \frac{b}{a} + \frac{a}{b} \frac{n^2}{m} \right]^2 \frac{\pi^2 . E}{12.(1-\nu^2)} \left( \frac{t}{b} \right)^3 \quad (4)$$

Généralement on pose le coefficient de voilement :

Dans les poutres et poteaux, c'est plutôt le phénomène de voilement local, caractérisé par une ondulation dans un élément mince comprimé, qui caractérise l'instabilité. Certains auteurs ont étudié ce mode de ruine en assimilant le comportement de l'âme à celui d'un panneau simplement appuyé et comprimé par des charges concentrées. Dans ce cas, la théorie de la stabilité élastique de Timoshenko [1] montre qu'il y a voilement critique pour les charges approximatives suivantes :

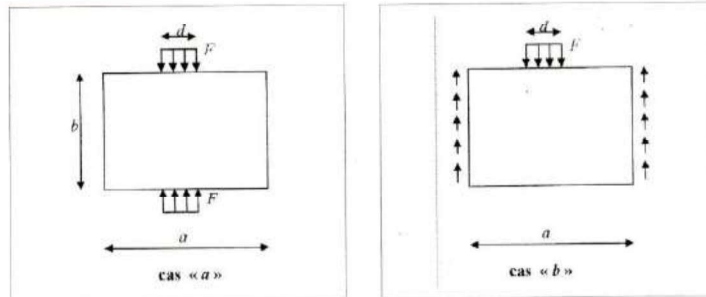
- pour un panneau soumis à deux charges concentrées égales et opposées :

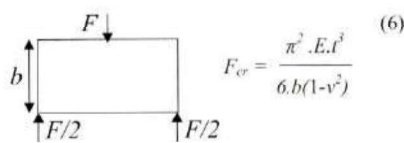


$$F_{cr} = \frac{\pi^2 . E . t^3}{3 . b (1-\nu^2)} \quad (5)$$

- pour un panneau soumis à une seule charge concentrée :

Figure 2 : Détails sur les dimensions et les chargements du panneau étudié par Khan et Walker [8]





$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I^3}{6 \cdot b \cdot (1 - \nu^2)} \quad (6)$$

En estimant la largeur de participation du panneau à 0.8.b, ces formules deviennent en terme de contrainte critique :

- dans le premier cas :

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{2.4(1 - \nu^2)} \cdot \left[ \frac{t}{b} \right]^2 \quad (7)$$

- dans le second cas :

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{4.8(1 - \nu^2)} \cdot \left[ \frac{t}{b} \right]^2 \quad (8)$$

On en déduit immédiatement les conditions d'élanement mettant à l'abri le panneau du voilement élastique (en faisant  $\sigma_{cr} = f_y$  ; la contrainte limite élastique) :

- dans le premier cas :

$$\frac{b}{t} \leq 2.1 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (9)$$

- dans le second cas :

$$\frac{b}{t} \leq 1.5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (10)$$

Khan et Walker [8] ont étudié par une théorie plus approfondie le problème de voilement d'un panneau d'âme situé entre deux raidisseurs

verticaux et soumis à des charges de compression locale réparties sur une distance d. En traitant les deux cas montrés à la figure 2, ils ont abouti à des formulations de la charge critique assez complexes, lesquelles ont été reprises par Galca[9] qui a proposé des formules approchées simples pour le calcul de ces charges critiques.

$$F_{cr} = \frac{K_p \cdot \pi^2 D}{b} \quad (11)$$

où D est la rigidité flexionnelle égale  $E \cdot I^3 / 12(1 - \nu^2)$ , et le coefficient  $K_p$  est donné en fonction des rapports  $m = d/b$  et  $\alpha = a/b$ .

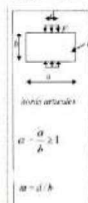
	$K_p = m^2(0.203 - 0.044m) + 1.52$ $*m \leq 1 :$ $\alpha \geq 0.2m + 1.8 \quad K_p = K_1$ $\alpha < 0.2m + 1.8 \quad K_p = 2.16(0.2m + 1.8 - \alpha)^2 + K_1$
	$*m > 1 :$ $\alpha \geq m + 1 \quad K_p = K_1$ $\alpha < m + 1 \quad K_p = K_1 A(1 - K_1) + \frac{K_1}{m} \left( \frac{m + 1}{m} \right)^2$
$\alpha = d/b$ $m > 1$	$K_p = \frac{1}{m} \left( \frac{m + 1}{m} \right)^2$

Tableau 2: valeurs du coefficient  $K_p$  dans le cas de figure 2a.

Dans le cas où la dimension a du panneau est très grande par rapport à la dimension b, ce qui pourrait représenter par exemple l'âme non raidie d'une poutre, le coefficient  $K_p$  est donné par le tableau 2 pour le cas de figure 2.a et par le tableau 3 pour le cas de figure 2.b.

Si l'on suppose que le panneau précédent est soumis à deux charges concentrées et opposées, ce qui revient à prendre  $d = 0$ , la formule (11) devient :

$$F_{cr} = \frac{1.52 \cdot \pi^2 D}{b} \quad (12)$$

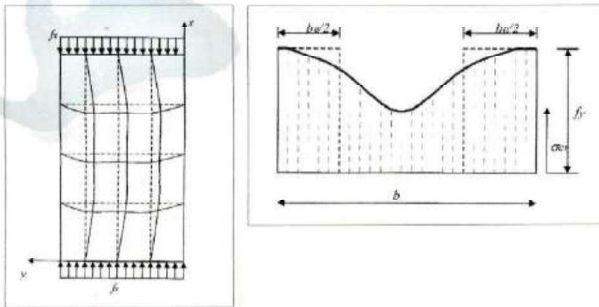


Figure 4: Comportement de plaque dans le domaine post-critique

ou bien :

$$F_{cr} = 1,19 \cdot \frac{\pi E \cdot t^3}{3 \cdot b \cdot (1 - \nu^2)} \quad (13)$$

Cet formule est proche à celle proposée par Timoshenko [ 1 ].

	$K_1 = \frac{\pi^2}{16} (1 - 1,5 m) \cdot 2$
	$K_2 = K_1 \cdot \frac{1 + K_1}{1 + \alpha \cdot K_1 \cdot 12}$

Tableau 3 : valeurs du coefficient  $K_p$  dans le cas de figure 2b.

### 2.2 Voilement post-critique

On se place dans le domaine élastique et on voit ce qui se passe au delà de la charge critique. La contrainte critique de voilement  $\sigma_{cr}$  ne correspond pas à la ruine de la plaque mais seulement à un changement d'état d'équilibre qui, d'état plan, passe à l'état déformé (hors plan).

En 1932, Von Karman [10] avait décrit le comportement d'une plaque dans le domaine «Post-critique». La déformation transversale (selon l'axe y dans la figure 4) de la plaque s'accompagne du développement de contraintes «de membrane» telles que le chargement peut croître à nouveau. La forme concave prise par la plaque a pour conséquence une variation de contraintes de compression selon la dimension transversale de la plaque, ces contraintes étant maximales le long des bords appuyés et minimales selon l'axe (Figure 4).

Lorsque la compression augmente, l'écart entre les contraintes de compression extrêmes augmente par suite de l'augmentation de la déformation transversale. La ruine de la plaque est pratiquement atteinte lorsque les bords appuyés se plastifient. En admettant que la contrainte de compression maximale est distribuée uniformément sur une largeur réduite

dite largeur effective  $b_e$ , on écrit que la contrainte critique  $\sigma_{cr}$  est égale à la contrainte limite élastique  $f_y$ .

$$K\sigma = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left[ \frac{t}{b} \right]^2 = f_y \quad (14)$$

d'où on tire :

$$\frac{b_e}{b} = \frac{\pi}{\sqrt{12 \cdot (1 - \nu^2)}} \cdot \sqrt{\frac{K \sigma \cdot E}{f_y}} \cdot \frac{t}{b} \quad (15)$$

ou bien :

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \quad (16)$$

Sur les bords de la plaque, la contrainte ultime moyenne est uniforme, et on a :

$$\bar{\sigma}_u \cdot b = f_y \cdot b_e \quad (17)$$

d'où :

$$\bar{\sigma}_u = f_y \cdot \frac{b_e}{b} = \sqrt{\sigma_{cr} \cdot f_y} \quad (18)$$

Dans les démarches précédentes, le phénomène de voilement local a été considéré indépendamment de celui de la résistance par plastification locale, ce qui, à priori, n'est pas très réaliste. A ce sujet, les règles américaines de l'A.I.S.C. de 1969 [11] ne considéraient que la résistance plastique.

$$F_p = f_y \cdot I_w \cdot (d + 5 \cdot K) \quad (19)$$

où :

- d = distance de répartition de la charge de compression locale (définie dans la figure 2).
  - $K = r_o + t_s$  avec  $t_s$  : épaisseur de la semelle et  $r_o$  : rayon du congé
  - $t_w$  = épaisseur de l'âme
- tant que l'élançement de l'âme ne dépassait pas une valeur limite, à savoir :

$$\frac{b_w}{t_w} \leq \frac{180}{\sqrt{f_y}} \quad (20a)$$

avec :  $b_w$  : hauteur de l'âme  
 $f_y$  : exprimé en ksi

cette dernière condition peut également s'écrire:

$$\frac{B_w}{t_w} = \frac{150}{\sqrt{f_y}} \quad (20b)$$

où  $f_y$  est en  $\text{daN/mm}^2$ .

Depuis, ces mêmes règles ont introduit une résistance au voilement lorsque la condition (20) n'est pas satisfaite, ainsi la dernière version de l'A.I.S.C de septembre 1986 conduit à compléter la formule (19) par la formule de voilement suivante :

$$F_u = \frac{4100 \cdot t_w^3 \cdot \sqrt{f_y}}{b_w} \quad (21)$$

lorsque :  $\frac{b_w}{t_w} > \frac{180}{\sqrt{f_y}}$

On précise que dans la formule (21), les unités sont à prendre encore en inch pour  $b_w$  et  $t_w$ , en ksi pour  $f_y$  et en kip pour  $F_u$ . A toutes fins utiles, on rappelle que :

$$\begin{aligned} 1 \text{ inch} &= 2.54 \text{ cm} \\ 1 \text{ ksi} &= 0.689 \text{ daN/mm}^2 \\ 1 \text{ kip} &= 0.454 \text{ kg} \end{aligned}$$

Par ailleurs, on peut relever dans la littérature nord-américaine des approches qui se veulent plus précises, par exemple celle de Newlin et Chen [12] qui ont proposé une formule d'interaction, du voilement post-critique avec le phénomène de plastification locale, qui ne dissocie par deux domaines en  $b_w/t_w$ , l'un relatif à la seule plastification locale, l'autre relatif au seul voilement. Cette formule d'interaction est la suivante :

$$F_u = \frac{\sigma^{3/2} \cdot b_w}{180} \cdot \left[ \frac{125 \cdot t_w}{\sqrt[4]{f_y}} - b_w \right] \quad (22)$$

toujours en unités anglo-saxonnes. Elle a été obtenue par ajustement de plusieurs résultats d'essais sur des profilés américains de limite d'élasticité de 36 à 100 ksi.

Une approche analogue, proposée par Sherbourne [13], consiste à définir deux formules de voilement dans deux domaines distincts de  $b_w/t_w$ , en se basant sur des résultats numériques obtenus par la méthode des éléments finis. L'originalité de cette approche consiste, tout d'abord, en une formule de charge plastique :

$$F_p = 2 \cdot t_w \cdot K \cdot \left[ \frac{K}{Tf} \right]^{0.7} \cdot f_y \cdot \left[ \frac{1}{3} \cdot \sqrt{\frac{A_f}{A_w}} + 0.4 \right] \quad (23)$$

qui va servir à calculer ensuite la charge ultime de voilement par les formules :

$$F_u = \frac{F_p \cdot E}{500 \cdot f_y} \quad \text{si } \frac{b_w}{t_w} < 50 \quad (24)$$

$$F_u = \frac{F_p \cdot E}{50 \cdot \left[ \frac{b_w}{t_w} \right] - 200} \cdot \frac{1}{f_y} \quad \text{si } \frac{b_w}{t_w} \geq 50$$

### 2.3 Voilement local pour les poutres à âme de grand élançement

Dans les domaines des poutres à âme mince de grande hauteur (Figure 5), Roberts et Rockey [4], à partir d'une analyse par mécanisme de

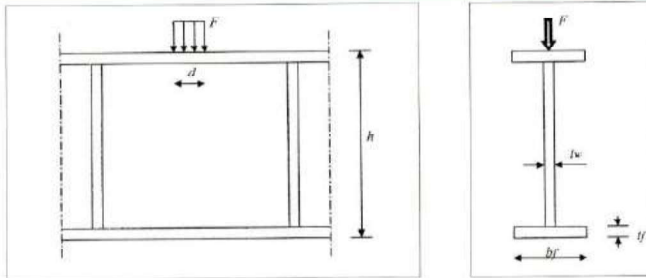


Figure 5 : Cas de chargement de la référence [4]

**BIBLIOGRAPHIE**

- [1] S. Timoshenko : "Théorie de la stabilité élastique". 2ème édition Dunod Paris 1966.
- [2] N. Stein and J.Neff : "Buckling stresses of simply supported rectangular flat plates in shear". N.A.C.A. techn. note n°1559, 1948.
- [3] B. Budiansky and R.W Connor : "Buckling stresses of clamped rectangular flat plates in shear". N.A.C.A. techn. note n°1995, 1948.
- [4] T.M Roberts et K.C Rockey : "Méthode pour prédire la charge de ruine d'une poutre à âme mince soumise à une charge semi-répartie dans le plan de l'âme". C.Mn°3, 1978.
- [5] T.W Bossert and A. Ostapenko : "Buckling and ultimate loads for plate girder web plates under loading". Report n°319-1. Fritz Engineering Laboratory-Lehigh University-Bethlehem-june 1967.
- [6] Fascicule 61 du titre V du C.C.T.G. juillet 1972.
- [7] Eurocode 3, "Les structures en acier". Commission des communautés européennes version 1993.
- [8] M.Z Khan and A.C Walker : "Buckling of plates subjected to localised edge loading" The structural engineer-N°6 vol.50. Juin 1972.

ruine plastique localisé dans la semelle et l'âme de la poutre au droit de la charge concentrée ou légèrement répartie (Figure 6), ont abouti à une expression de la charge ultime de la forme :

$$F_u = \frac{4.M_f}{\beta} + \frac{4.\beta.M_w}{a.\cos\theta} + \frac{2.d.M_w}{a.\cos\theta} - \frac{2.\delta.M_w}{a.\cos\theta} \quad (25)$$

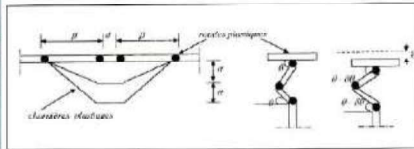


Figure 6 : Mécanisme de ruine adopté à la référence [4]

$M_w$  et  $M_f$  sont respectivement la valeur des moments plastiques de l'âme et de la semelle (moments plastiques par unité de longueur) et  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\delta$  et  $\theta$ , sont des grandeurs qui définissent la géométrie du mécanisme retenu par les auteurs.

Les résultats de cette analyse ont pu être comparés à ceux obtenus expérimentalement, sur ce type de poutre, par SHALOUH et NOUVAK [14] et montrent une bonne concordance pour un domaine de  $h/t_w$  allant de 150 jusqu'à 400.

Par la suite, une solution similaire a été présentée par ROBERTS et CHONG [15] pour le cas où la charge de compression est uniformément répartie entre les deux raidisseurs verticaux de l'âme (Figure 7). En reprenant le mécanisme de ruine observé expérimentalement par BOSSERT et OSTAPENKO [5] (Figure 8), ils donnent comme expression de la charge ultime :

$$F_u = \frac{8.M_f}{\beta} + \frac{8.\beta.M_w}{a.\cos\theta} \quad (26)$$

où  $M_w$ ,  $M_f$ ,  $\alpha$  et  $\theta$  ont les mêmes significations que dans le cas précédent. Les résultats de cette analyse ont été comparés à ceux obtenus expérimentalement par BOSSERT et OSTAPENKO [5] et montrent une bonne concordance avec des essais où l'élançement  $h/t_w$  était de l'ordre de 300 et où les valeurs du rapport  $a/h$  étaient comprises entre 0.8 et 1.6.

Après ces différentes approches par mécanisme, ROBERTS a finalement proposé, en 1983, la relation simple suivante :

$$F_u = 0,5.t_w \sqrt{E.f_{yw}} \sqrt{\frac{t_f}{t_w}} \left[ 1 + 3 \cdot \frac{d}{a} \cdot \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^2 \right] \quad (27)$$

valable tant que le rapport  $d/a$  reste inférieur à 0.2. Laquelle relation a été modifiée et présentée dans l'eurocode 3 [7] sous la forme :

$$F_u = 0,5.t_w \sqrt{E.f_{yw}} \sqrt{\frac{t_f}{t_w}} \left[ 1 + 3 \cdot \frac{d}{a} \cdot \left( \frac{t_w}{t_f} \right) \right] \quad (28)$$

**2.4 Elancement au voilement :**

Par analogie avec le flambement, un paramètre auxiliaire appelé élancement au voilement a été introduit de la manière suivante :

- sachant que pour le flambement, EULER avait défini un élancement :

$$\lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{\text{flambement}}}} \quad (29)$$

- pour le voilement on a :

$$\lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{\text{voilement}}}} \quad (30)$$

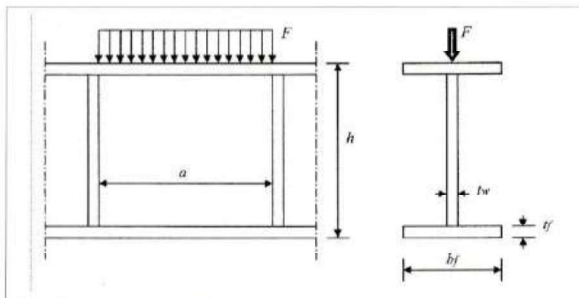


Figure 7: Cas de chargement de la référence [15]

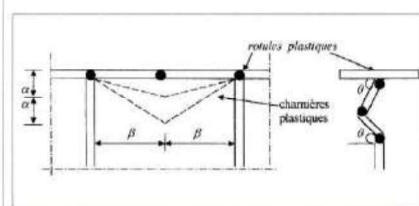


Figure 8: Mécanisme de ruine adopté à la référence [5]

Un élancement réduit au voilement a été par la suite défini, soit :

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_{cr}} \quad (31)$$

où  $\lambda_{cr}$  est l'élancement pour lequel  $\sigma_{cr} = f_y$

d'où

$$\bar{\lambda}_v = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \quad (32)$$

ou bien

$$\frac{1}{\bar{\lambda}_v} = \frac{\bar{\sigma}_u}{f_y} \leq 1 \quad (33)$$

avec

$$\bar{\sigma}_u = \sqrt{\sigma_{cr} \cdot f_y} \quad (18)$$

la formule (33) a été modifiée en fonction des

types de plaques:

- par Winter en 1949, pour les plaques minces :

$$\frac{\bar{\sigma}_u}{f_y} = \frac{1}{\bar{\lambda}_v} - \frac{c}{\bar{\lambda}_v^2} \leq 1 \quad (34)$$

La valeur de  $c$  qui était au départ égale à 0.25 avait été réduite à 0.22.

- par Faulkner en 1965, pour les constructions lourdes :

$$\frac{\bar{\sigma}_u}{f_y} = \frac{1,052}{\bar{\lambda}_v} - \frac{0,276}{\bar{\lambda}_v^2} \leq 1 \quad (35)$$

### 3. Elancements limites

La contrainte critique donnée par la formule (4) étant valable dans le cas d'un voilement idéalement parfait, par conséquent, dans une phase élastique, on peut écrire :

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 > f_y \quad (36)$$

ou bien :

$$\frac{b}{t} < \pi \sqrt{\frac{E}{12 \cdot (1-\nu^2)}} \sqrt{\frac{k_{\sigma}}{f_y}} \quad (37)$$

où  $b/t$  représente l'élancement d la plaque comprimée.

Pour l'acier  $E=21\ 000\ \text{N/mm}^2$  et  $\nu = 0.3$  ; ce qui donne :

$$\frac{b}{t} < 28,4 \sqrt{k_{\sigma} \cdot \frac{235}{f_y}} \quad (38)$$

Dans le cas d'une plaque appuyée sur ces 2 bords,  $k_{\sigma} = 4$  (Tableau 1), la relation (38) devient :

•••

[9] Y. Galea : "Seuil de bifurcation d'équilibre d'un panneau non raidi soumis à des charges transversales agissant dans son plan". Construction métallique n°1, 1984.

[10] V. Karman : "La théorie de Karman". E.E.Sechler et L.H. Donnell, Trans. S.M.E, vol. 54, p.53, 1932.

[11] A.I.S.C. : "Specification for the design, fabrication and erection of structural steel for building". American Institute of steel construction-February 1969, New York.

[12] W.F.Chen and D.E.Newlin : "Strength and stability of column web in welded to column connections". Firtz engineering laboratory report, n°333-14-Lehigh university, may 1971.

[13] A.N.Sherbourne and Behaviour : "Design of moment connections". Report submitted to the canadian steel industries construction concil , Toronto-1975.

[14] M.Skaloud and PL Novak : "Post buckled behaviour of webs under partial edge loading". Academy of sciences report-vol.85-issue 3-Prague 1973.

[15] T.M.Roberts and C.K.Chong : "Collapse of plate girders under edge loading". Journal of the structural division-vol.107-n°ST8-august 1981.

•••

•••

[16] Eurocode 4 : "Règles unifiées communes pour les constructions mixtes acier-béton". Commission des communautés européennes-version 1994.

$$\frac{b}{t} < 56,8 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (39)$$

Les plaques réelles étant affectées d'imperfections géométriques et structurales, cette dernière valeur s'est vue diminuée d'environ 30% pour aboutir à sa dernière forme par l'Eurocode 3[7]:

$$\frac{b}{t} < 39, \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (40)$$

Cette formule est proche à celle découlant du panneau soumis à 2 charges concentrées égales et opposées étudié par Timoshenko[1] (formule (9)).

Ainsi, en s'appuyant sur les conditions de sollicitation et les conditions d'appui des plaques, les règlements européens, l'Eurocode 3[7] et l'Eurocode 4 [16], définissent la classification des sections en fonction de leur élancement  $b/t$ .

Quatre sections transversales sont alors définies [7, 16] pour les éléments soumis à la flexion et (ou) à la compression :

- **classe 1** : ce sont les sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique;

- **classe 2** : ce sont les sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée;

- **classe 3** : ce sont les sections transversales dans lesquelles la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre sa limite d'élasticité, mais pour lesquelles le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique;

- **classe 4** : ce sont les sections transversales dans lesquelles le voilement local est susceptible d'empêcher la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier d'atteindre sa limite d'élasticité.

#### 4. Conclusion

On a pu, dans cette étude, cerner le problème de l'instabilité due au voilement des plaques en son ensemble, tout en distinguant son influence sur le comportement à l'état limite ultime des structures en acier.

Des solutions générales et rationnelles ont été proposées par différents chercheurs, au dimensionnement des éléments minces des poutres en acier, dans le cadre d'une conception générale et cohérente de la sécurité, et vérifiées par l'expérience.

D'une manière générale, le voilement local caractérisé par une ondulation dans la semelle et (ou) l'âme comprimées d'une poutre en acier, limite la capacité de rotation des sections transversales en classe 2, 3 ou 4. De ce fait, des rapports d'élancement limites, de ces éléments comprimés, ont été étudiés par différents auteurs et unifiés par la commission des communautés européennes dans des réglementations telles que l'Eurocode 3 [7] et l'Eurocode 4[16] ■