

République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed El Bachir Elibrahimi – Bordj Bou  
Arreridj Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département Génie Civil

جامعة محمد البشير الإبراهيمي « برج بوعريريج »  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية



# Mémoire de fin d'études

PRESENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLOME DE : **MASTER**

**Filière : Génie Civil**  
**Option : Structure**

## THÈME :

**ETUDE COMPARATIVE ENTRE  
LES REGLES C.M.66 ET C.C.M.97  
POUR LE CALCUL DES POTEAUX METALLIQUES**

**Encadreur : Dr MAZOZ Aida**

**Préparé par : MABREK Barkahoum  
BOUREGHADAD Asma**

**Soutenu le : 02/07/2018**

**Devant le jury :**

**Président : ROKBANE Abdelmadjid**

**Examineur : Maouas Amar**

**Examineur : ABDEMEZIANE Nabil**

**Année Universitaire : 2017/2018**

**Résumé :**

Aux Algérie, le dimensionnement d'une ossature métallique est souvent effectuée à l'aide des règles *C.M.66* ont pour but de codifier les méthodes de calcul applicables à l'étude des projets de construction en acier.

Son équivalent dans les états membres des règles Algérienne :

(*C.C.M.97*) Calcul des structures en acier, un document faisant parti des règles publiées par le Comité Algérienne. L'écriture de ce mémoire a pour intérêt de comparer ces deux spécifications, examiner leurs similitudes et différences. Notre cas trait:

Les poutres fléchies à montrer que le *C.C.M.97* est plus précis que *C.M.66*.

Le travail présenté, comprend principalement quatre chapitres:

- **Le premier chapitre :** Etude bibliographique sur la conception des poteaux métalliques.
- **Le deuxième chapitre :** Méthode de calcul des poteaux métalliques selon les règles *C.M.66*.
- **Une troisième partie :** Méthode de calcul des poteaux métalliques selon *C.C.M.97*.
- **Une quatrième partie :** Etude comparative entre les deux règlements à travers des exemples d'application.

**Mots clés :** poteaux métalliques, élancement, *C.C.M.97*, *C.M.66*.

**Abstract:**

*In Algeria, the dimensioning of metal frame is often carried out using; CM66 rules*

*are intended to codify the calculation methods applicable to the study of steel construction.*

*Projects, its equivalent in the member states of the Algerian rules (C.C.M.97)*

*calculation of steel structures a document forming part of the rules published by the*

*Algerian committee the writing of this memoir is for the sake of compare these two.*

*specifications examine their similarities and differences, our case deals with:*

*The beams flexed to show that the C.C.M.97 and more accurate than C.M.66*

*The work presented consists mainly of four chapters:*

***The first chapter:*** *bibliographical study on the design of metal poles*

***The second chapter:*** *method of calculation of the metal poles according to C.M.66*

***A third part:*** *method of calculation of the metal poles according to C.C.M.97*

***A fourth part:*** *comparatives study between the two regulations through examples*

*application key words: metal columns, slenderness, C.M.66, C.C.M.97.*

## ملخص :

في الجزائر. يتم تصمم الاطارات المعدنية باستخدام تقنيتان المتمثلة في C.M.66 و C.C.M.97 يقصد من قواعد C.M.66 تقنية طرق الحساب المطبقة على دراسة مشاريع البناء الصلب , ما يعادلها في دول الاعضاء في القواعد الجزائرية C.C.M.97 الخاصة بحساب الهياكل الفولاذية .

والعمل المنجز في هذه المذكرة يدور حول، دراسة المقارنة بين هاتين التقنيتين ودراسة اوجه الاختلاف والتشابه بينهما ، وعملنا يتكون اساسا من اربعة ابواب .

**الباب الأول** يتمثل في دراسة ببليوغرافية ملخصة في تعريف الأعمدة المعدنية ومختلف انواعها وتقديم مفهوم أقسام المقاطع و تطبيق القوانين الأوروبية الخاصة في الإنشاء

**الباب الثاني :** حساب الأعمدة المعدنية حسب قانون C.M.66.

**الباب الثالث :** حساب الأعمدة المعدنية حسب قانون C.C.M.97 .

**الباب الرابع :** دراسة المقارنة بين قانونين من خلال أمثلة تطبيقية.

**الكلمات الرئيسية** الأعمدة المعدنية C.M.66, C.C.M.97 الانبعاج.

NOTATIONS

**A :**

$A_c$ : Aire de la section du poteau métallique.

$A_b$ : Aire de la section de la poutre métallique.

$A_{vc}$ : Aire de cisaillement du poteau.

$A$ : Section brute d'une pièce.

$A_{eff}$ : Section efficace d'une pièce (classe 4). (**EC'3**).

$A_{net}$ : Section nette d'une pièce.

$A_f$ : Section d'une semelle de poutre en double T.

$A_v$ : Aire de cisaillement.

$A_w$ : Section de l'âme d'une pièce.

**B :**

$\beta$ : Paramètre de transformation.

$b_c$ : La largeur de la section du poteau métallique.

$b_b$ : La largeur de la section de la poutre métallique.

$b_{eff.c.wc} = b_{eff.c}$ : La hauteur efficace d'âmes du poteau en compression.

$b_{eff.t.fc}$ : La longueur efficace de la semelle du poteau en flexion (traction).

$b_{eff.wb}$ : La longueur efficace de l'âme de la poutre en traction.

**C :**

$C$ : Coefficient caractéristique de la répartition longitudinale des charges (déversement selon **C.M.66**).

**D :**

$d_{wc}$ : La hauteur de l'âme de la section du poteau.

$D$ : Coefficient caractéristique des dimensions de la pièce (déversement selon *C.M.66*).

$d_{wb}$ : La hauteur de l'âme de la poutre.

**E :**

$E_\alpha$ : Module d'élasticité de l'acier structural.

$E$ : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E = 210000\text{Mpa}$ ).

$e_a(t_w)$ : Épaisseur d'une âme de poutre.

$e_s(t_f)$ : Épaisseur d'une semelle de poutre.

**F :**

$f$  (ou  $\delta$ ): Flèche d'une poutre.

$f_m$ : Flèche due au moment fléchissant.

$f_t$ : Flèche due à l'effort tranchant.

$f_y$ : Limite d'élasticité d'un acier. (*C.C.M.97*).

$f_u$ : Contrainte de rupture d'une pièce.

$f_{y,c}$ : La limite d'élasticité de l'acier de la section du poteau.

$f_{y,wc}$ : La limite d'élasticité de l'acier de l'âme du poteau.

$f_{y,fb}$ : La limite d'élasticité de l'acier de la semelle du poteau.

$f_{y,b}$ : La limite d'élasticité de l'acier de la section de la poutre.

$f_{y,wb}$ : La limite d'élasticité de l'acier de l'âme de la poutre.

$f_{y,fb}$ : La limite d'élasticité de l'acier de la semelle poutre.

**G :**

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G = 81000\text{Mpa}$ ).

**H :**

$h_c$  : La hauteur de la section du poteau.

$h$  : Hauteur de la section d'une pièce ( $h = V + V'$ ).

$h_b$  : La hauteur de la section de la poutre.

$h_a(h_w)$  : Hauteur de l'âme d'une poutre.

$h_0$  : Distance entre axes neutres des membrures d'une section composée ( $h_0 = V_0 + V_0'$ ).

**I :**

$I_t$  (ou  $J$ ) : Moment d'inertie de torsion.

$r$  : Facteur qui tient compte le flambement de l'âme de poteau en compression.

$I_w$  : Facteur de gauchissement d'une section.

$I$  : Moment d'inertie (ou quadratique) d'une section.

$I_y$  : Moment d'inertie de flexion maximal.

$\frac{I}{V}, \frac{I}{V'}$  : Modules d'inertie d'une section pour les fibres extrêmes

$I_z$  : Moment d'inertie de flexion minimal.

$i$  : Rayon de giration d'une section  $\left[ i = \sqrt{\frac{I}{A}} \right]$ .

**K :**

$K$  : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre.

$k$  : Coefficient de flambement (**C.M.66**).

$K_1$  : Coefficient d'amplification des contraintes de compression (**C.M.66**).

$K_d$  : Coefficient de déversement (*C.M.66*).

$K_{wc,\alpha}$  : Le coefficient qui prend en compte l'effet défavorable des contraintes longitudinales agissant sur l'âme de poteau en compression.

$K_{eff.t.wc}$  : La longueur efficace de l'âme du poteau en traction.

$K_{\alpha.wp.s}$  : La rigidité des panneaux d'âme en cisaillement du poteau non enrobé.

$K_{cwp.s}$  : La contribution du béton dans la rigidité de panneau d'âme en cisaillement du poteau enrobé.

**L :**

$l$  : Longueur en général ou portée d'une poutre.

$l_D$  : Longueur de déversement d'une poutre.

$l_K$  : Longueur de flambement d'une poutre.

$l_0$  : Longueur nominal d'une poutre.

**M :**

$M$  : Moment sollicitant, en général.

$M_{cr}$  : Moment critique élastique de déversement.

$M_{eff}$  : Moment efficace (section de classe 4).

$M_{el}$  : Moment élastique.

$M_N$  : Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial.

$M_{pl}$  : Moment plastique.

$M_{pl}$  : Moment résistant.

$M_u$  : Moment ultime.

**N :**

$N$  : Effort normal, en général.

$N_K$  : Effort normal critique d'Euler.



$N_{pl}$  : Effort normal de plastification.

$N_u$  : Effort normal ultime.

**R :**

$r_c$  : Le rayon de la courbure qui se trouve au niveau de la jonction âme – semelle d'un profilé laminé de poteau.

$r_b$ : Le rayon de la courbure qui se trouve au niveau de la jonction âme – semelle d'un profilé laminé de poutre.

$r$  : Rigidité d'une barre  $\left[ i = \sqrt{\frac{I}{A}} \right]$ .

**S :**

$S$  : Moment statique.

**T :**

$t_{wc}$  : L'épaisseur de l'âme de la section métallique du poteau.

$t_{fc}$  : L'épaisseur de la semelle de la section métallique du poteau.

$t_{wb}$ : L'épaisseur de l'âme de la section métallique de la poutre.

$t_{fb}$ : L'épaisseur de la semelle de la section métallique de la poutre.

$t_p$ : L'épaisseur de la platine d'extrémité.

**V :**

$V$  : Effort tranchant sollicitant.

$V_{pl}$  : Effort tranchant de plastification.

$V_u$  : Effort tranchant ultime.

$V_s$  (ou  $v'$ ) : Distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section.

$V_i$  (ou  $v$ ) : Distance de la fibre extrême inférieure à l'axe neutre d'une section.

**W :**

$W_{pl.yc}$ : Module plastique de flexion du poteau autour de l'axe fort (y).

$W_{pl.yb}$  : Module plastique de flexion de la poutre autour de l'axe (y).

$W_{el.y}$ : Module plastique de flexion autour de l'axe fort (y).

$W_{eff}$  : Module de résistance efficace.

$W_{el}$  : Module de résistance élastique.

$W_{pl}$  : Module de résistance plastique.

**Z :**

$Z$  : Module plastique ( $Z = 2S$ ).

**D'AUTRES CARACTERES**

$\sigma$  (*sigma*) : Contrainte normale

$\sigma_e$  : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$\sigma_K$  : Contrainte critique d'Euler  $\left[ \sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \right]$

$\nu$  (*nu*) : Coefficient de poisson (pour l'acier  $\nu = 0,3$ )

$\Delta$  ou  $\delta$  (*delta*) : Déplacement horizontal en tête de poteaux

$\sigma_{com.Ed}$  : La contrainte maximale de compression longitudinale exercée dans l'âme de Poteau à la racine du rayon en un point situé juste à l'extérieure de l'assemblage

$\sigma_{n.fc}$  : La contrainte maximale de la compression longitudinale (force axiale et moment

Fléchissant) exercée au centre de gravité de la semelle de poteau

$\varepsilon$  (*epsilon*) : Déformation linéaire unitaire (**C.C.M.97**).

$\varepsilon_y$  : Déformation correspondant à la limite d'élasticité  $f_y$  (**C.C.M.97**).

$\alpha$   $A_w/A$  = Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section totale

$\varepsilon$  (*epsilon*) : Coefficient de réduction élastique de l'acier  $\left[ \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \right]$

$\eta$  (*eta*) : Facteur de distribution de rigidité (flambement)

$\lambda$  (*lambda*) : Elancement  $\left[ \lambda = \frac{l_K}{i} \right]$

$\lambda_K$  : Elancement eulérien

$\bar{\lambda}$  : Elancement réduit  $\left[ \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_K} \right]$

$\bar{\lambda}_{LT}$  : Elancement de déversement

$\lambda_w$  : Elancement de l'âme d'une poutre  $\left[ \lambda_w = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr} \cdot \sqrt{3}}} \right]$

$\mu$  (*mu*) : Coefficient de frottement

$\mu$  : Coefficient d'éloignement de l'état critique (**C.M.66**).

$\rho$  (*rho*) : Rendement d'une section

$\chi$  (*chi*) : Coefficient de réduction de flambement

$\gamma$  (*gamma*) : Coefficient partiel de sécurité

$\Psi$  : Coefficient d'adaptation plastique (**C.M.66**).

## **LISTE DES TABLEAUX**

### **CHAPITRE : I**

<b>Tableau</b>	<b>Titre de Tableau</b>	<b>Page</b>
Tableau : II- 1-	Calcul aux états limites ultimes	17

### **CHAPITRE : III**

<b>Tableau</b>	<b>Titre de Tableau</b>	<b>Page</b>
Tableau : III - 1-	longueurs de flambement selon les conditions aux limites	49
Tableau : III - 2-	Rigidité effective $k_{ij}$ d'une poutre	52
Tableau : III -3-	Exemples de longueurs de flambement dans le plan du portique selon la condition aux limites des poteaux	55
Tableau : III - 4-	Facteur d'imperfection $\alpha$	57
Tableau : III - 5-	les valeurs des pour les différentes nuances d'acier	58
Tableau : III - 6-	Coefficient de réduction X	59
Tableau : III - 7-	Choix de la courbe de flambement correspondant à une section	60
Tableau : III - 8-	Rigidité de cisaillement des treillis de barres composées	64
Tableau : III - 9-	Longueurs de flambement des membrures en cornières d'un élément composé de treillis sur quatre cotés	65
Tableau : III - 10-	Facteur d'efficacité $\mu$	66
Tableau : III - 11-	La rigidité au cisaillement des traverses de liaisons	66
Tableau : III - 12-	Espacement maximal des éléments de liaison des membrures faiblement espacées	67
Tableau : III - 13-	Facteurs de moment uniforme équivalent $\beta_M$	70
Tableau : III - 14-	choix du facteur de moment uniforme et axe de flexion	71

### **CHAPITRE : IV**

<b>Tableau</b>	<b>Titre de Tableau</b>	<b>Page</b>
Tableau : IV - 1-	Poutrelle IPE 400: Dimensions et caractéristiques	78
Tableau : IV - 2-	Les caractéristique de profilée HEA300	85

**LISTES DES FIGURES**

**CHAPITRE : I**

<b>Figure</b>	<b>Titre de la Figure</b>	<b>Page</b>
Figure : I - 1	Différents section des poteaux métalliques	05
Figure : I -2	Sections en I	06
Figure : I - 3	Sections en caisson rectangulaire et sections pleines en acier	06
Figure : I - 4	Profils creux	07
Figure : I- 5	Montants en profils composés	07
Figure : I – 6	Montants supportes et bardages bi-articulé aux extrémités	08
Figure : I – 7	Poteau composé supportant une poutre de roulement de pont roulant	09
Figure : I – 8	Poteau composé	10
Figure : I – 9	Différentes disposition de treillis.	12
Figure : I-10	barre comprimée à barrettes avec deux types de membrures	13
Figure : I-11	Pied de poteaux articulés	13
Figure : I -12	La platine d'extrémité	14
Figure : I -13	Les tiges d'ancrages	14
Figure : I -14	Pied de poteaux articules	15
Figure : I -15	Pied de poteaux encastres	15
Figure : I -16	Parois interne et parois en console	16
Figure : I -17	Calcification des sections transversales	20

**CHAPITRE : II**

Figure : II –1	Critère de stabilité	23
Figure : II –2	Caractéristiques géométriques de section en I	25
Figure : II –3	Poteau bi-encasté	26
Figure : II –4	Poteau bi-articulé	28
Figure : II –5	Le flambement a l'ossature d'un bâtiment	40
Figure : II –6	Déformées et longueurs de flambement des poteaux de cadres à nœuds fixes	40
Figure : II– 7	Longueur de flambement dans les bâtiments a nœuds déplaçables	41
Figure : II –8	Rigidité de poteaux	43
Figure : II –9	Longueur de flambement	45
Figure :II –10	système anti-flambement	46
Figure :II – 11	Organigramme de calcule compression simple selon les règles C.M.6	44

**CHAPITRE : III**

Figure : III – 1	Flambement d'un poteau bi articulé	48
Figure : III – 2	Modes d'instabilités des structures à nœuds fixes et déplaçables	49
Figure : III – 3	Structures de bâtiments avec systèmes de contreventements	50
Figure : III – 4	Structures de bâtiments non contreventée	51
Figure : III – 5	Facteur de distribution aux nœuds d'un poteau	51
Figure : III – 6	Longueur de flambement pour mode fixe	51
Figure : III – 7	Longueur de flambement pour mode déplaçable	53
Figure : III – 8	Structure en portique simple et modes de déplacements	53
Figure : III – 9	Longueurs de flambement dans le sens transversal d'un poteau	54
Figure : III – 10	Courbes de flambement	57
Figure : III – 11	Exemples d'utilisation des poteaux composés	61
Figure : III – 12	Composition d'un poteau avec barrettes (a) au avec treillis (b)	61
Figure : III – 13	Plans de flambement d'un poteau composé	62
Figure : III – 14	Longueur de flambement d'un poteau composé	62
Figure : III – 15	Treillis en V sur les faces opposées des membrures	63
Figure : III – 16	Définition des grandeurs $A_f$ et $h_0$ cas de treillis	64
Figure : III – 17	Poteau composé à quatre plans de treillis	65
Figure : III – 18	Définition des grandeurs $A_f$ et $h_0$ cas de barrettes page	66
Figure : III – 19	Moments et efforts tranchants dus à la liaison par traverses	67
Figure : III – 20	Barres composées à membrures faiblement espacées	68
Figure : III – 21	Barres composées de cornières disposées en croix liaisonnées par paires de barrettes en croix	68
Figure : III – 22	Organigramme de calcul compressions simple selon le C.C.M.97	74
Figure : III – 23	Organigramme de calcul du coefficient de réduction $\chi$	75

---

## **TABLE DES MATIERES**

### **CHAPITRE 01**

I. Introduction :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.1-LES DIFFERENTES SECTIONS DES POTEAUX METALLIQUES : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.2- Types de poteaux métalliques : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
a) Sections en I (LAMINES) .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
b) -SECTIONS CAISSONS ET SECTIONS PLEINES EN ACIER : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
c) -Profilés creux:.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
d) Poteaux composés .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.3 –Type de poteau composé et leur application.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.3.1 - Généralités .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.3.2- Poteaux composés en treillis.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Différentes géométries des treillis .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.3.3- Poteaux composés à barrettes de liaison .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I-4 Fixation des poteaux au sol : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Les Tige D’ancrage :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Les pieds de poteaux Articulé .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Les pieds de poteaux encastrés: .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
DEFINITION DES MODELISATIONS .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I-5-1-Conditions pour la classification des sections transversales :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Conclusion .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

### **CHAPITRE 03**

III- Introduction : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III-1-Le flambement :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III - 2 longueur de flambement :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III-3 longueurs de flambement des poteaux de bâtiments étagés : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<u>III.3.b. longueur de flambement d’un poteau dans un mode à nœuds déplaçable:</u>	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4. Longueurs de flambement pour les poteaux de portiques simples:...	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III-5- Vérification d’un poteau composé :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III-5-1-Poteau composé à treillis : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III-5-2- Poteau composé à traverses de liaisons (barrettes) .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

III-5-3-Poteau composé à membrures faiblement espacées : ..... **Erreur ! Signet non défini.**  
III -6-Vérification du flambement par flexion « flambement combiné » : **Erreur ! Signet non défini.**  
III-6-1- Pour les sections de classe 1 et 2 : ..... **Erreur ! Signet non défini.**  
III-7-1. Sous effort axial de compression ..... **Erreur ! Signet non défini.**  
Conclusion ..... **Erreur ! Signet non défini.**

## **CHAPITRE 04**

Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**  
IV-1- Exemples : cas flambement simple ..... **Erreur ! Signet non défini.**  
a)- Vérification de la stabilité au flambement selon les règles C.C.M.97 **Erreur ! Signet non défini.**  
b)- Vérification de la stabilité au flambement selon les règles C. M.66.. **Erreur ! Signet non défini.**  
IV-2- Exemples : cas flambement par flexion ..... **Erreur ! Signet non défini.**  
a)- Vérification de la résistance au flambement par flexion selon les règles C.C.M97  
b)- Vérification de la stabilité au flambement selon les règles C.M.66 .. **Erreur ! Signet non défini.**  
IV-3. Exemple : Vérification d'un poteaux dans un bâtiment multi-étage.. **Erreur ! Signet non défini.**  
a)- Vérification de la stabilité au flambement selon les règles C.M.66... **Erreur ! Signet non défini.**  
b)- Vérification de la stabilité au flambement selon les règles C.CM.97 **Erreur ! Signet non défini.**

## **INTRODUCTION GENERALE**

### **1.1 Introduction :**

Les structures en acier sont utilisées à travers le monde depuis déjà plusieurs décennies. L'écriture de réglementations est rapidement apparue nécessaire dans un souci de normalisation et de minimisation des risques. Ainsi aux Algérie Les règles *C.M.66* ont pour but de codifier les méthodes de calcul applicables à l'étude des projets de construction en acier. L'application de ces règles conduit pour les différents éléments des constructions à un degré de sécurité sensiblement homogène pour les différents modes de sollicitations et les différents types de constructions. On pourra utiliser d'autres méthodes de vérification de la stabilité et de détermination des sections que celles indiquées dans les règles, s'il est justifié qu'elles donnent une sécurité au moins égale. Cette justification est déjà apportée pour les formules enveloppes ou approchées données en annexe aux présentes règles. Le dimensionnement des structures en acier est également règlement en Europe; cependant chaque Etat utilisait jusqu'à présent ses propres règles. Le Comité Européen de Normalisation (CEN), fondé en 1961, travaille depuis plusieurs dizaines d'années sur les EUROCODES. Leur usage est amené sous peu à devenir obligatoire dans l'ensemble des pays membres et ont pour objectif d'harmoniser l'ensemble des réglementations utilisées dans le domaine du génie civil (béton armé, bois, acier, construction sismique, etc.). EN 1993: Calcul des structures en acier, aussi appelé *Les Règles C.C.M.97*

est l'équivalent aux règles de *C.M.66*.

*Les Règles C.C.M.97* est un règlement très novateur, qui fixe des règles très détaillées, des notions et des classifications très pertinentes (classes de sections par exemple), et qui propose diverses alternatives de dimensionnement au calculateur, selon la stratégie et la finalité retenues (calculs des assemblages par platines, calculs en élasticité ou plasticité, calculs selon des analyses au premier ou au second ordre...) le tout étant pensé selon une approche de sécurité semi-probabiliste, qui conduit à une calibration de très nombreuses formules de calculs de résistances.

### **1.2 Problématique :**

Depuis plusieurs années la réglementation française en ce qui concernait la conception et le calcul des constructions métalliques était largement utilisée en



Algérie en l'occurrence les règles <<*C.M.66*>> qui réglementait tous les bâtiments en acier. C'est règles basées sur l'hypothèse de comportement élastique linéaire de l'acier (loi de Hooke : les contraintes proportionnelles aux déformations), permettaient de calculer la résistance des éléments d'une construction de manière très simple.

En 1997 est apparu en Algérie le <<*CCM 97*>> en remplacement des règles <<*CM66*>>, ce document qui reprend les différentes parties des règlements <<*CCM 97*>>.

### 1.3 Principaux objectifs :

Le règlement <<*C.CM97*>> a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier. Ce document :

- Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas les exigences relatives' à la sécurité parasismique.
- Il ne traite pas les exigences relatives' à la protection anti-feu.

Aujourd'hui plus que jamais, le sécurité est une priorité en génie civil. Cependant, optimiser le dimensionnement d'une structure est également devenu important pour les entreprises afin de rester compétitives. Ce mémoire a pour objectif de comparer *C.CM97* et *C.M.66*, et d'observer comment ceux-ci prennent compte des deux priorités citées précédemment. Un notre cas fréquemment rencontré dans la construction métallique étudie le flambement simple des poteaux métalliques.

### 1.4 Structuration du mémoire :

Ce mémoire se composé d'une partie d'introduction générale et de quatre chapitres suivit de conclusions et perspective.

**-Une première partie :** a été consacré à une étude bibliographique, de recherche sur les poteaux métalliques de différents types, pour mieux comprendre leurs comportements, est sur le flambement élastique des poteaux, on y trouve, l'essentiel des définitions et mise en évidence du phénomène de flambement des élément

élance, le comportement est réponse mécanique de l'élément soumis aux sollicitations générant le flambement. Tous les modèles prennent en considération le défaut de rectitude de la barre. Chaque auteur quantifie ce défaut, soit en une fonction de la longueur de la barre. Soit par une série d'expérience, soit par le risque de plastification des aciers en compression simple.

**-Une deuxième partie :** est consacrée à l'aspect réglementaire du flambement, étude d'instabilité aux flambements selon le code de calcul Algérien **C.M.66**.

**-Une troisième partie :** est consacrée à l'aspect réglementaire du flambement, étude d'instabilité aux flambements selon le nouveau code <<**CM97**>>.

**-Une quatrième partie :** est consacrée aux exemples de vérification de la stabilité au flambement d'un poteau métallique soumise à une charge axiale de compression seule, selon le code de calcul **C.M.66** et le code Algérienne **C.CM97**

Finalement, le mémoire se termine par une conclusion générale avec des perspectives.

## I. Introduction :

Les poteaux sont des éléments généralement verticaux et rectilignes destinés à résister à des charges axiales de compression. On les utilise pour supporter les planchers, les toitures, les chemins de roulement de ponts roulants... Ils permettent de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charges de neige, charges de service ou charges de ponts roulants) jusqu'aux fondations. D'autres éléments de construction peuvent supporter des efforts de compression plus ou moins importants. C'est le cas de certaines diagonales de dispositifs de contreventement, d'éléments de poutres en treillis, d'éléments de stabilité, des bracons ou des contrefiches.

Le terme barre comprimée s'applique de manière générale à un élément de structure soumis principalement à des charges axiales de compression. Il recouvre donc la notion de poteau mais il se rapporte plus généralement à l'ensemble des pièces comprimées. Lorsque, outre la charge de compression, une barre est soumise à des moments de flexion significatifs, elle est appelée barre comprimée fléchie. C'est le cas des montants de portiques, par exemple. Bien qu'elles soient, elles aussi, destinées à transmettre un effort axial, les pièces comprimées sont fondamentalement différentes des pièces tendues étudiées, la raison principale est le risque de flambement qui affecte surtout les barres comprimées suffisamment élancées.

En revanche, comme pour les pièces tendues, les liaisons avec les autres éléments de la structure conditionnent la nature des sollicitations à équilibrer. Si ces liaisons sont assimilables à des articulations et que les charges transmises sont dirigées suivant l'axe de l'élément, on peut admettre que celui-ci supporte principalement des sollicitations axiales. Dans le cas contraire (encastrement ou assemblages semi-rigides), la sollicitation correspond à une sollicitation de flexion composée ou de flexion composée déviée.

# Chapitre I : Conception des poteaux métalliques

## I.1-LES DIFFERENTES SECTIONS DES POTEAUX METALLIQUES :

Les différents types de section sont représentés sur la (Figure I.1). Il est à noter que :

- la nature des assemblages conditionne le dimensionnement des barres comprimées car elle détermine la valeur de la longueur de flambement à prendre en compte ;
- en cas de besoin, les sections en I, en H ou en caisson peuvent être renforcées à l'aide de plats de renfort soudés ;
- en plus du chargement axial, les poteaux sont fréquemment soumis à des moments de flexion significatifs, le plus souvent dans une direction donnée .les sections en I peuvent alors être préférées aux sections en H.

Il est à noter qu'il existe également des sections constituées de tubes en acier remplis de béton ou de profilés enrobés à l'aide du même matériau. Les éléments ainsi réalisés sont appelés poteaux mixtes acier béton.

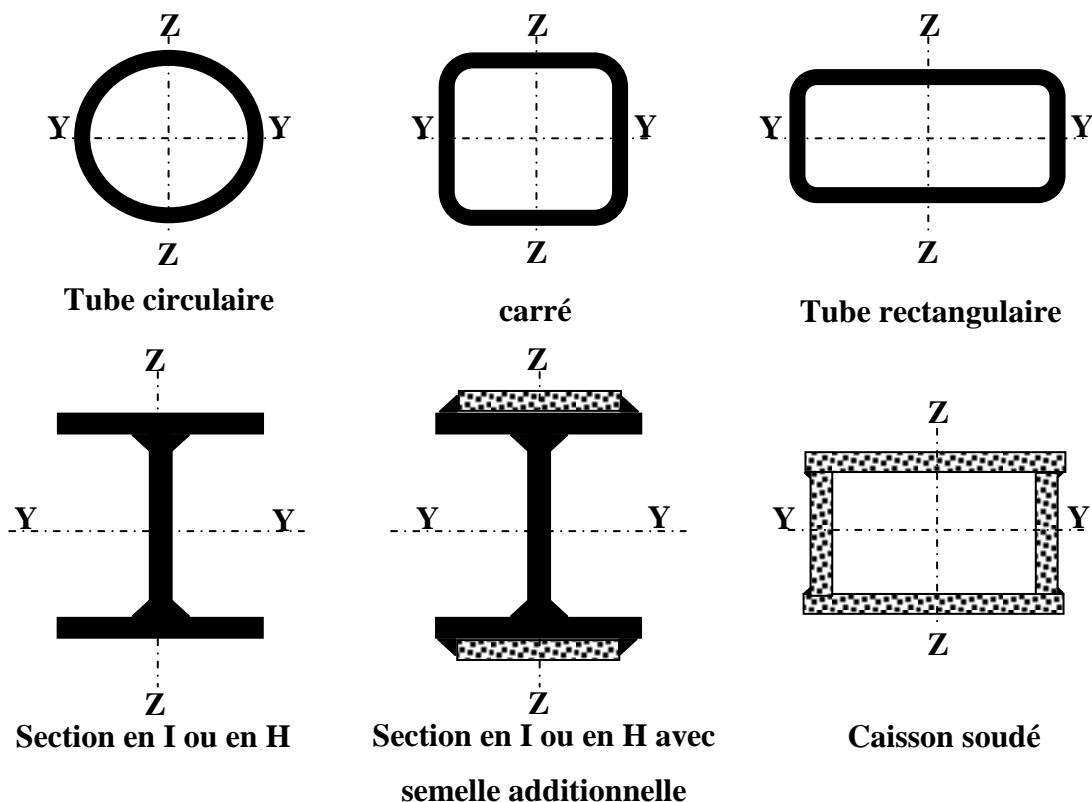


FIGURE I.1 DIFFERENTS SECTIONS DES POTEAUX METALLIQUES[1]

## I.2-Types de poteaux métalliques :

Dans les ossatures métalliques, les poteaux sont constitués de profilés en double té, quelquefois de forte épaisseur [1], ou de poteaux mixtes. En cas d'efforts de compression importants, on utilise également les profils pleins forgés.

### a) Sections en I (LAMINES) : [2]

C'est la forme la plus courante et la plus économique.

Convient particulièrement bien au raccordement de poutres dans les deux directions.

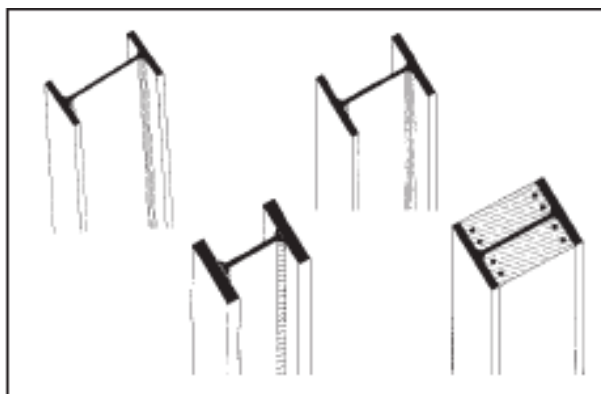


FIGURE I .2 SECTIONS EN I[1]

### B) -SECTIONS CAISSONS ET SECTIONS PLEINES EN ACIER :

Conviennent pour des poteaux avec fortes charges, section de dimensions réduites  
En raison de la surface extérieure lisse, de préférence sans enrobage.

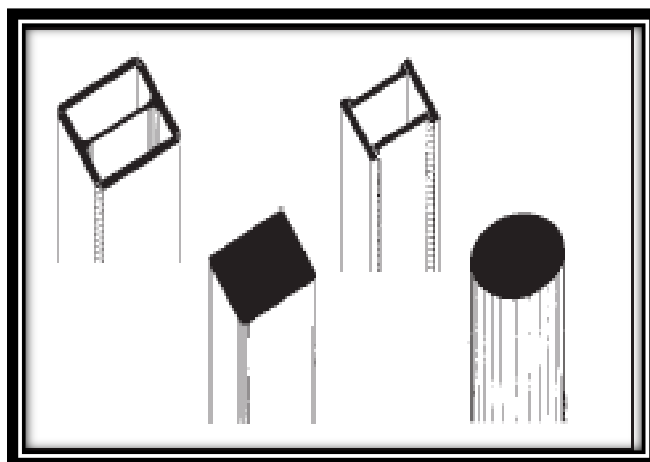


FIGURE I.3 SECTIONS EN CAISSON RECTANGULAIRES ET SECTIONS PLEINES EN ACIER[1]

### c) -Profils creux:

Les caractéristiques mécaniques des profils de dimensions extérieures identiques peuvent être graduées par la variation de l'épaisseur des parois .Le remplissage en béton augmente la résistance mécanique et la résistance au feu.

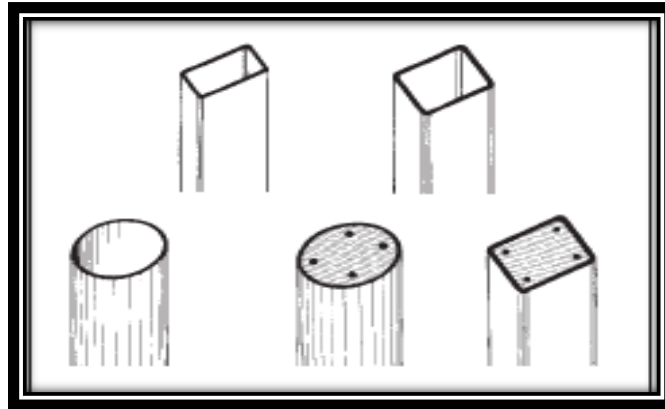


Figure I.4 Profils creux[1]

### d) Poteaux composés : [3]

Des poteaux composés sont utilisés en construction métallique lorsque les longueurs de flambement sont importantes et que les forces de compression sont relativement faibles. Deux types de poteaux composés:

- les poteaux composés en treillis,
- les poteaux composés à barrettes de liaison

Il faut noter qu'en raison des déformations de cisaillement, les poteaux composés à barrettes de liaison sont plus flexibles que les poteaux pleins de même inertie; ceci doit être pris en compte dans le calcul. Afin de déterminer la Résistance axiale d'un poteau.

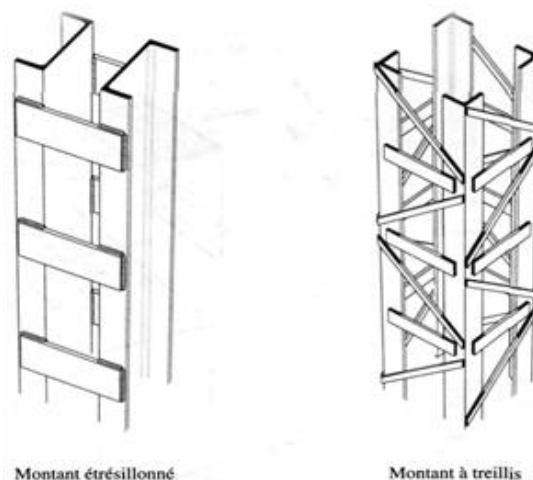


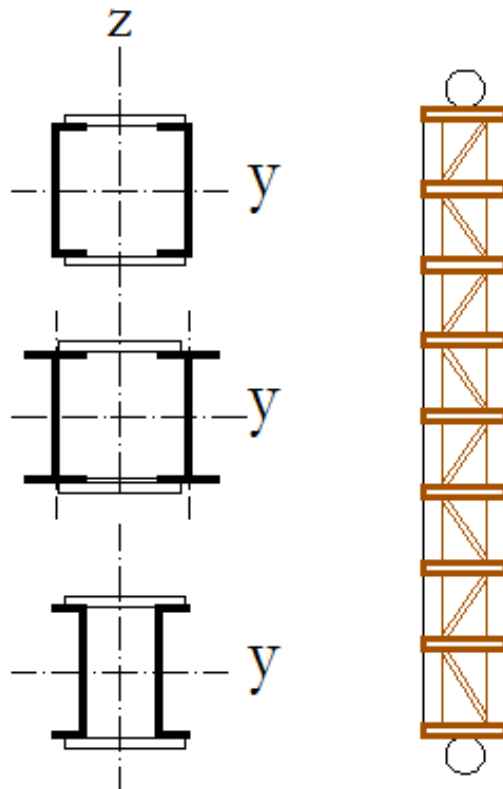
FIGURE I.5 MONTANTS EN PROFILS COMPOSES [3]

## I.3 - Type de poteau composé et leur application :

### I.3.1 - Généralités

En général, les poteaux composés sont utilisés dans les bâtiments industriels, soit comme montants pour supporter le bardage quand leur longueur de flambement est très grande soit comme poteaux pour supporter une poutre de roulement de pont roulant.

Quand il est utilisé comme un montant bi-articulé pour supporter le bardage, le poteau est calculé pour reprendre les efforts horizontaux, principalement dus au vent. Dans ce cas, le moment fléchissant sollicitant est prédominant comparé à l'effort de compression



**FIGURE I-6 MONTANT SUPPORT DE BARDAGE BI-ARTICULE AUX EXTREMITES.[3]**

Un poteau composé typique destiné à supporter une poutre de roulement de pont roulant est montré

à la Figure 1.7. Ce type de barre est généralement encasté en pied et articulé en tête, et il est calculé pour résister:

- Aux forces de compression qui proviennent, soit du portique, soit de la poutre de roulement,
- Aux forces horizontales résultant des actions du pont roulant appliquées sur la membrure intérieure du poteau et aux actions du vent appliquées sur sa membrure extérieure



**FIGURE I-7 POTEAU COMPOSE SUPPORTANT UNE POUTRE DE ROULEMENT DE PONT ROULANT.[3]**

Les poteaux composés sont formés de deux membrures parallèles interconnectées à l'aide de treillis

ou de barrettes de liaison –voirFigure1.6.

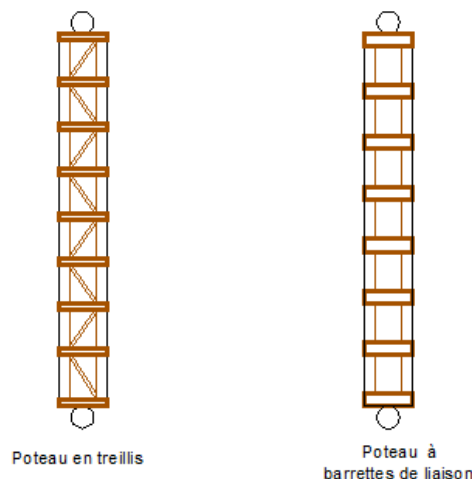
En général, le système treillis est conçu de telle manière que la matière soit localisée aux endroits structuraux les plus efficaces pour assurer le transfert des efforts.

Dans un bâtiment industriel et pour une hauteur donnée, les poteaux composés conduisent théoriquement à un poids d'acier plus faible que n'importe que l'autre système structural.

N'importe quelle section laminée à chaud peut être utilisée pour réaliser les membrures et les âmes des poteaux composés. Cependant, pour les membrures, les sections en U ou en I sont les plus couramment utilisées. Combinée avec des cornières, elles représentent une solution technique pratique pour les poteaux composés en treillis ou à barrettes de liaison. Des plats sont également utilisés pour réaliser les barrettes.

Deux types des poteaux composés articulés aux extrémités et supposés maintenus latéralement:

- Les poteaux en treillis,
- Les poteaux à barrettes de liaison



**FIGURE I.8 POTEAUX COMPOSES. [3]**



# Chapitre I : Conception des poteaux métalliques

---

La différence entre ces deux types de poteaux composés vient du mode d'assemblage des éléments d'âmes (treillis ou barrettes) sur les membrures.

Le premier type contient des diagonales (et éventuellement des montants) calculés comme articulés à leurs extrémités.

Le second type nécessite des barrettes dont les extrémités sont encastées sur les membrures et qui fonctionnent comme un panneau rectangulaire.

L'inertie des poteaux composés augmente avec la distance entre les axes des membrures. L'augmentation de la rigidité est contrebalancée par l'augmentation du poids et du coût de l'assemblage entre les éléments.

Les poteaux composés constituent des structures de poids relativement faible avec une grande inertie.

Bien sûr, l'apposition des membrures, éloignées du centre de gravité de la section composée, est très bénéfique pour produire une grande inertie. Ces barres sont généralement destinées aux structures de grande hauteur pour lesquelles les déplacements horizontaux sont limités à de faibles valeurs (par exemple les poteaux supportant des poutres de roulement de pont roulant).

## **I.3.2- Poteaux composés en treillis**

Il existe un grand nombre de configurations de poteaux en treillis. Cependant, les dispositions des treillis en forme de Net de V sont les plus couramment utilisées

Pour les membrures, le choix de sections en U ou en I présente différents avantages.

Les sections en I sont les plus efficaces structurellement et sont potentiellement moins profondes que les sections en U. Pour les poteaux composés soumis à une force axiale de compression importante (par exemple les poteaux supportant un pont roulant), les sections en I ou en H seront mieux adaptées que des sections en U.

Les sections en U peuvent être intéressantes pour offrir deux faces entièrement planes.

Les sections en T obtenues par découpage à partir de sections en H sont également utilisables en tant que membrures. L'âme des sections en T doit être suffisamment profonde pour permettre un soudage facile des barres de treillis.

# Chapitre I : Conception des poteaux métalliques

---

Pour réaliser les âmes des poteaux en treillis, le recours à des cornières permet de minimiser le soudage de goussets réduisant ainsi les coûts de fabrication.

D'autres types de sections exigent du gousset ou des opérations de soudage plus complexes.

Les axes des centres de gravité des barres tendues et comprimées des âmes ne doivent pas nécessairement se rencontrer au même point sur les axes des membrures. En fait, les poteaux en treillis avec une excentricité des attaches peuvent être aussi efficaces que ceux sans excentricité. Les attaches âme-membrure peuvent être décalées sans conduire à une augmentation du poids d'acier. Bien que des attaches excentrées demandent que le calcul prenne en compte les moments locaux, il existe plusieurs avantages à procéder ainsi.

Les attaches excentriques fournissent un espace additionnel pour le soudage, réduisant ainsi la difficulté de fabrication. De plus, la réduction de la longueur des membrures comprimées amène une augmentation de la résistance au flambement et à la flexion qui compense partiellement les moments additionnels créés par l'excentricité. Pour des cornières simples, il est recommandé que l'excentricité des attaches soit réduite.

## **Différentes géométries des treillis**

- La disposition des treillis en N, comme montré à la Figure 1.9(a), peut être considérée comme la configuration la plus efficace pour les portiques de bâtiments industriels. La disposition en N comprend des diagonales et des montants qui se rencontrent au même point sur l'axe des membrures.

Cette disposition réduit la longueur des membrures comprimées et des diagonales. Elle est fréquemment utilisée dans les portiques soumis à un effort de compression uniforme significatif.

- La disposition des treillis en V augmente la longueur de la membrure comprimée et des diagonales ce qui conduit à une réduction de la résistance au flambement des barres.

Cette disposition est utilisée dans les portiques soumis à une petite force de compression.

- Les dispositions en X des treillis ne sont généralement pas utilisées dans les bâtiments en raison de leur coût et de leur complexité de fabrication.

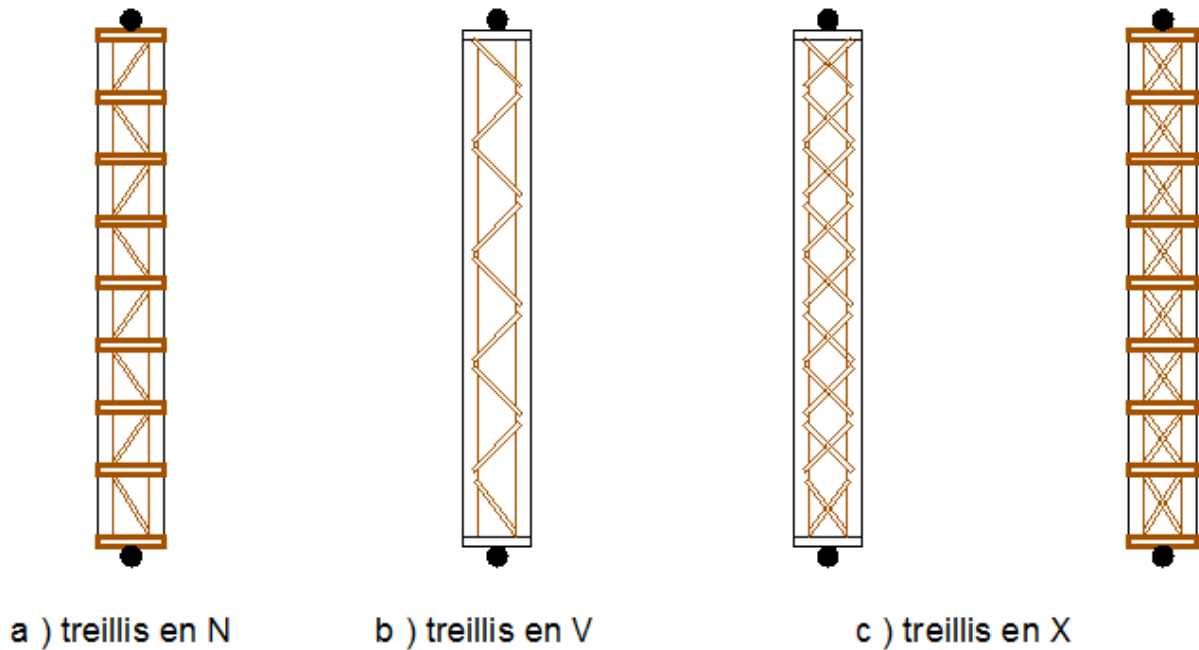


FIGURE I.9 DIFFERENTES DISPOSITIONS DE TREILLIS. [3]

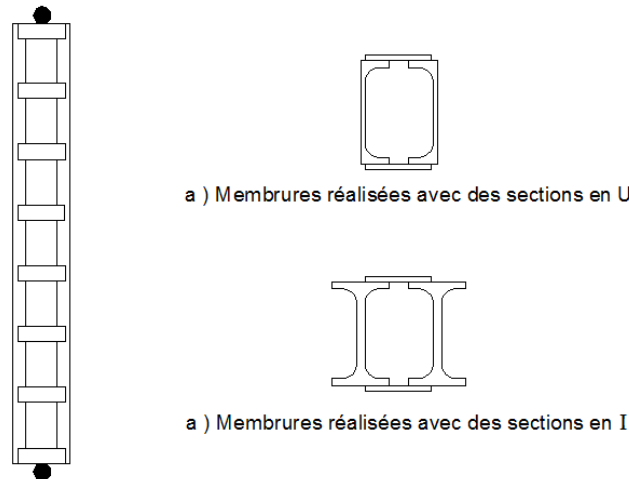
### I.3.3- Poteaux composés à barrettes de liaison

Les poteaux composés à barrettes de liaison ne sont pas appropriés pour les portiques de bâtiment industriels. Ils sont quelquefois utilisés comme éléments de portiques isolés dans des conditions spécifiques où les forces horizontales ne sont pas significatives.

Les sections en U ou en I sont les plus utilisées pour les membrures alors que les barrettes sont réalisées avec des plats. Les extrémités des barrettes doivent être encastrées sur les membrures.

Les poteaux composés à barrettes de liaison sont composés de deux plans parallèles de barrettes qui sont assemblées aux semelles des membrures. La position des barrettes doit être la même dans les deux plans.

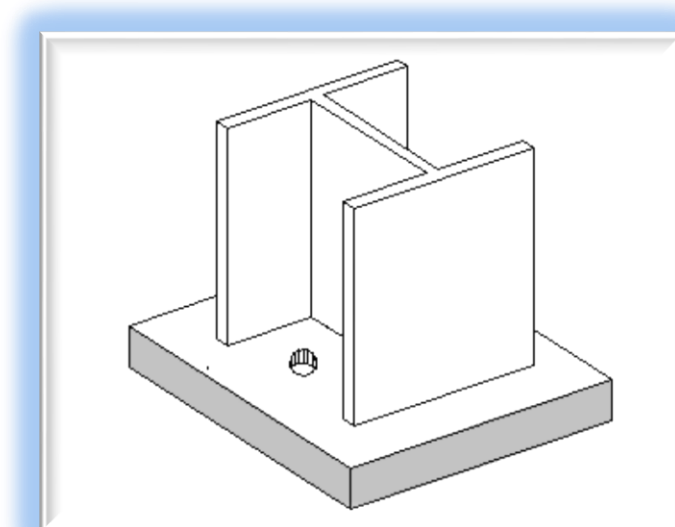
Des barrettes doivent être disposées à chaque extrémité du poteau. Des barrettes doivent également être disposées aux points intermédiaires où les charges sont appliquées et aux points de maintien latéral.



**FIGURE I.10 BARRE COMPRIMEE A BARRETTES AVEC DEUX TYPES DE MEMBRURES.[4]**

## **I-4 Fixation des poteaux au sol :**

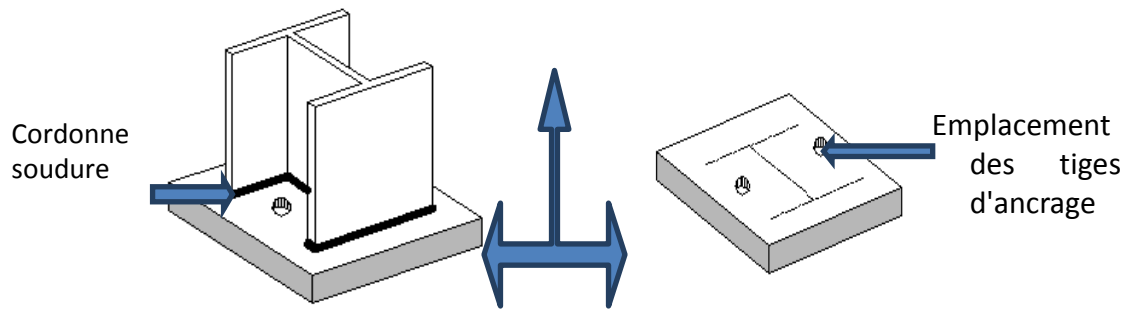
Les pieds des poteaux sont les Parties inférieure du poteau relia à la fondation ils peuvent être articulé ou encastré. Leur rôle est de répartir les charges supportées sur la surface de la fondation. La liaison des poteaux à la fondation doit être rigide afin de résister aux différent efforts appliqué Et par conséquent assuré l'encrage et la stabilité de l'ouvrage.



**FIGURE I.11 PIED DE POTEAUX ARTICULE[4]**

Principaux éléments composants les encrages:

- ❖ La platine d'extrémité
- ❖ Cordon de soudure



**FIGURE I.12 LA PLATINE D'EXTREMITE[4]**

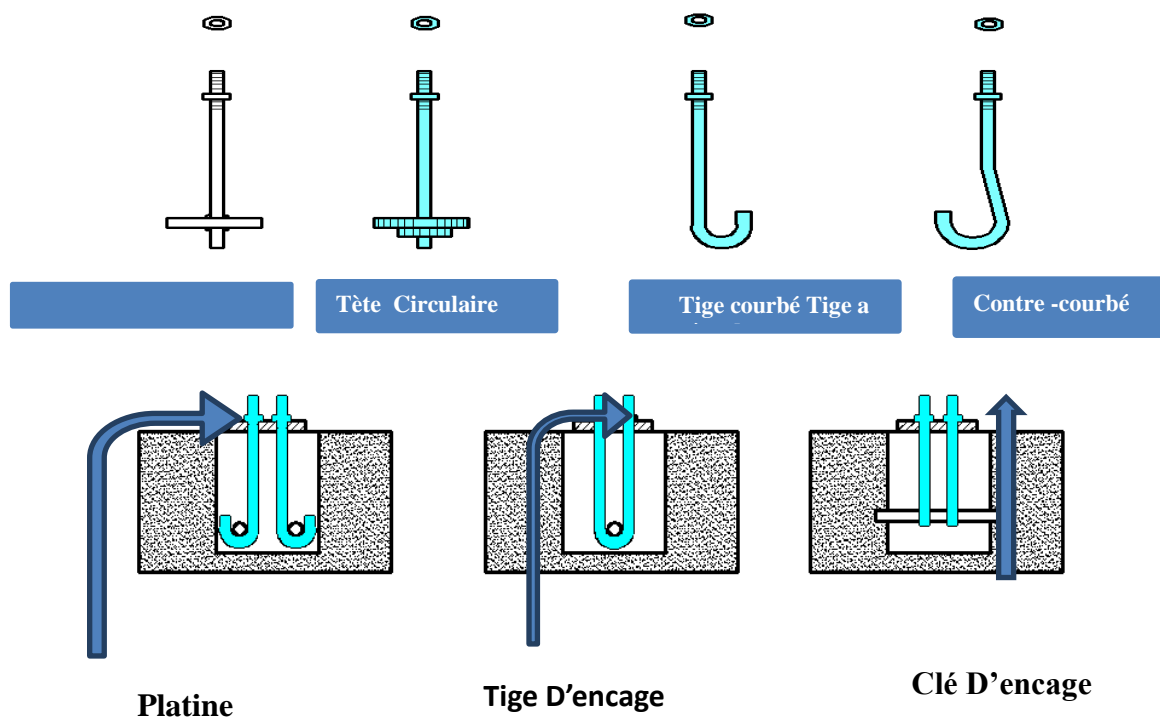
La platine d'extrémité est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteaux par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteaux.

Son épaisseur ne peut excède de beaucoup l'épaisseur de lame des poteaux. Elle est percée sur la ligne médiane pour recevoir les deux extrémités des tiges d'encrage scelle dans la fondation.

### Les Tige D'ancrage :

Des Barres d'acier HR destiner a opposé a la traction, Elle peuvent être droite ou courbé a l'extrémité.

Extrémité courbe assure l'accrochage a une barre horizontale appelle clé d'ancrage encastré dans le béton de fondation.



**FIGURE I.13 LES TIGES D'ANCRAGE[4]**

## Les pieds de poteaux Articulé

La mise en œuvre la plus courante consiste à souder une platine à l'extrémité du poteau. Elle est traversée par deux tiges d'ancrage et repose sur l'élément de fondation en béton. Même si la liaison semble rigide, elle fonctionne en fait comme une articulation.

Il est quelquefois nécessaire de souder sous la platine un tronçon de profilé appelé « bêche » pour transmettre l'effort horizontal au massif de fondation.

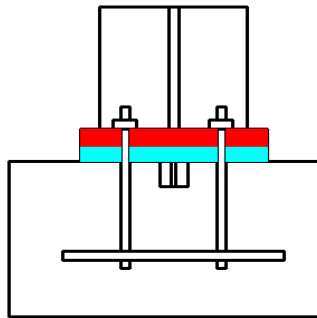


FIGURE I.14 PIED DE POTEAUX ARTICULE[4]

## Les pieds de poteaux encastrés:

L'Encastrement est utilisé dans la construction d'ouvrage de grande dimension. Il doit être très rigide pour empêcher les mouvements de rotation et de translation. Il nécessite des fondations plus importantes que le système articulé

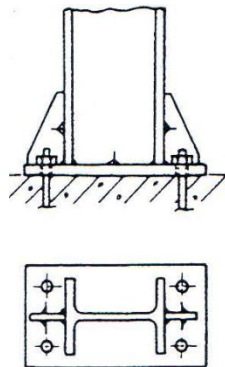


FIGURE I.15 PIED DE POTEAUX ENCASTRES[4]

## I-5 Classification des sections transversales : [3]

Les profilés de construction, qu'ils soient laminés ou soudés, peuvent être considérés comme constitués d'un ensemble de parois distinctes, dont certaines sont internes (par exemple les âmes de poutres ouvertes ou les semelles de caissons) et d'autres sont en console (par exemple les semelles des profils ouverts et les ailes des cornières) (Figure I-4).

Comme les parois des profilés de construction sont relativement minces comparées à leur largeur, lorsqu'elles sont sollicitées en compression (par suite de l'application de charges axiales sur la totalité de la section et / ou par suite de flexion) elles peuvent voiler localement.

La propension à voiler d'une paroi quelconque de la section transversale peut limiter la capacité de résistance aux charges axiales ou la résistance à la flexion de la section, en l'empêchant d'atteindre sa limite de résistance élastique ou plastique. On peut éviter une ruine prématurée provoquée par les effets du voilement local en limitant le rapport largeur / épaisseur des parois individuelles au sein de la section transversale. Ceci constitue la base de l'approche par classification des sections transversales.

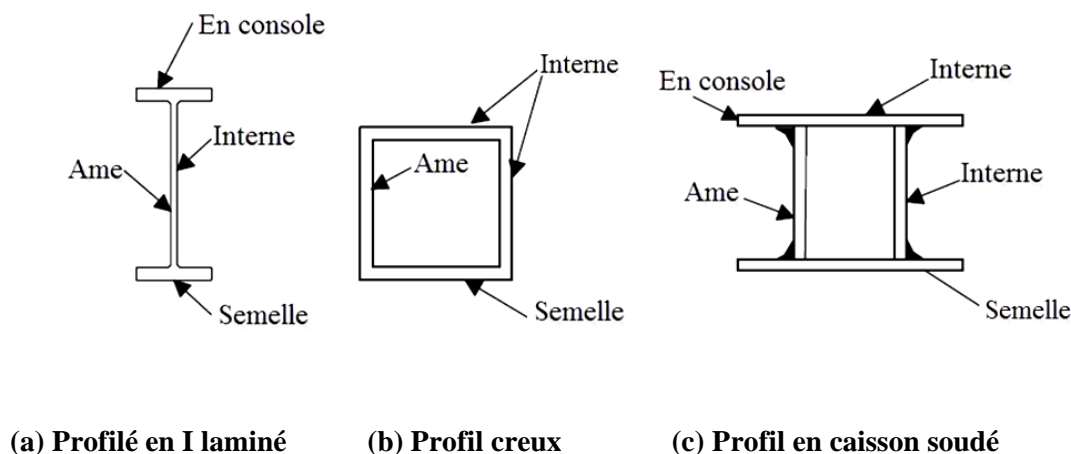


FIGURE I-16 PAROIS INTERNES ET PAROIS EN CONSOLE. [3]

Quand il calcule une ossature et ses composants, le concepteur doit choisir une modélisation structurale appropriée. Le choix du modèle conditionne :

- L'analyse de la structure, destinée à déterminer les contraintes internes (solllicitations),

# Chapitre I : Conception des poteaux métalliques

- le calcul de la résistance des sections transversales.

Ainsi, le modèle implique l'utilisation d'une méthode d'analyse globale combinée avec une méthode de calcul de la résistance des sections transversales.

Pour l'état limite ultime, il existe plusieurs combinaisons possibles de méthodes d'analyse globale et de méthodes de calcul des sections transversales impliquant, soit une approche élastique, soit une approche plastique. Les combinaisons possibles sont données dans le (Tableau I-1).

Type de modélisation	Méthode d'analyse globale (Calcul des sollicitations)	Calcul des éléments (Résistance des sections transversales)
I	Plastique	Plastique
II	Élastique	Plastique
II	Élastique	Élastique
I	Élastique	Elastique

**TABLEAU I-1 CALCUL AUX ETATS LIMITE ULTIMES-[1].**

## DEFINITION DES MODELISATIONS

La modélisation de type I est relative au calcul plastique des structures. La plasticité complète peut se développer à l'intérieur des sections transversales [1], c'est-à-dire que la distribution des contraintes correspond à un diagramme bi-rectangulaire permettant à formation de rotules plastiques. Ces dernières possèdent des caractéristiques moment- rotation convenables pour donner une capacité de rotation suffisante à la formation d'un mécanisme plastique et à la redistribution des moments qui en résulte dans la structure.

Pour une structure composée de sections qui peuvent atteindre leur résistance plastique mais qui n'ont pas la capacité de rotation suffisante pour autoriser un mécanisme plastique dans la structure, l'état limite ultime peut être associé à la formation de la première rotule plastique. Ainsi, dans la modélisation de type II, les sollicitations sont déterminées en utilisant une analyse élastique et elles sont comparées aux capacités plastiques de la section transversale correspondante. Pour les systèmes isostatiques [1], l'apparition de la première rotule plastique conduit à un mécanisme plastique; les deux modélisations de type I et II doivent donc donner le même résultat. Pour les structures hyperstatiques, la modélisation de type II, à la



# Chapitre I : Conception des poteaux métalliques

---

différence de celle de type I, n'autorise pas la redistribution des moments.

Quand les sections transversales d'une structure ne peuvent pas atteindre leur résistance plastique, à la fois l'analyse globale de la structure mais aussi la vérification des sections transversales, doivent être conduites élastiquement. L'état limite ultime, en accord avec la modélisation de type III, est obtenu quand la limite d'élasticité est atteinte dans la fibre la plus sollicitée. Il se peut même, quelque fois, que la plastification dans la fibre extrême ne soit pas atteinte en raison d'un voilement prématuré de l'un des composants de la section transversale; dans de tels cas, l'état limite précédent doit se limiter à la section efficace (modélisation de type IV).

Il est bien sûr impossible d'avoir un modèle où une méthode d'analyse plastique soit combinée avec une vérification élastique de la section transversale. En effet, la redistribution de moment qui est nécessaire à une analyse plastique ne peut pas avoir lieu sans que la section transversale soit entièrement plastifiée.

## **I-5-1-Conditions pour la classification des sections transversales :**

Les modèles sont définis en termes de critères de calcul des structures ; ils sont, en réalité, gouvernés par des conditions relatives à des problèmes de stabilité. Une redistribution plastique peut être effectuée, entre sections transversales et/ou à l'intérieur des sections transversales, à condition qu'au un voilement local prématuré n'apparaisse car il provoquerait une diminution de la capacité portante [5].

Il convient de s'assurer qu'aucune instabilité locale ne peut apparaître dans la section transversale avant l'atteinte de sa résistance en flexion élastique (modélisation de type III), plastique (modélisation de type II) ou avant l'atteinte de la formation d'un mécanisme plastique complet (modélisation de type I) [5].

Un tel mécanisme, au sens de la modélisation de type I, ne peut apparaître que si la rotule plastique, une fois formée, possède la capacité de rotation suffisante à la formation d'un mécanisme plastique.

Pour assurer une capacité de rotation suffisante, les fibres extrêmes doivent être capables de supporter de très grandes déformations sans aucune diminution de résistance. Les nuances d'acier elles possèdent une ductilité suffisante, en traction, pour autoriser l'allongement nécessaire ; de plus, aucun affaiblissement n'est à craindre avant l'atteinte de la résistance ultime en traction. Mais, sous

## Chapitre I : Conception des poteaux métalliques

---

l'action de contraintes de compression, il est moins que scion de ductilité du matériau que de capacité à supporter des contraintes sans apparition d'instabilité.

Le Tableau I-2 donne un résumé des conditions que doivent vérifier les sections transversale en termes de comportement mécanique, de capacité de résistance à la flexion et de capacité de rotation. Comme cela peut être remarqué dans ce tableau, les limites se réfèrent aux classes de sections transversales. En accord avec *le C.C.M97*, chacune correspond à des exigences de fonctionnement différentes.

*le C.C.M97*, définit quatre classes de section transversale. La classe à laquelle appartient une section transversale particulière dépend de l'élanement de chaque élément (défini par un rapport largeur / épaisseur) et de la distribution des contraintes de compression, uniforme ou linéaire. Les classes sont définies en termes d'exigences de comportement pour la résistance aux moments fléchissant.

*le C.C.M97*, ont instauré une classification des sections transversales [6], en fonction de :

- élanements des parois,
- résistance de calcul,
- capacité de rotation plastique,
- risque de voilement local, etc.

Quatre classes de sections on été définies, allant de la section1 (la plus performante) a la section 4 (la plus fragile), soit :

**Classe1:** section transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, et possédant une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique.

**Classe2:**section transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, mais avec une capacité de rotation limitée.

**Classe3:** section transversales pouvant atteindre leur résistance élastique en fibre extrême, mais non leur résistance plastique, du fait des risques de voilement local.

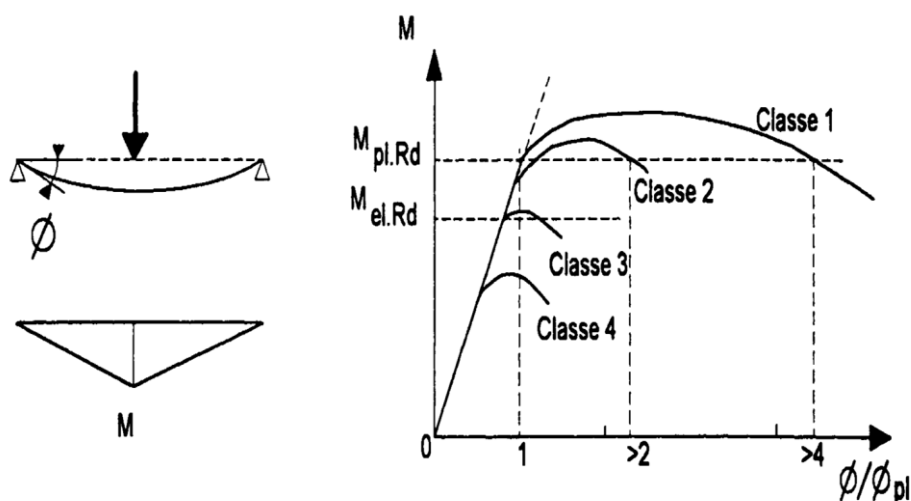
# Chapitre I : Conception des poteaux métalliques

**Classe 4:** section transversales ne pouvant atteindre leur résistance élastique, du fait des risques de voilement local.

Des lois type de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées ci-dessous, mettant en évidence la résistance est la capacité de rotation qui peut être atteintes avant apparition du phénomène de voilement local (correspondant à l'affaissement de la loi de comportement tout risque de déversement étant empêché [6].

Les deux premières classes (1 et 2) permettent de prendre en compte une redistribution complète des contraintes (plastification complète).

Les sections de classe 1 ou 2 sont vérifiées par rapport à leur résistance plastique. Les sections de classe 3 sont vérifiées par rapport à leur résistance élastique. Quant aux sections de classe 4 (celles dont les parois ont un rapport  $b/t$  supérieur à la limite de la classe 3), il est nécessaire de procéder à une vérification spécifique prenant en compte les effets du voilement local. La classification des sections établie par *le C.C.M97* intervient également au niveau du choix des de vérification de résistance des sections et de résistance des éléments.



**Figure I-17 : Classification des sections transversales [6].**

La réduction de résistance due aux effets de voilement local des sections transversales de classe 4 peut être prise en compte à l'aide de la méthode des largeurs efficaces.

Le classement d'une section transversale dépend des dimensions de chacune de ses parois comprimées [6]

## Conclusion

On a cité presque tous les facteurs influant le comportement des poteaux métalliques sous chargement axial, en commençant par les différents types de poteaux métalliques, par la suite les caractéristiques géométriques de la section transversale.

A partir de ce chapitre, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- ❖ Le phénomène de flambement est un phénomène d'instabilité de la matière que l'on rencontre sur les éléments sollicités en compression. Il est très dangereux car imprévisible et immédiat.
- ❖ La méthode d'Euler permet de calculer la charge critique exacte dans le domaine élastique.
- ❖ La classification des sections transversales permet d'estimer leur comportement ultime en compression et/ou en flexion, en prenant en compte les possibilités de voilement local.

Enfin le phénomène du flambement d'une manière satisfaisante. Tous les modèles prennent en considération le défaut de rectitude de la barre. Chaque auteur quantifie ce défaut, soit en une fonction de la longueur de la barre. Soit par une série d'expérience, soit par le risque de plastification des aciers en compression simple.

### Introduction :

La conception et le calcul des constructions métalliques sont régis, à ce jour, par diverses réglementations :

- << les règles de calcul des constructions en acier >>, dites règles **C.M.66**, qui réglementent tous les bâtiments en acier.
- le titre V du fascicule 61 du cahier des prescriptions communes, intitulé <<conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier>>, qui réglemeente essentiellement les ponts et ouvrages d'art.

Le présent ouvrage, qui ne traite pas des ponts, se réfère donc exclusivement aux règles **C.M.66**.

En outre, compte tenu de l'ancienneté de ces règles **C.M.66**, ainsi que de l'évolution importante des connaissances et des recherches en construction métallique, de nombreux point des règles **C.M.66**, aujourd'hui dépassés, ont été repris par des textes de publication récente. Ce sont notamment :

- des normes NF, qui régissent les calculs des assemblages et des éléments à parois minces :

- les assemblages rivés : normes NF P .22410 et P.22411.
- les assemblages par boulons non précontraints : normes NF P.22430 et P.22431.
- les assemblages par boulons à serrage contrôlé : normes NF P .22460 à P.22469.
- les assemblages soudés : normes NF P.22470 à P.22472.
- les éléments à parois minces : norme NF P.22703 (D.T.U).

Les règles **C.M.66**, fondées sur le seul comportement élastique de l'acier, ramènent tous les calculs de contraintes à une contrainte de référence, dite contrainte de ruine, qui est la limite garantie d'élasticité  $\sigma_e$  de l'acier utilisé. En revanche, de vérification prenant en compte la plastification de l'acier. Ce texte, qui devrait supplanter les règles **C.M.66**, pour ce qui concerne le calcul des sollicitations et la vérification de la stabilité (flambement, etc...), reste encore peu utilisé à ce jour. C'est pourquoi les applications pratiques de calculs, qui seront traitées dans cet ouvrage,

seront menées parallèlement avec les 2 méthodes (calcul en élasticité pure et calcul en plasticité).

Dans ce chapitre, nous concentrons à l'aspect réglementaire pour la vérification de la stabilité aux flambements des poteaux métalliques selon les règles C.M.66.

### II.1 Pièces soumises à la compression – flambement simple :

#### II.1-1 problèmes d'instabilité :

➤ Deux critères sont utilisés pour vérifier la sécurité d'une structure :

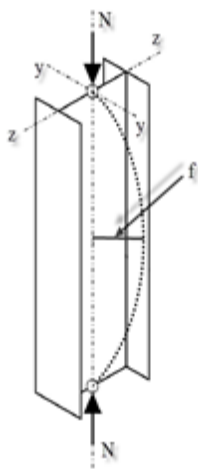
1)- **Un critère de résistance** : les éléments de la structure doivent résister aux efforts appliqués :

$$(\sigma_{\text{caractéristique}}^{\text{sollicitation}} \leq \sigma_{\text{admissible}}^{\text{matériau}})$$

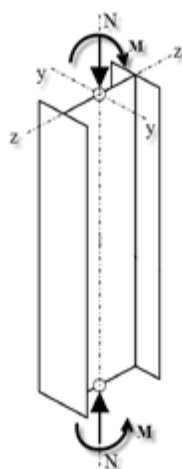
2)- **Un critère de rigidité** : les déformations de la structure doivent être limitées (cas de petites déformations :  $f_c \leq f_{\text{admissible}}$ )

Cependant, ces deux critères ne sont pas suffisants pour la vérification de la sécurité lorsqu'il ya de déformations qui modifient considérablement les sollicitations

$$N \longrightarrow N + N*f = N + M_{\text{supplémentaire}}$$



a) Flambement simple



b) Flambement composé

Figure II-1 critère de stabilité. [1]

Ce qui nécessite un calcul spécifique en ajoutant le troisième critère : << critère de stabilité >>.

Le nombre de paramètres intervenant dans chacun de ces critères est élevé, aussi n'a-t-il pas été possible jusqu'à présent d'établir des formules entièrement expérimentales.

Pour aboutir aux formules des règlements, il à été procédé de la façon suivante :

- On a effectué l'étude théorique du système (barre, plaque, coque, structure) en supposant que ce système réponde aux hypothèses du modèle << parfait >> ou modèle d'<< Euler >>. Ces hypothèses sont les suivant :
  - ✓ Le comportement du système est toujours élastique ( $\sigma_e = \infty$ ) ;
  - ✓ Les déformations restent petites ;
  - ✓ Il n'y a ni contraintes initiales, ni défauts initiaux (cette hypothèse n'est en général pas indispensable, car sans influence sur le résultat).
  - L'étude des phénomènes d'instabilité est particulièrement importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l'utilisation d'éléments minces et de grand élancement.
  - Les zones comprimées des pièces, affectées par les grandes déformations peuvent présenter trois types de phénomènes d'instabilité qui sont :
    - ✓ Le flambement qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement + flexion).
    - ✓ Le déversement Qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.
    - ✓ Le voilement Qui affecte les âmes des pièces fléchies.

### II.1-2 Caractéristiques géométriques utilisées dans l'étude du flambement :

- 1)  $A$  : aire de la section transversale de la pièce
- 2)  $I_x$  : moment d'inertie par rapport à l'axe  $x - x$
- 3)  $I_y$  : moment d'inertie par rapport à l'axe  $y - y$

4)  $i_x$  : rayon de giration par rapport à l'axe  $x - x$

5)  $i_y$  : rayon de giration par rapport à l'axe  $y - y$

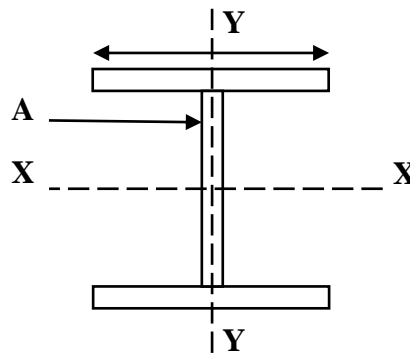


Figure II-2 Caractéristiques géométriques de section en I. [2]

### II-1-3- Aspect réglementaire du flambement :

La théorie d'Euler, établie pour des poutres idéales, reste insuffisante en raison des imperfections de centrage et de rectitude, que nous venons d'examiner. Compte ces imperfections.

Sur le plan réglementaire, une marche de vérification est :

- vérification selon les règles **C.M.66**, dans le seul domaine élastique.

Dans le domaine élastique (dans ce dernier cas, il suffit de prendre pour valeur du moment de plastification, le moment résistant élastique, soit :  $M_p = M_e =$

$$\sigma_e \cdot \frac{I}{\gamma} \dots \dots \dots \text{(II-1)}$$

#### II-1-3-1- Vérification selon les règles C.M.66 :

Les imperfections sont prises en compte dès le départ et les calculs, effectués à partir de ces dernières, doivent vérifier qu'en aucun point la contrainte n'excède la limite élastique.

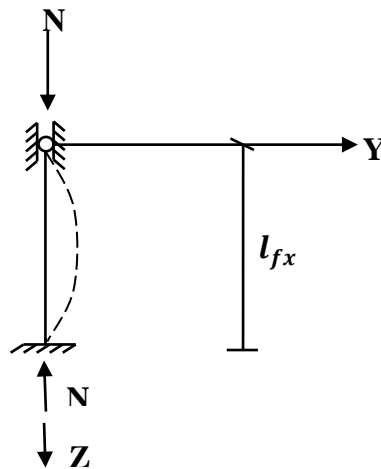
A)- Flambement simple :

A)-1- Flambement d'une barre idéale (théorie d'Euler) :



Le flambement simple affecte les pièces soumises à la compression simple. Son étude est effectuée par EULER.

La théorie d'EULER est fondée sur une barre idéale, parfaitement droite, bi-articulée à ses extrémités, et soumise à un effort normal de compression (N) centré au C.D.G de la section et appliqué suivant l'axe moyen OZ (Figure II-3).



**Figure II-3 Poteau bi encasté [2]**

D'après la théorie d'EULER, la vérification de la stabilité au flambement se fait comme suit :

$$\sigma \leq \min(\sigma_K; \sigma_e) \quad \dots\dots\dots \text{(II-2)}$$

Sachant que :  $\sigma = \frac{N}{A}$  contrainte pondérée de compression

$$\sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{max}^2} : \text{Contrainte critique d'EULER ; } \lambda_{max} = \sup(\lambda_x; \lambda_y)$$

$\sigma_e$  : Limite d'élasticité de la pièce.

✓ Lorsque  $\sigma_K \geq \sigma_e$  : il n'ya aucun risque de flambement, par conséquent, on doit vérifier que :

..... (II-3)  $\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_e$

Comme la traction.

- ✓ Lorsque  $\sigma_K < \sigma_e$  : il ya un risque de flambement, dans ce cas, on doit vérifier que :

$$\dots\dots\dots (II) \quad \sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_K$$

### Remarque :

La théorie d'Euler, établie pour des barres idéales, reste insuffisante en raison des imperfections de centrage et de rectitude. Il est donc impératif de prendre en compte ces imperfections.

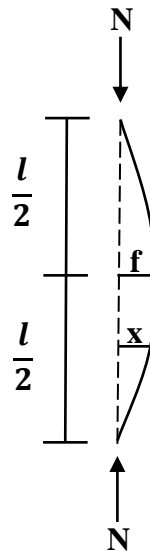
### **A)-2- Méthode DUTHEIL de vérification des pièces comprimées :**

#### **A)-2-1- Bases de la méthode :**

##### **A)-2-1-1- Principes :**

La méthode Duteil est basée sur la constatation expérimentale suivante :

Dès qu'on soumet à une compression une barre réelle, même jugée parfaitement droite, elle s'infléchit légèrement. Chaque section de la barre ainsi déformée, supposée articulée aux deux extrémités, est donc soumise à un moment fléchissant égal au produit du désaxement  $x$  de son centre de gravité par l'effort de compression  $N$  appliqué aux extrémités. La méthode consiste à vérifier que la limite d'élasticité n'est dépassée en aucun point de la barre sous l'effet de la superposition de l'effort normal  $N$  et de ce moment fléchissant  $N_x$  la vérification de stabilité des pièces comprimées (avec ou sans flexion d'origine extérieure) est ainsi ramenée à un problème de flexion composée.



**Figure II-4 Poteau bi-articulé [2].**

La résolution de ce problème présente les deux particularités suivantes :

1)- Au lieu d'étudier l'équilibre des forces et les sollicitations en chaque point sur un schéma de la pièce déterminé une fois pour toutes comme dans les problèmes courants ou les déformations ont une influence négligeable sur ces sollicitations, on tient compte ici des déformations existant au moment de l'équilibre et même de l'amplification que la compression fait subir aux déformations qui peuvent exister en dehors d'elle (flèche initiale, effet des force transversale, etc..).

2)- on ne connaît pas pour chaque barre la valeur de la flèche provoquée par les irrégularités inévitables de forme et de structure, mais l'examen d'un grand nombre de résultats expérimentaux et l'interprétation de ces résultats par les méthodes de la statistique mathématique ont permis de déterminer une valeur limite de cette flèche. L'introduction de cette valeur limite dans les calculs ne permet pas de déterminer le comportement réel de la barre envisagée, mais de vérifier qu'elle supportera avec une sécurité suffisante les charges auxquelles on envisage de la soumettre, tant que ses défauts resteront dans les limites des tolérances usuelles sur ses dimensions et sur la nature du métal qui la constitue.

**A)-2-1-2- Amplification des flèches :**

Suivant une démonstration classique, si on soumet une barre de longueur  $l$  et de section constante  $A$ , articulée aux deux extrémités, présentant une légère courbure initiale, à un effort normal  $N = \sigma \cdot A$ , sa flèche est multipliée par le rapport

$$\frac{N_K}{N_K - N} = \frac{\sigma_K}{\sigma_K - \sigma} \quad \dots\dots\dots \text{(II-5)}$$

Exprimé en fonction de la charge critique d'Euler  $N_K = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad \dots\dots\dots \text{(II-6)}$

Ou de la contrainte critique d'Euler  $\sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad \dots\dots\dots \text{(II-7)}$

Ceci n'est vrai, en toute rigueur, que si la forme initiale de la barre est une sinusoïde ; mais on peut remarquer que, dans le cas du flambement dans un plan, l'équation de toute déformée peut être mise sous la forme d'une série de Fourier dont le premier terme est toujours prépondérant dans les cas de la pratique courante et que cette prépondérance est encore amplifiée par l'action d'un effort longitudinal, puisque le coefficient de majoration  $\frac{\sigma_K}{\sigma_K - \sigma}$  applicable au premier terme est supérieur à ceux qui affectent les termes suivants.

On montre également que le principe de superposition est applicable aux flèches ainsi majorées (mais pas aux contraintes qui en découlent) et qu'en conséquence, si la flèche initiale est la somme de flèches  $f_1, f_2$  etc... D'origines diverses (flèche propre, effet de forces transversales). Elle prend sous l'action de l'effort longitudinal une valeur

$$(f_1 + f_2 + \dots) \frac{\sigma_K}{\sigma_K - \sigma} \quad \dots\dots\dots \text{(II-8)}$$

**A)-2-1-3- Flèche représentative des irrégularités de structure :**

Une barre réelle n'a pas une structure parfaitement homogène, en raison notamment de la présence de contraintes internes. Elle n'est pas non plus géométriquement rectiligne, mais l'expérience montre que les imperfections de dressage, tant qu'elles restent dans la limite des tolérances usuelles, ont moins d'influence sur le comportement d'une barre réelle que les irrégularités internes. Ces deux phénomènes ne sont d'ailleurs pas indépendants puisque le dressage introduit

des contraintes internes en même temps qu'il réduit les irrégularités géométriques et qu'un dépassement local de la limite d'élasticité entraîne une déformation permanente. Pour éviter les complications inutiles, on désigne par irrégularités de structure l'ensemble des imperfections inévitables, sans distinction d'origine.

Si on soumet une éprouvette pratiquement droite à un effort de compression constamment croissant, appliqué à ses extrémités articulées, on constate qu'elle se courbe dès le début du chargement (à condition d'utiliser des appareils de mesure suffisamment sensibles). la flèche  $f$  au milieu, proportionnelle au carré la longueur de flambement  $l$  et inversement proportionnelle à la fois au module d'élasticité  $E$  et à la largeur de la barre, est une fonction croissante de la contrainte de compression simple  $\sigma$ , Elle peut s'exprimer avec une très bonne approximation par la formule :

$$f = a \sigma \frac{l}{VN_K} \frac{\sigma_K}{\sigma_K - \sigma(1+b)} \dots\dots\dots (\text{II-9})$$

Où  $a$  et  $b$  sont deux constantes particulières à la barre, qu'on peut déterminer à partir de deux points arbitrairement choisis de la courbe expérimentale. L'expression (II-9) ne fait pas apparaître explicitement les paramètres dont dépend  $f$ , mais sa forme a été choisie pour faciliter certains calculs ultérieurs et notamment pour éviter de particulariser la forme de section ; on peut d'ailleurs faire apparaître ces paramètres en remarquant que :

$$\frac{l}{VN_K} = \frac{1}{\pi^2} \frac{l^2}{EV} \frac{1}{l} \dots\dots\dots (\text{II-10})$$

Si on supprime la charge après avoir atteint une contrainte moyenne  $\sigma_1$  l'éprouvette présente une flèche résiduelle  $f_1$  et se comporte dorénavant comme une barre de structure homogène, de sorte que pour tout nouveau chargement caractérisé par une contrainte moyenne  $\sigma < \sigma_1$  la flèche prend une valeur  $f_1 \frac{\sigma_K}{\sigma_K - \sigma}$ .

Valeur est toujours supérieure à celle donnée par la formule (II-9) pour la même Cette contrainte. Si on augmente la charge, pour  $\sigma > \sigma_1$ , la flèche reprend la valeur indiquée par la formule (II-9). Il y a là un effet analogue à celui qu'on constate dans un essai de traction lorsqu'on dépasse la limite des allongements proportionnels et surtout la limite d'élasticité ; c'est qu'en particulier dans l'essai

envisagé ici la limite d'élasticité est dépassée localement raison de la présence des tensions internes.

Pour les barres réelles de dimensions industrielles, l'expression de la flèche au milieu est parfois plus complexe lors d'un premier chargement, car la déformée ne peut plus être assimilée à une sinusoïde mais doit être représentée par une série de Fourier dont les termes d'ordre supérieur à 1 ne sont pas tous négligeables. En accord avec ce qui a été dit en 1,1 à propos de l'amplification des termes d'une telle série, on constate que la flèche expérimentale tend vers celle donnée par la formule (II-9) pour les valeurs suffisamment élevées de  $\sigma$  tandis qu'elle reste plus faible lorsque  $\sigma$  est petit. On se place donc en sécurité en utilisant la formule (II-9) dans tous les cas.

On ne connaît évidemment pas d'avance les valeurs des coefficients  $a$  et  $b$  propres à chaque barre.

Mais l'examen statistique de nombreux résultats expérimentaux (et en particulier des contraintes limites d'affaissement dont la valeur peut se déduire de l'expression de la flèche) montre que :

1)- en posant  $a = b = 1/12$ , on obtient la valeur la plus probable de la flèche  $f$  ;

2)- en posant  $a = b = 0,3$ , on obtient pour  $f$  une valeur qui n'a pas plus de chance d'être dépassée qu'on n'a de chances de trouver sur une pièce tendue une limite d'élasticité inférieure à la valeur prise comme base des calculs ( $\sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$  pour l'acier doux).

On aura donc une sécurité homogène des ouvrages en basant les calculs de résistance des pièces comprimées sur l'hypothèse de la présence d'une flèche représentative des irrégularités de structure exprimée en fonction de la contrainte de compression simple  $\sigma$  par la formule :

$$f_1 = 0,3\sigma \frac{I}{V N_K \sigma_K - 1,3\sigma} \dots\dots\dots \text{(II-11)}$$

**A)-2-1-4- Déformation dans deux plans perpendiculaires :**

Les irrégularités de structure n'ont pas d'orientation préférentielle. Il pourrait donc paraître normal de tenir compte des composantes de la flèche représentative des irrégularités de structure dans les deux plans principaux d'inertie. Pratiquement [18], la composante dans la direction favorable au flambement est toujours prépondérante et les effets de l'autre composante peuvent être négligés.

**A)-2-1-5- Contrainte limite d'affaissement  $\sigma_s$  :**

Sous l'effet d'un effort de compression  $N = \sigma A$ , une barre initialement droite prend au milieu de la longueur de flambement une flèche qui peut atteindre formule (II-11) :

$$f_1 = 0,3\sigma \frac{I}{V N_K} \frac{\sigma_K}{\sigma_K - 1,3\sigma} \dots\dots\dots \text{(II-12)}$$

Il en résulte dans la section médiane un moment

$$M = N f_1 = \sigma A f_1 = \frac{0,3 \sigma^2}{\sigma_K - 1,3 \sigma} \frac{I}{V} \dots\dots\dots \text{(II-13)}$$

(Puisque  $N_K = A \sigma_K$ )

et sur la fibre extrême de cette section une contrainte de compression

$$\sigma_{max} = \sigma + M \frac{V}{I} = \sigma \frac{\sigma_K - \sigma}{\sigma_K - 1,3 \sigma} \dots\dots\dots \text{(II-14)}$$

Il existe une valeur  $\sigma_s$  de la contrainte de compression simple  $\sigma$  pour laquelle

$\sigma_{max} = \sigma_e$ . Cette valeur  $\sigma_s$ , appelée contrainte limite d'affaissement, satisfait à

$$\sigma_s \frac{\sigma_K - \sigma_s}{\sigma_K - 1,3\sigma_s} = \sigma_e \dots\dots\dots \text{(II-15)}$$

Soit :  $\sigma_s (\sigma_K - \sigma_s) = \sigma_e (\sigma_K - 1,3\sigma_s) \dots\dots\dots \text{(II-16)}$

Qui s'écrit encore :  $\sigma_s^2 - \sigma_s (\sigma_K + 1,3 \sigma_e) + \sigma_e \cdot \sigma_K = 0 \dots\dots\dots$   
**(II-17)**

En résolvant cette équation du second degré on obtient

$$\sigma_s = \frac{1}{2} (\sigma_K + 1,3 \sigma_e) - \sqrt{\frac{1}{4} (\sigma_K + 1,3 \sigma_e)^2 - \sigma_e \cdot \sigma_K} \dots\dots\dots \text{(II-18)}$$

**A)-2-1-6- Borne supérieur de la flèche  $f_1$  :**

On a vu, à propos de l'étude expérimentale d'une barre réelle (1-2), qu'un premier chargement a pour effet d'homogénéiser partiellement sa structure, en faisant apparaître une flèche résiduelle après déchargement, et que la flèche atteinte au cours d'un chargement ultérieur est plus grande qu'au cours du premier.

C'est s'applique, entre autre, à une barre dont la flèche a la valeur limite prise en compte dans les calculs et qui a été chargée jusqu'à ce que soit atteinte la limite d'affaissement  $\sigma_s$ .

La valeur maximale de la flèche résiduelle satisfait donc à l'égalité :

$$f_1 \frac{\sigma_K}{\sigma_K - \sigma_s} = 0,3\sigma_s \frac{I}{V_{N_K}} \frac{\sigma_K}{\sigma_K - 1,3\sigma_s} \dots\dots\dots (\text{II-19})$$

Soit compte tenu de la relation (II-16) qui définit  $\sigma_s$

$$\sigma_s (\sigma_K - \sigma_s) = \sigma_e (\sigma_K - 1,3\sigma_s) \dots\dots\dots (\text{II-20})$$

$$f_1 = 0,3\sigma_s \frac{I}{V_{N_K}} \dots\dots\dots (\text{II-21})$$

Lorsqu'il peut en résulter une simplification dans les calculs relatifs au flambement, Il est donc loisible de remplacer la barre initialement droite de structure irrégulière par une barre de structure homogène présentant une flèche initiale  $0,3\sigma_s \frac{I}{V_{N_K}}$  ou, ce qui revient au même, de remplacer l'expression de la flèche  $f_1$  représentative des irrégularités de forme et de structure formule (II-11) par la suivante qui pièce en sécurité :

$$f_{1max} = 0,3\sigma \frac{I}{V_{N_K}} \frac{\sigma_K}{\sigma_K - \sigma} \dots\dots\dots (\text{II-22})$$

**Vérification courante des pièces à parois pleines :**

La ruine d'une pièce comprimée étant caractérisée par l'apparition d'une contrainte égale à  $\sigma_e$  au point le plus défavorisé, on peut encore dire qu'elle se produit lorsque la contrainte de compression simple  $\sigma$  atteinte la contrainte limite d'affaissement  $\sigma_s$  la condition de stabilité pourrait donc s'écrire :

$$\sigma \leq \sigma_e \dots\dots\dots (\text{II-23})$$



En multipliant les deux nombre de cette inégalité par  $K = \frac{\sigma_e}{\sigma_s}$  on aboutit à

..... (II-24)  $K \sigma \leq \sigma_e$

La contrainte de comparaison s'obtient donc en multipliant la contrainte de compression simple  $\sigma$  par le coefficient de flambement  $K$ .

La valeur de  $K$  se déduit de celle de  $\sigma_s$ . En partant de l'équation du second degré qui définit  $\sigma_s$  :

$$\sigma_s^2 - \sigma_s(\sigma_k + 1,3 \sigma_e) + \sigma_e \cdot \sigma_k = 0 \quad \text{..... (II-25)}$$

et en multipliant chaque terme par  $\frac{\sigma_e}{\sigma_k \sigma_s^2}$ , on obtient :

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_k} - K \left( 1 + 1,3 \frac{\sigma_e}{\sigma_k} \right) + K^2 = 0 \quad \text{..... (II-26)}$$

d'où

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

On constate que  $K = f\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) = f\left(\frac{\sigma_e \lambda^2}{\pi^2 E}\right)$ , c'est-à-dire que pour un acier donné ( $E$  24 par exemple),  $\sigma_e$  est donné, et  $k$  ne dépend donc plus que d'une seule variable, l'élanement

$$K = f(\lambda).$$

Les règles **C.M.66** proposent des tableaux (Voir annexe-C), donnant  $k$  en fonction de ( $\sigma_e$  et  $\lambda$ ).

Ce qui évite le calcul de la formule précédente.

Enfin, connaissant  $k$ , il reste simplement à vérifier que :

..... (II-28)  $K \cdot \sigma \leq \sigma_e$

**A-3- Résumé :**

**Vérification courante :**

1)- Calculer  $\lambda_x$  et  $\lambda_y$  :  $\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}$ ,  $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$ ,

2)- Déterminer  $\lambda_{max}$  et le plan de flambement :

$$\lambda_{max} = \sup(\lambda_x, \lambda_y)$$

- Si  $\lambda_x > \lambda_y$  : le flambement se présente dans le plans  $\perp$  à  $x - x$
- Si  $\lambda_y > \lambda_x$  : le flambement se présente dans le plans  $\perp$  à  $y - y$

3)- Déterminer le coefficient de flambement  $K = f(\lambda_{max}, \sigma_e)$  :

$$\lambda_{max} \text{ (tableau 13,411. } \sigma_e = 24; 30; 36) \Rightarrow K$$

4)- Calculer la contrainte de compression :  $\sigma = \frac{N}{A}$ ,

5)- Vérifier la stabilité au flambement par la condition :  $K \cdot \sigma \leq \sigma_e$

- Si  $K \cdot \sigma \leq \sigma_e \longrightarrow$  la pièce comprimée est stable.
- Si  $K \cdot \sigma > \sigma_e \longrightarrow$  la pièce comprimée n'est pas stable.

**N.B** : On peut utiliser les tableaux donnant (K) en fonction de ( $\lambda$ ) pour des valeurs de

$$\sigma_e \neq 24; 30; 36 \text{ daN/mm}^2$$

Il suffit de remplacer l'élanement réel ( $\lambda$ ) par un élanement fictif ( $\lambda'$ ) et en fonction de cet élanement ( $\lambda'$ ) on détermine K (en utilisant le tableau de  $\sigma_e^*$ ) ;

- Calculer  $\lambda' = \lambda_{max} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_e^{pièce}}{\sigma_e^* \text{Tableau utilisé}}}$
- Déterminer  $K = f(\lambda' \text{ et } \sigma_e^*)$

**Le flambement flexion :**

Il s'agit dans ce cas d'une poutre idéale rectiligne, soumise simultanément à un effort normal  $N$  et à un moment au flambement fléchissant  $M_0$ .

En comparaison au flambement simple, il y'a dans ce cas une amplification de la déformée et donc des contraintes de flexion et de compression.

Si  $M_0(z)$  est le moment fléchissant total dans la poutre, comprimée et fléchie vaut :

$$M(z) = M_0(z) + N y$$

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

## Chapitre II : Calcul des poteaux métalliques selon les règles C.M.66

La déformation a pour équation :

$$\sigma_K = \frac{d^2y}{dz^2} + N_Y = M_0(z)$$

Pour des fonctions simple de  $M_0(z)$ , l'intégration est possible .les résultats obtenus sont rassemblés dans le tableau ci-après, dans lequel  $t = \frac{\alpha l}{2}$

Cond. aux appuis	Cas de charges	$M_0$ max. pour $z = \frac{l}{2}$	$M$ max. pour $z = \frac{l}{2}$	Coefficient d'amplification des moments : $r = \frac{M \text{ max}}{M_0 \text{ max}}$
Bi-articulé		$q \frac{l^2}{8}$	$q \frac{l^2}{8} r$	$\frac{2}{t^2} (\frac{1}{\cos t} - 1)$
		$Q \frac{l}{4}$	$Q \frac{l}{4} r$	$\frac{1}{t} \text{tg } t$
Bi-encasté		$q \frac{l^2}{24}$	$q \frac{l^2}{24} r$	$\frac{3}{t \sin 2t} - \frac{3}{2t^2}$
		$Q \frac{l}{8}$	$Q \frac{l}{8} r$	$\frac{1}{t} \text{tg } t$

### Vérification selon les règles CM66 (flambement flexion) :

Les règles CM66 établissent que dans ce cas la condition  $\sigma_{\text{max}} \leq \sigma_e$  s'écrit :

$$\sigma \frac{\mu-1}{\mu-1.3} + \sigma_F \frac{\mu+\alpha}{\mu-1.3} \leq \sigma_e$$

En posant :

$$K_1 = \frac{\mu-1}{\mu-1.3} = \text{coefficient d'amplification des contraintes de compression.}$$

$K_f = \frac{\mu + \alpha}{\mu - 1.3}$  = coefficient d'amplification des contraintes de flexion.

$\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma}$  = coefficient d'éloignement de l'état critique  $\mu > 1.3$

$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{max}^2}$  contrainte critique d'Euler

$\sigma = \frac{N}{A}$  contrainte de compression

$\sigma_f = \frac{M_f V}{I}$  contrainte de flexion

$\alpha$  = mode de distribution des charge engendrant la flexion

### -Coefficient d'amplification des contraintes de flexion ( $k_f$ ) :

Le coefficient  $k_f$  dépend du facteur  $\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma}$  et de mode distribution des efforts engendrant la flexion

Charge uniformément répartie :

$$\alpha = 0.03 \quad k_f = \frac{\mu + 0.03}{\mu - 1.3}$$

Charge concentrée au milieu :

$$\alpha = 0.18 \quad K_f = \frac{\mu - 0.18}{\mu - 1.3}$$

Moment constant ou variant linéairement  $\alpha = 0.25$   $k_f = \frac{\mu + 0.25}{\mu - 1.3}$

Charge concentrée à distance 'c' de l'extrémité

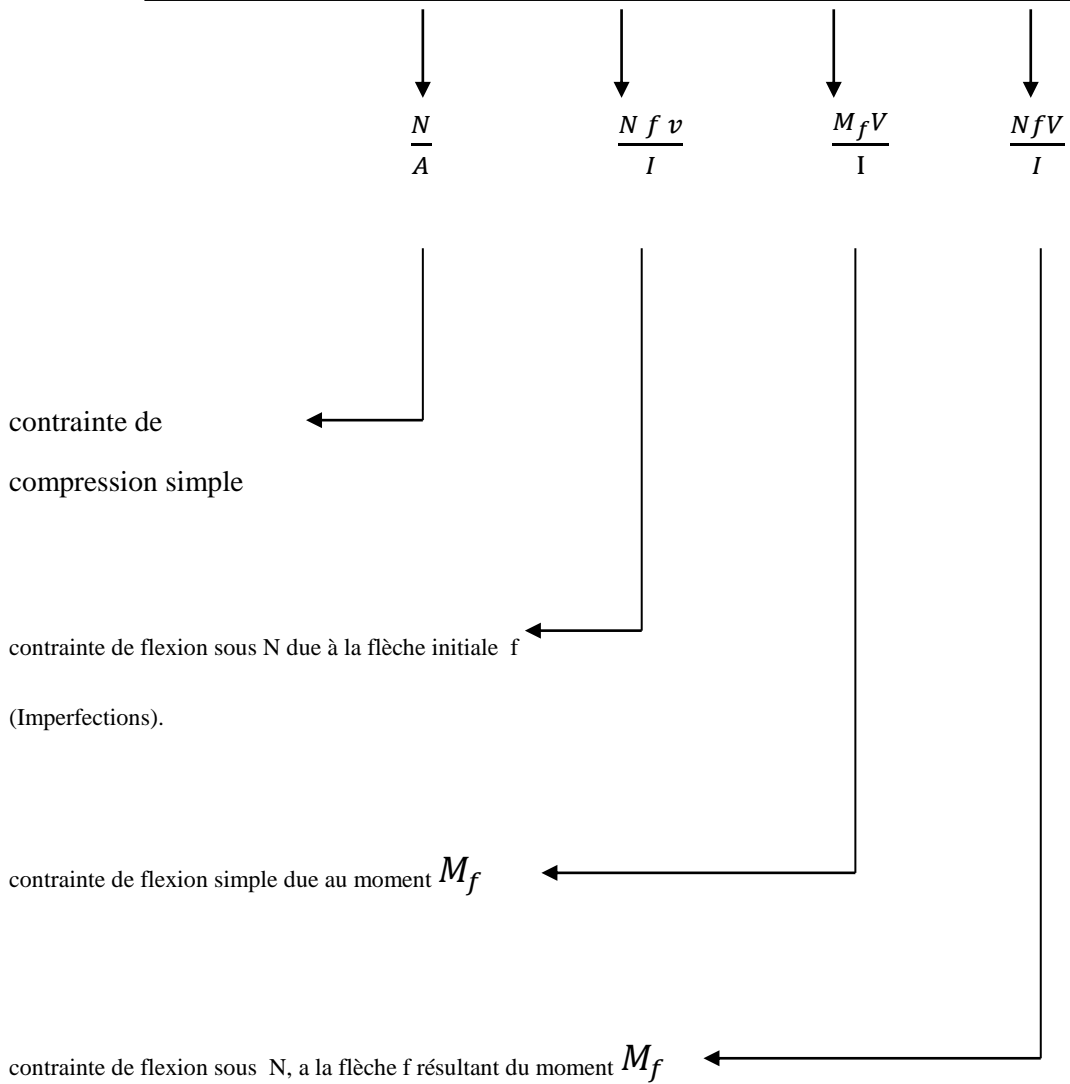
$$\alpha = 0.25 - 1.72 \left(\frac{c}{l}\right)^2 \quad K_f = \frac{\mu + 0.25 - 1.72 \left(\frac{c}{l}\right)^2}{\mu - 1.3}$$

L'inégalité à vérifier s'écrit :

$$K_1 \cdot \sigma + k_f \sigma_f \leq \sigma_e$$

Afin de bien montrer la décomposition des contraintes et le rôle des coefficients  $k$  on peut écrire la formule(9) sous une autre forme :

$$K_1 \cdot \sigma + k_f \sigma_e = \sigma + (k_1 - 1) \sigma + \sigma_F + (k_f - 1) \sigma_{f \leq} \sigma_e$$



**Le flambement d'un poteau appartenant a l'ossature d'un bâtiment:**

La classification en structure << à nœuds fixes >> et structure << à nœuds déplaçables >> est essentiellement liée à l'allure de la déformée de flambement élastique (ou mode de flambement) de la structure,

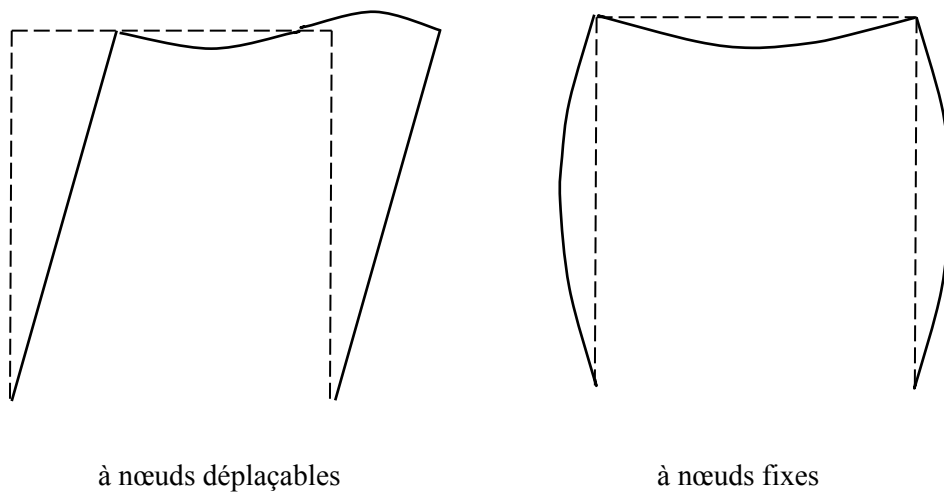


Figure II 5 : Le flambement à l'ossature d'un bâtiment[8]

Avec les règles *C.M.66*, ce classement de la structure intervient directement sur le choix de la méthode de détermination de la longueur de flambement des poteaux en vue de la vérification de leur résistance

**a)- Dans les bâtiments à nœuds fixes (*C.M.66*) :**

Lorsque la stabilité dans la direction du flambement est assurée par des contreventements la longueur de flambement ( $l_f$ ) est donnée par la formule suivante, en fonction des coefficients d'encastrement ( $K_A$ ) et ( $K_B$ ) aux extrémités du poteau  $AB$  :

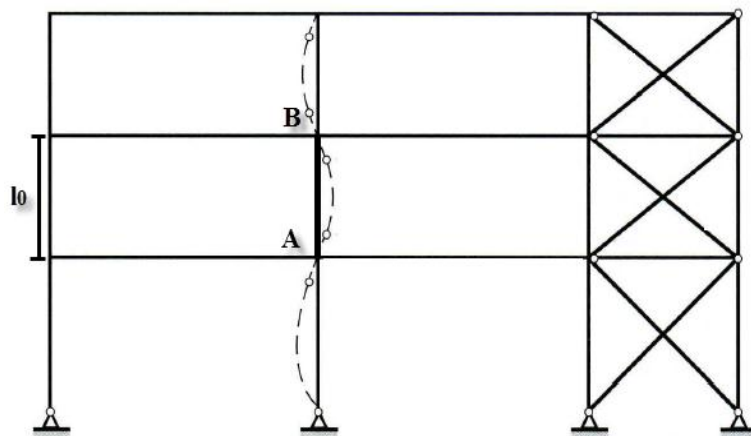


Figure II 6. Déformées et longueurs de flambement des poteaux de cadres à nœuds fixes [8].

$$l_f = l_0 \cdot \left[ \frac{3-1,6 (K_A+K_B)+ 0,84 K_A \cdot K_A}{3-(K_A+K_B)+ 0,28 K_A \cdot K_A} \right] \dots\dots\dots \text{(I-57)}$$

✚ Cas particuliers :

- Si l'extrémité B est articulée ( $K_B = 0$ )

$$\Rightarrow l_f = l_0 \left( \frac{3-1,6 K_A}{3-K_A} \right) \dots\dots\dots \text{(I-58)}$$

- Si l'extrémité B est parfaitement encastree ( $K_B = 1$ )

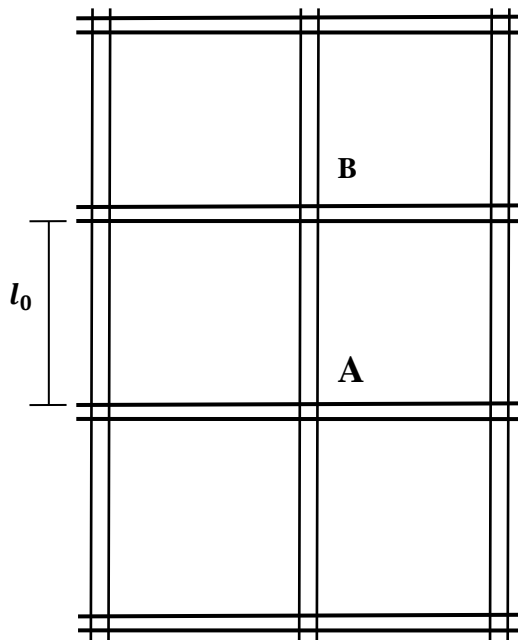
$$\Rightarrow l_f = l_0 \left( \frac{0,7-0,38 K_A}{1-0,36 K_A} \right) \dots\dots\dots \text{(I-59)}$$

-si les deux extrémités ont le même coefficient d'encastrement ( $K_A=K_B$ )

$$\Rightarrow l_f = l_0 \cdot \left( \frac{1-0,6 K_A}{1-0,2 K_A} \right) \dots\dots\dots \text{(I-60)}$$

**b)- Dans les bâtiments a nœuds déplaçables (C.M.66) :**

Lorsque la stabilité dans la direction du flambement n'est assurée que par des poutres sur les poteaux, la longueur de flambement ( $l_f$ ) est donnée par la formule suivante, en fonction des coefficients d'encastrement ( $K_A$ ) et ( $K_B$ ) aux deux extrémités du poteau AB :



**Figure II 7 Longueur de flambement dans les bâtiments a nœuds déplaçables. [8]**



$$l_f = l_0 \cdot \sqrt{\frac{1,6+2,4(K_A+K_B)+1,1 \cdot K_A \cdot K_B}{K_A+K_B+5,5 \cdot K_A \cdot K_B}} \dots\dots\dots \text{(I-61)}$$

- Cas particuliers :

- si l'extrémité B est articulé ( $K_B = 0$ )

$$\Rightarrow l_f = l_0 \sqrt{\frac{1,6+2,4 K_A}{K_A}} \dots\dots\dots \text{(I-62)}$$

- si l'extrémité B est parfaitement encastree ( $K_B = 1$ )

$$\Rightarrow l_f = l_0 \sqrt{\frac{4+3,5 K_A}{1+6,5 K_A}} \dots\dots\dots \text{(I-63)}$$

- si les deux extrémités ont le même coefficient d'encastrement ( $K_A = K_B$ )

$$\Rightarrow l_f = l_0 \sqrt{\frac{0,8+0,2 K_A}{K_A}} \dots\dots\dots \text{(I-64)}$$

**Remarque** : sur (le coefficient d'encastrement du poteau en un nœud) :

On appelle coefficient d'encastrement (k) du poteau en un nœud le rapport de la somme des rigidités des poutres aboutissant au nœud et situées dans le plan de flambement du poteau à la somme des rigidités de toutes les barres aboutissant au nœud (y compris le poteau étudié)

$$K_i = \frac{\sum \text{rigidités des poutres qui aboutissent au nœud (i)}}{\sum \text{rigidités de toutes les barres qui aboutissent au nœud (i)}}$$

– Par exemple, le coefficient d'encastrement du poteau AB à son nœud inférieur (A) est :

$$K_A = \frac{I_{sw}/l_w + I_{se}/l_e}{I_s/l_s + I_0/l_0 + I_{sw}/l_w + I_{se}/l_e} \dots\dots\dots \text{(I-65)}$$

Et au nœud supérieur (B) :

$$K_B = \frac{I_{nw}/l_{ne} + I_{ne}/l_e}{I_n/l_n + I_0/l_0 + I_{nw}/l_{ne} + I_{ne}/l_e} \dots\dots\dots \text{(I-66)}$$

Ou en fonction des rigidités

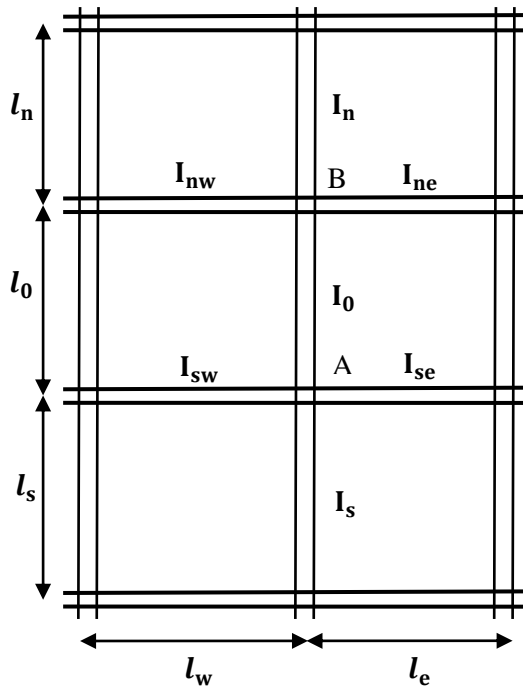
$$r_{sw} = \frac{I_{sw}}{l_w} \quad ; \quad r_{se} = \frac{I_{se}}{l_e}$$

$$r_s = \frac{I_s}{l_s} \quad ; \quad r_0 = \frac{I_0}{l_0} \quad ; \quad r_n = \frac{I_n}{l_n}$$

$$r_{nw} = \frac{I_{nw}}{l_w} \quad ; \quad r_{ne} = \frac{I_{ne}}{l_e}$$

$$K_A = \frac{r_{sw} + r_{se}}{r_s + r_0 + r_{sw} + r_{se}} \dots\dots\dots \text{(I-67)}$$

$$K_B = \frac{r_{nw} + r_{ne}}{r_n + r_0 + r_{nw} + r_{ne}} \dots\dots\dots \text{(I-68)}$$



**Figure : II – 8 Rigidité de poteaux.**

### **3 Longueur de flambement –effets des conditions d’appui : [7]**

Les courbes de flambement ont été établies pour des poteaux bi articulés et chargés axialement à leurs extrémités. Il est donc nécessaire d’évaluer les longueurs de flambement  $l_f$  dans le cas où ces conditions ne sont pas remplies.

Lors de la détermination de la charge critique d'Euler, on suppose que les deux extrémités du poteau sont articulées. En pratique, les conditions d'appuis des poteaux réels sont différentes, ce qui affecte la valeur de la charge de flambement.

Les conditions d'extrémité doivent alors être considérées sous deux aspects :

- Les liaisons en rotation. Elles vont de l'articulation parfaite à l'encastrement parfait en passant par les liaisons qui autorisent une plus ou moins grande rotation de l'extrémité de l'élément comprimé. Ceci peut être dû à la flexibilité des pièces arrivant au nœud considéré, mais aussi à la présence d'assemblages semi-rigides ;
- Les blocages en translation (nœuds déplaçables transversalement ou non).

L'approche habituelle de dimensionnement consiste à ramener le cas pratique envisagé à celui d'un poteau bi articulé équivalent dont la longueur correspond à la longueur de flambement.

La longueur de flambement  $l_f$  d'un poteau quelconque est donc une longueur fictive et conventionnelle. Elle correspond sensiblement à la longueur de la barre bi articulée qui posséderait la même capacité portante que l'élément réel considéré. Elle peut être prise égale à la distance entre les points d'inflexion de la déformée de flambement de l'élément comprimé, s'ils existent (Figure I-19). Rappelons que cette longueur doit être évaluée selon tous les sens de flambement potentiels. En effet, suivant les conditions d'appuis aux extrémités de l'élément, l'instabilité ne se développe pas nécessairement autour de l'axe de plus faible inertie de l'élément, mais selon celui qui conduit à la valeur de  $\bar{\lambda}$  la plus grande.

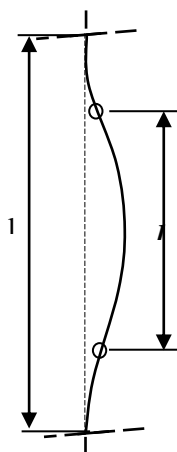


Figure II 9 Longueur de flambement. [7]

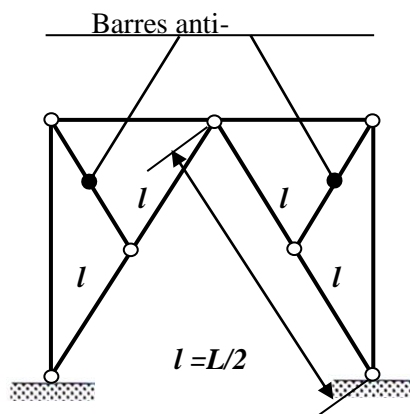


Figure II 10 système anti-flambement.

L'évaluation des longueurs de flambement est relativement délicate. Elle est fondée sur un concept élastique et elle dépend de la nature des assemblages et de leur capacité à permettre ou non une rotation. Elle est également liée à la rigidité relative des éléments sur lesquels la pièce comprimée est assemblée. De plus, elle dépend du caractère contreventé ou de la structure et de la rigidité de ce contreventement. Enfin, il est nécessaire de prendre en compte les dispositifs ou éléments susceptibles d'empêcher le flambement dans une direction considérée. C'est le cas, par exemple, des voiles de béton ou des éléments de remplissage disposés entre les ailes d'un poteau et susceptibles d'empêcher le flambement de se développer dans leur plan. Il convient toutefois d'évaluer ces <<empêchements>> de flambement potentiel avec prudence en s'assurant de leur tenue dans le temps sous des actions répétées. Il faut également s'assurer que les fixations des éléments susceptibles d'empêcher l'apparition du phénomène d'instabilité résistent aux efforts du second ordre qu'ils doivent transmettre.

Signalons que, dans la pratique, il peut être intéressant d'avoir recours à des systèmes anti flambement destinés à limiter la longueur  $l_f$  (Figure I-20). Ces éléments sont dimensionnés en estimant l'effort parasite du second ordre, provoqué par un phénomène d'instabilité, forfaitairement égale à 2% de l'effort de compression ultime de l'élément stabilisé.

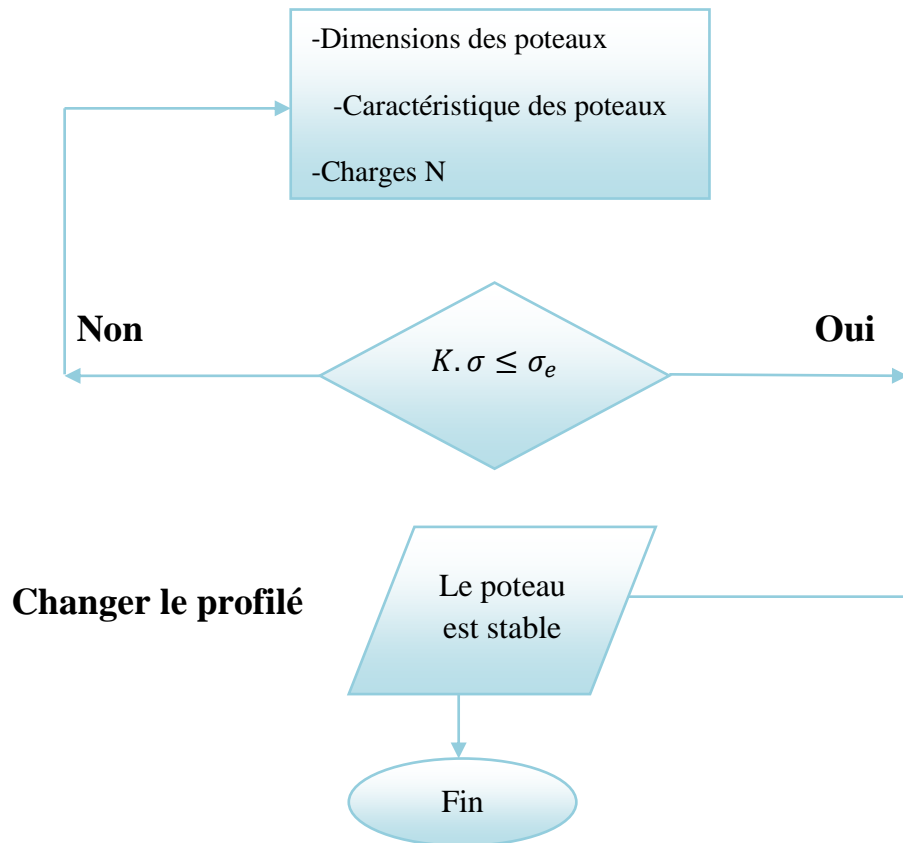


Figure : II – 11. Organigramme de calcul de compression simple selon les règles C.M.6 [7]

### Conclusion :

Les présentes Règles utilisent la Méthode DUTHEIL, qui s'applique aux pièces réelles, comportant des imperfections inévitables et ramène la vérification de la stabilité au flambement à un problème de flexion composée dans lequel on tient compte, d'une part, d'une flèche représentative des irrégularités de la pièce réelle et, d'autre part, de l'amplification des flèches de toute origine sous l'effet d'une compression exercée sur la barre.

Pour l'étude théorique du système (poteau métallique) en supposant que ce système réponde aux hypothèses du modèle << parfait >> ou modèle d'<< Euler >>. Ces hypothèses sont les suivantes :

- ✓ Le comportement du système est toujours élastique ( $\sigma_e = \infty$ ) ;
- ✓ Les déformations restent petites ;
- ✓ Il n'y a ni contraintes initiales, ni défauts initiaux (cette hypothèse n'est en général pas indispensable, car sans influence sur le résultat).

### III- Introduction :

Les constructions métalliques constituent un domaine important d'utilisation des produits laminés. Elles emploient, en particulier, des tôles et des profilés. Leurs domaines d'application sont très nombreux. Ils concernent les bâtiments industriels ou résidentiels et les ouvrages d'art, les ponts et les passerelles, les pylônes de transports d'énergie électrique et des réseaux de télécommunications et mettent en lumière l'intérêt de la rapidité du montage. La réalisation de telles structures s'effectue suivant des normes de conception qui permettent d'obtenir un ouvrage assurant la sécurité des personnes et des biens et bénéficiant d'une durabilité cohérente avec l'investissement consenti.

Dans ce chapitre nous nous intéressons au dimensionnement basé sur les normes structurales C.C.M.97 applicables aux structures métalliques constituées de poteau. Ainsi, dans ce chapitre nous présentons les exigences et à la stabilité des éléments de ce type de structures.

#### III-1-Le flambement :

Les grands élancements des éléments comprimés provoquent pour ces pièces une déformation par une flexion particulièrement des parties comprimées appelés le flambement. Les pièces massives qui ont un élancement réduit faible ( $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ) ne courent pas le risque de flambement. Pour les pièces dont l'élancement réduit dépasse ( $\bar{\lambda} > 0,2$ ), les expériences ont montré qu'elles flambent avec une prédisposition liée à la forme de leur section. La méthode d'analyse requise par le C.C.M.97 décrit cette aptitude au flambement d'une pièce avec des courbes de bifurcation appelées courbes d'imperfections, sous lesquelles, ils suggèrent de vérifier que la limite d'élasticité n'est pas dépassée sous l'effet de l'accumulation de l'effort normal  $N$  et du moment  $M$  engendré par l'instabilité de la pièce, ainsi le problème est ramené à un problème de flexion composée.

Dans le domaine des petites déformations l'équilibre d'une barre bi articulée est décrit par l'équation suivante :

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

D'où la déformée a la forme :

$$Y(x) = A \cos \alpha x + B \sin \alpha x \quad \text{avec : } \alpha^2 = \frac{N}{EI}$$

$$Y(0) = Y(l) = 0 \Rightarrow A = 0 \quad \text{et} \quad B \sin \alpha l = 0$$

$$l \neq 0 \Rightarrow \alpha l = n \times \pi \Rightarrow \quad \text{si} \quad n = 1$$

$$\Rightarrow \text{l'effort critique d'Euler st :} \quad N_{cr} = \pi^2 \times \frac{E \cdot I}{l^2}$$

$$\text{- le rayon de giration :} \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$\text{- l'élancement géométrique :} \quad \lambda = \frac{l}{i}$$

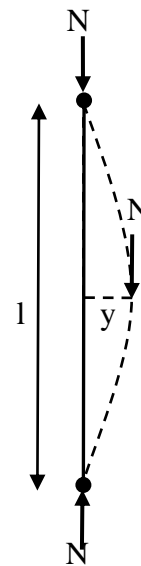


Figure III. 1 flambement

d'un poteau bi articulé [3]

$$\text{la contrainte critique d'Euler est : } \sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \pi^2 \times \frac{E \cdot I}{L^2 \cdot A} = \pi^2 \times E \left( \frac{i}{l} \right)^2 = \pi^2 \times \frac{E}{\lambda^2}$$

D'où l'élancement critique élastique d'un profilé en acier , c.à.d. pour  $\sigma_{cr} = f_y$  est :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,14 \sqrt{\frac{210000 \times 235}{235 \times f_y}} = 3,14 \sqrt{\frac{210000}{235}} \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$$

- Pour une section de **classe 4** :  $\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A_{eff}} = \frac{N_{cr}}{A} \times \frac{A}{A_{eff}}$   
 $\Rightarrow \sigma_{cr} = \pi^2 \times \frac{E}{\lambda^2} \times \left( \frac{A}{A_{eff}} \right)$

Et en posant :  $\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$  on obtient :  $\lambda_{1eff} = 93,9 \cdot \varepsilon / \sqrt{\beta_A}$

$$\Rightarrow \lambda_{1eff} = \lambda_1 / \sqrt{\beta_A}$$

### III - 2 longueur de flambement :

La longueur de flambement définit la distance qui sépare les deux points d'inflexion de la ligne moyenne d'un élément comprimé et flambé (déformé).

#### III.2.1- Longueurs de flambement sous conditions aux limites parfaites :

Les longueurs de flambement théoriques sont données dans le tableau suivant :

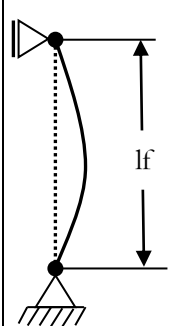
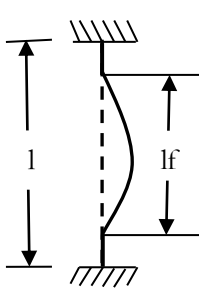
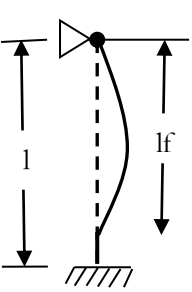
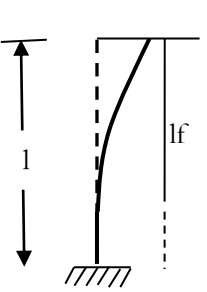
Conditions aux limites				
Longueurs de flambement lf	l	l / 2	l / √2	2l
L'effort critique N <sub>cr</sub>	$\pi^2 \times \frac{E.I}{L^2}$	$\pi^2 \times \frac{E.I}{(l/2)^2}$	$\pi^2 \times \frac{E.I}{(l/\sqrt{2})^2}$	$\pi^2 \times \frac{E.I}{(2 \times l)^2}$

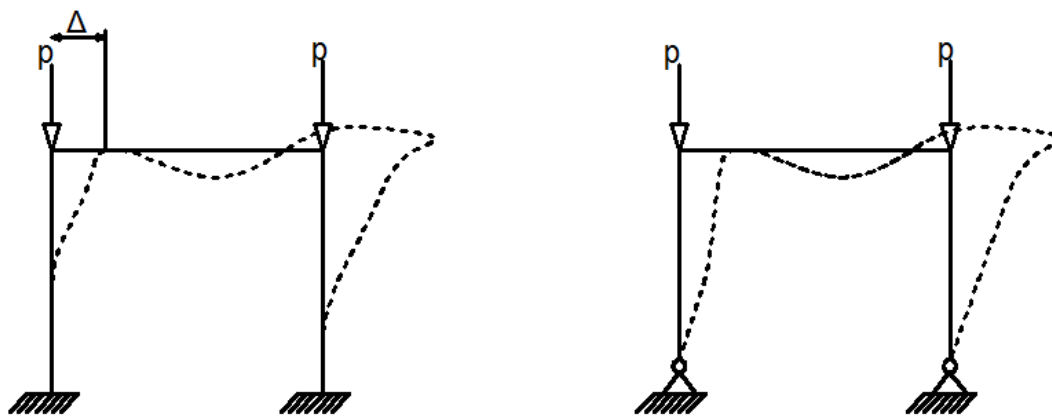
Tableau III.1 longueurs de flambement selon les conditions aux limites. [3]

### III-3 longueurs de flambement des poteaux de bâtiments étagés :

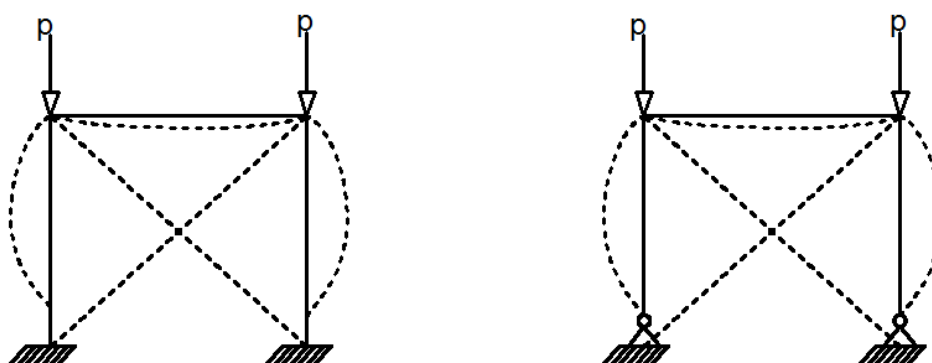
Pour les poteaux de bâtiment a plusieurs étages, les longueurs de flambement sont conditionnées par le mode de déplacement des nœuds. Suivant ce mode on distingue deux type de structures,

- Structure à nœud fixes
- Structure à nœud déplaçables,





Structures à noeuds déplaçables



Structures à noeuds fixes

**Figure III. 2 Modes d’instabilités des structures à nœuds fixes et déplaçables. [3]**

Une structure est dite à nœuds fixes si elle est rigide ou contreventée. Dans le cas contraire, elle est considérée comme une structure à nœuds déplaçables.

Une structure est rigide pour un chargement vertical total  $V$ , si le rapport :

$$\sigma_{cr} = \frac{V_{cr}}{V} \geq 10 \quad \text{avec} \quad V_{cr} : \text{est la valeur critique de la charge verticale.}$$

$$V_{cr} = \sum N_{cr} = \pi^2 \times E \times \sum \frac{I}{l_f^2} : \text{la somme des efforts critiques des poteaux d'un niveau donné.}$$

Ils sont calculés pour un mode d’instabilité à nœud déplaçables.

Une structure est considérée contreventée si les déplacements horizontaux de ces nœud sont réduits de 80 % par un système de contreventement (noyau central, voile en béton armé, diagonales en profils métallique « contreventement souple»..).

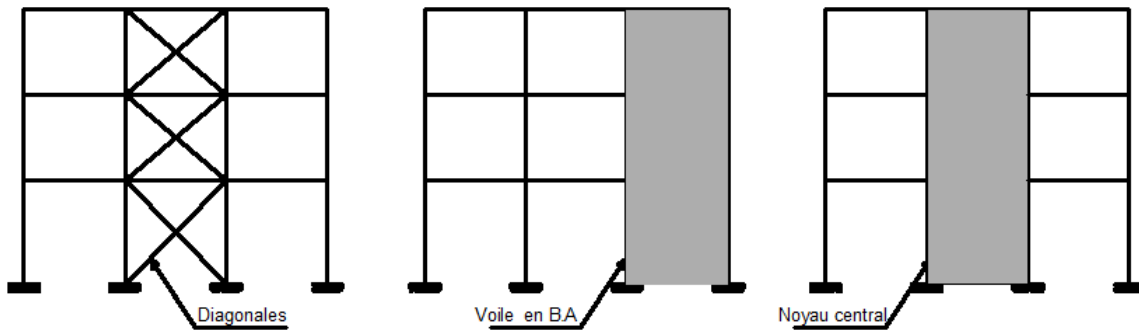


Figure III. 3 Structures de bâtiments avec systèmes de contreventements. [3]

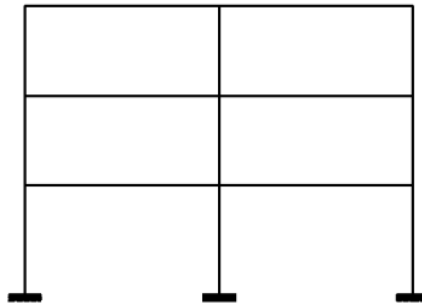


Figure III. 4 Structures de bâtiments non contreventée. [3]

III-3.a Calcul de la distribution des rigidités dans les nœuds :

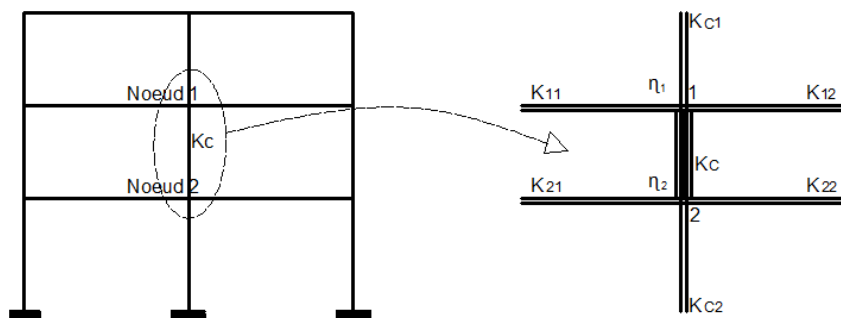


Figure III. 5 Facteur de distribution aux nœuds d'un poteau. [3]

$K_C$  ;  $K_{C1}$  ;  $K_{C2}$  : sont les rigidités  $I/L$  des poteaux (poteau concerné, celui du dessus et celui du dessous)

$K_{11}; K_{12}; K_{21}; K_{22}$  : sont les rigidités effectives des poutres droite et gauche pour chaque nœud [Tableau III.2]

Condition de maintien en rotation à l'extrémité opposée de la poutre	Rigidité effective de la poutre (à condition qu'elle reste élastique)
Encastree	$1,0 \times I/L$
Articulée	$0,75 \times I/L$
Rotation égale à celle de l'extrémité adjacente (double courbure)	$1,5 \times I/L$
Rotation égale et opposée à celle de l'extrémité adjacente (simple courbure)	$0,5 \times I/L$
cas général : Rotation $\theta_a$ de l'extrémité adjacente et $\theta_b$ de l'extrémité opposée	$\left(1 + 0,5 \frac{\theta_b}{\theta_a}\right) \times I/L$

**Tableau III.2 Rigidité effective  $k_{ii}$  d'une poutre. [3]**

les facteur de distribution de rigidité  $\eta_1$  et  $\eta_2$  sont calculés comme suit :

$$\text{le nœud 1 : } \eta_1 = \frac{KC + KC_1}{KC + KC_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$\text{le nœud 2 : } \eta_2 = \frac{KC + KC_2}{KC + KC_2 + K_{21} + K_{22}}$$

$\eta = 0$  : pour un encastrement

$\eta = 1$  : pour une articulation

**III.3.b. longueur de flambement d'un poteau dans un mode à nœuds fixes :**

$$\frac{l_f}{L} = \frac{1 + 0,145(\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0,364(\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \times \eta_1 \times \eta_2}$$

Alternativement on peut utiliser :

$$\frac{l_f}{L} = 0,5 + 0,14 (\eta_1 + \eta_2) + 0,055(\eta_1 + \eta_2)^2$$

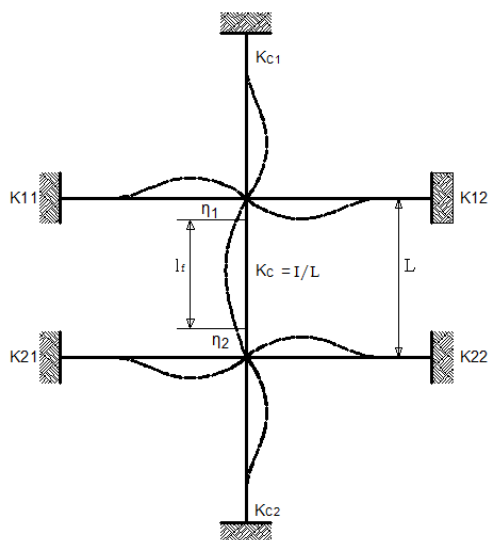


Figure III. 6 Longueur de flambement pour mode fixe. [3]

III.3.b. longueur de flambement d'un poteau dans un mode à nœuds déplaçable:

$$\frac{l_f}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12 \times \eta_1 \times \eta_2}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) + 0.6 \times \eta_1 \times \eta_2}}$$

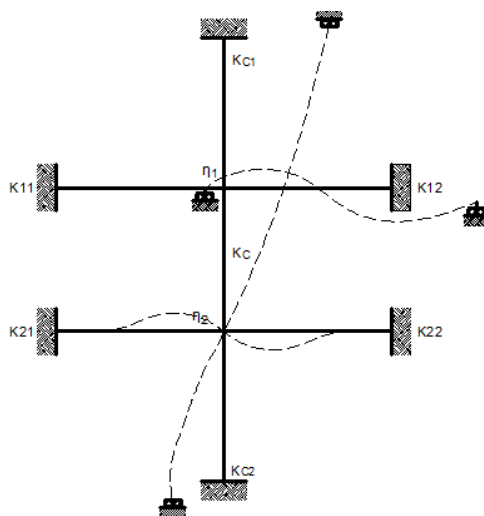
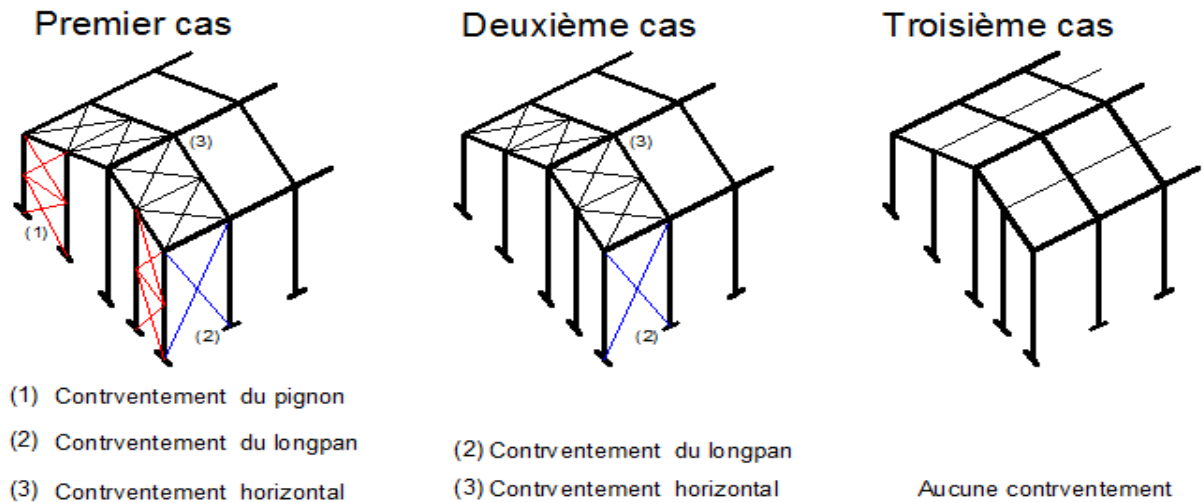


Figure III. 7 Longueur de flambement pour mode déplaçable. [3]

III.4. Longueurs de flambement pour les poteaux de portiques simples:

Pour les poteaux de bâtiments industriels réaliser avec des portiques simples. Les longueurs de flambement dans chacune des deux directions principales des sections (y-y et z-z), obéissent aux règles des poteaux de bâtiments à étages multiples. Dans une structure à nœud

fixes, la présence des lisses de bardage va diviser la longueur totale du poteau en plusieurs tronçons de longueurs de flambement situées entre les lisses [Figure III.9].



**Figure III. 8 Structure en portique simple et modes de déplacements. [3]**

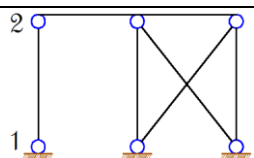
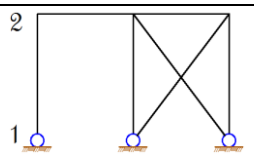
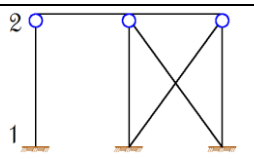
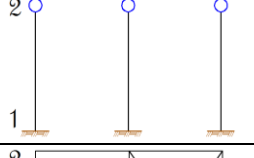
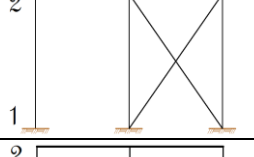
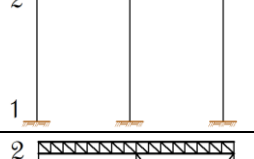
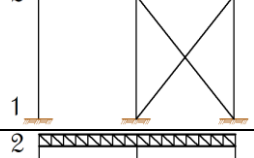
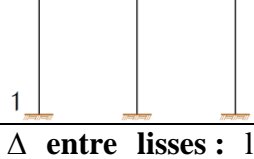
**1er cas :** structure à nœud fixe dans la direction du pignon et du long pan(1) et (2).

**2emecas:** Si  $\alpha_{cr} < 10$  La structure à nœuds déplaçables dans la direction du pignon (1) et à nœud fixe dans la direction du long pan (2) .

**3emecas:** Si  $\alpha_{cr} < 10$  La structure à nœuds déplaçables dans la direction du pignon et long pan.

Dans le tableau qui suite nous allons donner des exemples de calcul des longueurs de flambement des poteaux de quelques types de portiques.

( $l_f$  : est donnée dans le plan du portique « plan de flexion»).

Portique	Structure à nœuds	Lisses de bardages	$\eta_1$	$\eta_2$	$l_f$
	Fixes	Avec	-	-	$\Delta$ entre lisses
		Sans	1	1	$L$
	Fixes	Avec	-	-	$\Delta$ entre lisses
		Sans	1	calculé	Calculé
	Fixes	Avec	-	-	$\Delta$ entre lisses
		Sans	0	1	$0,7 \cdot L$
	déplaçables	Avec	0	1	$2 \cdot l$
		Sans			
	Fixes	Avec	-	-	$\Delta$ entre lisses
		Sans	0	calculé	Calculé
	déplaçables	Avec	0	calculé	Calculé
		Sans			
	Fixes	Avec	-	-	$\Delta$ entre lisses
		Sans	0	1*	$0,7 \cdot L$
	Fixes	Avec	0	0*	$L$
		Sans			

$\Delta$  entre lisses : la distance entre les lisses de bardage dans le plan du portique [FigureIII.9].  
 \* : une poutre treillis est analogue à une encastrement guidé (Une rotation empêchée avec un déplacement permis)

**Tableau III.3 Exemples de longueurs de flambement dans le plan du portique selon la condition aux limites des poteaux. [3]**

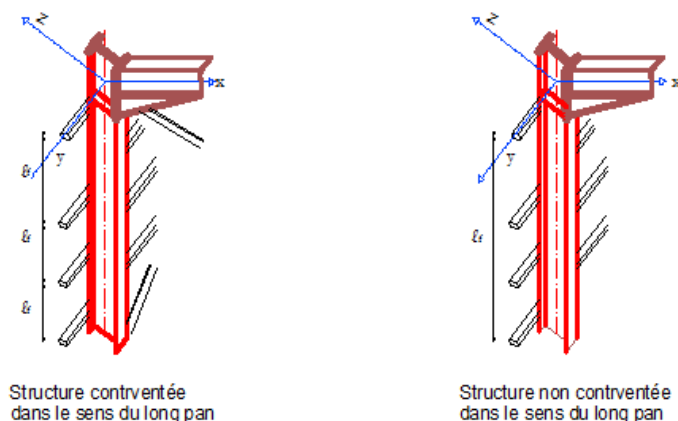


Figure III. 9 longueurs de flambement dans le sens transversal d'un poteau. [3]

### A)-Vérification du flambement simple :

L'élançement réduit  $\bar{\lambda}$  est le rapport de l'élançement géométrique  $\lambda$  (calculé avec la section brute de l'élément) sur l'élançement élastique  $\lambda_1$  :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A \times A \times f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A}$$

L'élançement critique « élastique » est calculé avec :  $f_y = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9. \varepsilon$

Le risque de flambement n'est à considérer dans une direction que si :  $\bar{\lambda} > 0.2$

En ce cas, on doit vérifier :  $N_{sd} \leq N_{b.Rd} = \mathcal{X} \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

Où :  $N_{b.Rd}$  est calculé avec  $\mathcal{X} = \text{Min}(\mathcal{X}_y, \mathcal{X}_x)$

$\mathcal{X}$  : « Khi » le coefficient réducteur de flambement.

$\beta_A = 1$ : pour les sections transversales de Classe 1,2 et 3.

$\beta_A = A_{eff}/A$  : Pour les sections transversales de Classe 4.

$\gamma_{M1} = 1$  Est le coefficient partiel de sécurité sur les résistances aux instabilités.

**A-1- Coefficient de réduction  $\chi$  :**

Le coefficient de réduction  $\chi$  est destiné à tenir compte du fait que la résistance ultime de l'élément est inférieure à celle de la section transversale en raison du phénomène de flambement. Le facteur  $\gamma_{M1}$  est le coefficient partiel de sécurité qui s'applique à toutes les fonctions de résistance gouvernées par l'instabilité. Normalement  $\gamma_{M1}$  est pris égal à 1.

La relation ci-dessus régit le flambement par flexion, c'est-à-dire le mode de flambement plan dans un des plans principaux de la section. Elle s'applique en particulier aux sections laminées à chaud doublement symétriques, communément utilisées pour réaliser des barres comprimées (sections ouvertes en I ou en H, sections creuses circulaires ou rectangulaires<sup>1</sup>).

Pour les éléments comprimés à section transversale constante, sollicités en compression axiale uniforme sur leur longueur et articulés à leurs extrémités, la valeur du coefficient de réduction  $\chi$  est fonction de l'élançement réduit :

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \leq 1$$

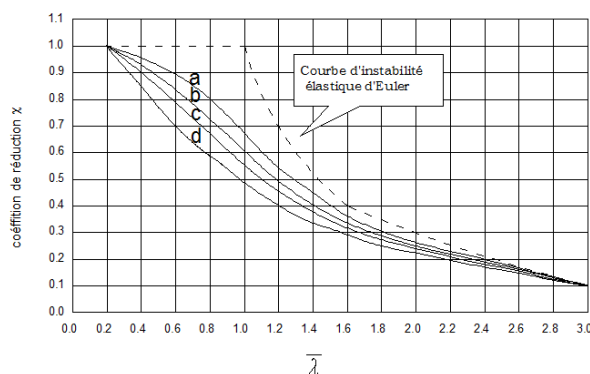
Avec :

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

$\alpha$  : facteur d'imperfection donné dans le tableau [III.4]

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

**Tableau III.4 Facteur d'imperfection  $\alpha$**



**Figure III. 10 Courbes de flambement. [3]**



Les courbes de flambement utilisées par le C.C.M.97 dépendent du facteur d'imperfection  $\alpha$ .  
 Suivant les types de sections des profilés métalliques et leurs axes de flambement, ces courbes d'imperfection correspondent à quatre familles de comportement à l'instabilité [Figure III.10],

[Tableau III.6]et[Tableau III.7].

• **Calcul pratique du flambement :**

Après la classification de la section pour déterminer la valeur de  $\beta_A$ , dans chacun des deux axes de flambement de l'élément (**y-y et z-z**) on procède au ;

- Calcul de la longueur de flambement « $l_f$ » en fonction des conditions aux limites.
- Calcul de l'élanement du poteau :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  ; ( $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$  : le rayon de giration)

<b><math>f_y</math></b>	235	275	355
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	1	0,92	0,81

L'élanement critique « limite élastique » est calculé par :  $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$

**Tableau III.5. les valeurs des  $\chi$  pour les différentes nuances d'acier. [3]**

- calcul de l'élanement réduit :  $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A}$
- si  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  : le poteau ne couvre pas de risque de flambement (poteau massif) dans cette direction  
 ( $\chi_y$  ou  $\chi_z = 1$ ).
- Sinon  $\bar{\lambda} > 0,2$  : le poteau coure un risque de flambement dans cette direction ;
- Choix de la courbe d'imperfection en utilisant le tableau III.7
- $\chi$  est calculé dans cette direction ( $\chi_y$  ou  $\chi_z$ ). Il peut également être déduit (par interpolation) à partir du tableau III.6 en fonction de  $\bar{\lambda}$ .

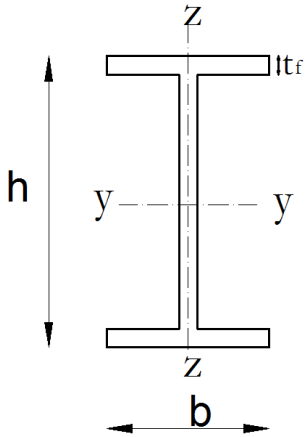
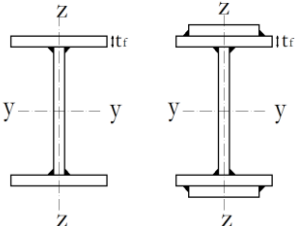
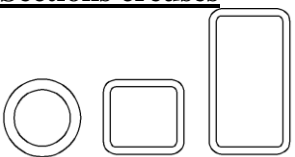
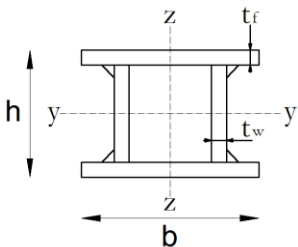
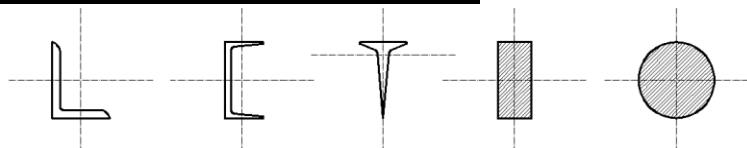
Entre les deux axes de flambement :  $\chi = \text{Min} (\chi_y, \chi_z)$

- Calcul de l'effort résistant réduit :  $N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

- Finalement, vérifier si :  $N_{sd} \leq N_{b,Rd}$

	Courbes de flambement« courbes d'imperfection »			
	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 III.6 Coefficient de réduction  $\chi$ [3]**

Type de section	Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
<p><b>Sections en I laminées</b></p> 	$\frac{h}{b} > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z y-y z-z	a b b c
	$\frac{h}{b} \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z y-y z-z	b c d d
<p><b>Sections en I soudées</b></p> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z y-y z-z	b c c d
<p><b>Sections creuses</b></p> 	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 $f_{ya}^*$	Quel qu'il soit	c
<p><b>Caissons soudés</b></p> 	D'une manière générale (Sauf ci-dessous)	Quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et : $\frac{b}{t_f} < 30$ $\frac{h}{t_w} < 30$	y-y z-z	c c
<p><b>Section en U,L,T et sections pleines</b></p> 		Quel qu'il soit	c

L'axe de flambement est perpendiculaire au plan de flexion (plan de déformation).

Tableau III.7 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section. [3]

### III-5- Vérification d'un poteau composé :

Dans certaines structures, des poteaux composés de deux ou plusieurs membrures pour fonctionner comme un seul élément comprimé. Les membrures verticales en profilés laminés sont reliées entre elles par un ou deux plans parallèles de treillis de traverses de liaisons (barrettes).

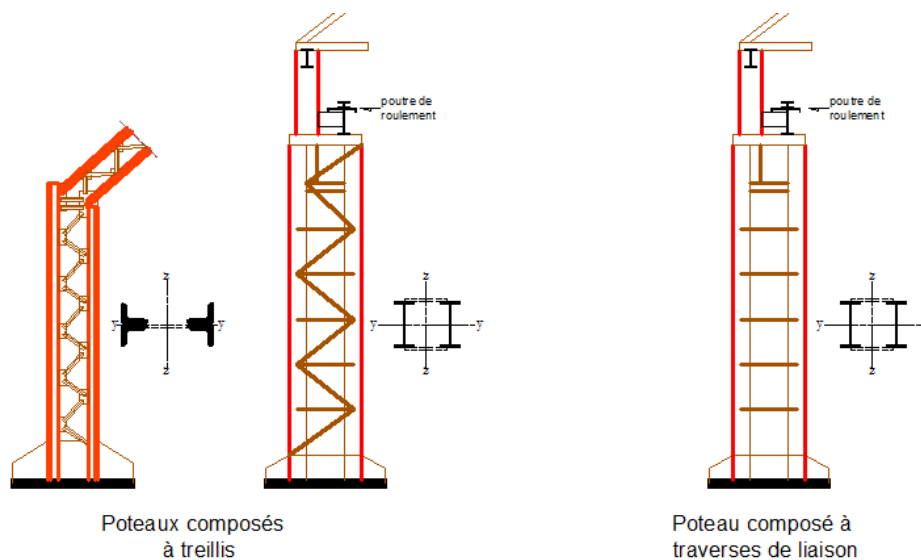


Figure III. 11 Exemples d'utilisation des poteaux composés. [3]

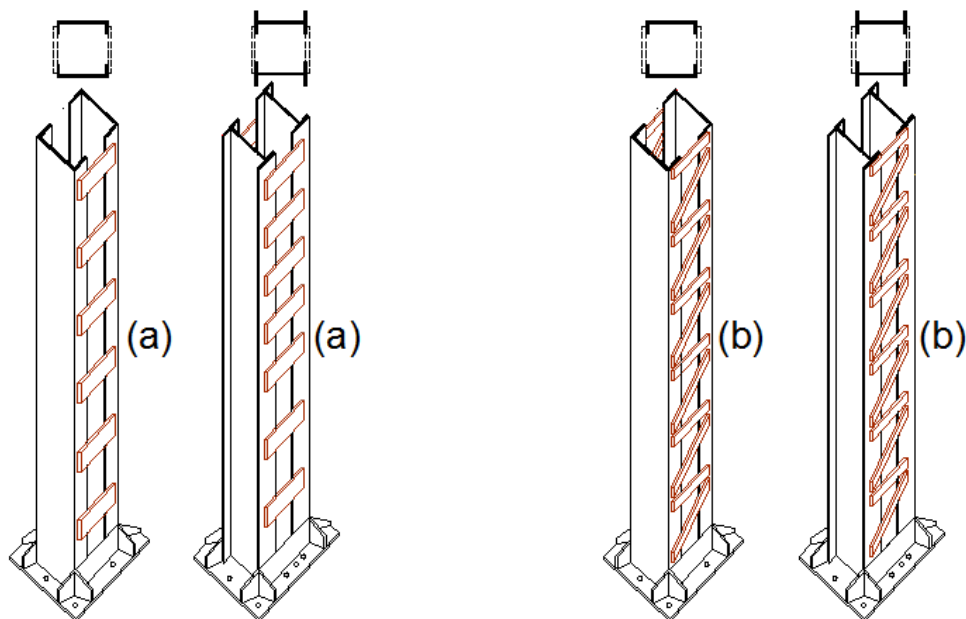


Figure III. 12 Composition d'un poteau avec barrettes (a) au avec treillis (b). [3]

La vérification des poteaux composés est faite suivant les deux axes de flambements, qui sont ; l'axe suivant le plan de treillis et celui hors plans de treillis.

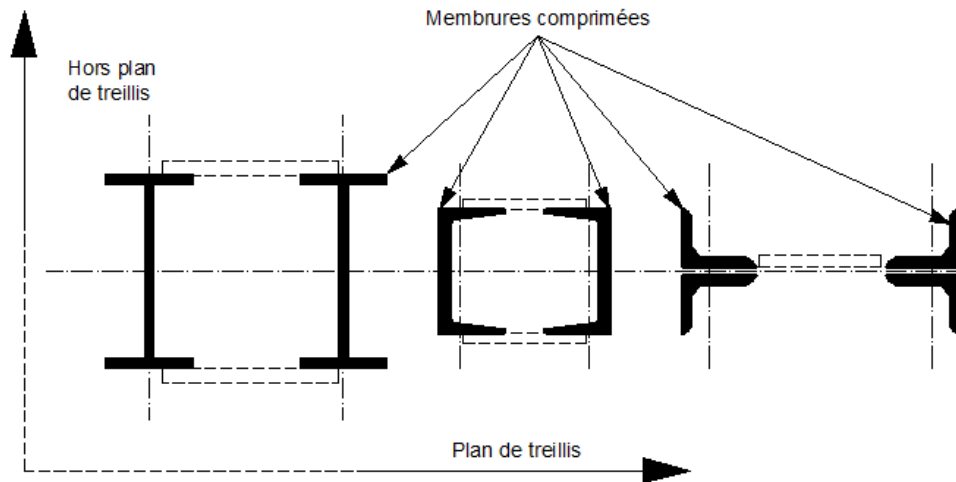


Figure III. 13 Plans de flambement d'un poteau composé. [3]

**Hors le plan de treillis** et en fonction de ses conditions aux limites, le poteau composé flambe comme un poteau plein dont sa section et son inertie sont obtenues de la sommation de celles des membrures dans cet axe.

Par contre dans **le plan de treillis**, on considère que le flambement de l'ensemble du poteau composé (flambement global) peut atteindre une excentricité maximale à sa mi-hauteur égale à ;  $e_0 = \frac{l}{500}$ . Une fois l'excentricité  $e_0$  est atteinte, la bifurcation totale de l'élément composé est intérieurement freinée par le système de treillis ou les traverses et le flambement continu à se produire dans les membrures entre les points d'épure des nœuds du treillis ou ceux des traverses [Figure III.14].

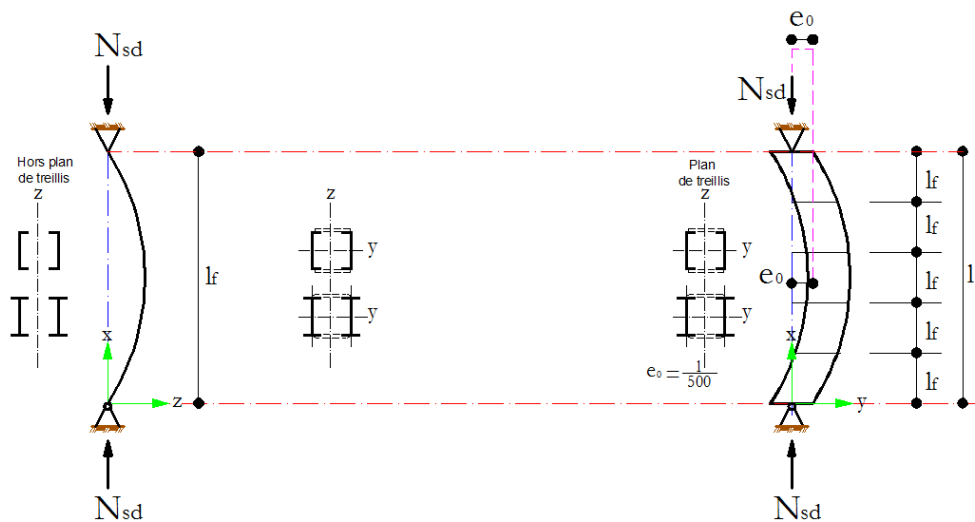


Figure III. 14 Longueur de flambement d'un poteau composé. [3]

Donc dans le **plan de treillis**, le principe de vérification au flambement consiste à :

- Tenir compte de l'excentricité  $e_0$  pour le calcul de l'effort normal  $N_{f,sd}$  repris par chaque membrure [paragraphe IV-1 ou IV-2]
- Déterminer le moment d'inertie efficace de l'élément comprimé  $I_{eff}$ .
- Calculer le rayon de giration de l'élément  $i_0 = \sqrt{\frac{I_{eff}}{2 \times A_f}}$ .
- Déterminer la longueur de flambement  $l_f = a$  d'un tronçon de la membrure entre les nœuds en fonction des dispositions constructives des éléments.
- Vérifier le tronçon d'une membrure au flambement simple conformément au paragraphe III sous l'effort normal calculé  $N_{f,sd}$ .
- Vérifier la résistance des diagonales du treillis au flambement sous l'effort normal  $N_d$  et la résistance des diagonales ou des barrettes sous l'effort tranchant  $V_S$  engendré par le flambement des membrures du poteau composé.
- Enfin, l'ensemble du poteau au flambement simple dans ce plan.

### III-5-1-Poteau composé à treillis :

Dans un poteau composé de deux plans de treillis, il faut éviter que le système de leurs compositions soit en opposition, car ça favorise la distorsion de l'élément en cas de déformation.

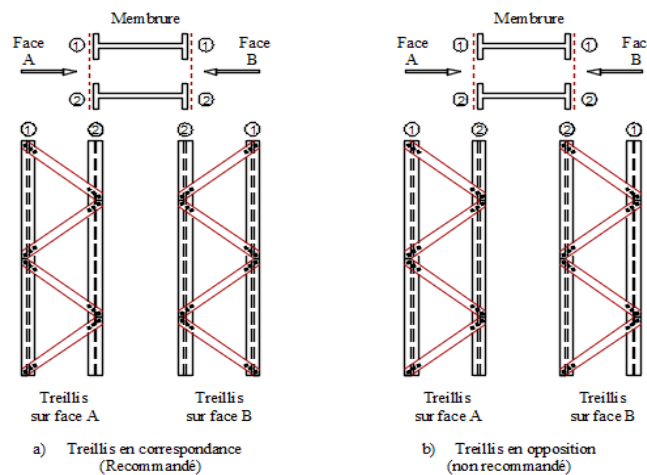


Figure III. 15 Treillis en V sur les faces opposées des membrures. [3]

- Le moment d'inertie de flexion efficace  $I_{eff}$  d'un poteau composé à treillis est :

$$I_{eff} = 0,5 \times h_0^{2x} A_f$$

$A_f$  : la section transversal d'une membrure comprimée.

$h_0$  : la distance entre les centres de gravité des membrures.

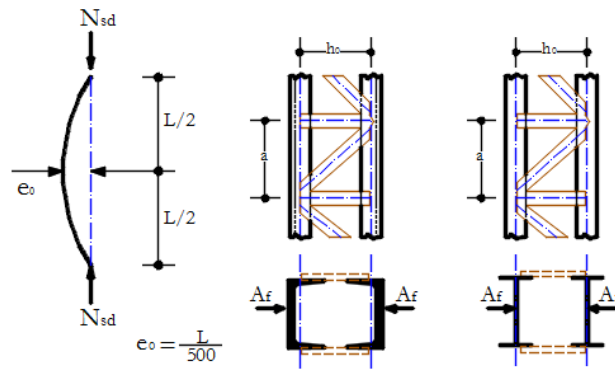


Figure III. 16 Définition des grandeurs  $A_f$  et  $h_0$  cas de treillis. [3]

- L'effort axial  $N_{f,sd}$  dans chaque membrure est déterminé par :

$$N_{f,sd} = \frac{N_{sd}}{2} + \frac{M_s}{h_0}$$

Dans le cas de présence d'un moment extérieur  $M_{sd}$  celui-ci s'ajoutera à  $M_s$ .

Ou :  $M_s = \frac{N_{sd} \times e_0}{\left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr}} - \frac{N_{sd}}{S_v}\right)}$  et  $e_0 = \frac{L}{500}$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I_{eff}}{L^2}$$

$S_v$  : rigidité au cisaillement du treillis [Tableau III .8].

- La longueur de flambement  $l_f$  est prise égale à :  $l_f = a$ .

- Effort tranchant dans les composants du treillis :  $V_s = \frac{\pi \times M_s}{L}$ .

- Effort normal dans une diagonale du treillis :  $N_d = \frac{V_s \times d}{n \times h_0}$

$d, n, h_0$  : voir [Tableau III .8].

Système			
$S_v$	$\frac{n \cdot E \cdot A_d \cdot a \cdot h_0^2}{2 \cdot d^3}$	$\frac{n \cdot E \cdot A_d \cdot a \cdot h_0^2}{d^3}$	$\frac{n \cdot E \cdot A_d \cdot a \cdot h_0^2}{d^3 \left(1 + \frac{A_d \cdot h_0^3}{A_v \cdot d^3}\right)}$
<p><math>n</math> : le nombre de plans de treillis.  <math>A_d</math> et <math>A_v</math> : sont données pour un seul plan.</p>			

Tableau III.8 Rigidité de cisaillement des treillis de barres composées. [3]

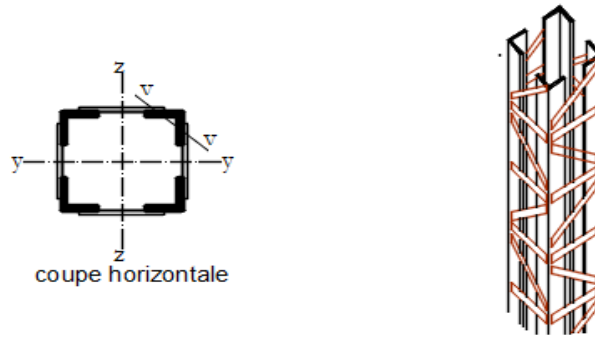


Figure III. 17 Poteau composé à quatre plans de treillis.

Les longueurs de flambement des poteaux composés de treillis sur quatre cotés sont données comme suit :

Systeme			
$l_f$	1,25.a	1,28.a	a

Tableau III.9 Longueurs de flambement des membrures en cornières d'un élément composé de treillis sur quatre cotés. [3]

Les poteaux composés de cornières avec quatre plans de treillis ou de traverses de liaison sont également vérifiés suivant l'axe de faible inertie ( $v - v$ ) [Figure III .17].avec la longueur de flambement  $l_f = L$  et sans influence des liaisons.

### III-5-2- Poteau composé à traverses de liaisons (barrettes)

Pour les poteaux composés de deux plans de barrettes et comportant deux membrures parallèles semblables de section constante, la vérification est faite en passant par les calculs suivants :

- Le moment d'inertie de flexion efficace  $I_{eff}$  d'un poteau composé à barrettes et :

$$I_{eff} = 0,5h \cdot h^2_0 \cdot A_f + 2 \cdot \mu \cdot I_f$$

Ou :  $A_f$  : la section transversale d'une membrure comprimée

$h_0$  : la distance entre les centres de gravité des membrures

$I_f$  : le moment d'inertie d'une membrure.



Critère	$\lambda \leq 75$	$75 < \lambda < 150$	$\lambda \geq 150$
Facteur d'efficacité $\mu$	1,0	$\mu = 2 \cdot \frac{\lambda}{75}$	0

Tableau III.10 Facteur d'efficacité  $\mu$ . [3]

Avec :  $\lambda = \frac{L}{i_0}$

$i_0 = \sqrt{\frac{I_l}{2 \cdot A_f}}$  ou  $I_l$  : est la valeur de  $I_{eff}$  pour  $\mu=1$ .

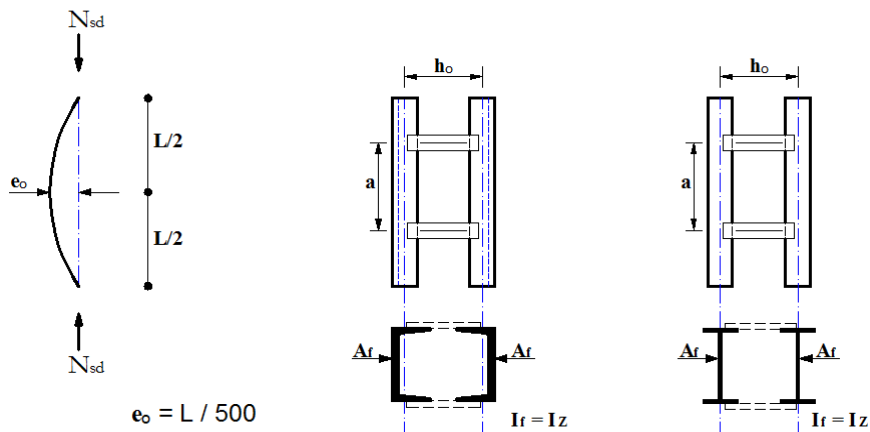


Figure III.18 Définition des grandeurs  $A_f$  et  $h_0$  cas de barrettes.

- L'effort axial  $N_{f,sd}$  dans chaque membrure est déterminé par :

$$N_{f,sd} = \frac{N_{sd}}{2} + \frac{M_s \times h_0 \times A_f}{2 \cdot I_{eff}}$$

Si l'élément est soumis à la flexion compose. Le moment extérieur  $M_{sd}$ s'ajoutera à  $M_s$  dans l'équation précédente.

Ou :  $M_s = \frac{N_{sd} \times e_0}{\left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr}} - \frac{N_{sd}}{S_v}\right)}$  et  $e_0 = \frac{L}{500}$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I_{eff}}{L^2}$$

Critère	$n \cdot \frac{I_b}{h_0} < 10 \cdot \frac{I_f}{a}$	$n \cdot \frac{I_b}{h_0} \geq 10 \cdot \frac{I_f}{a}$
$S_v$	$\frac{24 \cdot E \cdot I_f}{a^2 \left(1 + \frac{2 \cdot I_f \cdot h_0}{n \cdot I_b \cdot a}\right)} \leq \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_f}{a^2}$	$\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_f}{a^2}$
<p><b>n</b> : Le nombre de plans de traverses.  <b>I<sub>b</sub></b> : Moment d'inertie de flexion d'une traverse dans son plan.  <b>I<sub>f</sub></b> et <b>a</b> : voir [Figure 14.18].</p>		

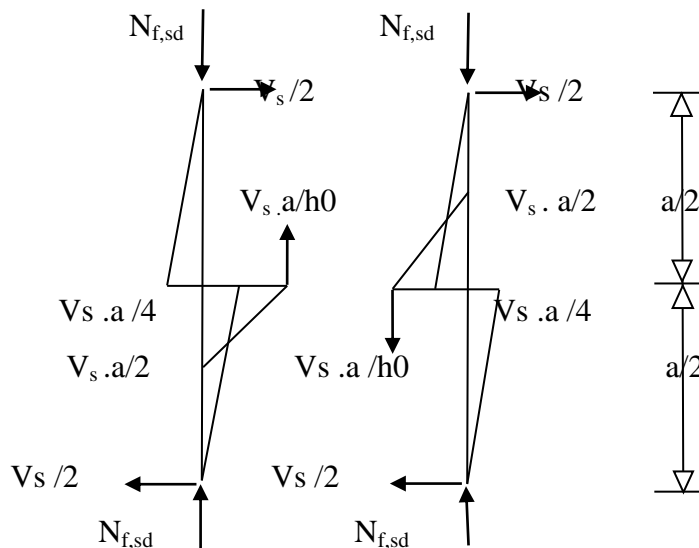
Tableau III.11 La rigidité au cisaillement des traverses de liaisons.

- La longueur de flambement  $l_f$  est prise égale à ;  $l_f = a$  .

**Moments et efforts tranchants dus à la liaison par traverses :**

- L'effort tranchant :  $V_s = \frac{\pi \cdot M_s}{L}$

Les différents éléments doivent être vérifiés vis-à-vis les sollicitation dues aux moments et celles dues aux cisaillements engendrés par les traverses.



**Figure III. 19 Moments et efforts tranchants dus à la liaison par traverses [3]**

**III-5-3-Poteau composé à membrures faiblement espacées :**

Les poteaux composés de membrures qui sont en contact ou faiblement espacées sont considérés comme des éléments pleins (longueur de flambement de l'élément avec la section totale des membrures) si la distance « a » entre les centres de deux fourrures de liaisons voisines [ Figure III.21] est inférieure à l'espacement maximal cité dans le tableau suivant [ Figure III.21] ;

(Sans ça, ces poteaux sont calculés comme des éléments composés à barrettes)

Type de l'élément composé	Espacement maximal des éléments de liaison
Membrures selon la <b>Figure III.20</b> et liaisonnées par boulons ou cordons de soudure	15 $i_{min}$
Membrures selon la <b>Figure III.21</b> et liaisonnées par paires de barrettes	70 $i_{min}$

$i_{min}$  : estle rayon de giration minimal d'une membrure ou cornière.

**TableauIII.12 Espacement maximal des éléments de liaison des membrures faiblement espacées. [3]**

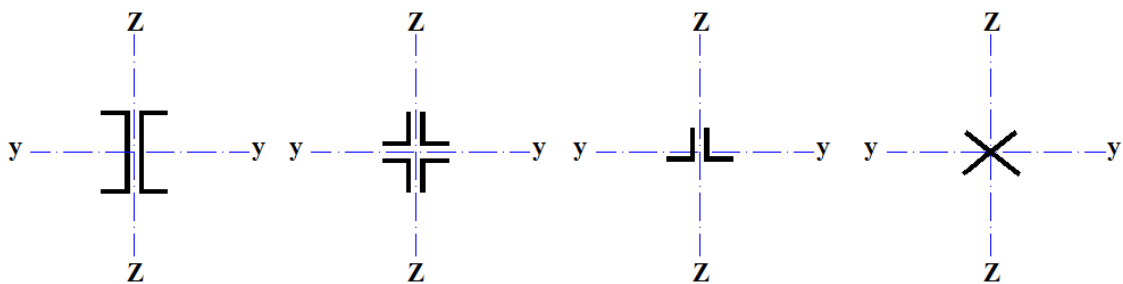


Figure III. 20 Barres composées à membrures faiblement espacées.

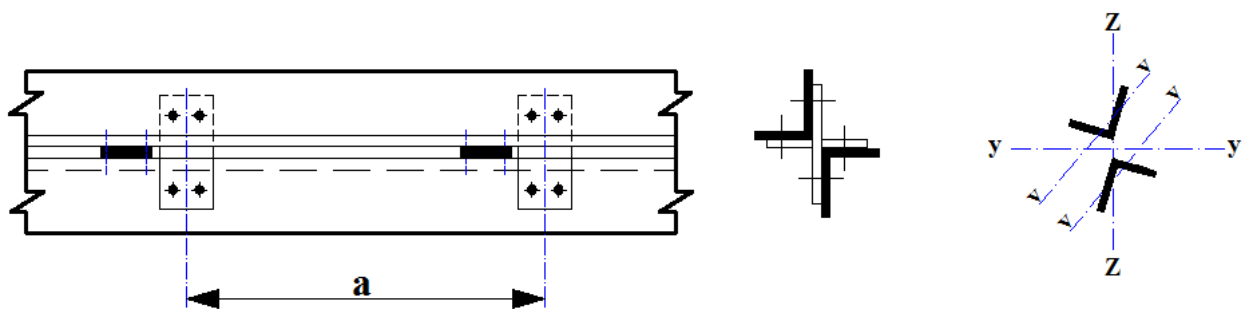


Figure III. 21 Barres composées de cornières disposées en croix liaisonnées par paires de barrettes en croix. [3]

Les boulons ou la soudure les liaisons sont calculés partir du cisaillement longitudinal transmis entre les membrures dont la valeur peut être prise égale à 2.5% de l'effort axial dans l'élément composé ( $V_s = 2,5\% \cdot N_{sd}$ ).

L'effort tranchant dans les fourrures de liaisons est pris égale à ;  $\frac{2,5\% \cdot V_s \cdot a}{i_{min}}$

Dans le cas des cornières à ailes inégales [ Figure III.21], on peut supposer que :

$i_y = i_0 / 1,15$  ( $i_0$  est le rayon de giration minimal de l'élément composé).

- **Vérification des éléments fléchis et comprimés**

**I- Introduction :**

Les éléments comprimés et fléchis en même temps doivent faire l'objet d'une vérification de flambement « combiné » si :

$$\bar{\lambda}_{max} > 0,2 \quad \text{et} \quad \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} > 0,1$$

Avec :  $\bar{\lambda}_{max} = \text{Max}(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$  ;  $\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z)$

Si cet élément **pour un risque de déversement** c'est-à-dire si  $\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$  ; il faut également le vérifier au déversement « combiné ». Indépendamment, la vérification du déversement combiné de l'élément doit se faire pour  $\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$  même si la vérification du flambement combiné est écartée ( si une des deux conditions du flambement combiné n'est pas vérifiée ). Le cas inverse est également correct.

Il est évident qu'un élément qui n'est pas sujet d'une vérification au flambement ( $\bar{\lambda}_{max} \leq 0,2$ ) ne l'est pas pour le flambement combiné. Ceci est valable pour le déversement combiné si l'élément est sans risque de déversement ( $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ ).

### **III -6-Vérification du flambement par flexion « flambement combiné » :**

#### **III-6-1- Pour les sections de classe 1 et 2 :**

$$\left[ \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y \cdot \gamma_{M1}} \right] + \left[ \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_z \cdot \gamma_{M1}} \right] \leq 1$$

Sachant que :  $\chi_{min} = \text{Min} (\chi_y ; \chi_z)$  et que :  $(\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}) = N_{b,Rd}$

$$K_y = 1 - \left( \frac{\mu_y}{\chi_y} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right) \quad \text{avec } K_y \leq 1,5.$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9.$$

$$K_z = 1 - \left( \frac{\mu_z}{\chi_z} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right) \text{ avec } K_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \left( \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \quad \text{Avec } \mu_z \leq 0,9.$$

Remarque : Les valeurs de  $\mu_y$  et  $\mu_z$  peuvent être négatives.

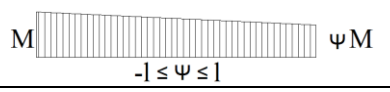
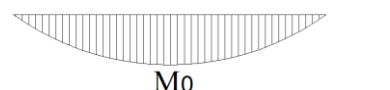
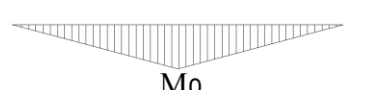
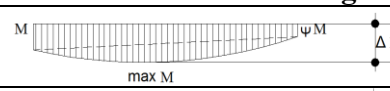

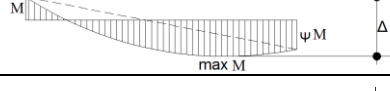
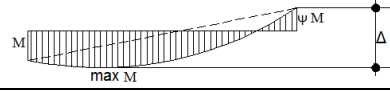
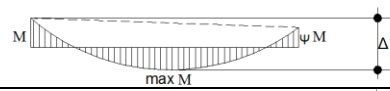
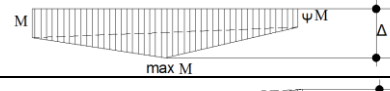

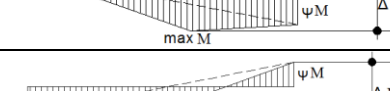
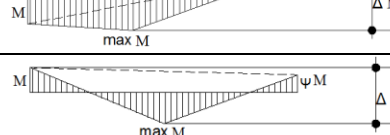
Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
 <p><math>M</math> <math>\psi M</math> <math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	Diagramme du moment du aux moments d'extrémités $\beta_{M1\psi} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi$
 <p><math>M_0</math></p>	Diagramme du moment du à une charge transversale uniforme répartie $\beta_{M1Q} = 1,3$
 <p><math>M_0</math></p>	Diagramme du moment du à une charge transversale uniforme concentrée $\beta_{M1Q} = 1,4$
Moments dus à des charges transversales plus des moments d'excentricités.	
 <p><math>M</math> <math>\psi M</math> <math>\Delta M</math> max M</p>	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p><math>M_Q</math> = la valeur maximale du moment fléchissant dû aux charges transversales seulement. Elle est prise en valeur absolue.</p> <p><b><math>\Delta M</math> : suivant le signe du rapport des moment, il prend une des valeurs suivantes :</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Si : <math>\frac{M}{\max M} &gt; 0</math> et <math>\frac{\psi M}{\max M} &gt; 0</math> :  <math>\Delta M =  \max M </math> ( En valeur absolue )</li> <li>- Si : <math>\frac{M}{\max M} &lt; 0</math> et <math>\frac{\psi M}{\max M} &gt; 0</math> :  <math>\Delta M =  \max M  +  M </math> ( En valeurs absolues )</li> <li>- Si : <math>\frac{M}{\max M} &gt; 0</math> et <math>\frac{\psi M}{\max M} &lt; 0</math> :  <math>\Delta M =  \max M  +  \psi M </math> ( En valeurs absolues )</li> <li>- Si : <math>\frac{M}{\max M} &lt; 0</math> et <math>\frac{\psi M}{\max M} &lt; 0</math> :  <math>\Delta M =  \max M  +  M </math> ( En valeurs absolues )</li> </ul>
 <p><math>\psi M</math> <math>M = \max M</math> <math>\Delta M</math></p>	
 <p><math>M</math> <math>\psi M</math> <math>\Delta M</math> max M</p>	
 <p><math>M</math> <math>\psi M</math> <math>\Delta M</math> max M</p>	
 <p><math>M</math> <math>\psi M</math> <math>\Delta M</math> max M</p>	
 <p><math>M</math> <math>\psi M</math> <math>M = \max M</math> <math>\Delta M</math></p>	
 <p><math>M</math> <math>\psi M</math> <math>\Delta M</math> max M</p>	
 <p><math>M</math> <math>\psi M</math> <math>\Delta M</math> max M</p>	
 <p><math>M</math> <math>\psi M</math> <math>\Delta M</math> max M</p>	

Tableau III.13 Facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_M$ . [3]

$\beta_{My}$ ;  $\beta_{Mz}$  : les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion. Ils doivent être calculés à partir du **Tableau III.13** en fonction de l'allure du diagramme des moments fléchissant entre les points de maintien.

Par exemple ; pour une poutre **bi encastree et uniformement chargée** par « q »,

$$\psi = 1 \Rightarrow \beta_{M,\psi} = 1,1 \quad ; \quad \beta_{M,Q} = 1,3 \quad ; \quad M_Q = \Delta M = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad ; \quad \text{d'où} \quad \beta_M = \beta_{M,Q} = 1,3$$

Facteur	Axe de flexion	Point maintenu suivant l'axe
$\beta_{My}$	y - y	z - z
$\beta_{Mz}$	z - z	y - y
$\beta_{MLT}$	y - y	y - y

Tableau III.14 choix du facteur de moment uniforme et axe de flexion. [3]

Si  $\bar{\lambda}_{MLT} > 0,4$  ; il faut vérifier l'élément au déversement « combiné » comme suite :

$$\left[ \frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

Remarquons que :  $(\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}) = M_{b,Rd}$

Avec :  $K_{LT} = 1 - \left( \frac{\mu_{LT}}{\chi_z} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right)$  avec  $K_{LT} \leq 1$ .

$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15$  avec  $\mu_{LT} \leq 0,9$ .

$\beta_{MLT}$  : tirée du Tableau III.13.

### III-6-2 - pour les sections de classe 3 :

$$\left[ \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{\frac{W_{el,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

Sachant que :  $\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z)$  et que  $(\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}) = M_{b,Rd}$

$K_y = 1 - \left( \frac{\mu_y}{\chi_y} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right)$  avec  $K_y \leq 1,5$ .

$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4)$  avec  $\mu_y \leq 0,9$ .

$K_z = 1 - \left( \frac{\mu_z}{\chi_z} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right)$  avec  $K_z \leq 1,5$

$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{Mz} - 4)$  avec  $\mu_z \leq 0,9$ .

$\beta_{My, Mz}$  : les facteur de moment uniforme équivalent [ Tableau III.13],

- Pour les sections dissymétriques les valeurs minimales de  $W_{el,y}$  et  $W_{el,z}$  sont utilisées.

Si  $\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$  ; il est à vérifier le déversement « combiné » avec :

$$\left[ \frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{\frac{W_{el,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

Remarquons que :  $(\chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}) = M_{b,Rd}$

Avec :  $K_{LT} = 1 - \left( \frac{\mu_{LT}}{\chi_z} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right)$  avec  $K_{LT} \leq 1$ .

$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15$  avec  $\mu_{LT} \leq 0,9$ .

$\beta_{MLT}$ : tirée du [Tableau III.13],

### III-6-3 - pour les sections de classe 4 :

$$\left[ \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{K_y \cdot (M_{y,sd} + e_{Ny} \cdot N_{sd})}{\frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{K_z \cdot (M_{z,sd} + e_{Nz} \cdot N_{sd})}{\frac{W_{eff,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

Sachant que :  $\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z)$  et que  $(\chi_{min} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}) = M_{b,Rd}$

$K_y = 1 - \left( \frac{\mu_y}{\chi_y} \cdot \frac{N_{sd}}{A_{eff} \cdot f_y} \right)$  avec  $K_y \leq 1,5$ .

$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4)$  avec  $\mu_y \leq 0,9$ .

$K_z = 1 - \left( \frac{\mu_z}{\chi_z} \cdot \frac{N_{sd}}{A_{eff} \cdot f_y} \right)$  avec  $K_z \leq 1,5$

$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{Mz} - 4)$  avec  $\mu_z \leq 0,9$ .

$\beta_{My}, \beta_{Mz}$  : les facteurs sont calculés ajoutant ou moment  $M_{sd}$  la valeur additionnelle  $N_{sd} \times e_N$  (pour une section dissymétrique) [Tableau III.13].

Dans le cas courant d'un élément en **I** ou **H** bi-symétrique fléchi dans le plan de l'âme, le critère se ramène à :

$$\left[ \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{\frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

Si  $\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$  ; on doit également vérifier l'élément ou déversement comme suite :

$$\left[ \frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{K_{LT} \cdot (M_{y,sd} + e_{Ny} \cdot N_{sd})}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{K_z \cdot (M_{z,sd} + e_{Nz} \cdot N_{sd})}{\frac{W_{eff,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

Avec :  $k_{LT}, \mu_{LT}, \beta_{MLT}$  : Facteurs déterminés comme précédemment vus.

Dans le cas courant d'un élément en **I** ou **H** bi-symétrique fléchi dans le plan de l'âme, le critère se ramène à :

$$\left[ \frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \right] \leq 1 \implies \left[ \frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$



III-7. Organigrammes récapitulatifs de calculs :

III-7-1. Sous effort axial de compression

➤ Selon LE C.C.M.97 :

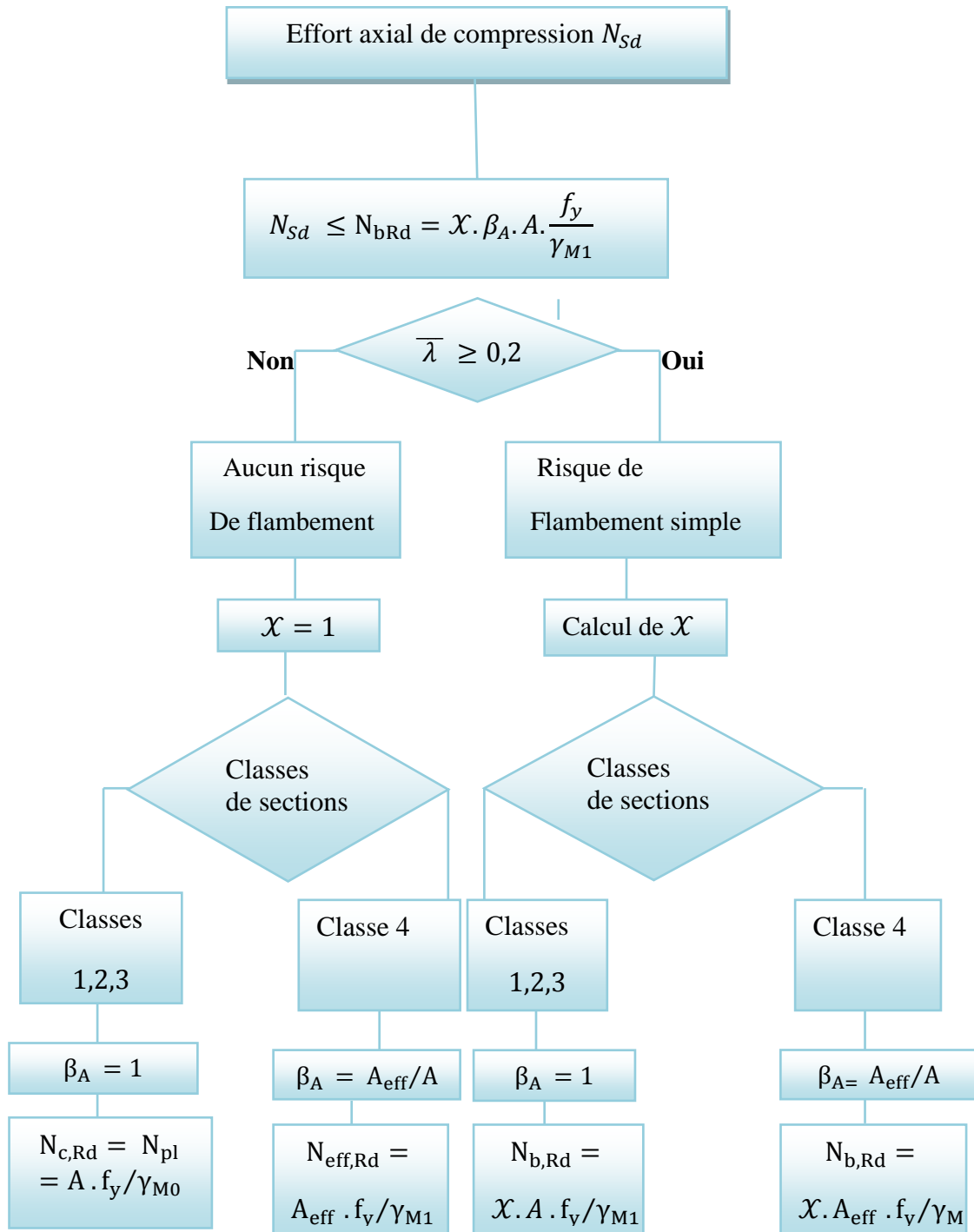


Figure III-22. Organigramme de calcul compressions simple selon le C.C.M.97. [3]

Avec :

Pour les sections de classe 1,2, ou 3 :

$$N_{c,Rd} = N_{pl} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} \text{ (Résistance plastique de la section brute).}$$

Pour les sections de classe 4 :

$$N_{eff,Rd} = N_0 = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1} \text{ (Résistance de calcul de la section brute au voilement local)}$$

Ou  $A_{eff}$  = aire efficace de la section.

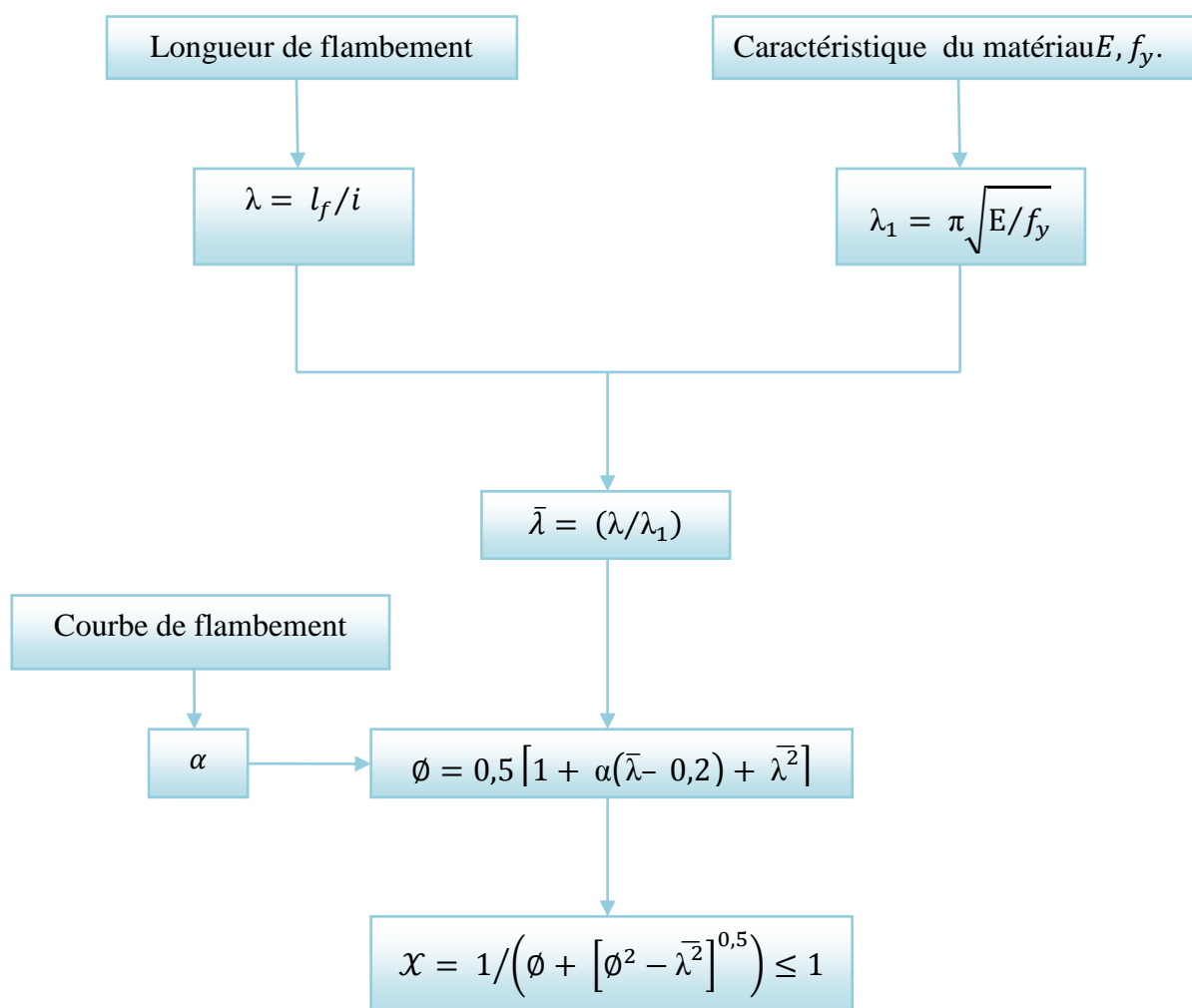


Figure III-23. Organigramme de calcul du coefficient de réduction  $X$ . [3]

### Conclusion

On a cité presque tous les facteurs influant le comportement des poteaux métallique sous chargement axial de compression, en commençant par l'aspect réglementaire pour la vérification de la stabilité au flambement par la suite en élaboration des programmes pour le calcul des poteaux métalliques selon *LE CCM97* pour la faciliter les calculs.

A partir de ce chapitre, nous pouvant tirer les conclusions suivant :

- ❖ Une explication des courbes européennes de flambement est fournie ; celle-ci fait appel à un facteur d'imperfection.
- ❖ Si  $\bar{\lambda} > 0,2$ ; une réduction de la capacité portante doit être considérée en raison du danger de flambement. Les poteaux à élancement intermédiaire périssent par flambement dans le domaine inélastique et les poteaux élancés, par flambement élastique.
- ❖ Les courbes européennes de flambement donnent les valeurs du coefficient de réduction pour le cas de flambement considéré en fonction du type de section, de son processus de fabrication, de l'élancement réduit et de l'axe autour duquel le flambement survient. Elles sont fondées sur des approches expérimentale et théorique et fournissent des résultats fiables.

### Introduction

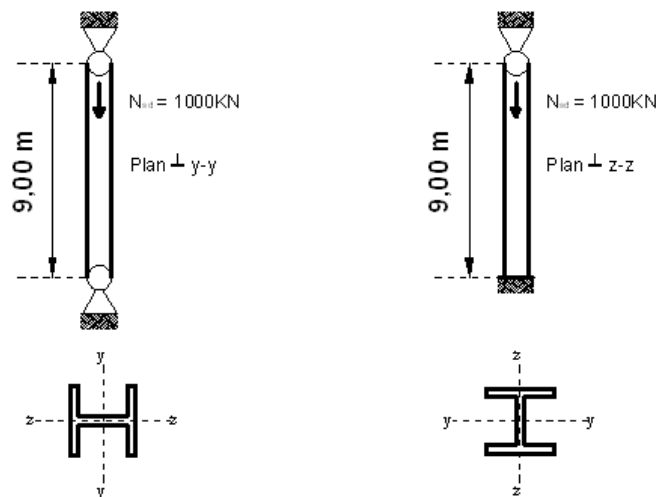
Dans ce chapitre nous présentons des exemples d'application sur le calcul des poteaux métalliques selon les règles C.M. 66 et LE C.C.M.97 afin de mettre en évidence les ressemblances et les différences entre ces deux méthodes.

### IV-1- Exemples : cas flambement simple

Soit un poteau de profilé **HEA 340** en acier de nuance **S235** ayant une hauteur libre **L= 9 m** ce poteau est articulé en pied et en tête dans le plan perpendiculaire à l'axe y-y (plan  $\perp$  y-y) et encastré en pied, articulé en tête dans le plan perpendiculaire à l'axe z-z (plan  $\perp$  z-z).

Ce poteau supporte une charge axiale pondérée  $N_{sd} = 1000\text{KN}$

Vérifier la stabilité du poteau au flambement ?



**Solution :**

#### a)- Vérification de la stabilité au flambement selon les règles C.C.M.97 :

- valeurs de caractéristiques de calcul:

- L'acier est de nuance S235  $\Rightarrow \epsilon = 1$
- L'élanement élastique limite :  $\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$ .  $\epsilon = 93,9$
- La section du HEA340 (S235) est de classe 1 en compression [Tableau de classification] :

Profil	Dimension					
	$A$ cm <sup>2</sup>	$h$ mm	$b$ mm	$t_f$ mm	$i_y$ cm	$i_z$ cm
HEA 340	133,5	330	300	16,5	14,40	7,46

**Tableau IV-2- Poutrelle IPE 400: Dimensions et caractéristiques.**

**Axe de flambement y-y (plan  $\perp$  y-y) :**

**- Longueur de flambement  $l_{fy}$  :**

Dans ce plan le poteau est bi-articulé  $\Rightarrow l_{fy} = l = 9,00m$

**- L'élancement géométrique de l'élément  $\lambda_y$  :**

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{900}{14,4} \Rightarrow \lambda_y = 62,50$$

**- L'élancement réduit  $\bar{\lambda}_y$  :**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{\lambda_{11}} \cdot \sqrt{\beta_A} \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{62,50}{93,9} \cdot \sqrt{1} \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,665$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,665 > 0,2$$

Donc, il y'a un risque de flambement autour de l'axe y-y.

**- La courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{300} \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,1 < 1,2 :$$

$$t_f = 16,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \Rightarrow \text{Auteur de l'axe y-y} \Rightarrow \text{la courbe (b)}$$

$$\text{La courbe (b)} \Rightarrow \alpha_y = 0,34$$

$$\begin{aligned} \phi_y &= 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \Rightarrow \phi_y = 0,5 [1 + 0,34(0,665 - 0,2) + (0,665)^2] \\ &\Rightarrow \phi_y = 0,80 \end{aligned}$$

**- Le coefficient de réduction pour l'axe y-y**

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} \Rightarrow \chi_y = \frac{1}{0,80 + \sqrt{(0,80)^2 - (0,665)^2}}$$

$$\Rightarrow \chi_y = 0,803$$

- **Axe de flambement z-z (plan  $\perp$  z-z) :**

• **Longueur de flambement  $l_{fz}$  :**

Dans ce plan le poteau est encasturé - articulé  $\Rightarrow l_{fz} = l/\sqrt{2} = 6,36m$

• **L'élancement géométrique du poteau au flambement  $\lambda_z$  :**

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{636,3}{7,46} \Rightarrow \lambda_z = 85,29$$

- **L'élancement réduit  $\bar{\lambda}_z$  :**

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{85,29}{93,9} \cdot \sqrt{1} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,908$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,908 > 0,2$$

Donc, il y'a un risque de flambement autour de l'axe z-z.

- **La courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{300} \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,1 < 1,2 :$$

$t_f = 16,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \Rightarrow$  Auteur de l'axe z-z  $\Rightarrow$  la courbe (c)

La courbe (c)  $\Rightarrow \alpha_z = 0,49$

$$\begin{aligned} \phi_z &= 0,5 [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \Rightarrow \phi_z = 0,5 [1 + 0,49(0,908 - 0,2) + (0,908)^2] \\ &\Rightarrow \phi_z = 1,086 \end{aligned}$$

- **Le coefficient de réduction pour l'axe z-z**

$$\begin{aligned} \chi_z &= \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} \Rightarrow \chi_z = \frac{1}{1,086 + \sqrt{(1,086)^2 - (0,908)^2}} \\ &\Rightarrow \chi_z = 0,594 \end{aligned}$$

Entre les deux axes de flambement :

$$\begin{aligned} \chi &= \text{Min}(\chi_y ; \chi_z) \Rightarrow \chi = \text{Min}(0,802 ; 0,594) \\ &\Rightarrow \chi = 0,594 \end{aligned}$$

- **L'effort résistant réduit :**

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \Rightarrow N_{b,Rd} = 0,594 \times 1 \times 13350 \times \frac{235}{1,1}$$

$$\Rightarrow N_{b,Rd} = 1694115 \text{ N}$$

$$\Rightarrow N_{b,Rd} = 1694,115 \text{ KN}$$

- Finalement, on vérifie que :  $N_{sd} = 1000 \text{ KN} \leq N_{b,Rd} = 1694,115 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Donc ce poteau résiste au flambement sous u effort  $N_{sd} = 1000$  KN

**b)- Vérification de la stabilité au flambement selon les règles C. M.66 :**

L'élancement  $\lambda$  :

$$\lambda_x = \frac{lf_x}{ix} = \frac{900}{14.40} \Rightarrow \lambda_x = 62.50$$

$$\lambda_y = \frac{lf_y}{iy} = \frac{0.7*900}{7.46} \Rightarrow \lambda_y = 85.29$$

$$\lambda_{max} = \sup(\lambda_x; \lambda_y)$$

$$\lambda_{max} = 85.29$$

Donc le flambement suivant l'axe (y-y).

Détermination de la contrainte  $\sigma_K$  :

$$\sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{max}^2} = \frac{3.14^2 * 21000}{7274.38} = 28.463 \text{ dan/mm}^2 = 284.63 \text{ N/mm}^2$$

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

$$K = \left(0,5 + 0,65 \frac{235}{284.63}\right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{235}{284.63}\right)^2 - \frac{235}{284.63}} \Rightarrow K = 1.247$$

$$\sigma = \frac{\sigma_e}{K} = \frac{235}{1.223} \Rightarrow \sigma = 192.150 \text{ N/mm}^2$$

$$K \sigma \leq \sigma_e$$

$$K \frac{N}{A} \leq \sigma_e$$

$$N = \sigma_e \frac{A}{K} = \frac{235 * 133.5}{1.223} \Rightarrow N_{bRd} = 2515.82 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{bRd} = 2515.825 \text{ KN}$$

**Remarque:**

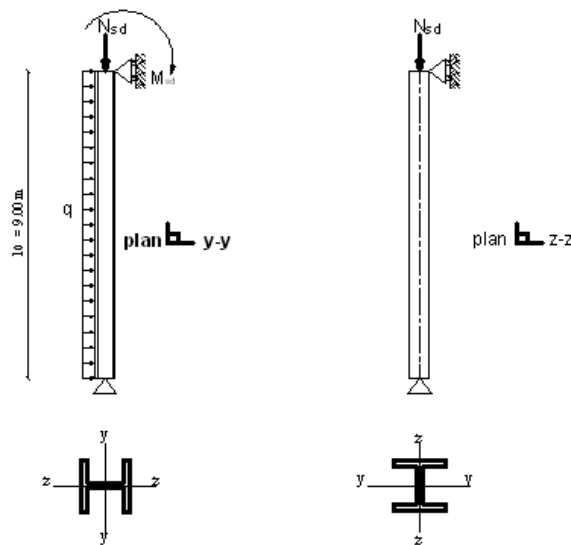
On obtient une différence entre les deux valeurs de la charge maximale N égale a 32%. Le règlement le **CCM 97** s'avère plus contraignant (de l'ordre de **32 %**) que le règlement **CM66**.

**IV-2- Exemples : cas flambement par flexion**

**IV-2.1. Exemple :**

Soit un poteau de profilé **HEA340** en acier de nuance **S235**, simplement appuyé (dans les deux plan) ayant une portée  $L = 9,00\text{m}$ . Il est soumise à un effort axiale de compression,  $N_{sd} = 400\text{KN}$  et une charge transversale de flexion appliquée dans le plan perpendiculaire à l'axe y-y,  $q_u = 20 \text{ KN/m}$ .

Vérifier la résistance de cette poutre au flambement par flexion ?



**Solution :**

**a)- Vérification de la résistance au flambement par flexion selon les règles C.C.M97 :**

**Valeurs caractéristiques de calcul :**

- La section du HEA340 (S235) est de :

Classe 1 en compression [tableau]

Classe 1 en flexion [tableau]

Classe 1 en flexion composé (par déduction des 2 cas précédents)

- L'aire de la section :  $A = 133,5 \text{ cm}^2 = 13350\text{mm}^2$ .
- Le module de flexion plastique  $W_{pl,y} = 1850,5 \text{ cm}^3$ .
- Le module de flexion élastique  $W_{el,y} = 1678,4 \text{ cm}^3$ .

**Longueur de flambement  $l_{fy}$  et  $l_{fz}$  :**

(Simply supported in both planes)  $l_{fy} = l_{fz} = l_0 = 9,00 \text{ m}$



**Les élancements de réduits**  $\bar{\lambda}_y$ , et  $\bar{\lambda}_z$  :

$$\bar{\lambda}_y = 0.665 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = 1.284 \quad ; \quad \bar{\lambda}_{Max} = \text{Max} (\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) \Rightarrow \bar{\lambda}_{Max} = 1.284$$

**Les coefficients de réduction :**

$$\chi_y = 0.802 \quad ; \quad \chi_z = 0.395 \quad ; \quad \chi_{min} = \text{Min} (\chi_y, \chi_z) \Rightarrow \chi_{min} = 0.395$$

**1- Vérification de la stabilité au flambement par flexion :**

Pour faire la vérification, il faut que :

$$\bar{\lambda}_{Max} > 0.2 \quad \text{et} \quad \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} > 0,1$$

On a  $\bar{\lambda}_{Max} = 1.284 > 0.2$ .....C.V

et  $\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{400 \times 10^3}{0,395 \times \frac{13350 \times 235}{1.1}} = 0.355 > 0,1$ .....C.V

Les 2 conditions sont simultanément vérifiées une vérification de la stabilité au flambement par flexion est nécessaire.

**• Pour les sections de classe 1 et 2 :**

$\beta_{My} = 1,3$  charge uniformément répartie dans une poutre bi appuyée [Tableau III.13]

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9.$$

$$\mu_y = 0,665 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left( \frac{1850,5 - 1678,4}{1678,4} \right) \leq 0,9 \Rightarrow \mu_y = -0.828 < 0,9.$$

$$K_y = 1 - \left( \frac{\mu_y}{\chi_y} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right) \Rightarrow K_y = 1 - \left( \frac{-0,828}{0,802} \times \frac{400000}{13350 \times 235} \right)$$

$$\Rightarrow K_y = 1,131 \leq 1,5.$$

Avec  $\chi_{min} = \text{Min} (\chi_y, \chi_z) \Rightarrow \chi_{min} = 0.395$  et  $\beta_{My} = 1,3$

L'effort résistant réduit :  $N_{b, Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \Rightarrow N_{b, Rd} =$

$$0,395 \times 1 \times 13350 \times \frac{235}{1.1}$$

$$\Rightarrow N_{b, Rd} = 1126558 \text{ N}$$

$$\Rightarrow N_{b, Rd} = 1126,558 \text{ KN}$$

$$\left[ \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{pl, y} \cdot f_y \cdot \gamma_{M1}} \right] + \left[ \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pl, z} \cdot f_z \cdot \gamma_{M1}} \right] \leq 1 = \left[ \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{pl, y} \cdot f_y \cdot \gamma_{M1}} \right] \leq 1$$

$$= \left[ \frac{400000}{0.395 \times \frac{13350 \times 235}{1.1}} \right] + \left[ \frac{1.131 \times 202500}{1850,5 \times 235} \right] \leq 1$$

$$= 0.934 < 1$$

Finalement, on vérifie que :  $N_{sd} = 400 \text{ KN} \leq N_{b, Rd} = 1126,558 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$

Cet élément résiste au flambement par flexion

**b)- Vérification de la stabilité au flambement selon les règles C.M.66**

**On doit vérifier que**

$$\sigma_{max} \leq \sigma_e$$

Lorsque

$$\sigma_{max} = k_1 \sigma + k_f \sigma_f \leq \sigma_e$$

1)- **Calcul de  $\lambda_x$  et  $\lambda_y$  :**

$$\lambda_x = \frac{900}{14.4} = 62.28$$

$$\lambda_y = \frac{900}{7.46} = 120.64$$

$$\lambda_{max} = \text{sup}(\lambda_x; \lambda_y)$$

$$\lambda_{max} = 120.64$$

**Détermination de la contrainte  $\sigma_K$  :**

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{max}^2} = \frac{3.14^2 \times 21000}{14554} = \frac{207051.6}{14554} = 14.22 \text{ dan/mm}^2 = 142.2 \text{ N/mm}^2$$

**Donc le flambement suivant l'axe (y-y)**

**- vérification de la stabilité au flambement par la condition :**

$$\sigma \frac{\mu-1}{\mu-1.3} + \sigma_F \frac{\mu+\alpha}{\mu-1.3} \leq \sigma_e$$

**Calcul de coefficient d'amplification de contrainte de compression :**

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{400}{133.50} = 29.96 \text{ N/mm}^2$$

$$\mu = \frac{\sigma k}{\sigma} = \frac{142.2}{29.96} = 4.746$$

$$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1.3} = K_1 = 1.087$$

**Calcul de coefficient d'amplification de contrainte de flexion.**

$\alpha = 0.03$  (charge réparti)

$$K_f = \frac{\mu + \alpha}{\mu - 1.3} = 1.386$$

$$M_f = ql^2/8 = 20250 \text{ KN.mm}$$

$$W_{\text{els}} = 1678.4 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{M_f V}{I} = 12.065 \text{ N/mm}^2$$

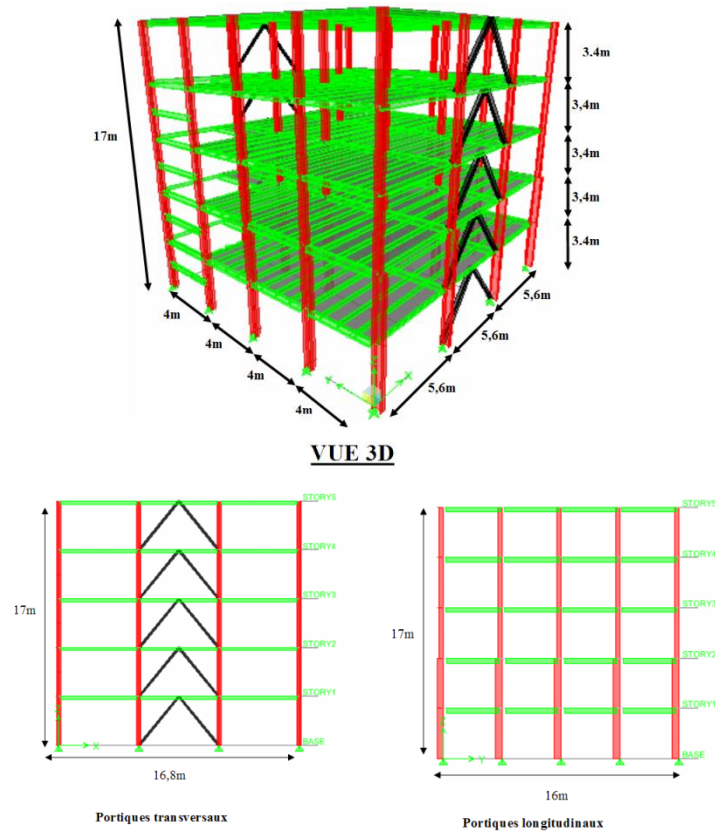
$$\sigma_{\text{max}} = k_1 \sigma + k_f \sigma_f = 1.876 * 29.96 + 1.386 * 12.065 = 72.927 \text{ N/mm}^2$$

$$72.927 \text{ N/mm}^2 \leq 235 \text{ N/mm}^2$$

$$k_1 \frac{N}{A} + k_f \sigma_f \leq \sigma_e$$

Donc aucun risque de flambement

**IV-3. Exemple : Vérification d'un poteaux dans un bâtiment multi-étage :**

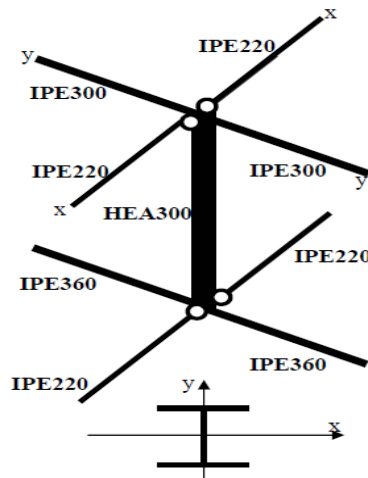


**Poteau central HEA300 :**

**Les caractéristique de profilée HEA300 :**

DESIGNATIO N Abrégée	Poids Kg/m	sectio n Cm <sup>2</sup>	Dimension			Caractéristique					
			h mm	b mm	a mm	I <sub>x</sub> Cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> Cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> Cm <sup>3</sup>	W <sub>y</sub> Cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	i <sub>y</sub> cm
HEA300	88.3	112.5	290	300	8.5	6810	18263	421	1260	7.49	12.7

Les efforts calculés :



Effort normal  $N$  : 43471,1 daN

Moment fléchissant  $M_{YY}$ : 7100300 daN.mm

Moment fléchissant  $M_{XX}$  : 498400 daN.mm

**Contrainte de compression :**

$$\sigma = A/N = 11250 / 43471,1 = 3,864 \text{ daN/mm}^2$$

**Contraintes de flexion :**

$$\sigma = W_x/M_{fx} = 421000 / 498400 = 1,183 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma = W_y/M_{fy} = 1260000 / 7100300 = 5,635 \text{ daN/mm}^2$$

**Solution :**

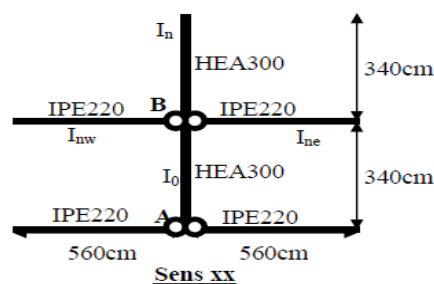
**a)- Vérification de la stabilité au flambement selon les règles C.M.66**

**Calcul coefficient de flambement :**

- degré de rigidité  $K$  des appuis.

$$K_B = \frac{\sum \text{raideurs poutre}}{(\sum \text{raideur poutre} + \sum \text{raideur poteau})}$$

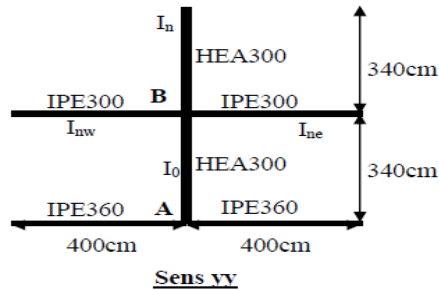
▪ Dans le sens  $xx$ :



$K_A=0$  (articulation)

$K_B=0$  (articulation)

- Dans le sens yy:



$$K_A = \frac{2 \frac{16270}{400}}{2(16270/400) + (9465/340) + (6310/340)}$$

$$K_B = \frac{2 \frac{8356}{400}}{2(8356/400) + (6310/340)} = 0.52$$

Calcul longueur de flambement:

$$\text{Sens xx} : L_f = l_0 \left( \frac{3 - 1.6(KA + KB) + 0.84KAKB}{3 - (KA + KB) + 0.28KAKB} \right) \leftrightarrow L_{fX} = l_0 = 3.4\text{m.}$$

$$\text{Sens yy} : L_f = l_0 \sqrt{\frac{1.6 + 2.4(KA + KB) + 1.1KAKB}{KA + KB + 5.5KAKB}} \leftrightarrow L_{fY} = 1.261l_0 = 4.284\text{m}$$

L'élancement  $\lambda$  :

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{340}{7.49} = 45.39 \leftrightarrow \lambda = 45.39$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{428.4}{12.7} = 33.73$$

$\lambda_x \geq \lambda_y$  le flambement est a grandi dans le plans xx.

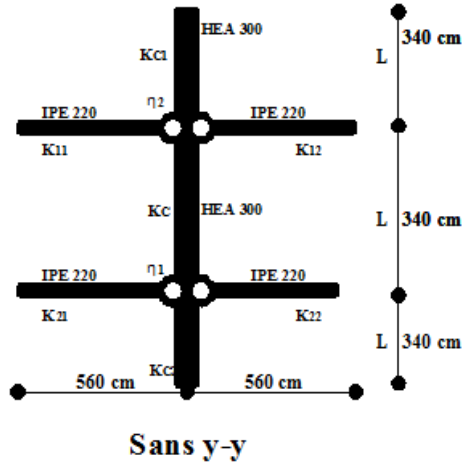
Donc ;  $K=1.0925$

**b)- Vérification de la stabilité au flambement selon les règles C.CM.97**

<u>Données de base</u>			
Calculer un poteau continu d'un bâtiment multi-étagé sur la base des données suivantes.			
• Coefficient partiel :	$\gamma_{M1} = 1,1$		
• Portée :	6,50 m / 4,00 m		
• Longueur du Poteau :	3,40 m		
• Nuance d'acier :	S 240 $\Leftrightarrow \varepsilon = 1$		
• Classification de la section :	Classe 1 $\Leftrightarrow \beta_A = 1$		
• Effort normal sur poteau: $N_{sd}$ :	Effort normal N : 434,711 KN		
• Poteau : HEA 300 :	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr> <td><math>I_y = 18263,5</math> cm<sup>4</sup></td> <td><math>I_z = 310,5</math> cm<sup>4</sup></td> </tr> </table>	$I_y = 18263,5$ cm <sup>4</sup>	$I_z = 310,5$ cm <sup>4</sup>
$I_y = 18263,5$ cm <sup>4</sup>	$I_z = 310,5$ cm <sup>4</sup>		
A = 112,5 cm <sup>2</sup>			
• Poutres : IPE 220 :	$I_y = 2771,8$ cm <sup>4</sup>		
IPE 300 :	$I_y = 8356,1$ cm <sup>4</sup>		
• Poutres : IPE 360 :	$I_y = 16265,6$ cm <sup>4</sup>		
<u>Limite d'élasticité</u>			
Nuance d'acier S235			
-	L'épaisseur maximale est de 14,0 mm < 100 mm, donc : $f_y = 240$ N/mm <sup>2</sup>		
-	h/b = 0.98 ≤ 1.2 donc : courbe de flambement suivant y-y (b) $\Leftrightarrow \alpha = 0,34$ suivant z-z (c) $\Leftrightarrow \alpha = 0,49$		

1-1 Suivant axe y-y

longueur de flambement  
pour mode déplaçable



- Calcule les facteurs de distribution de rigidité  $\eta_1$  et  $\eta_2$  :

• cas articulation :

Le nœud 1 :  $\eta_{1y} = 1$

Le nœud 2 :  $\eta_{2y} = 1$

Calcule longueur de flambement  $l_{fz}$ :

$$\frac{l_f}{L} = \sqrt{\frac{1-0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12 \times \eta_1 \times \eta_2}{1-0.8(\eta_1 + \eta_2) + 0.6 \times \eta_1 \times \eta_2}} \Rightarrow \frac{l_f}{L} = \sqrt{\frac{1-0.2(1+1) - 0.12 \times 1 \times 1}{1-0.8(1+1) + 0.6 \times 1 \times 1}}$$

$$\Rightarrow l_f = l = 340,00 \text{ cm}$$

- Calcule élancement du poteau  $\lambda_z$  :

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_z} \Rightarrow \lambda_y = \frac{340,00}{7,49}$$

$$\Rightarrow \lambda_y = 45,39$$



- Calcul élancement critique  $\lambda_{ly}$  :

$$\lambda_{ly} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,00 \cdot \varepsilon \Rightarrow \lambda_{ly} = 93,00$$

- Calcul élancement critique  $\bar{\lambda}_z$  :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{ly}} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{45,39}{93,00} \times \sqrt{1} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,488$$

$\bar{\lambda}_y = 0,488 > 0,2$  : le poteau coure un risque de flambement dans cette direction

- Calcul coeff réducteur de flambement  $\chi$  :

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \leq 1 \quad \text{Avec :} \quad \phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

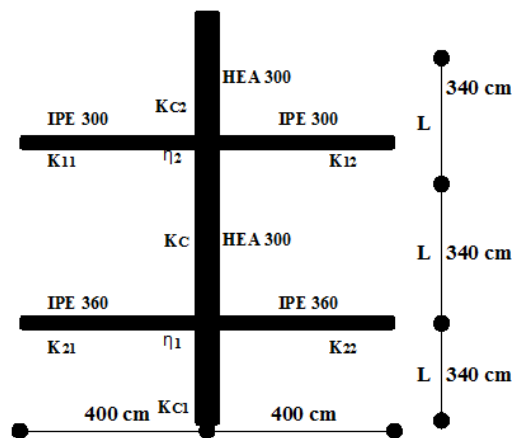
courbe de flambement suivant z-z (b)  $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\phi = 0,5[1 + 0,34(0,488 - 0,2) + 0,488^2] \Rightarrow \phi = 0,668$$

$$\text{Donc } \chi_y = \frac{1}{0,668 + \sqrt{0,668^2 - 0,488^2}} \leq 1 \Rightarrow \chi_y = 0,889 \leq 1 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

1-2 Suivant axe y-y

**longueur de flambement  
pour mode fixe**



Sans z-z

- Calcule les facteurs de distribution de rigidité  $\eta_1$  et  $\eta_2$  :

cas encastrement :

$$\eta_{1z} = \eta_{2z} = 0$$

- Calcule longueur de flambement  $l_f$  :

$$\frac{l_f}{L} = \frac{1+0.145(\eta_1+\eta_2)-0.265\times\eta_1\times\eta_2}{2-0.364(\eta_1+\eta_2)-0.247\times\eta_1\times\eta_2} \Rightarrow \frac{l_f}{L} = 0,5$$

On a  $\frac{l_f}{L} = 0,5 \Rightarrow l_{fz} = 170,00 \text{ cm}$

Ou bien :

$$\frac{l_f}{L} = 0.5 + 0.14 (\eta_1 + \eta_2) + 0.055(\eta_1 + \eta_2)^2 \Rightarrow \frac{l_f}{L} = 0,5$$

$$\Rightarrow l_{fz} = 170,00 \text{ cm}$$

- Calcul élancement du poteau  $\lambda_z$  :

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_y} \Rightarrow \lambda_z = \frac{170,00}{12,7}$$

$$\Rightarrow \lambda_z = 13,400$$

- Calcul élancement critique  $\lambda_{lz}$  :

$$\lambda_{ly} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,00 \cdot \varepsilon \Rightarrow \lambda_{ly} = 93,00$$

- Calcul élancement critique  $\bar{\lambda}_z$  :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{lz}} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{13,400}{93,00} \times \sqrt{1} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,144$$

$\bar{\lambda}_y = 0,144 < 0,2$  : le poteau ne coure pas de risque de flambement dans cette direction

- Calcule coeff réducteur de flambement  $\chi$  :

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \leq 1 \quad \text{Avec :} \quad \phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

courbe de flambement suivant z-z (c)  $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \Rightarrow \phi = 0,5[1 + 0,49 (0,144 - 0,2) + 0,144^2]$$

$$\Rightarrow \phi = 0,500$$

$$\text{Donc } \chi_z = \frac{1}{0,500 + \sqrt{0,500^2 - 0,144^2}} \leq 1 \Rightarrow \chi_z = 1 \leq 1 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\chi = \min (\chi_y, \chi_z) \Rightarrow \chi = \min (0,889, 1,00)$$

$$\Rightarrow \chi = 0,889$$

- **Calcul de l'effort résistant réduit  $N_{b,Rd}$ :**

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \Rightarrow N_{b,Rd} = 0,889 \times 1 \times 112,5 \times \frac{23,5}{1,1}$$

$$\Rightarrow N_{b,Rd} = 2136,630 \text{ N}$$

**Ce poteau résiste au flambement sous un effort  $N_{sd} = 434,711 \text{ KN}$**

### *Conclusion générale*

Le but de ce travail de recherche était sur l'étude comparative entre les règles *C.M.66* et le règlement Algérien *C.C.M.97* pour le calcul des poteaux métalliques, et plus précisément sur la vérification de la stabilité au flambement des poteaux métalliques.

Le travail de recherche a été menu selon 4 chapitres comme suit:

**Le 1<sup>er</sup> chapitre** : a été consacré à une étude bibliographique, de conception des poteaux métalliques de différents types, pour mieux comprendre leurs comportements.

**-Le 2<sup>eme</sup> chapitre** : a été consacré à l'aspect réglementaire du flambement, étude d'instabilité par flambement selon le code de calcul *C.M.66*.

**Le 3<sup>eme</sup> chapitre** : est consacré à l'aspect réglementaire du flambement, étude d'instabilité par flambement selon le nouveau code Algérien *C.C.M 97*.

**-Le 4<sup>eme</sup> chapitre** : a été consacré aux exemples de vérification de la stabilité au flambement des poteaux métalliques, selon le code de calcul Algérien *CCM97*. Et **Le C.M.66**

A partir de cette étude, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- ❖ Le flambement est le mode de ruine le plus dangereux pour les éléments comprimés qui présentent un certain élancement. Il se traduit par une déformation de flexion brutale de l'élément à partir d'une certaine valeur donnée de l'effort de compression appliqué.
  - ❖ *Le CCM97* est très enrichi par les avancées réalisées expérimentalement et théoriquement sur les constructions métalliques, c'est un règlement très novateur, il a introduit des notions qui n'existaient pas auparavant , il fixe des règles très détaillées de calcul, et propose plusieurs alternatives de dimensionnement (calcul en plasticité, ). L'ensemble des calculs est pensé selon une approche très sécuritaire, basé sur une calibration de très nombreuses formules de calculs de résistance.
-

- ❖ Il faut attirer ici l'attention du lecteur sur le fait que les hypothèses adoptées dans l'annexe E de *le CCM 97* quant aux déformées de flambement à nœuds fixes ou à nœuds déplaçables sont différentes de celles adoptées dans les règles *C.M.66* notamment en ce qui concerne les conditions de rotation à l'extrémité des poutres adjacentes ;Ceci conduit à des expressions des longueurs de flambement différentes de celles des règles *C.M.66*.

### *Perspectives*

Comme perspective, nous proposons les thèmes suivants :

- Réalisation des essais expérimentaux sur les poteaux métalliques.
- Elaboration des programmes pour le calcul des poteaux métalliques selon *leCCM97* pour faciliter les calculs.

### *Références bibliographiques*

[1] **Mémoire Amroune Zakaria – TITOU MESSAOUD**-étude comparative entre les règles C.M66 et EUROCODE 3 pour le calcul des poteaux métallique. Promotion : 2012/2013

[2] **P.BOURRIER et J.BROZZETTI (1996)** : «construction métallique et mixte acier-béton» 1. Calcul et dimensionnement selon les Eurocodes3 et 4  
Edition : Eyrolles 1996.

[3] **BARAKA Abdelhak** : cours en charpente métallique I selon le règlement algérien C.C.M97 et l'Eurocode 3. Office des publications universitaires, 2013.  
acier-béton» 1. Calcul et dimensionnement selon les Eurocodes3 et 4  
Edition : Eyrolles 1996.

[4] Pierre Maitre : **Formulaire de la construction métallique**. Edition Le Moniteur France 2001.

[5] **JEAN-pierre MUSEAU ESDEP** (Européen Steele design éducation programme) classification des sections transversales groupe de leçon n°7.2.

[6] **Règles C.C.M.97-** règles de conception et de calcul de structures en acier

[7] **JEAN MOREL** – Structures métalliques, C.M.66 Additif 80- Eurocode 3. Edition Eyrolles 1995, ISBN 2-212-11830-9.

[8] **Règles C.M.66-DTU P 22-701** : Règles de calcul des constructions en acier. Editions EYROLLES. Règles CM décembre 1966.

[9] **P.BOURRIER et J.BROZZETTI (1996)** : «construction métallique et mixte acier-béton» 1. Calcul et dimensionnement selon les Eurocodes3 et 4  
Edition : Eyrolles 1996.

---